

КЫРГЫЗСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
СТРОИТЕЛЬСТВА, ТРАНСПОРТА И АРХИТЕКТУРЫ им. Н.ИСАНОВА

На правах рукописи

УДК 624.04: 624.21.074.04

АЙДАРАЛИЕВ АЛТЫНБЕК ЕВГЕНЬЕВИЧ

**РЕГУЛИРОВАНИЕ УСИЛИЙ В БАЛКАХ ПРИ
ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ С ИЗМЕНЕНИЕМ ГЕОМЕТРИЧЕСКОЙ СХЕМЫ
РАСЧЕТА СООРУЖЕНИЙ (НА ПРИМЕРЕ БАЛОЧНОГО МОСТА)**

05.23.11 – проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов,

мостов и транспортных тоннелей

05.23.17 – строительная механика

Диссертация на соискание ученой степени

кандидата технических наук

Научные руководители:

доктор технических наук, профессор, академик Инженерной академии КР М.Д. Кутуев

кандидат технических наук, доцент М.Ч. Апсеметов

Бишкек – 2011

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	4
Глава 1. Современное состояние вопросов регулирования усилий при динамике сооружений	11
1.1. Регулирование усилий в сооружениях при статических нагрузках	11
1.1.1. Роль предварительно напряженных конструкций в развитии регулирования напряжений	16
1.1.2. Регулирование усилий путем смещения опор	18
1.1.3. Способы предварительного напряжения и регулирования напряжений в балочных конструкциях	19
1.2. Регулирование усилий в балках при динамических воздействиях	24
1.2.1. Регулирование усилий в балках при подвижной нагрузке	26
1.2.2. Регулирование усилий зданий и сооружений при сейсмическом воздействии	26
Выводы по главе 1	29
Глава 2. Теоретическое исследование колебаний пролетного строения балочного моста при воздействии подвижных нагрузок	30
2.1. Обзор динамики подвижных нагрузок на пролетные строения мостов	30
2.2. Определение собственных частот и собственных форм колебаний однопролетных балок	34
2.3. Определение собственных частот и форм колебаний балки на регулирующих опорах	44
2.4. Расчет пролетного строения балочного моста с регулируемыми опорными частями на подвижную нагрузку	52
2.5. Расчет пролетного строения моста на реальные автомобильные нагрузки	55
2.6. Определение коэффициента затухания при регулировании усилий сооружения	58
Выводы по главе 2	70
Глава 3. Экспериментальное исследование работы модели пролетного строения балочного моста с регулируемыми опорными устройствами на подвижную нагрузку	71

3.1. Обзор экспериментальных исследований динамического воздействия подвижной нагрузки на пролетные строения балочного моста	71
3.2. Экспериментальное исследование работы модели пролетного строения моста с регулирующими опорными частями при воздействии подвижной нагрузки	74
3.3. Натурные экспериментальные исследования работы пролетного строения балочного моста через реку Нарын на подвижную нагрузку	85
3.4. Численный расчет модели пролетного строения моста	94
Выводы по главе 3	97
Глава 4. Конструкции регулирующих устройств и рекомендации по расчету мостов на динамические нагрузки	98
4.1. Регулирование реакций в конструкциях балочных мостов с изменяющимися параметрами при неполной сейсмологической информации	99
4.2. Регулирование усилий в середине пролета деревянного моста	105
4.3 Конструкция опорной части моста с регулирующими устройствами	108
4.4. Рекомендации по проектированию мостов с регулирующими опорными устройствами	112
4.5. Расчет годового экономического эффекта от применения регулирующих опорных устройств в мостах	114
4.6. Экономический эффект от перевозки сверхнормативного груза для ГЭС Камбар–Ата–2	120
Выводы по главе 4	121
Заключение	122
Список литературы	123
Приложение	139

ВВЕДЕНИЕ

В Кыргызской Республике в последние годы ведутся широкомасштабные работы по проектированию и строительству дорог, мостов. В связи с этим в Кыргызстане выполняются научно-технические работы в рамках «Государственной комплексной программы развития науки, техники и новых технологий КР» по проблеме: «Исследование и разработка конструкций сейсмостойких искусственных сооружений в условиях Кыргызской Республики» и «Разработка научных основ надежных строительных и иных конструкций».

В разрезе этой программы приобретает особое значение обеспечение надежности строительства и эксплуатации инженерных сооружений автомобильной дороги в сейсмических зонах, куда входит и Кыргызстан. Все эти сооружения при проектировании рассчитываются на прочность, жесткость и устойчивость с использованием многочисленных методов строительной механики. Для инженерного обеспечения этих сооружений используются современные достижения в области строительных материалов и конструкций. А именно большой приоритет отдается использованию изделий, выполненных из металлических и железобетонных конструкций.

Кыргызская Республика расположена в самом центре Центральной Азии и граничит с Казахстаном, Узбекистаном, Таджикистаном и Китаем.

Основным транспортом, связывающим эти государства, является автомобильный. Доля автомобильных перевозок в общем объеме межгосударственных перевозок составляет более 80 %. Основные трассы, связывающие Китай со странами Европы, проходят по территории Кыргызстана – по Великому Шелковому пути.

В настоящее время в республике проводится крупномасштабная реабилитация горных дорог Бишкек – Нарын – Торугарт, Ош – Иркештам, Сары-Таш – Карамык и Тюп – Кеген, являющихся основными артериями, связывающими не только южные и северные области Кыргызстана, но и Кыргызстан с Китаем, Таджикистаном и Казахстаном. Основная часть трассы этих автомобильных дорог проходит по горным склонам в сложных географических, геологических и климатических условиях на высотах от 1000 до 3000 и более метров над уровнем моря. Поэтому качественное проектирование и строительство автомобильных дорог играет важную роль для развития экономики и обороноспособности в условиях горного рельефа республики. Приходится проектировать и строить большое число искусственных сооружений на дорогах, преимущественно балочных мостов малых и средних пролетов. Мосты, путепроводы, эстакады, виадуки имеют исключительно важное народнохозяйственное значение. Недопустим даже временный выход из строя этих сооружений.

Вся территория Кыргызстана относится к сейсмически активным районам. Антисейсмическое усиление зданий и сооружений вызывает их удорожание: при сейсмичности 7 баллов – на 4...5 %; 8 баллов – на 8...10 %, 9 баллов – на 12...15 % /61/.

Для сейсмических районов при расчете на прочность пролетных строений длиной более 15 м следует учитывать сейсмические нагрузки, вызванные вертикальной и одной из горизонтальных составляющих колебаний грунта, причем сейсмическую нагрузку, вызванную вертикальной составляющей колебаний грунта, следует умножать на коэффициент 0,5 /98/.

В данной работе рассматривается регулирование напряжений при динамических воздействиях применительно к мостам в разрезе теории и практики расчетов конструкций строительной механики и автомобильных дорог.

Цель регулирования усилий в строительных конструкциях, как уже отмечалось, – обеспечить их нормальную эксплуатацию при изменившихся условиях работы. Идеально отрегулированных конструкций нет. Известны лишь чисто теоретические примеры, например, балки равного сопротивления, работающей на растяжение или на сжатие, и т.п.

Вместе с тем везде, где встречаются силовые воздействия, вольно или невольно возникает необходимость в их регулировании–перераспределении.

Задача регулирования заключается в том, чтобы заранее предусмотреть перспективное регулирование усилий, современно сделать профилактику, активнее вмешаться (воздействовать) в «игру сил» (усилий) и распределить их в сторону, выгодную для определенных условий работы /75, 76/.

Связь темы диссертации с крупными научными программами. Данная работа выполнена в рамках госбюджетных тем: «Исследование и разработка сейсмостойких конструкций мостов и искусственных сооружений в условиях Кыргызстана», «Оценка сейсмостойкости и диагностика мостов Кыргызской Республики с учетом роста подвижной нагрузки» (Гос. рег. № ФТГМ-08/10).

Уменьшение напряжений путем регулирования усилий в оптимальную сторону и разработка регулирующих опорных устройств при динамических воздействиях являются **актуальной проблемой**.

Целью диссертационной работы является регулирование усилий в балках при динамических воздействиях путем перераспределения усилий и изменения собственных частот и форм колебаний.

Для достижения поставленной цели решались следующие **задачи исследования**:

- провести ретроспективный анализ научно–технических отчетов и литературы;
- разработать конструкцию опорной части для снижения усилия в колебаниях балки;
- разработать метод расчета пролетного строения балочного моста с регулируемыми опорными устройствами при воздействии подвижных нагрузок;
- разработать модель пролетного строения балочного моста с регулируемыми опорными устройствами при воздействии подвижных нагрузок;
- оценить влияние подвижных нагрузок на колебания реального моста;
- оценить грузоподъемность реального моста для перевозки сверхнормативного груза.

Научная новизна полученных результатов:

по специальности *05.23.17 – строительная механика:*

- разработана методика расчета пролетного строения балочного моста с регулирующими опорными устройствами на воздействие динамических нагрузок;
- получены аналитические зависимости собственных форм колебаний балки от жесткостей регулирующих опорных частей;
- получены аналитические зависимости собственных частот колебаний балки от отношений жесткостей регулирующих опорных частей и балок;

по специальности *05.23.11 – проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей:*

- разработана новая конструкция опорной части балочных мостов, которая защищена патентом Кыргызской Республики (патент КР № 932);
- установлены номограммы для определения жесткости с регулирующими опорными частями в зависимости от снижения динамического момента.

Практическая значимость полученных результатов:

- разработана методика расчета балочных мостов с регулирующими опорными устройствами на подвижные нагрузки, которая использована при расчете балок на регулирующих опорах, методика расчета апробирована при расчете балок на регулирующих опорах в проектом институте ОАО «ПРОМПРОЕКТ». Результаты исследований внедрены в ГДАД Бишкек–Ош МТК Кыргызской Республики для перевозки сверхнормативного груза для ГЭС Камбар–Ата–2, при строительстве 3–х мостов в Иссык–Кульской области Кыргызской Республики и в учебном процессе для обучения студентов КГУСТА строительных специальностей;
- обосновано регулирование усилий в балках с изменением схемы загрузки при перевозке сверхнормативных грузов;
- достигнуто эффективное снижение динамического коэффициента до 30 % при регулировании опорной части для мостов малых пролетов;
- разработана конструкция опорной части балочных мостов, снижающая вертикальное динамическое воздействие подвижной нагрузки на пролетное строение в среднем до 15–24 %;
- экономический эффект составляет при уменьшении динамического коэффициента 15 %, а при перевозке сверхнормативного груза для ГЭС Камбар–Ата–2 – более 100 млн сомов.

Основные положения диссертации, выносимые на защиту:

по специальности *05.23.17 – строительная механика:*

- собственные формы и частоты колебаний для определения внутренних усилий в колеблющейся балке с регулирующими опорами

по специальности *05.23.11 – проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей:*

- конструкция опорной части моста с регулирующими опорами снижает вертикальное динамическое воздействие подвижной нагрузки на пролетное строение в среднем до 15–24 %;
- регулирующие опорные части эффективно снижает динамический коэффициент для мостов малых пролетов (до 30%);
- грузоподъемность моста через реку Нарын на 318 км автомобильной дороги Бишкек–Ош для перевозки сверхнормативного груза весом 129 т в ГЭС Камбар–Ата–2.

Личный вклад соискателя:

- теоретические исследования работы пролетного строения моста при динамических нагрузках выполнены автором;
- экспериментальные исследования работы модели пролетного строения моста выполнены автором;
- конструкция опорной части, балочных мостов разработана с соавторами;
- натурные экспериментальные исследования моста через реку Нарын для перевозки сверхнормативного груза на ГЭС Камбар–Ата–2 выполнены с соавторами.

Результаты диссертации доложены на:

- ежегодных научно–технических конференциях профессорско–преподавательского состава и студентов КГУСТА, 2002–2010 гг.;
- международной конференции «Повышение эффективности транспортных, строительных машин в горных условиях». Бишкек, 2004 г.;
- ежегодных научно–технических конференциях профессорско–преподавательского состава и студентов КРСУ, 2006–2010 гг.;
- научно–практической конференции «Сейсмостойкость зданий и сооружений», Алматы, КазНИИССА, 2007 г.;
- международной конференции по проблеме «Экспертиза и управление недвижимостью», КРСУ, 2009 г.;
- 7–м казахстанско–китайском международном симпозиуме «Прогноз землетрясений, оценка сейсмической опасности и сейсмического риска в Центральной Азии», Алматы, 2010 г.;
- на семинарах кафедр «Строительная механика», «Механика», «Автомобильные дороги, мосты и тоннели» КГУСТА.

Опубликованные результаты. Материалы диссертации опубликованы в 15 научно–технических работах, получен 1 патент на изобретение, и 12 статей опубликовано в изданиях, рекомендованных НАК КР.

Структура и объем диссертации. Диссертационная работа состоит из введения, 4 глав, основных выводов и приложения. Текстовая часть изложена на 160 страницах машинописного текста, содержит 36 рисунков, 11 таблицы и включает список литературы из 141 наименования.

Работа выполнена в Кыргызском государственном университете строительства, транспорта и архитектуры им. Н. Исанова.

Автор выражает благодарность д.т.н., профессору М.Д. Кутуеву, к.т.н., доценту М.Ч. Апсеметову, коллективу кафедр «Автомобильные дороги, мосты и тоннели», «Железные дороги» за оказание помощи при выполнении настоящей работы.

ГЛАВА 1.

СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ВОПРОСОВ РЕГУЛИРОВАНИЯ УСИЛИЙ ПРИ ДИНАМИКЕ СООРУЖЕНИЙ

Динамика сооружений – это специальный раздел строительной механики, посвященный методам расчета сооружений на динамические нагрузки. Динамическими нагрузками называются те нагрузки, которые во время действия сообщают массам сооружения ускорения, вызывают появление инерционных сил.

Динамические нагрузки вызывают в сооружениях напряжения, деформации и перемещения, переменные во времени.

1.1. Регулирование усилий в сооружениях при статических нагрузках

Искусственным регулированием напряжений достигаются:

- экономия металла и средств во вновь возводимых конструкциях благодаря более выгодному распределению усилий, увеличению области упругой работы конструкций и использованию гибких элементов из высокопрочных металлов, работающих только на растяжение;
- повышение несущей способности или области упругой работы конструкций, находящихся в эксплуатации, также в результате изменения напряженного состояния в связи с намеченным ростом нагрузок.

Наибольший практический интерес представляет классификация регулирования напряжений по следующим признакам:

- 1) по цели, которая достигается применением искусственного регулирования напряжений;
- 2) в какой период существования конструкций (изготовление, монтаж, эксплуатация, реконструкция, усиление, восстановление) может быть применен тот или иной способ регулирования; с этой точки зрения добавляется еще один вид – так называемое перспективное регулирование, т.е. проектирование конструкций с учетом возможности регулирования в них напряжений в процессе эксплуатации;
- 3) по видам конструкций; ввиду того, что способы регулирования многообразны и появляются все новые приемы регулирования, классификация по этому признаку никоим образом на исчерпывающую полноту не претендует.

В разработанной классификации (рис.1.1) центральному пункту, непосредственно регулированию, предпослана графа «Специальные мероприятия», которые имеют такое же большое значение, как и приемы непосредственного регулирования.

Шесть способов достижения определенного эффекта от непосредственного регулирования с двумя способами, отнесенными к разряду специальных мероприятий, решают

задачи регулирования напряжений в конструкциях, находящихся под нагрузкой, предварительно нагруженных и демонтированных /75, 76/.

Решению вопроса о необходимости регулирования напряжений в конструкциях с целью создания более выгодного напряженного состояния должен предшествовать ряд мероприятий, которые играют весьма существенную роль при выборе того или иного приема регулирования. К таким мероприятиям относятся:

- 1) выявление неучтенных запасов прочности;
- 2) перерасчет существующих конструкций более совершенными методами расчета, учитывающими действительную работу конструкций;
- 3) обследование конструкций (сооружений) и их испытание.

Выявление неучтенных запасов прочности относится, главным образом, к конструкциям старой проектировки, выполненным с заниженными нормами допускаемых напряжений и с повышенным коэффициентом запаса прочности. Совершенно очевидно, что перерасчет можно производить только после отнесения материала конструкций к определенной марке на основании данных лабораторных испытаний.

При перерасчете в некоторых случаях удается учесть пространственную работу конструкций, ранее рассчитанных как плоские, учесть жесткость узлов в фермах, принимавшихся ранее шарнирными, учесть неразрезность элементов и другие допущения, идущие в запас прочности. Перерасчету должны подлежать не только те конструкции, в которых возникла необходимость перегруппировать усилия, но и те, на работе которых может отразиться регулирование напряжений в первых.

Натурное обследование и испытание конструкций также имеют большое значение при решении вопроса регулирования напряжений, так как это позволяет сэкономить значительные средства и сократить сроки реконструкции сооружений. Непосредственное регулирование напряжений, которое осуществляется на той или иной стадии существования конструкций (эксплуатация, усиление, реконструкция и т.п.), имеет своей конечной целью добиться следующих результатов (эффекта), которые могут быть объединены в шесть групп:

- 1) разгрузка;
- 2) видоизменение эпюры изгибающих моментов (в отдельных случаях не видоизменение, а только изменение значений элементов в определенных сечениях);
- 3) изменение эпюры продольных усилий (реже поперечных – перерезывающих сил);
- 4) увеличение жесткости всего сооружения или отдельных конструкций, а иногда и отдельных элементов;
- 5) видоизменение эпюры по сечению (внутренних усилий);
- 6) особые конструктивные требования.

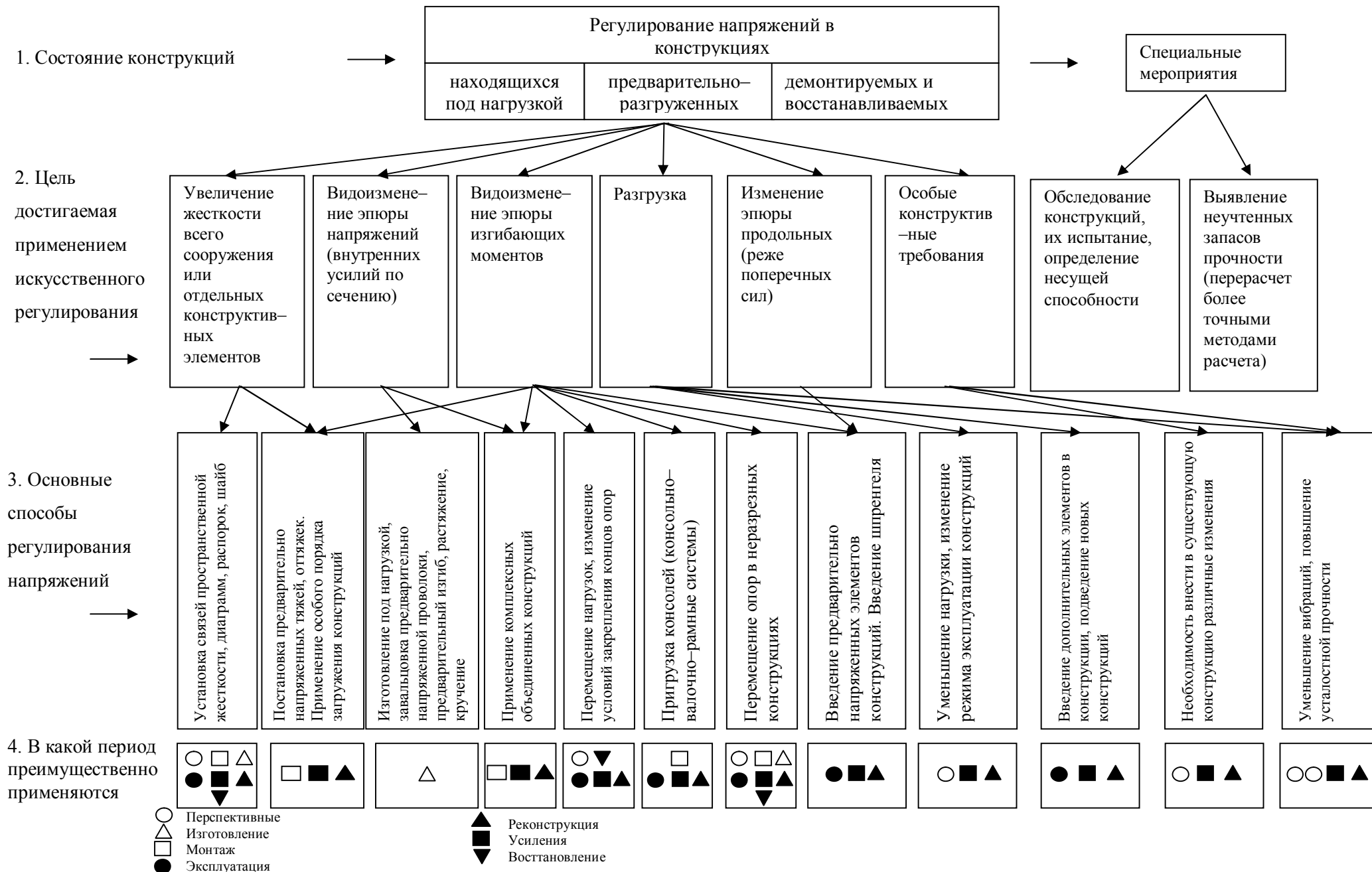


Рис.1.1. Классификация регулирования напряжений

Разгрузка конструкций во многих случаях дает возможность решить задачу регулирования как самостоятельно, так и в сочетании с другими приемами, позволяющими улучшить их работу.

Все вышеуказанные результаты регулирования напряжений могут быть достигнуты применением целого ряда приемов регулирования, основные из них указаны в классификации «Основные способы регулирования». Наиболее распространены приемы регулирования напряжений, имеющие своей целью видоизменить эпюру изгибающих моментов в конструкциях или уменьшить значения моментов в сечениях последних. Изменение эпюры продольных усилий относится, главным образом, к регулированию усилий в стержневых системах /9, 11, 25/.

Увеличение жесткости всего сооружения является одним из самых эффективных приемов, улучшающих работу, главным образом, цеховых сооружений с крановой нагрузкой и достигается, как правило, установкой дополнительных связей жесткости.

Видоизменение эпюры напряжения по сечению (внутренних усилий) как средство регулирования напряжений достигается изготовлением конструкций под нагрузкой, предварительным выгибом в сторону действия эксплуатационной нагрузки и другими приемами, может быть осуществлено при изготовлении и монтаже конструкций и может иметь ограниченное применение при регулировании напряжений в период эксплуатации конструкций.

К особым конструктивным требованиям относятся такие, как необходимость уменьшить вибрации конструкций и др. /18, 19, 30, 31, 71/.

При рассмотрении наиболее употребительных способов регулирования напряжений в классификации условными обозначениями указано, в какой период существования конструкций данный способ регулирования имеет преимущественное применение.

Из классификации видно, что предварительное напряжение является одним из наиболее распространенных приемов, при помощи которых достигается регулирование напряжений.

1.1.1. Роль предварительно напряженных конструкций в развитии регулирования напряжений

Современное состояние регулирования напряжений в металлических конструкциях характеризуется применением регулирования главным образом вновь возводимых конструкций. В существующих конструкциях регулирование напряжений применяется в отдельных случаях при их усилении. Большим толчком к развитию приемов регулирования в металлических конструкциях явилось применение предварительно напряженных железобетонных конструкций.

Параллельно с развитием предварительно–напряженных конструкций происходило развитие преднапряженных металлических конструкций и искусственное регулирование в них напряжений. Идея предварительно напряженных металлических конструкций хотя и заимствована у железобетона, но имеет несколько иное направление.

В металлических конструкциях она выражается в искусственной нагрузке конструкций, тогда как в железобетоне в основном – в использовании бетона при наличии не только сжимающих, но и растягивающих усилий.

Идея предварительного напряжения в металлических конструкциях весьма прогрессивна с точки зрения не только экономии стали в новых конструкциях и сооружениях, но и с точки зрения изыскания приемов регулирования напряжений в существующих конструкциях.

В использовании предварительно напряженных конструкций в настоящее время наметились два направления. За рубежом применяются обычные конструкции из обычной стали, предварительно обжатые кабелями из высокопрочного материала, которые закрепляются в натянутом состоянии. В нашей стране регулирование напряжений осуществляется в основном также при усилении эксплуатируемых конструкций. Применение предварительного напряжения достигается как бы «перекачиванием» усилий из жесткой части в напрягающую арматуру. Применение высокопрочной стали напрягаемых элементах более выгодно, чем обычной, так как прочностные показатели в первом случае возрастают быстрее, чем отпускная цена во втором /75, 12,14/.

Предварительное напряжение применимо при регулировании напряжений почти во всех видах конструкций и на любой стадии существования, начиная от изготовления, монтажа, при эксплуатации, усилении и т.д. Оно позволяет регулировать не только напряжение, но и деформации, дает возможность в ряде случаев повышать жесткость и устойчивость конструкций и сооружений.

По сравнению с железобетонными конструкциями регулирование напряжений в металлических конструкциях имеет то преимущество, что в металлических отсутствуют потери предварительных напряжений, которые имеют место в железобетоне, где они возникают в силу ползучести железобетона.

Конструкции с искусственным регулированием напряжений обычно называют предварительно напряженными, поскольку в большинстве случаев регулирование осуществляется предварительным воздействием на конструкцию, благодаря чему изменяется ее напряженное состояние в желаемом направлении (предварительное натяжение вант или затяжек, принудительное смещение уровней опор, предварительный изгиб элементов балки и т.д.).

Предварительно напряженными конструкциями называются, как известно, такие конструкции, в которых в процессе их изготовления или монтажа в наиболее напряженных сечениях или стержнях искусственно создаются собственные напряжения, соответствующие по знаку напряжениям от расчетной нагрузки.

Предварительное напряжение и сопутствующие ему регулирования напряжений, как правило, осуществляются при изготовлении или монтаже металлических конструкций, причем предварительно натянуты, могут быть как отдельные элементы, так и вся конструкция. Может быть осуществлено предварительное напряжение всего сооружения или отдельных конструкций как вновь проектируемых, так и эксплуатируемых /75/.

1.1.2. Регулирование усилий путем смещения опор

Этот прием регулирования напряжений широко применяется в практике возведения мостов. Смещение опор в общем случае может выполняться как по вертикали (подъем–

опускание), так и по горизонтали (смещение). В результате смещения опор по вертикали искусственно создаются дополнительные изгибающие моменты. Они алгебраически складываются с моментами, возникающими в расчетных сечениях, и изменяют (регулируют) их в нужном направлении.

Регулировать напряжение подъемом или опусканием опор можно только в статически неопределимых конструкциях (неразрезные балки, фермы, рамные конструкции). За счет смещения опор по горизонтали достигается изменение величины пролета или консолей, а, следовательно, и значение изгибающих моментов. Этот прием возможен как в статически неопределимых, так и в статически определимых конструкциях.

В неразрезных балках (фермах) подъем опор осуществляется поддомкрачиванием, подклинкой или устройством опор на различных уровнях, что автоматически приводит к получению нужного вида эпюр моментов /14, 76, 77/.

1.1.3. Способы предварительного напряжения и регулирования напряжений в балочных конструкциях

В неразрезных конструкциях регулировать напряжение можно многочисленными приемами. Остановимся на способах регулирования напряжений в новых конструкциях. Предполагаемая классификация таких приемов представлена на рис.1.2. Все способы регулирования напряжений делятся на две группы: те, которые могут выполняться только в неразрезных балках и фермах, и те, которые осуществляются как в неразрезных, так и в разрезных конструкциях.

Все способы регулирования в неразрезных конструкциях сводятся к изменению в желаемом направлении эпюры изгибающих моментов и поперечных сил (рис. 1.3). Регулированием эпюры изгибающих моментов можно либо уменьшить изгиб момента в пролетах в результате резкого увеличения моментов над опорами, либо выравнять изгибающие моменты. В первом случае эффективнее используются конструкции с переменным сечением, усиленным над опорами и облегченным в пролетах; во втором случае появляется возможность иметь постоянное сечение поясов.

Все эти способы могут осуществляться либо в виде предварительного напряжения, т.е. с приложением внешних сил воздействий, либо в виде регулирования напряжений без применения внешних воздействий (введение шарниров, использование действия собственного веса и др.).

Наиболее просты и дешевы способы регулирования, не требующие специального оборудования, дополнительного расхода металла и значительных затрат труда на их выполнение.

К способам первой группы относятся изменение уровня опор, особенно когда можно использовать собственный вес конструкций при удалении временных прокладок или при навесном методе монтажа; изменение статической схемы при монтаже, введение временных шарниров (введение временных опор весьма сложно, так как необходим дополнительный материал на опоры и на временные фундаменты, а также на соответствующие трудозатраты) /19, 75/

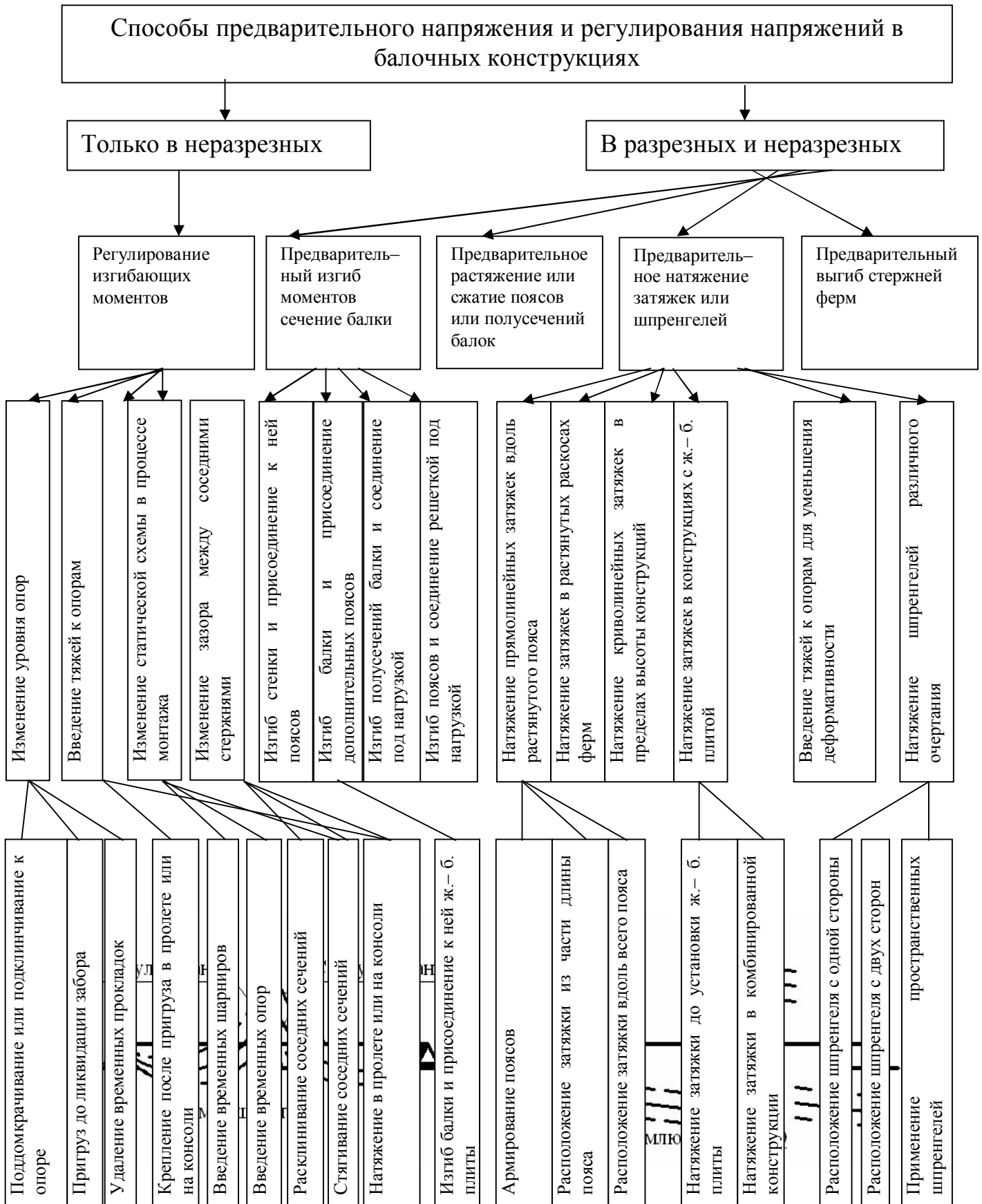


Рис.1.2. Классификация способов предварительного напряжения и регулирования напряжений в балочных конструкциях

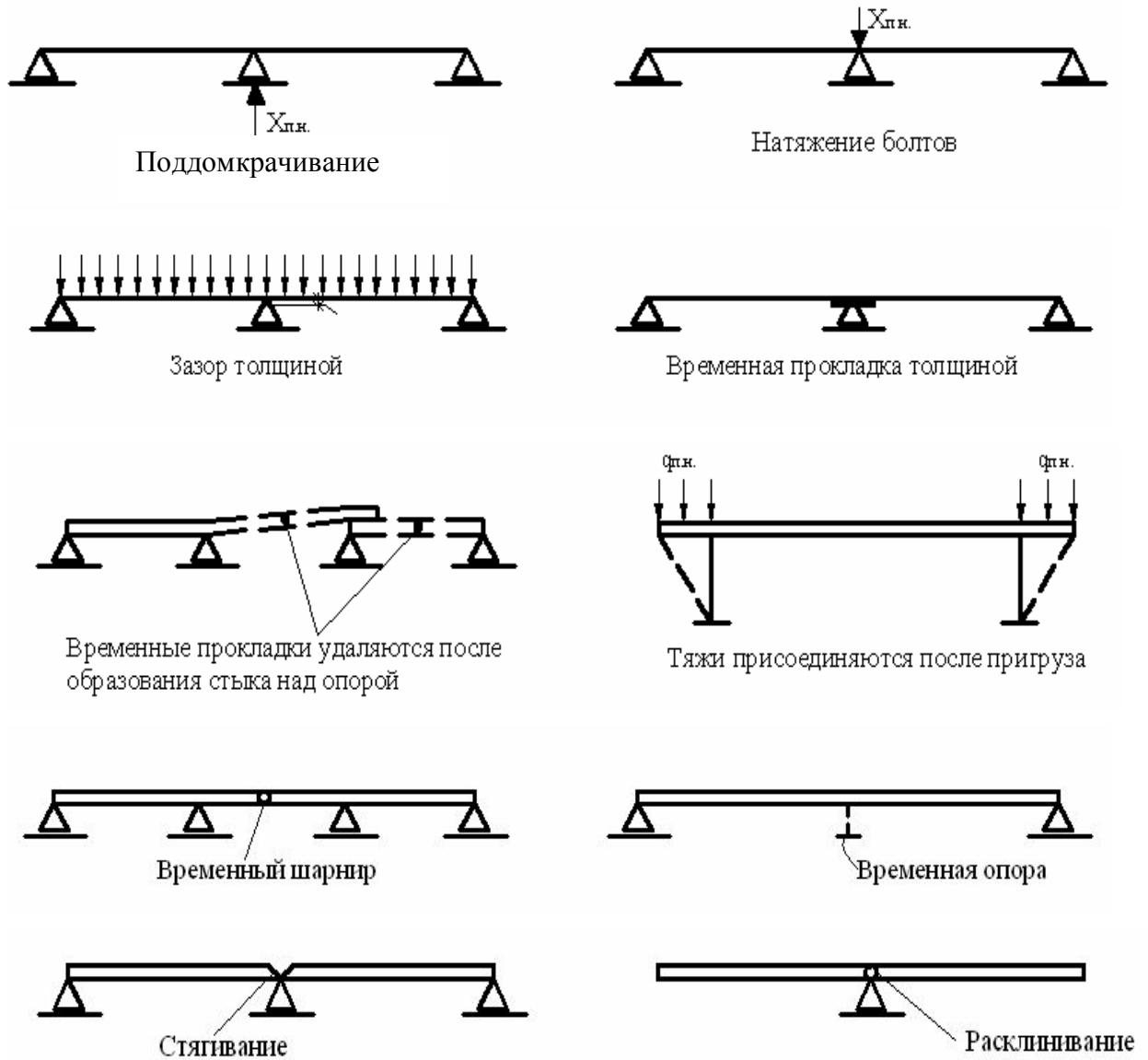


Рис. 1.3. Основные способы регулирования напряжений, применяемых для неразрезных конструкций

Анализируя в целом первую группу способов, нужно подчеркнуть главное их достоинство – простоту осуществления регулирования напряжений. В большинстве случаев не требуется силовозбудительного оборудования (гидродомкратов и т.п.), практически не усложняются конструкции.

В способах регулирования напряжений второй группы отмечаются два принципиально различных направления: первое – это предварительный изгиб, растяжение, сжатие элементов или выгиб стержней ферм без применения высокопрочных тросов; второе – предварительное натяжение высокопрочных затяжек или шпренгелей (иногда шпренгели можно применять и из обычной стали).

Все эти приемы характерны и для разрезных балок. Однако представляется, что они могут быть использованы и в неразрезных балках. При этом нужно иметь в виду, что в неразрезных балках в пролете и над опорами возникают напряжения противоположных знаков. Поэтому балку следует собирать из нескольких отправочных элементов так, чтобы над опорами не было стыков. В отправочных элементах, расположенных в пролете, должна быть создана одна система предварительных напряжений, в надпорных отправочных элементах – противоположная.

Для полного использования несущей способности балок регулировать напряжение можно комбинированно. На первой стадии оно выполняется на заводе в отдельных отправочных марках одним из вышеописанных способов, на второй стадии оно осуществляется на монтажной площадке регулированием изгибающих моментов. Таким образом, можно выровнять напряжение в пролетах и над опорами неразрезных балок постоянного сечения, добившись этого еще в упругой стадии работы металла.

Характеризуя в целом это направление, следует отметить, что относящиеся к нему приемы осуществимы в сплошностенчатых балках и составных балках с упругими связями сдвига со сравнительно небольшими пролетами. Такое регулирование напряжений требует специального оборудования, трудоемко и практически выполнимо только в заводских условиях.

Второе направление более универсально и получило значительно большее развитие. Главный источник экономии металла в шпренгельных конструкциях – это достижение благодаря регулированию напряжений оптимального распределения усилий (изгибающих моментов, продольных сил) и замена в растянутом шпренгеле (затяжки) обычной стали – высокопрочной.

Без предварительного напряжения шпренгель нагружен слабо, сечение его незначительно, и поэтому мала эффективность всей шпренгельной системы. Именно предварительное напряжение значительно повышает эффективность шпренгельных конструкций. Шпренгели (затяжки) применяются с одинаковым успехом как в разрезных, так и в неразрезных конструкциях.

Различные модификации связаны с местом размещения затяжек или шпренгелей, их конфигурацией, количеством, включением в работу железобетонной плиты и т.д. Важно отметить еще одну положительную роль затяжки в балках или растянутых поясах фермы – роль элемента, обеспечивающего устойчивость сжимающих поясов.

Тяжи могут применяться и для снижения деформативности конструкций. Эти тяжи включаются в работу либо после загрузки балки (фермы) и присоединения к ним, либо после их натяжения. В любом случае, будучи растянутыми, тяжи в состоянии воспринимать сжимающие усилия и представляют собой упругие опоры. Абсолютная деформация всей конструкции в этом случае значительно уменьшается.

Можно создавать конструкции с комбинацией способов регулирования напряжений, натяжение затяжек и шпренгелей и затем производить регулирование изгибающих моментов. Можно производить регулирование в другой последовательности: вначале искусственно изменить эпюру изгибающих моментов, затем произвести натяжение затяжек или шпренгелей.

Говоря в целом о втором направлении (предварительное натяжение затяжек и шпренгелей), нужно признать, что оно не получило должного развития. Мировая строительная практика насчитывает немало объектов, в которых применены неразъемные конструкции с предварительным напряжением затяжки. Но в массовом строительстве такие конструкции почти не применяются. При применении затяжек и шпренгелей требуется устройство узлов в местах креплений, кроме того, натяжение затяжек с помощью домкрата или других методов требует увеличения трудоемкости монтажа, причем в неразрезных балках или фермах натяжение затяжек может осуществляться только при монтаже. Это и является главной причиной, тормозящей массовое применение конструкций с высокопрочными предварительно-напряженными затяжками /7, 11, 25, 43/.

1.2. Регулирование усилий в балках при динамических воздействиях

Динамические нагрузки по своей природе в основном могут быть сведены к таким видам.

1. Неподвижная периодическая нагрузка (расположенная на сооружении в определенном месте) характерна тем, что диаграмма зависимости ее от времени многократно повторяется через определенные промежутки времени (периоды). Периодическая нагрузка может быть как непрерывной, так и прерывной.

Если периодическая нагрузка непрерывно изменяется по закону синуса или косинуса, то такая нагрузка называется вибрационной, или гармонической.

Периодическая нагрузка создается различными механизмами, в частности вибрационная нагрузка – механизмами, имеющими неуравновешенные массы вращающихся частей.

2. Кратковременная нагрузка (импульсы) характерна быстрым развитием и быстрым исчезновением, т.е. почти мгновенным действием. Такие нагрузки создаются, например, различными взрывами.

3. Ударная нагрузка в виде ударов в определенном месте сооружения характерна резким изменением скорости ударяемого тела в короткий промежуток времени. Такая нагрузка может быть и периодической. Ударную нагрузку создают падающие тела, всевозможные копры, молоты и ударные механизмы других видов.

4. Подвижная нагрузка постоянного или переменного значения, меняющая на сооружении свое положение, как, например, электровозы, автомобили, троллейбусы и т.д.

5. Сейсмическая нагрузка – это беспорядочные движения почвы, толчки, удары и колебания при землетрясении /71/.

В работе рассматривается регулирование усилий в балках при воздействиях подвижной и сейсмической нагрузок.

1.2.1. Регулирование усилий в балках при подвижной нагрузке

Регулирования усилий в балке при подвижной нагрузке автомобиля можно добиться следующими путями:

- 1) регулированием скорости движения автомобиля;
- 2) улучшением ровности покрытия моста;
- 3) ограничением массы подвижной нагрузки;
- 4) применением специальных регулирующих устройств, которые гасят и изолируют колебания балки при подвижной нагрузке.

Первые три пути на практике выполнить почти невозможно и не рационально. Автор работы выбрал четвертый путь регулирования усилий, который является актуальным в настоящее время.

Он достигается использованием специальных регулирующих устройств в конструкциях балки.

Регулирующие опорные устройства изменяют динамическую расчетную схему и динамические характеристики балки (периоды собственных колебаний, коэффициент затухания, формы колебания) при ее колебании /12, 13, 16, 59, 70/.

1.2.2. Регулирование усилий зданий и сооружений при сейсмическом воздействии

При проектировании зданий и сооружений, предназначенных для строительства в сейсмических районах, их сейсмостойкость традиционно обеспечивается путем повышения несущей способности конструкций. В течение последних 40 лет в СНГ и во многих зарубежных странах сформировалось направление по обеспечению сейсмостойкости зданий и сооружений. Оно характеризуется разработкой специальных конструктивных систем, получивших название «системы активной сейсмозащиты», применение которых позволяет снизить величины сейсмических нагрузок на сооружения и в определенных пределах управлять регулированием усилий сооружений при землетрясениях /2, 3, 9, 34, 45, 62, 63, 66, 69, 101, 117, 127/.

Вопросами динамики сооружений занимались ученые СНГ Д.Д. Баркан, Н.И. Безухов, А.А. Белоус, Н.М. Беляев, С.А. Берштейн, В.В. Болотин, Г.Г. Бондарь, В.З. Власов, А.С. Вольмир, Б.Г. Галеркин, И.И. Гольденблат, А.Н. Динник, К.К. Керопян, В.А. Киселев, Б.Г. Коренев, Н.В. Корноухов, А.П. Коробов, А.Н. Крылов, И.Л. Корчинский, С.Д. Лейтес, А.Г. Назаров, Я.Л. Нудельман, Н.П. Павлюк, Я.Г. Пановко, П.Ф. Папкович, И.М. Рабинович, Ю.Н. Работнов, А.Р. Ржаницын, А.П. Синицын, А.Ф. Смирнов, Н.К. Снитко, Н.С. Стрелецкий, В.И. Феодосьев, А.П. Филипов и др. За рубежом эти вопросы рассмотрены в работах М.Био, Н.Ньюмарка, Ж.Окомото, Э.Розенблюта, Дж.Хаузнера и др.

Вопросам сейсмостойкости мостов посвящены работы М.Ч.Апсеметова, А.Б.Гроссмана, Г.Н.Карцивадзе, Ю.Г.Козьмина, А.Д.Коновалова, А.А.Никитина, Ю.М.Сильниченко, А.В.Словинского, А.М.Уздина, З.Г.Хучбарова, В.П.Чуднецова, А.М.Шварца, Г.С.Шестоперова, С.А.Шульмана и др.

Результаты изучения взаимодействия основания сооружения с его подземной частью при различных землетрясениях показывают, что при высокочастотных сейсмических волнах хорошо переносят землетрясения гибкие системы, т.е. каркасные или высокие здания, и наоборот, при длиннопериодных низкочастотных сейсмических волнах – здания с жесткой конструктивной схемой или низкие, малоэтажные. Однако предполагать, что в конкретном регионе преобладают землетрясения с определенными доминантными частотами, не приходится, хотя сейсмологами и проводится целенаправленная работа.

Поэтому в большинстве случаев инженеру приходится принимать решение в условиях неопределенности информации о существенных параметрах прогнозируемых сейсмических воздействий /1, 7–10/. Более благоприятное поведение в условиях неопределенности об изменениях внешнего воздействия обнаруживается у систем сейсмозащиты, динамические параметры которых могут изменяться в регулируемых пределах в процессе землетрясения /10, 19, 55, 108–111/.

Идея сейсмоизоляции зданий от их оснований зародилась еще в древности. Первые **сейсмоизолирующие устройства**, обнаруженные при археологических раскопках в Средней Азии, относятся к X веку. В основание стен монументальных сооружений укладывались камышитовые подушки, которые, очевидно, предназначались для выполнения роли амортизаторов во время землетрясения. Аналогичные устройства из мягких прокладок, относящиеся к более позднему периоду, найдены и в других местах /40/. Сейсмоизолирующие устройства в определенных пределах регулируют усилия сооружений при землетрясениях.

Первый патент по устройству сейсмоизоляции относится еще к 1909 г. После землетрясений в Сан-Франциско и Токио вновь появился интерес к специальным конструкциям подземной части зданий, способным уменьшить инерционные силы в их подземных частях. Так, в 1925 г. были опубликованы предложения М.Вискордини по устройству в подземной части зданий катковых опор или колонн со сферическими верхними и нижними опорами. В 30–е годы возникла идея сейсмоизоляции зданий путем выполнения их на гибких колоннах, устраиваемых в первом или подвальном этажах. В 1957 г. корпорацией «Oil States Industries» в США проводились работы по конструированию систем сейсмоизоляции для опор мостов /112/. Однако в 1970 г. число таких разработок было минимальным. С начала 70–х гг. прошлого века, особенно в связи с созданием в Новой Зеландии поглотителей энергии, этот принцип сейсмозащиты получил новый толчок к развитию. Наибольшее практическое развитие за рубежом системы сейсмоизоляции получили во Франции, Новой Зеландии, Германии и Японии, наибольшее число исследований проведено в США, России, Казахстане и Кыргызстане /92, 132, 140, 141/

Методам активной сейсмозащиты зданий и сооружений были посвящены Международная конференция, состоявшаяся в 1982 г. в Малайзии, ряд докладов на седьмой и восьмой Международных конференциях по сейсмостойкому строительству (состоявшихся в 1980 г. в Турции и в 1984 г. в США соответственно), а также на национальных конференциях разных стран. К настоящему времени в ряде стран мира, например, в Новой Зеландии, Франции, Японии, США,

России, Казахстане, Кыргызстане и др. построены здания и сооружения с активной сейсмозащитой. В нашей республике мост с **сейсмоизолирующими опорными устройствами** был спроектирован в 1975 году проектным институтом «Кыргыздортранспроект» и построен по предложению В.П.Чуднецова. Сейсмоизолирующими опорными устройствами могут быть скользящий пояс, упругие опорные части. Например, два моста в Италии со скользящими поясами без ущерба перенесли сильные землетрясения в 1976 и 1980 годах /112, 119, 120, 123-125, 130, 131/.

Положительный опыт применения скользящих поясов накоплен и в гражданском строительстве. В г.Бишкек построен целый микрорайон 9–этажных крупнопанельных зданий со скользящими поясами по предложению Л.Л.Солдатовой и В.П.Чуднецова.

Выводы по главе 1.

1. Все вышеперечисленные конструкции снижают динамические нагрузки на сооружения.
2. До настоящего времени недостаточно исследовано влияние регулирующих опорных устройств на работу пролетного строения при воздействии подвижных нагрузок.
3. Не в полном объеме исследовано регулирование усилий в пролетном строении балочного моста специальными регулируемыми опорными частями.
4. Можно создавать конструкции сооружений с комбинацией способов регулирования напряжений, вначале изменив конструкцию, а затем производя регулирование изгибающих моментов. Можно производить регулирование в другой последовательности: вначале искусственно изменить эпюру изгибающих моментов, затем произвести изменения в конструкциях.
5. Не разработаны конструкции моста с регулируемыми опорными частями, которые снижают динамические нагрузки на мост.

ГЛАВА 2.

ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ КОЛЕБАНИЙ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ БАЛОЧНОГО МОСТА ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ПОДВИЖНЫХ НАГРУЗОК.

2.1. Обзор динамики подвижных нагрузок на пролетные строения мостов

Теория динамического действия подвижной нагрузки возникла задолго до завершения теории статического расчета стержневых систем и имеет более чем полуторавековую историю. Непосредственным поводом для постановки первых теоретических и экспериментальных исследований динамического действия подвижных нагрузок послужило обрушение Честерского моста (Англия) в 1847 г. Эта катастрофа сопровождалась человеческими жертвами и вызвала серьезную тревогу в среде английских инженеров–строителей. Перед исследователями возник вопрос о том, в какой мере эффекты, вызываемые в упругой конструкции подвижной нагрузкой (прогибы и внутренние усилия), отличаются от соответствующих эффектов, которые возникают в условиях статического нагружения /83, 84/.

Первыми исследователями в этой области были английские ученые Х.Кокс, Р.Г.Стокс. В 1868 г. независимо друг от друга Э.Винклер и О.Мор предложили при решении таких задач строить специальные графики, называемые ныне линиями влияния – графики изменения внутренних усилий или перемещений в зависимости от координаты груза /84/.

Наиболее полное решение этой задачи о движущейся силе было дано А.Н.Крыловым в 1905 г. А.Н.Крылову принадлежит также решение задачи о действии на балку движущейся пульсирующей силы /74/. Рассматриваемая постановка задачи имеет большое практическое значение, а ее решение допускает много полезных обобщений вследствие линейности задачи.

Динамика сооружений, один из важных разделов строительной механики, давно привлекает внимание многих отечественных и зарубежных исследователей.

По нормативному документу /98/ нормированные значения динамических коэффициентов, применяемых при расчете балочных автодорожных мостов, определяются по простейшей эмпирической формуле в виде убывающей линейной функции от величины пролета.

Накопленные материалы по натурным динамическим испытаниям автодорожных мостов показывают, что, как правило, фактические значения динамических коэффициентов балочных разрезных железобетонных автодорожных мостов значительно превосходят их нормированные значения. Например, для предварительно напряженных железобетонных пролетных строений длиной 20 метров превышение фактических динамических коэффициентов над нормированными в среднем составляет 4 %, для пролетов длиной 30 и 40 метров – соответственно 22 % и 38 % /36/.

Отдельные значения фактических динамических коэффициентов значительно превосходят и указанные средние превышения. Это обстоятельство широко освещено в технической литературе /36, 37, 43, 72, 73/.

Исследование воздействия подвижной нагрузки на пролетные строения моста в настоящее время развивается по двум направлениям. Первое направление – теоретическое. Сторонники этого направления стремились к созданию теорий динамического расчета, позволяющих независимо от статического расчета определить динамические усилия в мостах от подвижной нагрузки. Сторонники второго направления, широко используя лабораторный и натурный эксперимент, преследовали цель уточнения нормированных динамических коэффициентов для мостов из различных строительных материалов и их динамических характеристик.

Задачей расчета мостов на подвижную нагрузку занимались И.И.Безухов, В.В.Болотин, Н.Г.Бондарь, Е.Е.Гибшман, И.И.Гольденблат, К.С.Завриев, С.А.Ильясевич, В.А.Киселев, А.Н.Крылов, И.М.Рабинович, Н.К.Снитко, Е.С.Сорокин, С.П.Тимошенко, А.П.Филиппов и др.

В работах А.Н.Крылова /74/ и С.П.Тимошенко /107/, в которых получено решение задачи о колебаниях балки с постоянной погонной массой при движении по ней силы с постоянной скоростью, была установлена аналогия с решением задачи о продольно–поперечном изгибе стержней, которую развил В.А.Киселев /71/ для построения динамических линий влияний.

Более сложный вариант этой задачи, предлагающий одновременный учет массы подвижной нагрузки и балки, исследовался В.В.Болотиным /43/. В ней рассматривается ряд конкретных, важных в практическом отношении случаев с целью выявления скоростей движения нагрузки и частот возмущающих сил, при которых имеет место наибольший динамический эффект.

Конечные результаты исследования даны в виде формул для критических скоростей и критических частот в функции частоты собственных колебаний, массы и величины пролета балки, а также массы и конфигурации подвижной нагрузки. Исследуя их, В.В.Болотин пришел к выводу, что наибольшие динамические прогибы имеют место при скорости движения, для которой время прохождения груза по балке совпадает с полупериодом ее собственных колебаний.

Рассматривая группу воздействующих сил, В.В.Болотин пришел к заключению, что конфигурация нагрузки не имеет значения, а критическую скорость можно вычислять из предположения, что вся масса воздействующих сил сосредоточена в одной точке.

Формула динамического коэффициента, по А.Г.Барченкову, имеет вид /36/:

$$1 + \mu = 1 + \frac{1}{q_{\text{экв}}} \left[\frac{D_{\hat{\epsilon}}}{\sqrt{\left(1 - \frac{\dot{O}_0^2}{\dot{O}_{\hat{\epsilon}}^2}\right)^2 + \frac{\dot{O}_0^2 \cdot \delta^2}{\dot{O}_{\hat{\epsilon}}^2 \cdot \pi^2}}} + \frac{D_{\text{нн}}}{\sqrt{\left(1 - \frac{\dot{O}_0^2}{\dot{O}_{\text{нн}}^2}\right)^2 + \frac{\dot{O}_0^2 \cdot \delta^2}{\dot{O}_{\text{нн}}^2 \cdot \pi^2}}} \right]. \quad (2.1)$$

Здесь $q_{\text{экв}}$ – эквивалентная нагрузка, заменяющая воздействие колонны автомашин; T_0 и δ – период и декремент затухания собственных колебаний пролетного строения, T_k и P_k – период и амплитуда пульсирующей силы от колебаний наддресорной части автомобиля; $T_{\text{нн}}$ и $P_{\text{нн}}$ – период и амплитуда пульсирующей силы от колебания поддресорной части. Исследование показало, что

наибольшие значения динамического коэффициента получаются при совпадении частоты собственных колебаний пролетного строения с частотой пульсирующей силы от колебания наддресорной части автомобиля. Вместе с тем выяснилось, что численные значения динамических коэффициентов, определенных по формуле (2.1), существенно выше фактических значений, получаемых при натурных испытаниях мостов.

Отмеченное явление может быть объяснено рядом причин. С одной стороны, может иметь место преувеличение амплитуды вынуждающей силы P_k (по данным А.Г.Барченкова, для нагрузки Н13 $P_k=1,04$ г, $P_{nn}=0,13$ т, $T_k=0,35$ с, $T_{nn}=0,10$ с).

Знание динамического коэффициента позволяет решать задачу динамического расчета сооружений односторонне – быть уверенным в обеспечении несущей способности (прочности) его элементов. С другой стороны, для обеспечения величины амплитуд колебаний в допустимых пределах важно определять движение сооружения в целом или его элементов под действием динамической нагрузки.

Для определения движения колеблющейся системы под действием произвольной динамической нагрузки необходимо, как известно, решать поэтапно следующие задачи: **определить частоты** (периоды) свободных (собственных) колебаний; **определить формы** (фундаментальные функции) свободных колебаний; разложить заданную внешнюю нагрузку по формам свободных колебаний, т.е. определить нормальные составляющие внешних сил; решить соответствующие неоднородные дифференциальные уравнения; и, наконец, получить движение системы как сумму нормальных ее составляющих.

После решения перечисленных задач легко определить внутренние усилия и напряжение в элементах колеблющейся системы. Из перечисленных задач особую важность имеют **первые две**, без решения которых невозможны дальнейшие действия по определению движения системы. Именно решение первых двух задач представляет наибольшую сложность. И.М.Рабинович /93/ подчеркивает, что «Определение частот собственных колебаний является основным вопросом динамики сооружений, важное значение имеет также вопрос о форме этих колебаний».

2.2. Определение собственных частот и собственных форм колебаний однопролетных балок

Свободные колебания балки с равномерно распределенной массой описываются дифференциальным уравнением четвертого порядка в частных производных /43, 74, 106/

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \frac{\bar{m} \partial^2 y}{\partial t^2} = 0, \quad (2.2)$$

где EI – жесткость балки, \bar{m} – масса единицы длины балки.

Решение (2.2) можно представить в форме Фурье $y(x, t) = y(x) \cdot \Phi(t)$, что приводит к двум обыкновенным дифференциальным уравнениям

$$\frac{d^4 y}{dx^4} - \frac{\bar{m}\omega_i^2}{EI} \cdot y = 0; \quad \frac{d^2 \Phi}{dt^2} + \omega^2 \Phi = 0. \quad (2.3)$$

Решение первого уравнения (2.3) будет

$$y_i(x) = A \operatorname{sh} \lambda_i x + B \operatorname{ch} \lambda_i x + C \cos \lambda_i x + D \sin \lambda_i x, \quad (2.4)$$

где A, B, C, D – произвольные постоянные, определяемые условиями на опорах балки,

граничными условиями; $\lambda_i = \sqrt[4]{\frac{\bar{m}\omega_i^2}{EI}}$ – характеристическое число, ω_i – круговая частота

колебаний балки для i -й формы колебания.

Найдем A, B, C, D через начальные граничные условия y_0, φ_0, M_0, Q_0 .

Для этого продифференцируем выражение (2.4) до третьего порядка и получим /74, 106/

$$\left. \begin{aligned} y_x &= y_0 S_x + \frac{y'_0}{\lambda} T_x + \frac{y''_0}{\lambda^2} U_x + \frac{y'''_0}{\lambda^3} V_x, \\ y'_x &= y_0 \lambda V_x + y'_0 S_x + \frac{y''_0}{\lambda} T_x + \frac{y'''_0}{\lambda^2} U_x, \\ y''_x &= y_0 \lambda^2 U_x + y'_0 \lambda V_x + y''_0 S_x + \frac{y'''_0}{\lambda} T_x, \\ y'''_x &= y_0 \lambda^3 T_x + y'_0 \lambda^2 U_x + y''_0 \lambda V_x + y'''_0 S_x. \end{aligned} \right\} \quad (2.5)$$

В выражениях (2.5) S_x, T_x, U_x, V_x представляют собой функции Крылова /71, 107/:

$$S_x = \frac{\operatorname{ch} \lambda x + \cos \lambda x}{2}, \quad T_x = \frac{\operatorname{sh} \lambda x + \sin \lambda x}{2},$$

$$U_x = \frac{\operatorname{ch} \lambda x - \cos \lambda x}{2}, \quad V_x = \frac{\operatorname{sh} \lambda x - \sin \lambda x}{2}.$$

Известно, что $y''_x = -\frac{M_x}{EI}$; $y'''_x = -\frac{Q_x}{EI}$. Подставляя эти зависимости в выражение

(2.5), имеем

$$\left. \begin{aligned} y_x &= y_0 S_x + \frac{\varphi_0}{\lambda} T_x - \frac{M_0}{\lambda^2 EI} U_x - \frac{Q_0}{\lambda^3 EI} V_x, \\ \varphi_x &= y_0 \lambda V_x + \varphi_0 S_x - \frac{M_0}{\lambda EI} - \frac{Q_0}{\lambda^2 EI} U_x, \\ M_x &= -y_0 \lambda^2 EI U_x - \varphi_0 \lambda EI V_x + M_0 S_x + \frac{Q_0}{\lambda} T_x, \\ Q_x &= -y_0 \lambda^3 EI T_x - \varphi_0 \lambda^2 EI U_x + M_0 \lambda V_x + Q_0 S_x. \end{aligned} \right\} \quad (2.6)$$

Выражение (2.6) определяет прогиб, угол поворота, момент и поперечную силу, соответственно, при свободном колебании балки.

Рассмотрим определение частот и соответствующих им главных форм колебаний некоторых однопролетных балок. Данные приняты из работ /71/.

1. Балка на двух опорах (рис.2.1). Начальные параметры:

$$y_i(0) = 0; \quad y_i'(0) = ?; \quad M_i(0) = 0; \quad Q_i(0) = ?;$$

По выражениям:

$$y_i(x) = y_i(0)S_x + \frac{y_i'(0)}{\lambda_i} T_x - \frac{M_i(0)}{\lambda_i^2 EJ} U_x - \frac{Q_i(0)}{\lambda_i^3 EJ} V_x; \quad (2.7)$$

$$M_i(x) = -y_i''(x)EJ = -\lambda_i^2 y_i(0)EJU_x - \\ - \lambda_i y_i'(0)EJV_x + M_k(0)S_x + \frac{Q_i(0)}{\lambda_i} T_x; \quad (2.8)$$

$$y_i(x) = \frac{y_i'(0)}{\lambda_i} T_x - \frac{Q_i(0)}{\lambda_i^3 EJ} V_x; \\ M_i(x) = -EJ\lambda_i y_i'(0)V_x + \frac{Q_i(0)}{\lambda_i} T_x. \quad (2.9)$$

Граничные условия на правом конце балки при $x=l$

$$\frac{y_i'(0)}{\lambda_i} T_x - \frac{Q_i(0)}{\lambda_i^3 EJ} V_x = 0; \\ -EJ\lambda_i y_i'(0)V_x + \frac{Q_i(0)}{\lambda_i} T_x = 0. \quad (2.10)$$

Определитель этих уравнений приравняем к нулю:

$$D = \begin{vmatrix} T_x & -V_x \\ \lambda_i & s^3_r EJ \\ -\lambda_i EJ V_x & \frac{T_x}{\lambda_i} \end{vmatrix} = \frac{1}{\lambda_i^2} (T_x^2 - V_x^2) = 0$$

Или, учитывая

$$S_x = \frac{\text{ch}\lambda x + \cos \lambda x}{2}, \quad T_x = \frac{\text{sh}\lambda x + \sin \lambda x}{2}, \\ U_x = \frac{\text{ch}\lambda x - \cos \lambda x}{2}, \quad V_x = \frac{\text{sh}\lambda x - \sin \lambda x}{2}. \\ \left(\frac{\text{sh}\alpha_i + \sin \alpha_i}{2} \right)^2 - \left(\frac{\text{sh}\alpha_i - \sin \alpha_i}{2} \right)^2 = 0$$

Отсюда имеем $\text{sh } \alpha_i \sin \alpha_i = 0$. Так как $\text{sh } \alpha_i \neq 0$, то

$$\sin \alpha_i = \sin \lambda_i l = 0 \quad \text{и} \quad \lambda_i l = i\pi. \quad (2.11)$$

Уравнение частот (2.11), как и всякое другое, получаемое от раскрытия аналогичного определения, также называется *характеристическим*. Из него находят собственные значения $\alpha_i = \lambda_i l$, через которые по

$$\omega_i = \lambda_i^2 \sqrt{\frac{EJ}{m}} = \frac{\alpha_i^2}{l^2} \sqrt{\frac{EJ}{m}} \quad (2.12)$$

вычисляются частоты свободных колебаний:

$$\omega_i = \frac{i^2 \pi^2}{l^2} \sqrt{\frac{EJ}{m}}. \quad (2.13)$$

Для определения главной формы сначала первое уравнение (2.9) представим в таком виде:

$$y_i(x) = \frac{Q_i(0)}{\lambda_i^3 EJ} \left(\frac{y_i'(0) \lambda_i^2 EJ}{Q_i(0)} T_x - V_x \right).$$

Из любого уравнения (2.10) с учетом того, что $\sin \lambda_i l = 0$, получим

$$y_i'(0) \lambda_i^2 EJ : Q_i(0) = D_i : B_i = 1. \quad (2.14)$$

Теперь

$$y_k(x) = A_i (B_i - D_i) = A_i \sin \lambda_i x,$$

где $A_i = Q_i(0) : \lambda_i^3 EJ$ – постоянная величина.

Окончательно

$$y_i(x) = A_i \sin \frac{i\pi x}{l}. \quad (2.15)$$

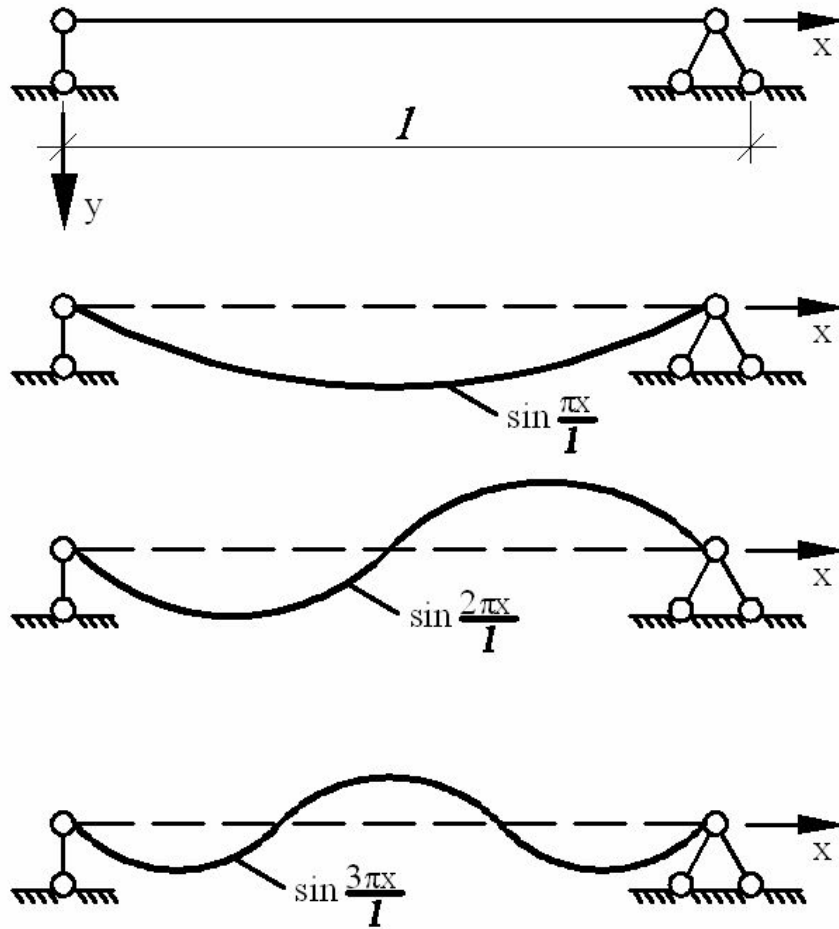


Рис.2.1. Собственные формы колебания балки на двух опорах.

2. Балка с защемлениями на двух концах (рис.2.2). Начальные параметры при $x = 0$:

$$y_i(0) = 0; \quad y_i'(0) = 0; \quad M_i(0) = ?; \quad Q_i(0) = ?$$

По выражениям (2.7) и (2.8):

$$\left. \begin{aligned} y_i(x) &= -\frac{M_i(0)}{\lambda_i^2 EJ} U_x - \frac{Q_i(0)}{\lambda_i^3 EJ} V_x; \\ y_i'(x) &= -\frac{M_i(0)}{\lambda_i EJ} T_x - \frac{Q_i(0)}{\lambda_i^2 EJ} U_x. \end{aligned} \right\} \quad (2.16)$$

Граничные условия на правом конце:

$$\left. \begin{aligned} y_i(l) &= -\frac{M_i(0)}{\lambda_i^2 EJ} U_x - \frac{Q_i(0)}{\lambda_i^3 EJ} V_x = 0; \\ y_i'(l) &= -\frac{M_i(0)}{\lambda_i EJ} T_x - \frac{Q_i(0)}{\lambda_i^2 EJ} U_x = 0. \end{aligned} \right\} \quad (2.17)$$

Определитель этих уравнений приравниваем к нулю:

$$\mathbf{D} = \begin{vmatrix} \mathbf{U}_x & \mathbf{V}_x \\ \lambda_i & \\ \mathbf{T}_x & \mathbf{U}_x \\ \lambda_i & \end{vmatrix} = \frac{1}{\lambda_i} (\mathbf{U}_x^2 - \mathbf{T}_x \mathbf{V}_x) = 0.$$

После подстановки значений \mathbf{T}_x , \mathbf{U}_x и \mathbf{V}_x и простых преобразований получим характеристическое уравнение

$$\operatorname{ch} \alpha_i \cos \alpha_i = 1 \text{ или } \operatorname{th} \frac{\alpha_i}{2} = \operatorname{tg} \frac{\alpha_i}{2}. \quad (2.18)$$

Корни этого уравнения:

$$\begin{aligned} \alpha_1 = \lambda_1 l = 4,7300; \quad \alpha_2 = \lambda_2 l = 7,8532; \\ \alpha_3 = \lambda_3 l = 10,996; \quad \alpha_4 = \lambda_4 l = 14,137, \text{ а при } i > 4 \\ \alpha_i = \lambda_i l = \left(i + \frac{1}{2}\right)\pi. \end{aligned}$$

Частоты колебаний по (2.12):

$$\omega_1 = \frac{4,7300^2}{l^2} \sqrt{\frac{\mathbf{EJ}}{\mathbf{m}}}; \quad \omega_2 = \frac{7,8532^2}{l^2} \sqrt{\frac{\mathbf{EJ}}{\mathbf{m}}}. \quad (2.19)$$

Сопоставляя (2.19) с (2.13), при $i = 1, 2$ можем установить, что частоты балки, защемленной двумя концами, выше частот простой балки. Дополнительные связи увеличили жесткость балки, а следовательно, и значения частот свободных колебаний.

Главную форму (2.16) представим так:

$$y_i(x) = -\frac{\mathbf{Q}_i(0)}{\lambda_i^3 \mathbf{EJ}} \left[\frac{\mathbf{M}_i(0) \lambda_i}{\mathbf{Q}_i(0)} \mathbf{U}_x + \mathbf{V}_x \right].$$

Из первого уравнения (2.17) имеем:

$$\mathbf{M}_i(0) \lambda_i : \mathbf{Q}_i(0) = -\mathbf{V}_x : \mathbf{U}_x.$$

Теперь

$$y_i(x) = \frac{\mathbf{Q}_i(0)}{\lambda_i^3 \mathbf{EJ}} \left[\frac{\mathbf{V}_x}{\mathbf{U}_x} \mathbf{U}_x - \mathbf{V}_x \right].$$

Подставляя значения функций С и D из функции Крылова /71/ получим

$$y_i(x) = \mathbf{T}_x \left[(\operatorname{sh} \alpha_i - \sin \alpha_i) (\operatorname{ch} \lambda_i x - \cos \lambda_i x) - (\operatorname{ch} \alpha_i - \cos \alpha_i) (\operatorname{sh} \lambda_i x) \right], \quad (2.20)$$

где $\mathbf{T}_x = \mathbf{Q}_i(0) : 2\lambda_i^3 \mathbf{EJ} (\operatorname{ch} \alpha_i - \cos \alpha_i)$ – постоянное число.

Если применить из второго уравнения (2.17)

$$\mathbf{M}_x(0) \lambda_i : \mathbf{Q}_i(0) = -\mathbf{U}_x : \mathbf{T}_x,$$

то получим уравнение главной формы в ином виде:

$$y_i(x) = \frac{Q_i(0)}{T_x \lambda_i^3 EJ} ((\operatorname{ch} \alpha_i - \cos \alpha_i)(\operatorname{ch} \lambda_i x - \cos \lambda_i x) - (\operatorname{sh} \alpha_i + \sin \alpha_i)(\operatorname{sh} \lambda_i x - \sin \lambda_i x)) \quad (2.21)$$

Однако, если учесть (2.18), то уравнение (2.21) легко преобразуется в уравнение (2.20), только с другой постоянной T_i .

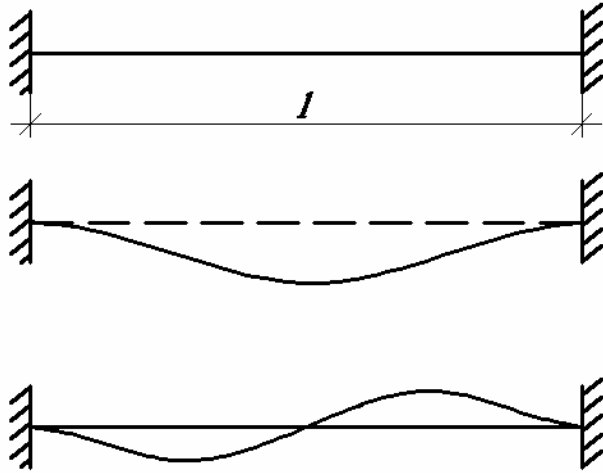


Рис.2.2. Собственные формы колебания балки с защемлениями на двух концах

3. Балка защемлена правым концом (рис.2.3). Начальные параметры при $x = 0$; $y_i(0) = ?$; $y_i'(0) = ?$; $M_i(0) = 0$; $Q_i(0) = 0$. По выражению (2.7)

$$y_i(x) = y_i(0)S_x + \frac{y_i'(0)}{\lambda_i} T_x. \quad (2.22)$$

Граничные условия на правом конце балки:

$$y_i(l) = y_i(0)S_x + \frac{y_i'(0)}{s_i} T_x = 0; \quad (a)$$

$$y_i'(l) = \lambda_i y_i(0)V_x + y_i'(0)S_x = 0. \quad (б)$$

Приравнявая к нулю определитель этих уравнений и раскрывая его, получим уравнение частот

$$\operatorname{ch} \alpha_i \cos \alpha_i = -1. \quad (2.23)$$

Его корни: $\alpha_1 = 1,8751$; $\alpha_2 = 4,6941$; $\alpha_3 = 7,855$; $\alpha_4 = 10,996$. Частоты по (2.12)

$$\omega_1 = \frac{1,8751^2}{l^2} \sqrt{\frac{EJ}{m}}; \quad \omega_2 = \frac{4,6941^2}{l^2} \sqrt{\frac{EJ}{m}}. \quad (2.24)$$

Обратим внимание на то, что α_i и ω_i балки с двумя защемлениями примерно равны α_{i+1} и ω_{i+1} балки с одним защемлением, а потому

$$\alpha_{k+1} \approx \left(i + \frac{1}{2} \right) \pi \quad \text{при } i > 4.$$

Главную форму (2.22) представим так:

$$y_i(x) = y_i(0) \left[S_x + \frac{y_i'(0)}{y_i(0)\lambda_i} T_x \right].$$

$$\text{Из (а) имеем } y_i'(0) : y_i(0)\lambda_i = -S_x : T_x.$$

Теперь уравнение главной формы при учете функции Крылова /71/ будет

$$y_i(x) = U_x \left((\text{sh}\alpha_i + \sin\alpha_i)(\text{ch}\lambda_i x + \cos\lambda_i x) - (\text{ch}\alpha_i + \cos\alpha_i)(\text{sh}\lambda_i x + \sin\lambda_i x) \right), \quad (2.25)$$

где $U_x = y_i(0) : 4T_x$ – постоянная величина.

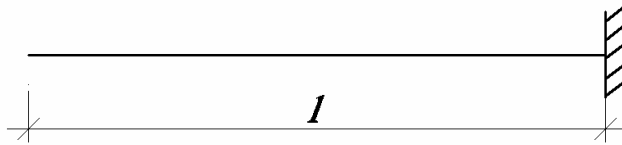


Рис.2.3. Балка защемлена правым концом

4. Балка, защемленная правым концом, с шарнирно-подвижной опорой на левом конце (рис.2.4). Начальные параметры при $x = 0$; $y_i(0) = 0$; $y_i'(0) = 0$?; $M_i(0) = 0$; $Q_i(0) = ?$ По выражению (2.7)

$$y_i(x) = \frac{y_i'(0)}{\alpha_i} T_x - \frac{Q_i(0)}{\lambda_i^3 EJ} V_x. \quad (2.26)$$

Граничные условия на правом конце балки:

$$y_i(l) = \frac{y_i'(0)}{\lambda_i} T_x - \frac{Q_i(0)}{\lambda_i^3 EJ} V_x = 0; \quad (a)$$

$$y_i'(l) = y_i'(0) S_x - \frac{Q_i(0)}{\lambda_i^2 EJ} U_x = 0. \quad (б)$$

Составив определитель этих уравнений, раскрыв его и приравняв к нулю, получим уравнение частот

$$\text{th}\alpha_i = \text{tg}\alpha_i. \quad (2.27)$$

Первый отличный от нуля корень этого уравнения $\alpha_1=3,9266$, затем $\alpha_2=7,0685$. Первая частота по (2.12)

$$\omega_1 = \frac{3,9266^2}{l^2} \sqrt{\frac{EJ}{m}}. \quad (2.28)$$

Главную форму (2.26) запишем в таком виде:

$$y_i(x) = \frac{y_i'(0)}{\lambda_i} \left[T_x - \frac{Q_i(0)}{y_i'(0) s_i^2 EJ} V_x \right].$$

Учитывая (а) и функции Крылова /71/,

$$y_i(x) = V_x \left((\operatorname{sh} \alpha_i - \sin \alpha_i) (\operatorname{sh} \lambda_i x + \sin \lambda_i x) - (\operatorname{sh} \alpha_i + \sin \alpha_i) (\operatorname{sh} \lambda_i x - \sin \lambda_i x) \right), \quad (2.29)$$

где V_x – постоянное число.

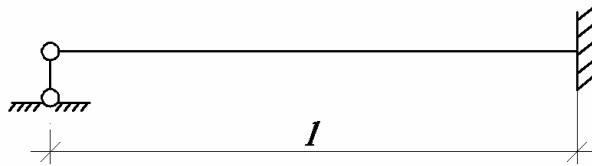


Рис.2.4. Балка, защемленная правым концом, с шарнирно–подвижной опорой на левом конце

5. Балка без закреплений (рис. 2.5). Начальные параметры:

$$y_i(0) = ?; \quad y_i'(0) = ?; \quad M_i(0) = 0; \quad Q_i(0) = 0.$$

Граничные условия на правом конце: $M(l) = 0; \quad Q(l) = 0$. По выражениям (2.7) и (2.8):

$$M_i(l) = -\lambda_i^2 EJ y_i(0) U_x - \lambda_i EJ y_i'(0) V_x = 0; \quad (a)$$

$$Q_i(l) = -\lambda_i^3 EJ y_i(0) T_x - \lambda_i^2 EJ y_i'(0) U_x = 0. \quad (б)$$

Определитель уравнений приравняем к нулю:

$$D = \lambda_i^4 EJ (U_x^2 - T_x V_x) = 0.$$

После замены функций по функциям Крылова /71/

$$\operatorname{ch} \alpha_i \cos \alpha_i = 1. \quad (2.30)$$

Уравнение частот (2.30) совпадает с уравнением (2.18). Это значит, что частоты колебаний балки без закреплений и балки с двумя защемлениями одинаковы.

Главные формы по уравнению (2.7)

$$y_i(x) = y_i(0) \left[S_x + \frac{y_i'(0)}{\lambda_i y_i(0)} T_x \right].$$

Из (а) имеем $y_i'(0) : \lambda_i y_i(0) = -U_x : V_x$.

Следовательно,

$$y_i(x) = \frac{y_i(0)}{V_x} (V_x S_x - U_x T_x).$$

Заменяя функции по функциям Крылова /71/, окончательно получаем

$$y_i(x) = E_i \left((\operatorname{sh} \alpha_i - \sin \alpha_i) (\operatorname{ch} \lambda_i x + \cos \lambda_i x) - (\operatorname{ch} \alpha_i - \cos \alpha_i) (\operatorname{sh} \lambda_i x - \sin \lambda_i x) \right). \quad (2.31)$$

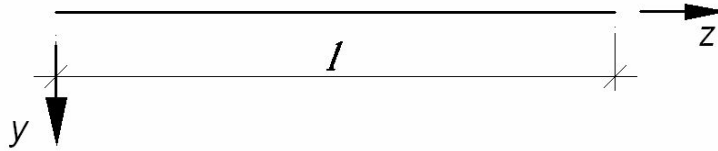


Рис.2.5. Балка без закреплений

6. Сводка результатов. Результаты проведенных исследований приведены в табл.2.1 и 2.2, взятых из /71/.

Таблица 2.1. Характеристические уравнения и их корни

№ п.п	Род закрепления		Характеристическое уравнение	Корни характеристических уравнений		
	конца $x = 0$	конца $x = l$		α_1	α_2	$\alpha_k (i > 2)$
1	Свободен	Свободен	$\operatorname{ch} \alpha \cos \alpha = 1$	4,7300	7,8532	$(2i+1)\pi:2$
2	Подперт	Подперт	$\sin \alpha = 0$	π	2π	$i\pi$
3	Заделан	Заделан	$\operatorname{ch} \alpha \cos \alpha = 1$	4,7300	7,8532	$(2i+1)\pi:2$
4	»	Подперт	$\operatorname{th} \alpha = \operatorname{tg} \alpha$	3,9266	7,0685	$(4i+1)\pi:4$
5	»	Свободен	$\operatorname{ch} \alpha \cos \alpha = -1$	1,8751	4,6941	$(2i-1)\pi:2$
6	Свободен	Подперт	$\operatorname{th} \alpha = \operatorname{tg} \alpha$	3,9266	7,0685	$(4i+1)\pi:4$

Таблица 2.2. Фундаментальные функции

№ п.п	$y_i(x)$
1	$(\operatorname{ch} \alpha_i - \cos \alpha_i) \left(\operatorname{sh} \alpha_i \frac{x}{l} + \sin \alpha_i \frac{x}{l} \right) - (\operatorname{sh} \alpha_i - \sin \alpha_i) \left(\operatorname{ch} \alpha_i \frac{x}{l} + \cos \alpha_i \frac{x}{l} \right)$
2	$\sin \alpha_i \frac{x}{l}$
3	$(\operatorname{sh} \alpha_i - \sin \alpha_i) \left(\operatorname{ch} \alpha_i \frac{x}{l} + \cos \alpha_i \frac{x}{l} \right) - (\operatorname{ch} \alpha_i - \cos \alpha_i) \left(\operatorname{sh} \alpha_i \frac{x}{l} + \sin \alpha_i \frac{x}{l} \right)$

4	$(\operatorname{sh}\alpha_i + \sin\alpha_i)\left(\operatorname{ch}\alpha_i \frac{x}{l} - \cos\alpha_i \frac{x}{l}\right) - (\operatorname{ch}\alpha_i + \cos\alpha_i)\left(\operatorname{sh}\alpha_i \frac{x}{l} - \sin\alpha_i \frac{x}{l}\right)$
5	$(\operatorname{sh}\alpha_i + \sin\alpha_i)\left(\operatorname{ch}\alpha_i \frac{x}{l} - \cos\alpha_i \frac{x}{l}\right) - (\operatorname{ch}\alpha_i + \cos\alpha_i)\left(\operatorname{sh}\alpha_i \frac{x}{l} - \sin\alpha_i \frac{x}{l}\right)$
6	$(\operatorname{sh}\alpha_i + \sin\alpha_i)\left(\operatorname{ch}\alpha_i \frac{x}{l} + \cos\alpha_i \frac{x}{l}\right) - (\operatorname{ch}\alpha_i + \cos\alpha_i)\left(\operatorname{sh}\alpha_i \frac{x}{l} + \sin\alpha_i \frac{x}{l}\right)$

2.3. Определение собственных частот и форм колебаний балки на регулирующих опорах

Пролетное строение рассматривается как балка на двух опорах. Предполагается, что каждый пролет разрезного моста работает независимо друг от друга. Рассмотрим балку на регулирующих опорах (рис.2.6).

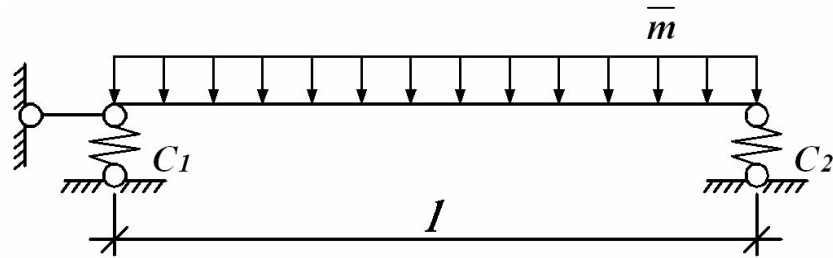


Рис 2.6. Расчетная схема балки на регулирующих опорах

Для рис. 2.6 граничные условия будут при

$$\begin{aligned} x=0, & \quad M_0=0, \quad Q_0=y_0 \cdot C_1, \\ x=l, & \quad M_l=0, \quad Q_l=-y_l \cdot C_2, \end{aligned} \quad (2.32)$$

где y_0 – перемещение в начале координат, y_l – перемещение балки при $x=l$, M_0 и M_l – момент при $x=0$ и $x=l$ соответственно, Q_0 и Q_l – поперечные силы при $x=0$ и $x=l$ соответственно.

Используя это выражение (2.6) определяем частоты собственного колебания балки на регулирующих опорах.

Рассмотрим балку на регулирующих опорах с граничными условиями (2.32). Подставляя их в выражение (2.6), при $\alpha = \lambda \cdot l$ будем иметь

$$\begin{aligned} -y_0 \lambda^2 E I U_\alpha - \Phi_0 \lambda E I V_\alpha + \frac{y_0 \cdot C_1}{\lambda} T_\alpha &= 0, \\ -y_0 \lambda^3 E I T_\alpha - \Phi_0 \lambda^2 E I U_\alpha + y_0 C_1 S_\alpha &= -y_l \cdot C_2. \end{aligned}$$

Отсюда из первого уравнения

$$\varphi_0 = \frac{y_0 C T_\alpha}{\lambda^2 E I V_\alpha} - \frac{y_0 \lambda U_\alpha}{V_\alpha};$$

а из второго уравнения

$$\varphi_0 = \frac{y_0 C_1 S_\alpha}{E I \lambda^2 U_\alpha} - \frac{y_0 \lambda T_\alpha}{U_\alpha} + \frac{y_1 C_2}{E I \lambda^2 U_\alpha}.$$

Приравнявая два последних выражения, подставляя значения y_1 из первого уравнения (2.7) и значения функции Крылова S_α , T_α , U_α , V_α при $\alpha = \lambda \cdot l$, получим частотное уравнение балки на регулирующих опорах

$$\frac{2 \operatorname{Sin} \alpha \cdot \operatorname{Sh} \alpha}{\alpha^6} \cdot \frac{C_1 \cdot C_2 \cdot l^6}{(E I)^2} + \left(\frac{C_1 l^3}{E I \alpha^3} + \frac{C_2 l^3}{E I \alpha^3} \right) x$$

$$x (\operatorname{Sin} \alpha \cdot \operatorname{Ch} \alpha - \operatorname{Cos} \alpha \cdot \operatorname{Sh} \alpha) + (1 - \operatorname{Cos} \alpha \cdot \operatorname{Ch} \alpha) = 0. \quad (2.34)$$

Уравнение (2.34) определяет частоты собственных колебаний балки на регулирующих опорах с жесткостями C_1 и C_2 .

Если примем $C_1 = C_0$, $C_2 = C_0 \cdot n$, то частотное уравнение будет

$$\frac{2n \operatorname{Sin} \alpha \cdot \operatorname{Sh} \alpha}{\alpha^6} \left(\frac{C_0 l^3}{E I} \right)^2 + \frac{(n+1) (\operatorname{Sin} \alpha \cdot \operatorname{ch} \alpha - \operatorname{Sh} \alpha \cdot \operatorname{cos} \alpha)}{\alpha^3} \frac{C_0 l^3}{E I} +$$

$$+ (1 - \operatorname{ch} \alpha \cdot \operatorname{cos} \alpha) = 0. \quad (2.35)$$

Обозначим $\frac{C_0 l^3}{E I} = K$, $A(\alpha) = \frac{2n \cdot \operatorname{Sin} \alpha \cdot \operatorname{Sh} \alpha}{\alpha^6}$,

$$B(\alpha) = \frac{(n+1) (\operatorname{Sin} \alpha \cdot \operatorname{ch} \alpha - \operatorname{Sh} \alpha \cdot \operatorname{cos} \alpha)}{\alpha^3}, \quad C(\alpha) = 1 - \operatorname{cos} \alpha \cdot \operatorname{ch} \alpha. \quad \text{Тогда уравнение}$$

(2.35) примет вид

$$A(\alpha) K^2 + B(\alpha) K + C(\alpha) = 0. \quad (2.36)$$

Для проверки правильности уравнение (2.36) сравниваем с частными случаями при $C_0 \rightarrow 0$ и $C_0 \rightarrow \infty$.

При $C_0 = 0$ уравнение (2.36) примет вид

$$1 - \operatorname{cos} \alpha \cdot \operatorname{ch} \alpha = 0, \quad (2.37)$$

что совпадает с частотными уравнениями балки, у которой оба конца свободны /71, 106/.

При $C_0 \rightarrow \infty$, $K \rightarrow \infty$ для раскрытия неопределенности ($\alpha = 0$) уравнение (2.37) представим в виде

$$K_{1,2} = \frac{-B(\alpha) \pm \sqrt{B^2(\alpha) - 4A(\alpha) \cdot C(\alpha)}}{2A(\alpha)}. \quad (2.38)$$

Из этого видно, что $K_{1,2} \rightarrow \infty$ только тогда, когда $2A(\alpha) = 0$. Отсюда следует, что

$$\text{Sin}\alpha = 0, \alpha = \pi \cdot i \quad (i=1, 2, 3\dots), \quad (2.39)$$

что совпадает с частотными уравнениями балки на жестких шарнирных опорах /71, 106/.

Из характеристического числа определяются круговые частоты собственных колебаний балки:

$$\lambda_i = \sqrt[4]{\frac{m\omega_i^2}{EI}}, \quad \omega_i = \frac{\alpha_i^2}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (\text{рад/с}). \quad (2.40)$$

Для шарнирно опертой балки круговая частота собственных колебаний будет

$$\omega_i = \frac{\pi^2 i^2}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}, \quad \text{а частота колебаний примет вид}$$

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} \quad (1/\text{с}). \quad (2.41)$$

На рис.2.7 представлен график частотного уравнения (2.35) при различных n . При $n = 1$ жесткость опорных частей будет одинакова, тогда уравнение (2.35) примет вид

$$\frac{2(\text{Sin}\alpha \cdot \text{Sh}\alpha)}{\alpha^6} \left(\frac{C_0 l^3}{EI} \right)^2 + \frac{2(\text{Sin}\alpha \cdot \text{ch}\alpha - \text{Cos}\alpha) C_0 l^3}{\alpha^3 EI} + (1 - \text{ch}\alpha \cdot \cos\alpha) = 0. \quad (2.42)$$

При $n = \infty$, когда $C_2 = \infty$, нетрудно получить из (2.35) и (2.38) частотное уравнение балки, у которой одна опорная часть регулирующая, а другая жесткая:

$$K_{1,2} = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{-B(\alpha) \pm \sqrt{B(\alpha)^2 - 4A(\alpha) \cdot C(\alpha)}}{2A(\alpha)}.$$

Подставляя значения $A(\alpha)$, $B(\alpha)$ и $C(\alpha)$ и вычисляя предел этой функции, получим частотное уравнение балки с одной регулирующей опорной частью:

$$\frac{C_0 l^3}{EI} = \frac{\alpha^3 (\text{Sh}\alpha \cdot \cos\alpha - \text{ch}\alpha \cdot \text{Sin}\alpha)}{2\text{Sin}\alpha \cdot \text{Sh}\alpha}. \quad (2.43)$$

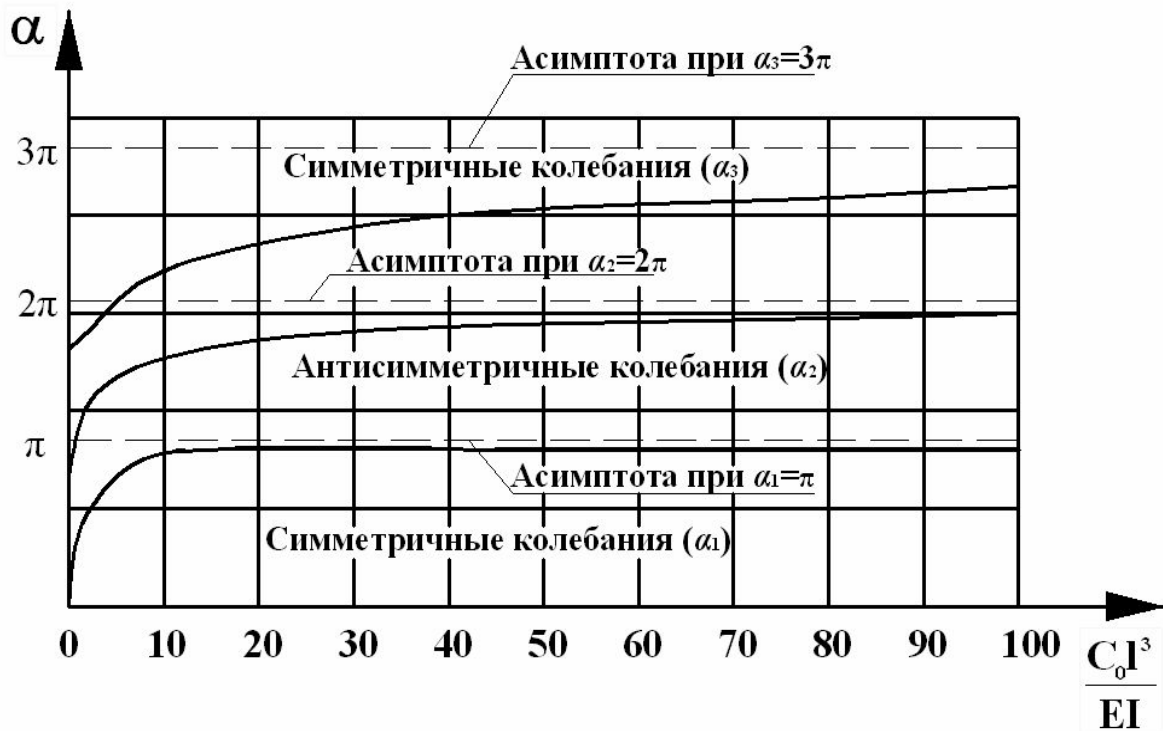


Рис. 2.7. График частотного уравнения балки на регулирующих опорах

Из рис. 2.7 нетрудно заметить, что прямые $\alpha = \pi \cdot i$ являются асимптотами графиков частотных уравнений балки на регулирующих опорных частях.

Итак, уравнения (2.34) и (2.35) описывают частотные уравнения балки с различными жесткостями C_1 и C_2 опорных частей. Уравнение (2.42) описывает частотное уравнение балки на регулирующих опорных частях с одинаковыми жесткостями $C_1=C_2=C_0$, а уравнение (2.43) описывает частотное уравнение балки, у которой одна опорная часть жесткая, а другая – регулирующая.

Для определения собственных форм колебаний балки на регулирующих опорных частях используем выражение (2.33).

Первое уравнение выражения (2.33) представим в таком виде /65/:

$$y_x = y_0 \left(S_x + \frac{\varphi_0}{\lambda y_0} T_x - \frac{C_0}{\lambda^3 y_0 EI} V_x \right). \quad (2.44)$$

Применяя граничные условия для балки с регулирующими опорными частями, из третьего и четвертого уравнения (2.33) будем иметь

$$\begin{aligned} -EI y_0 \lambda^2 U_\alpha - EI \varphi_0 \lambda V_\alpha + \frac{y_0 C_0}{\lambda} T_\alpha &= 0, \\ -EI y_0 \lambda^3 T_\alpha - EI \varphi_0 \lambda^2 U_\alpha + y_0 C_0 S_\alpha &= -y_1 \cdot C_0. \end{aligned}$$

Решая эти уравнения относительно $\frac{\Phi_0}{\lambda y_0}$ и $\frac{C_0}{\lambda^3 y_0 EI}$, подставляя эти значения и значения

функций $S_\alpha, T_\alpha, V_\alpha, S_\alpha, T_\alpha, V_\alpha, U_\alpha$ в выражение (2.44), при некотором преобразовании получим

$$y_x = A \left[a_1 \left(\operatorname{ch} \frac{\alpha x}{l} + \cos \frac{\alpha x}{l} \right) + a_2 \left(\operatorname{sh} \frac{\alpha x}{l} + \operatorname{Sin} \frac{\alpha x}{l} \right) + a_3 \left(\operatorname{sh} \frac{\alpha x}{l} - \operatorname{Sin} \frac{\alpha x}{l} \right) \right], \quad (2.45)$$

где $A = \frac{y_0}{4[U_\alpha \cdot T_\alpha - (S_\alpha + 1) \cdot V_\alpha]}$ – постоянная величина;

$$a_1 = \operatorname{ch} \alpha \cdot \operatorname{Sin} \alpha + \operatorname{Sin} \alpha - \operatorname{Sh} \alpha - \cos \alpha \cdot \operatorname{sh} \alpha, \quad a_2 = \operatorname{ch} \alpha - \cos \alpha - \operatorname{sh} \alpha \cdot \operatorname{Sin} \alpha,$$

$$a_3 = \operatorname{ch} \alpha \cdot \cos \alpha - 1.$$

Собственные формы колебания будут

$$y(x) = a_{1i} \left(\operatorname{ch} \frac{\alpha_i x}{l} + \cos \frac{\alpha_i x}{l} \right) + a_{2i} \left(\operatorname{sh} \frac{\alpha_i x}{l} + \operatorname{Sin} \frac{\alpha_i x}{l} \right) + a_{3i} \left(\operatorname{sh} \frac{\alpha_i x}{l} - \operatorname{Sin} \frac{\alpha_i x}{l} \right). \quad (2.46)$$

Аналогичным образом можно получить собственные формы для балки, у которой одна опорная часть жесткая, а другая – регулируемая.

Формы колебания будут

$$y(x) = a_{1i} \left(\operatorname{Sh} \frac{\alpha_i x}{l} + \operatorname{Sin} \frac{\alpha_i x}{l} \right) + a_{2i} \left(\operatorname{Sin} \frac{\alpha_i x}{l} - \operatorname{Sh} \frac{\alpha_i x}{l} \right), \quad (2.47)$$

где $a_{1i} = \operatorname{Sh} \alpha_i + \operatorname{Sin} \alpha_i$, $a_{2i} = \operatorname{Sh} \alpha_i - \operatorname{Sin} \alpha_i$.

Из (2.46) легко можно получить собственные формы колебаний балки на жестких опорах при $C_0 \rightarrow \infty$ и собственные формы колебаний балки, у которой оба конца свободны, при $C_0 = 0$.

Для первого случая, когда $C_0 \rightarrow \infty$, $\alpha = \pi i$ и $\operatorname{Sin} \pi i = 0$ (см. рис. 2.7) из выражения (2.46)

и (2.47) получим $y(x) = \operatorname{Sin} \frac{\pi \cdot i \cdot x}{l}$, что совпадает с собственными формами колебаний балки

на жестких опорных частях (2.11) /71/. Для второго случая, когда $C_0 = 0$, то $\operatorname{Ch} \alpha_i \cdot \cos \alpha_i - 1 = 0$ (см.(2.37)), после некоторых преобразований выражение (2.46) имеет вид

$$y(x) = (\operatorname{ch} \alpha_i - \cos \alpha_i) \left(\operatorname{Sh} \frac{\alpha_i x}{l} + \operatorname{Sin} \frac{\alpha_i x}{l} \right) + (\operatorname{Sin} \alpha_i - \operatorname{Sh} \alpha_i) x \left(\operatorname{ch} \frac{\alpha_i x}{l} + \cos \frac{\alpha_i x}{l} \right), \quad (2.48)$$

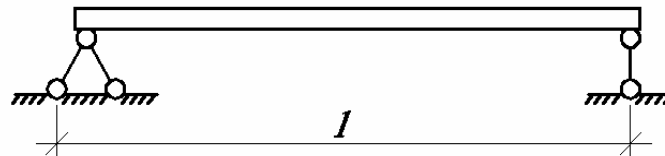
что совпадает с формулой для определения собственных форм колебаний балки, у которой оба конца свободны /71/.

На рис. 2.8. показаны собственные формы колебаний балки с различными закреплениями на концах.

Полученные формулы для определения частоты собственных колебаний балки на регулируемых опорных частях и формулы для определения собственных форм колебаний используются в дальнейшем при расчете пролетного строения моста с сейсмоизолирующими опорными устройствами на воздействие сейсмических и подвижных нагрузок.

В табл. 2.3, 2.4 представлены частотные уравнения и собственные формы колебаний для балок с различными закреплениями на концах, соответственно. В таблицах позиции 1, 2, 3 взяты из работы /71/, а 4-я позиция получена автором. Из 4-й позиции вытекают позиции 1, 2 при $C_0=0$, $C_0=\infty$ соответственно.

а)



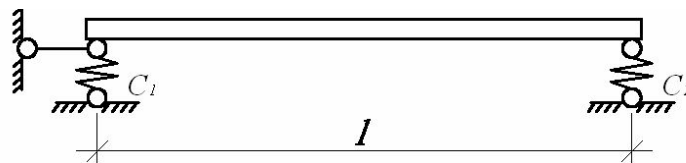
Первая форма



Вторая форма



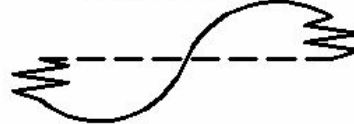
б)



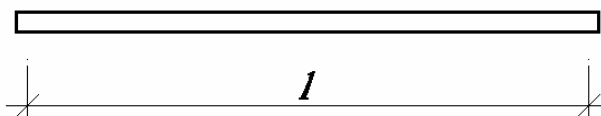
Первая форма



Вторая форма



в)



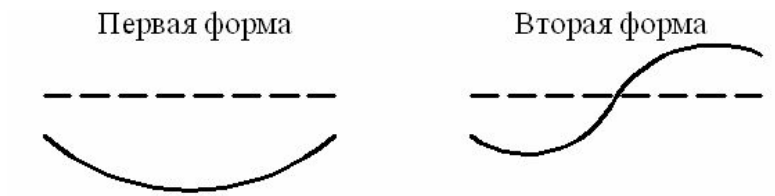


Рис. 2.8. Собственные формы колебания балки с различными закреплениями на концах: а) балка на жестких опорах; б) балка на регулирующих опорах; в) балка свободными концами

Таблица 2.3. Частотные уравнения колебаний для балок с различными закреплениями на концах

№ п/п	Род закрепления		Характеристическое уравнение	Корни характеристических уравнений		
	Конца X=0	Конца X=l		α_1	α_2	$\alpha_i(i>2)$
1	Свободен	Свободен	$ch\alpha \cdot \cos\alpha = 1$	4,7300	7,8532	$(2i+1)\pi:2$
2	Подперт	Подперт	$\sin\alpha = 0$	π	2π	$i\pi$
3	Заделан	Заделан	$ch\alpha \cdot \cos\alpha = 1$	4,7300	7,8532	$(2i+1)\pi:2$
4	Регулирующий	Регулирующий	$\frac{2n \sin\alpha \cdot sh\alpha \left(\frac{C_0 l^3}{EI}\right)^2}{\alpha^6} + \frac{(n+1)(\sin\alpha \cdot ch\alpha - sh\alpha \cdot \cos\alpha)}{\alpha^3} \times$ $\times \frac{C_0 l^3}{EI} + (1 - ch\alpha \cdot \cos\alpha) = 0$			

Таблица 2.4. Собственные формы колебаний для балок с различными закреплениями на концах

№ п/п	$X_i(x)$
1	$(ch\alpha_i - \cos\alpha_i)(sh\alpha_i \frac{x}{l} + \sin\alpha_i \frac{x}{l}) - (sh\alpha_i - \sin\alpha_i)(ch\alpha_i \frac{x}{l} + \cos\alpha_i \frac{x}{l})$
2	$\sin\alpha_i \frac{x}{l}$

3	$(\operatorname{sh}\alpha_i - \sin\alpha_i)\left(\operatorname{ch}\alpha_i \frac{x}{l} - \cos\alpha_i \frac{x}{l}\right) - (\operatorname{ch}\alpha_i - \cos\alpha_i)\left(\operatorname{sh}\alpha_i \frac{x}{l} - \sin\alpha_i \frac{x}{l}\right)$
4	$a_{1i} \left(\operatorname{sh} \frac{\alpha_i x}{l} + \sin \frac{\alpha_i x}{l} \right) + a_{2i} \left(\sin \frac{\alpha_i x}{l} - \operatorname{sh} \frac{\alpha_i x}{l} \right) + a_{3i} \left(\sin \frac{\alpha_i x}{l} - \operatorname{sh} \frac{\alpha_i x}{l} \right)$ $a_1 = \operatorname{ch}\alpha \cdot \sin\alpha + \sin\alpha - \operatorname{sh}\alpha - \cos\alpha \cdot \operatorname{sh}\alpha,$ $a_2 = \operatorname{ch}\alpha - \cos\alpha - \operatorname{sh}\alpha \cdot \sin\alpha,$ $a_3 = \operatorname{ch}\alpha \cdot \cos\alpha - 1$

2.4. Расчет пролетного строения моста с регулирующими опорными частями на подвижную нагрузку

Для расчета рассмотрены 2 варианта:

- 1) балка на жестких опорах, представленная на рис. 2.9;
- 2) балка на регулирующих опорах, представленная на рис. 2.10.

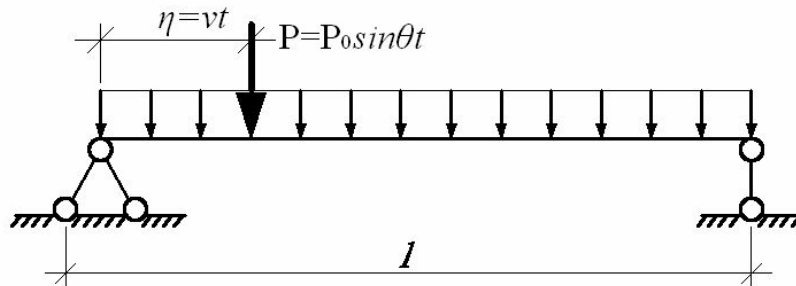


Рис 2.9 Расчетная схема балки на жестких опорах

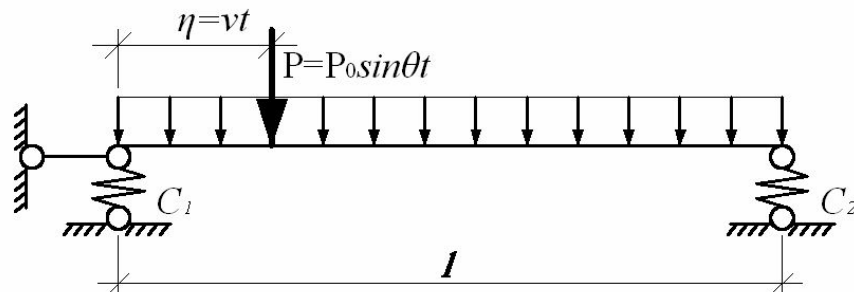


Рис 2.10. Расчетная схема балки на регулирующих опорах

Пусть груз движется по балке с постоянной скоростью (см. рис. 2.10) Уравнение поперечных вертикальных колебаний

$$EJ \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = f(x, t), \quad (2.49)$$

где y – динамический прогиб, $f(x, t)$ – подвижная нагрузка. Давление на пролетное строение (балку) будет

$$P = P_0 \left(1 - \frac{1}{g} \frac{\partial y}{\partial t^2}\right) + G \sin \omega t \quad (2.50)$$

Решенное уравнение (2.49) ищется в виде

$$y(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} q_i(t) \cdot y_i(x) \quad (2.51)$$

где $q(t)$ – обобщенные координаты; $y(t)$ – собственные формы колебаний; для рис. 2.9 они будут

$$y_i(x) = \sin \frac{\pi \cdot i \cdot x}{l} \quad /71/.$$

Для определения обобщенной координаты воспользуемся уравнением Лагранжа второго рода /73, 104/.

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} \right) - \frac{\partial T}{\partial q_i} + \frac{\partial v}{\partial q_i} = a_i \quad (2.52)$$

На табл. 2.5 представлены результаты вычисления динамического коэффициента для балки, представленной на рис. 2.9 /104/.

Для второго варианта алгоритм вычисления тот же самый, как и в первом варианте, но формой собственного колебания будет выражение (2.46). На табл. 2.6 представлены результаты вычисления динамических коэффициентов для балки, представленной на рис.2.10.

Из результатов видно, что балка на регулирующих опорах имеет динамический коэффициент меньшего значения, чем балка на жестких опорах.

Для программирования на компьютере более удобен метод интегральных уравнений, который позволяет определить динамические прогибы и напряжения / 73, 110, 111/. В работе использован этот метод. В табл. 2.3 и 2.4 представлены результаты вычислений,

$$\text{где } H = \frac{v \cdot l}{\pi \sqrt{\frac{EJ}{m}}}; \quad \gamma = \frac{P_0}{m \cdot l \cdot g}; \quad \xi = \frac{X}{l} \quad (2.53)$$

Таблица 2.5. Результаты вычисления динамического коэффициента для балки на жестких опорах

H	$\gamma = \frac{1}{3}$		$\gamma = \frac{1}{2}$		$\gamma = 1$		$\gamma = 2$		$\gamma = 3$	
	$1 + \mu$	ξ	$1 + \mu$	ξ	$1 + \mu$	ξ	$1 + \mu$	ξ	$1 + \mu$	ξ
1/10	1.035	0.42	1.072	0.44	1.127	0.49	1.144	0.53	1.150	0.54
1/5	1.127	0.42	1.188	0.44	1.350	0.50	1.430	0.60	1.386	0.68
1/4	1.372	0.49	1.437	0.51	1.558	0.58	1.669	0.65	1.658	0.75
1/3	1.602	0.57	1.646	0.60	1.680	0.67	1.621	0.72	1.534	0.78
1/2	1.572	0.68	1.556	0.72	1.419	0.83	1.254	0.83	1.252	0.84

Таблица 2.6 Результаты вычисления динамического коэффициента для балки на регулирующих опорах

H	$\gamma = \frac{1}{3}$		$\gamma = \frac{1}{2}$		$\gamma = 1$		$\gamma = 2$		$\gamma = 3$	
	$1 + \mu$	ξ	$1 + \mu$	ξ	$1 + \mu$	ξ	$1 + \mu$	ξ	$1 + \mu$	ξ
1/10	1.025	0.42	1.01	0.44	1.124	0.49	1.141	0.53	1.01	0.54
1/5	1.116	0.42	1.079	0.44	1.201	0.50	1.231	0.60	1.281	0.68
1/4	1.261	0.49	1.331	0.51	1.501	0.58	1.452	0.65	1.432	0.75
1/3	1.501	0.57	1.542	0.60	1.513	0.67	1.421	0.72	1.432	0.78
1/2	1.468	0.68	1.401	0.72	1.211	0.80	1.154	0.83	1.149	0.84

2.5. Расчет пролетного строения моста на реальные автомобильные нагрузки

Динамические процессы в системе «пролетное строение + автомобиль» на рис. 2.11 моделируются с помощью системы дифференциальных уравнений

$$\left. \begin{aligned}
 EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \bar{m} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + \alpha_0 \frac{\partial y}{\partial t} &= R_2 \delta(x - a_2) + R_3 \delta(x - a_3), \\
 m_2 \cdot \ddot{y}_2 + \xi_3 \cdot \dot{y}_2 - \xi_3 \dot{y}_3 + (C_2 + C_3) \cdot y_2 - C_3 \cdot y_3 - \\
 - C_2 \cdot y(a_2) + C_2 h_2 &= 0, \\
 m_3 \cdot \ddot{y}_3 + \xi_3 \cdot \dot{y}_3 - \xi_3 \cdot \dot{y}_2 + C_3 \cdot y_3 - C_2 \cdot y_2 &= 0, \\
 m_4 \cdot \ddot{y}_4 + \xi_5 \cdot \dot{y}_4 - \xi_5 \cdot y_5 + (C_4 + C_5) \cdot y_4 - C_5 \cdot y_5 - C_4 y(a_3) + \\
 + C_4 \cdot h_4 &= 0, \\
 m_5 \cdot \ddot{y}_5 + \xi_5 \cdot \dot{y}_5 - \xi_5 \cdot \dot{y}_4 + C_5 \cdot y_5 - C_5 \cdot y_4 &= 0.
 \end{aligned} \right\} 2(54)$$

где

$$R_2 = (m_2 + m_3)g + C_2 \cdot h_2 + C_2 y_2 - C_2 y(a_2),$$

$$R_3 = (m_4 + m_5)g + C_4 \cdot h_3 + C_4 y_4 - C_4 y(a_3).$$

Решая систему численными методами на компьютере по разработанной автором программе, получили для пролетного строения на регулирующих опорах динамический коэффициент $1 + \mu$ при воздействии на него подвижной нагрузки. Из полученных результатов видно, что применение регулирующих опор при воздействии подвижных нагрузок эффективно для мостов малых пролетов.

Результаты вычисления динамического коэффициента $1 + \mu$ для различных пролетов железобетонного балочного моста приведены в табл.2.7.

Динамические параметры автомобильных нагрузок пролетных строений приняты из работ /25, 36/

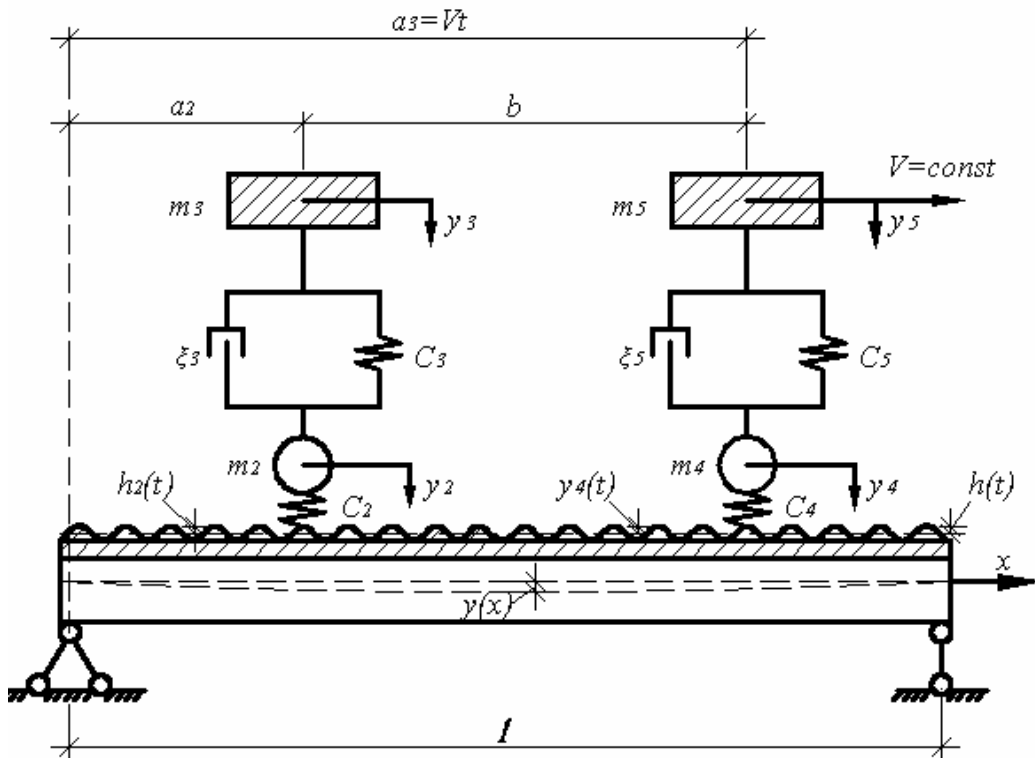
Таблица 2.7. Результаты вычисления динамического коэффициента $1 + \mu$ для различных пролетов железобетонного балочного моста

Пролет моста, м	Динамические коэффициенты $1 + \mu$ для нагрузок				
	A ₁₁	АБ-51	АБ-74	АБ-151	БелА3-7515
10	<u>1,00</u>	<u>1,37</u>	<u>1,48</u>	<u>1,51</u>	<u>1,22</u>
	1,00	1,25	1,32	1,33	1,19

20	$\frac{1,06}{1,04}$	$\frac{1,40}{1,30}$	$\frac{1,46}{1,33}$	$\frac{1,49}{1,132}$	$\frac{1,24}{1,11}$
30	$\frac{1,19}{1,11}$	$\frac{1,27}{1,21}$	$\frac{1,27}{1,21}$	$\frac{1,46}{1,30}$	$\frac{1,27}{1,08}$
40	$\frac{1,24}{1,15}$	$\frac{1,15}{1,15}$	$\frac{1,11}{1,07}$	$\frac{1,21}{1,12}$	$\frac{1,29}{1,14}$

В таблице в числителе – пролетное строение на жестких опорах, полученное другими авторами, в знаменателе – пролетное строение на регулирующих опорах, полученное в результате исследований. Анализ результатов показывает, что регулирующие опорные части снижают динамический коэффициент подвижной нагрузки до 15 %.

a)



б)

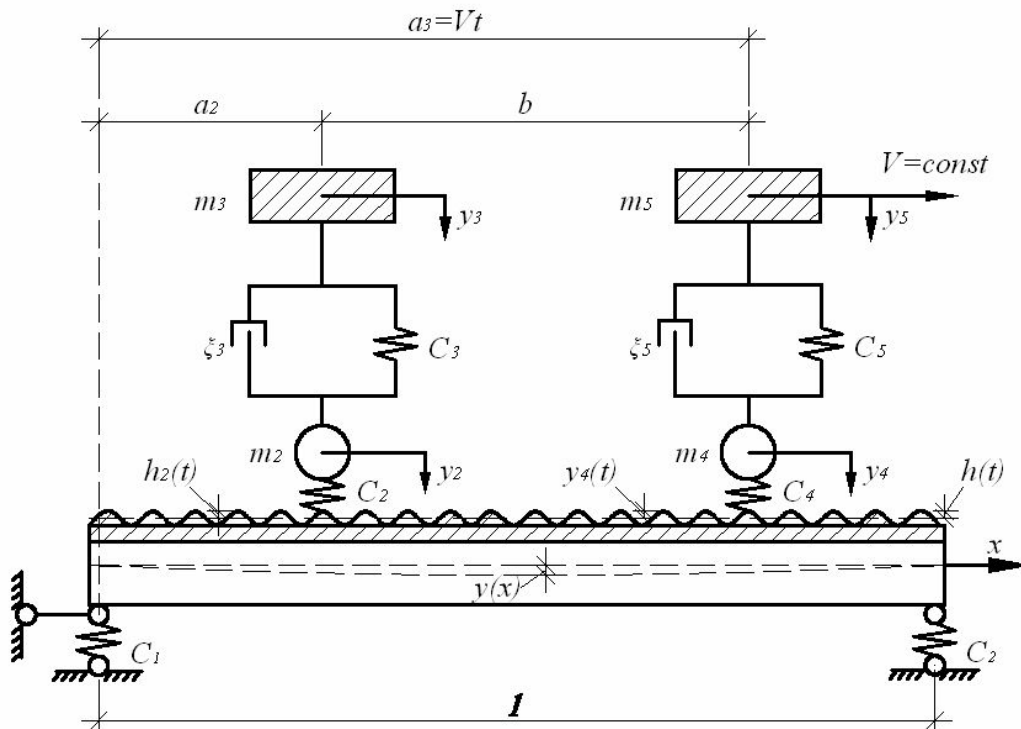


Рис. 2.11. Расчетная схема динамической схемы «пролетное строение + автомобиль». а) с жесткими опорами; б) с регулируемыми опорами

2.6 Определение коэффициента затухания при регулировании усилий сооружения.

В настоящее время для снижения воздействия на сооружения внешних динамических сил в строительстве широко применяются резиновые амортизаторы, скользящие прокладки, кинематические опоры, гибкие опоры с диссипативными свойствами /16, 27, 57, 91, 114, 116, 122/.

Все эти конструкции изолируют воздействия на сооружения внешних динамических сил в результате следующих причин:

- 1) увеличивают периоды собственных колебаний сооружений;
- 2) увеличивают коэффициент затухания колебаний сооружений;
- 3) изменяют форму собственных колебаний сооружений.

В работах /16, 27, 57, 116, 122/ рассмотрено влияние периодов и форм собственных колебаний сооружений на снижение сейсмических воздействий.

В настоящей работе рассматривается влияние коэффициента затухания при динамических воздействиях на сооружения и раскрывается физический смысл коэффициента затухания ϵ и логарифмического декремента δ колебаний.

Полученные результаты можно использовать при обработке экспериментальных исследований.

Рассмотрим расчетную схему на рис. 2.12 в виде консоли с сосредоточенной массой m , как это делается в теории сейсмостойкости для решения некоторых задач /16, 55, 91/.

При свободных колебаниях реальных конструкций происходит более или менее быстрое затухание процесса движения. Быстрому затуханию способствуют резиновые амортизаторы (демпферы), увеличивая коэффициенты затухания ϵ .

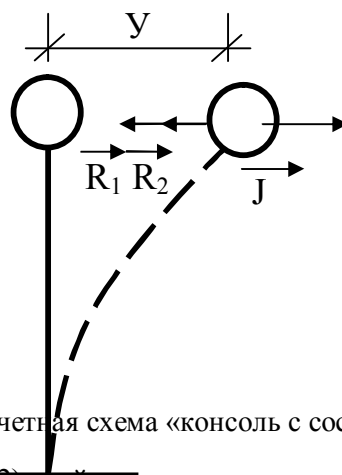


Рис. 2.12. Расчетная схема «консоль с сосредоточенной массой m »

На систему (рис. 2.12) действуют сила сопротивления упругости $R_1 = ky$, сила сопротивления затухания $R_2 = \mu y$ и сила инерции $J = my$, где k – коэффициент жесткости, Н/м, характеризует силу сопротивления упругости при перемещении системы $y=1$ м; μ –

коэффициент силы сопротивления затухания, Н/м·с, характеризует силу сопротивления затухания при скорости системы $\dot{y} = 1\text{м/с}$; m – масса тела, кг; y – ускорение системы, м/с².

Уравнение системы при колебании для рис.2.12 будет

$$\mathbf{J} = \bar{\mathbf{R}}_1 + \bar{\mathbf{R}}_2, \quad (2.55)$$

или в скалярном виде проекция на ось y

$$\begin{aligned} m\ddot{y} &= -ky - \mu\dot{y}; \\ m\ddot{y} + \mu\dot{y} + ky &= 0. \end{aligned} \quad (2.56)$$

Сокращая на m обе части, получим

$$\ddot{y} + 2\varepsilon\dot{y} + \omega^2 y = 0. \quad (2.57)$$

Уравнение (2.57) описывает свободное колебание системы с одной степенью свободы с затуханием. Здесь $\varepsilon = \frac{\mu}{2m}$ – коэффициент затухания (вязкого сопротивления, демпфирования),

1/с; $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ – круговая частота собственных колебаний системы, 1/с.

Решение уравнения (2.57) будет выглядеть так [16, 55, 91]:

$$y = e^{-\varepsilon t} (c_1 \cdot \text{Sin}\omega_1 t + c_2 \text{Cos}\omega_1 t). \quad (2.58)$$

Выражение (2.58) является общим решением уравнения (2.57), где c_1, c_2 – произвольные постоянные, определяемые начальными условиями; $\omega_1 = \sqrt{\omega^2 - \varepsilon^2}$ – круговая частота собственного колебания с учетом затухания, 1/с; t – время колебания, с.

Если вместо постоянных c_1 и c_2 ввести постоянные A и α такие, что $c_1 = A \cdot \text{Cos}\alpha$, $c_2 = A \cdot \text{Sin}\alpha$, то получим

$$y = A \cdot e^{-\varepsilon t} (\text{Sin}\omega_1 t \cdot \text{Cos}\alpha + \text{Cos}\omega_1 t \cdot \text{Sin}\alpha)$$

или

$$y = A \cdot e^{-\varepsilon t} \text{Sin}(\omega_1 t + \alpha), \quad (2.59)$$

где A – амплитуда колебания, м; α – начальная фаза колебания, рад.

Выражение (2.59) описывается синусоидой, следовательно, колебание гармоническое с периодом колебания T_1 :

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1}. \quad (2.60)$$

Величина f_1 , обратная периоду и определяющая число колебаний за одну секунду, называется частотой колебаний, 1/с.

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{\omega_1}{2\pi}, \quad (2.61)$$

где ω_1 характеризует число колебаний за 2π , с, $\omega_1 = 2\pi f_1$.

В практике строительства считают, что коэффициент затухания ε намного меньше от круговой частоты собственного колебания ω , и при расчетах принимают $\omega_1 \approx \omega$, $T_1 \approx T$. Такое приравнение нельзя производить при сейсмоизоляции сооружений, так как резиновые амортизаторы увеличивают коэффициент затухания ε и период собственных колебаний T_1 .

Анализируем влияние ε на T_1 , из (2.61) имеем

$$T_1 = \frac{2\pi}{\sqrt{\omega^2 - \varepsilon^2}} = \frac{2\pi}{\omega \sqrt{1 - \frac{\varepsilon^2}{\omega^2}}} = \frac{T}{\sqrt{1 - \frac{\varepsilon^2}{\omega^2}}}. \quad (2.62)$$

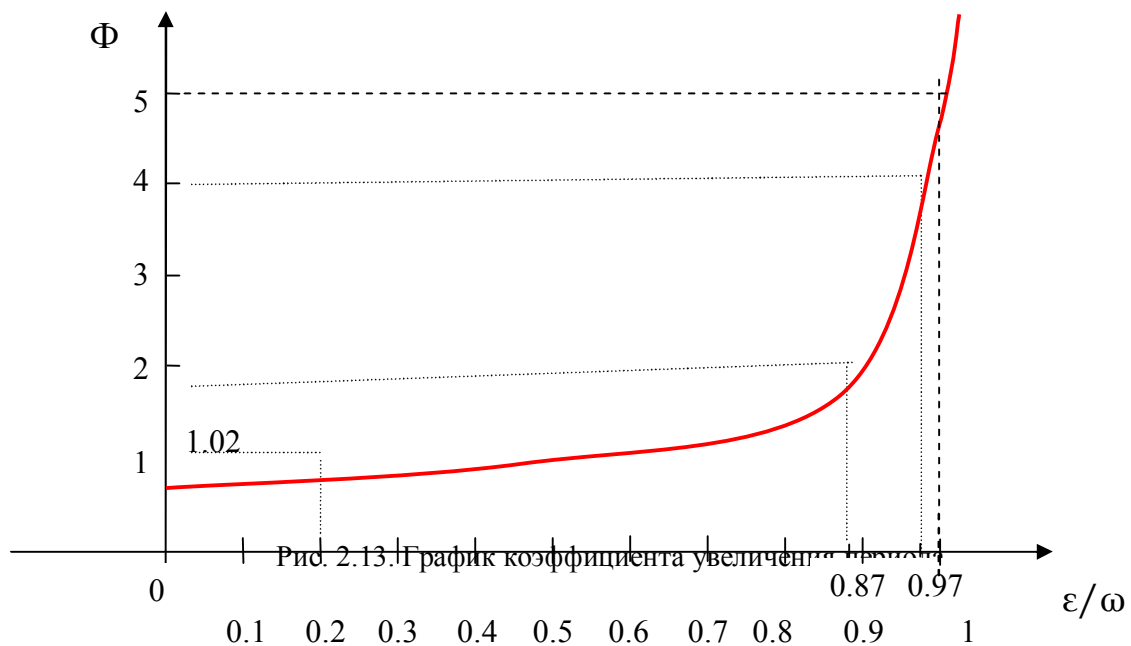
Эта формула справедлива тогда, когда $1 - \frac{\varepsilon^2}{\omega^2} > 0$ или $\left| \frac{\varepsilon}{\omega} \right| < 1$, так как $\varepsilon > 0$, тогда имеем

$\frac{\varepsilon}{\omega} < 1$ или $\varepsilon < \omega$. Из (2.57) обозначим $\frac{T_1}{T} = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{\varepsilon^2}{\omega^2}}} = \Phi$ и назовем его коэффициентом

увеличения периода

$$\Phi = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{\varepsilon^2}{\omega^2}}}. \quad (2.63)$$

На рис.2.13 представлен график зависимости коэффициента увеличения периода Φ от $\frac{\varepsilon}{\omega}$.



Из графика на рис. 2.13 видно, что при $\frac{\varepsilon}{\omega} = 0,87$ период собственного колебания T_1 увеличивается почти в два раза, $I=2$ и при $\frac{\varepsilon}{\omega} = 0,97$, T_1 увеличивается в четыре раза, $I=4$, что характерно для резиновых демпферов при гашении колебаний.

На рис. 2.14 представлен график формулы (2.59) /16, 55, 91/. При $\varepsilon=0$ имеет место гармоническое незатухающее колебание (кривая 1, рис.2.14). Пунктирные линии, огибающие максимумы кривых затухающих колебаний, описываются формулой

$$\bar{y}(t) = \pm A \cdot e^{-\varepsilon t}. \quad (2.64)$$

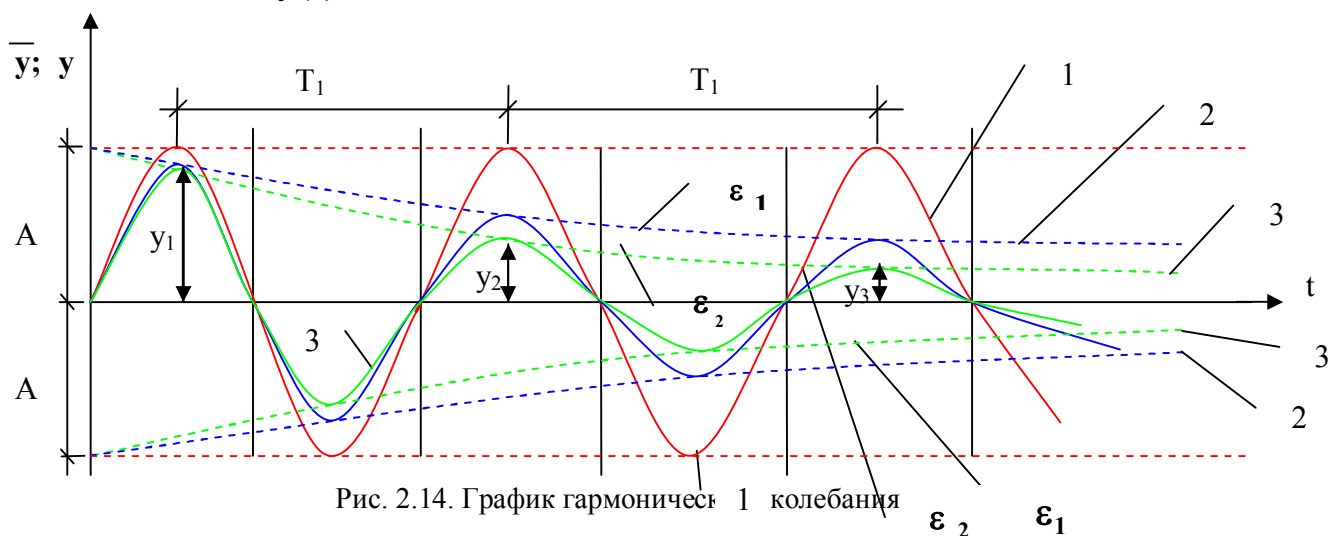


Рис. 2.14. График гармоническ 1 колебания

1 – колебания без затухания, $\varepsilon=0$; 2 – колебания с затуханием ε
3 – колебания с затуханием $\varepsilon_2, \varepsilon_2 > \varepsilon_1$

Возьмем отношение двух последовательных амплитуд одного знака

$$\begin{aligned} \frac{y_n}{y_{n+1}} &= \frac{A \cdot e^{-\varepsilon t} \cdot \sin(\omega_1 t + \alpha)}{A \cdot e^{-\varepsilon(t+T_1)} \cdot \sin[\omega_1(t+T_1) + \alpha]} = \\ &= \frac{A \cdot e^{-\varepsilon t} \cdot \sin(\omega_1 t + \alpha)}{A \cdot e^{-\varepsilon t} \cdot e^{-\varepsilon T_1} \cdot \sin(\omega_1 t + \omega_1 T_1 + \alpha)} = \\ &= \frac{A \cdot e^{-\varepsilon t} \cdot \sin(\omega_1 t + \alpha)}{A \cdot e^{-\varepsilon T_1} \cdot e^{-\varepsilon t} \cdot \sin(\omega_1 t + \alpha + 2\pi)} = \frac{1}{e^{-\varepsilon T_1}}. \end{aligned}$$

Учитывая, что $\omega_1 \cdot T_1 = 2\pi$ – период гармонической функции, имеем

$$\frac{y_n}{y_{n+1}} = \frac{1}{e^{-\varepsilon T_1}} = e^{\varepsilon T_1}. \quad (2.65)$$

Прологарифмировав обе части выражения (2.65) и обозначив δ , получим

$$\delta = \ln \frac{y_n}{y_{n+1}} = \varepsilon T_1. \quad (2.66)$$

Таким образом, убывание по (2.65) следует закону бесконечно убывающей геометрической прогрессии. Величина $\delta = \varepsilon T_1$ называется логарифмическим декрементом колебаний.

Выясним математически физический смысл коэффициентов δ и ε . Если затухание колебания происходит по бесконечно убывающей геометрической прогрессии со знаменателем q , то справедливо условие

$$q = \frac{y_2}{y_1} = \frac{y_n}{y_{n-1}} = \frac{y_{n+1}}{y_n} < 1. \quad (2.67)$$

Тогда из (2.66) и (2.67) имеем

$$\delta = \ln \frac{1}{q}. \quad (2.68)$$

Из курса математики известно, что n -й член геометрической прогрессии можно найти по формуле $y_n = y_1 \cdot q^{n-1}$, отсюда $\frac{y_1}{y_n} = \frac{1}{q^{n-1}} = \left(\frac{1}{q}\right)^{n-1}$ и, прологарифмировав обе части этого

выражения, имеем $\ln \frac{y_1}{y_n} = (n-1) \ln \frac{1}{q}$ и с учетом (2.68) получим

$$(n-1) = \frac{1}{\delta} \cdot \ln \frac{y_1}{y_n}. \quad (2.69)$$

Из рис. 2.14 видно, что при n количество амплитуд, число колебаний будет $(n-1)$. Поэтому формула (2.69) определяет число колебаний при заданных δ , y_1 и y_n . Выясним сущность

формулы (2.69). Если $\frac{y_1}{y_n} = e$, тогда $(n-1) = \frac{1}{\delta}$, отсюда следует, что при уменьшении

амплитуды колебаний $e=2,71$ раз обратная величина логарифмического декремента $\frac{1}{\delta}$ равна

числу колебания $(n-1)$. Например, $\delta = 0,1$ – это значит, что при $(n-1) = \frac{1}{0,1} = 10$

колебаниях амплитуда колебания уменьшится в $e=2,71$ раза или $\delta=0,5$ при $(n-1) = \frac{1}{0,5} = 2$

колебаниях амплитуда колебания уменьшится в $e=2,71$ раза. Отсюда можно толковать, что

обратная величина логарифмического декремента $\frac{1}{\delta}$ характеризует число колебания $n-1$. Чем

больше δ , тем быстрее затухания происходят при колебании сооружений.

Теперь формулу (2.66) перепишем в таком виде: $\varepsilon = \frac{\delta}{T_1}$, отсюда с учетом (2.69) имеем

$$\frac{1}{\varepsilon} = \frac{1}{\delta} T_1 = \frac{n-1}{\ln \frac{y_1}{y_n}} \cdot T_1 = \frac{t_1}{\ln \frac{y_1}{y_n}}. \quad (2.70)$$

Из рис. 2.14 видно, что $(n-1) \cdot T_1 = t_1$ – время колебания в секундах, тогда при $\frac{y_1}{y_n} = e$ из (2.70) имеем

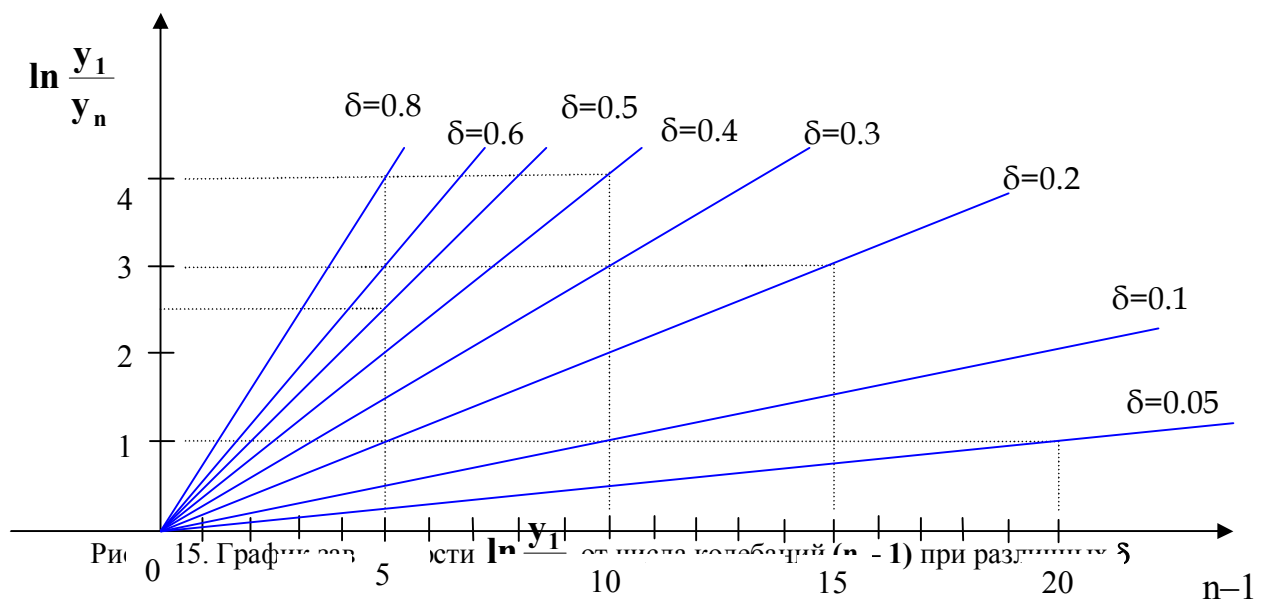
$$\frac{1}{\varepsilon} = t_1. \quad (2.71)$$

Отсюда можно толковать, что обратная величина коэффициента затухания (коэффициента демпфирования) характеризует время колебания при уменьшении амплитуды колебания в $e=2,71$ раза. Например, при $T_1=0,8$ с $\delta=0,1$, $\frac{1}{\varepsilon} = 8$ с. Это значит, что при колебаниях в течение 8 с

амплитуда колебания уменьшится в $e=2,71$ раза, или $T_1=0,8$ с, $\delta=0,5$. Из (2.70) имеем: $\frac{1}{\varepsilon} = 1,6$ с.

Это значит, что при колебании в течение 1,6 с амплитуда колебания уменьшится в $e=2,71$ раза.

На рис. 2.15 показан график зависимостей $\ln \frac{y_1}{y_n}$ от числа колебаний $(n-1)$ при различных δ .



Рассмотрим применение графиков для других значений δ . Например, $\delta=0,2$ при числе колебаний $(n-1) = 15$ амплитуда колебания уменьшится в e^3 раза, т.е. $\ln \frac{y_1}{y_n} = 3$ или

$$\frac{y_1}{y_n} = e^3.$$

Из вышесказанного можно связать период собственных колебаний с затуханием. Если за время t_1 система совершает $(n-1)$ колебаний, где n – количество точек в одинаковознаковыми амплитудами (см. рис. 2.14) $y_1, y_2, y_3 \dots y_n$, тогда период колебаний $T_1 = \frac{t_1}{n-1}$ С учетом (2.70),

(2.71) и (2.69) имеем $T_1 = \frac{1/\varepsilon}{1/\delta} = \frac{\delta}{\varepsilon}$ или $\delta = \varepsilon T_1$, что совпадает с формулой (2.66).

Из графиков на рис. 2.13 и рис. 2.15 видно, что при определении собственных частот колебаний при малых коэффициентах затухания ε можно принять $\omega_1 = \omega$, а при больших коэффициентах затуханий, когда резиновые демпферы ω_1 , они определяются с учетом затухания по формуле $\omega_1 = \sqrt{\omega^2 - \varepsilon^2}$.

Рассмотрим теперь вынужденные колебания с затуханием. Расчетная схема показана на рис. 2.16.

Уравнение колебания системы будет, как в (2.55) $\vec{J} = \vec{R}_1 + \vec{R}_2$, или в скалярном виде $m(y_0 + y) = -ky - \mu \dot{y}$ или, сокращая на m , получим

$$y + 2\varepsilon \dot{y} + \omega^2 y = -y_0, \quad (2.72)$$

где ε , ω – коэффициент затухания, круговая частота собственного колебания системы соответственно; \ddot{y}_0 – ускорение основания; y , \dot{y} , \ddot{y} – перемещение, скорость, ускорение массы m .

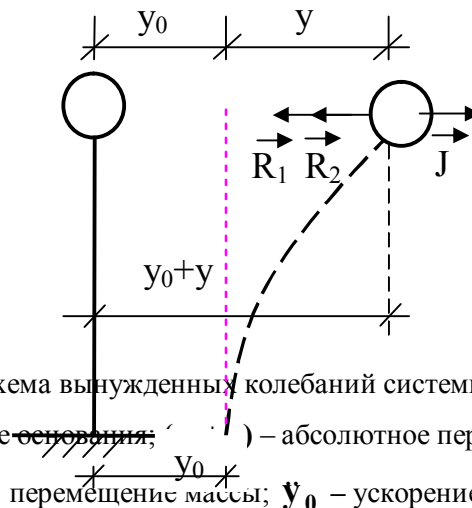


Рис. 2.16. Расчетная схема вынужденных колебаний системы с затуханием: y – перемещение массы; y_0 – перемещение основания; $y_0 + y$ – абсолютное перемещение массы; y – относительное перемещение массы; \ddot{y}_0 – ускорение основания

Для удобства обозначим $-y_0 = f(t)$, где $f(t)$ – функция от времени, которая может быть задана в виде акселерограммы, ряда или аналитическими выражениями, тогда выражение (2.55) примет вид /42, 92/:

$$y + 2\epsilon y + \omega^2 y = f(t). \quad (2.73)$$

Решение (2.73) будет /16, 55, 91/:

$$y = A \cdot e^{-\epsilon t} (\text{Sin} \omega_1 t + \alpha) + \frac{1}{\omega_1} \int_0^t f(\tau) e^{-\epsilon(t-\tau)} \cdot \text{Sin} \omega_1 (t - \tau) d\tau, \quad (2.74)$$

где τ – время интегрирования. В случае, когда $f(t) = A_0 \cdot \text{Sin}(\theta t + \beta)$, где A_0 – амплитуда вынужденных колебания; θ – круговая частота вынужденных колебаний; β – начальная фаза вынужденных колебаний, решение 20 приводит к следующей формуле /16, 55, 91/:

$$y = A \cdot e^{-\epsilon t} \text{Sin}(\omega_1 t + \alpha) + B \cdot e^{-\epsilon t} [\text{Sin}(\beta - \vartheta) \cdot \text{Cos} \omega_1 t + \frac{\theta}{\omega_1} [\text{Cos}(\beta - \vartheta) + \frac{\epsilon}{\theta} \text{Sin}(\beta - \vartheta)] \text{Sin} \omega_1 t] + B \cdot \text{Sin}(\theta t + \beta - \vartheta), \quad (2.75)$$

где

$$B = \frac{A_0}{L}; \quad \text{Sin} \vartheta = \frac{2\epsilon\theta}{L}; \quad \text{Cos} \vartheta = \frac{\omega^2 - \theta^2}{L}; \quad (2.76)$$

$$\text{tg} \vartheta = \frac{2\epsilon\theta}{\omega^2 - \theta^2}; \quad L = \sqrt{(\omega^2 - \theta^2)^2 + 4\epsilon^2\theta^2}.$$

Первый член в формуле (2.75) представляет затухающие свободные колебания с начальными отклонениями y_0 и скоростью V_0 , происходящие с частотой $\omega_1 < \omega$; второй член описывает затухающие сопровождающие колебания, происходящие с частотой ω_1 и вызванные внешним воздействием $f(t)$ и, наконец, третий член определяет вынужденные гармонические колебания, происходящие с частотой θ . По прошествии некоторого времени первые два слагаемых колебаний y затухают и останутся только вынужденные колебания, которые будут происходить с постоянной амплитудой B и частотой θ , т.е. система будет колебаться в установившемся режиме. Начальный же период, до исчезновения колебаний с частотой ω_1 , называют периодом неустановившихся колебаний, или переходным. При нулевых начальных значениях $y_0, V_0, \alpha=0, \beta=0$ формула (2.75) упрощается и может быть представлена в виде:

$$y = \frac{A_0}{L} \left\{ \frac{\theta}{L} e^{-\epsilon t} \left[2\epsilon \text{Cos} \omega_1 t - \frac{1}{\omega_1} (\omega^2 - \theta^2 - 2\epsilon^2) \cdot \text{Sin} \omega_1 t \right] + \text{Sin}(\theta t - \vartheta) \right\}. \quad (2.77)$$

Установившаяся часть колебаний (после затухания колебаний с частотой ω_1) имеет амплитуду /16, 55, 91/:

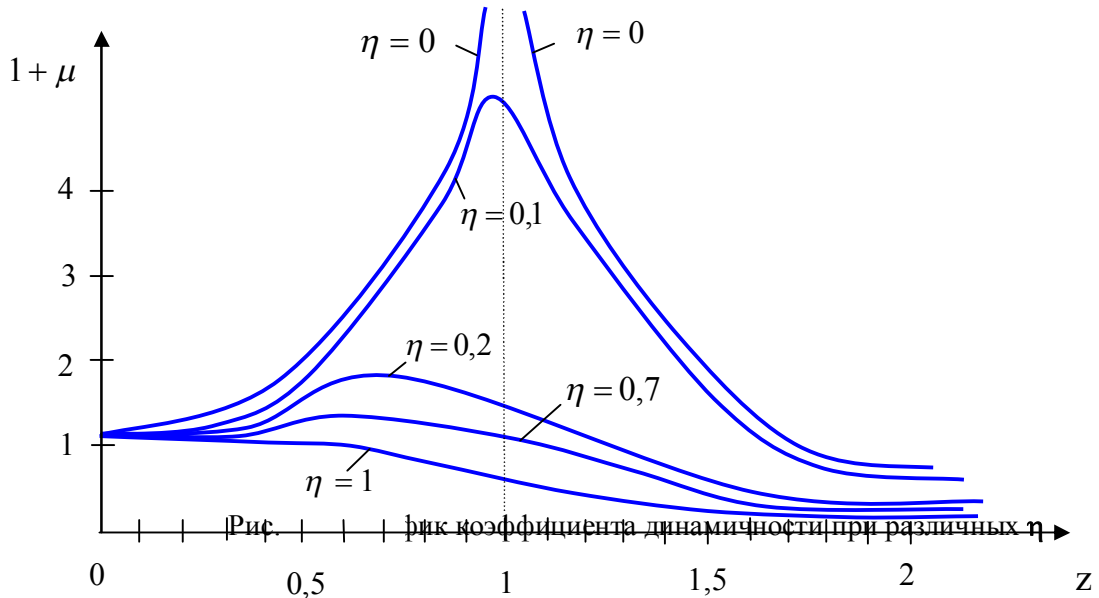
$$y_{\ddot{A}} = \frac{A_0}{\sqrt{(\omega^2 - \theta^2)^2 + 4\varepsilon^2\theta^2}} = \frac{y_c}{\sqrt{(1 - z^2)^2 + 4r^2z^2}}, \quad (2.78)$$

где A_0 – максимальная амплитуда ускорения, $z = \frac{\theta}{\omega}$; $\eta = \frac{\varepsilon}{\omega}$; $y_c = \frac{A_0}{\omega^2}$ – статическое перемещение.

Из (2.78) найдем величину коэффициента динамичности $1 + \mu = \frac{y_{\ddot{A}}}{y_{\ddot{A}0}}$.

$$1 + \mu = \left| \frac{1}{\sqrt{(1 - z^2)^2 + 4\eta^2 \cdot z^2}} \right|. \quad (2.79)$$

На рис.2.17 представлен график формулы (2.79) при различных η .



Анализ формулы (2.79) позволяет сделать вывод:

1) величина $(1 + \mu)$ ни при каких значениях z не стремится к ∞ ;

2) максимум $(1 + \mu)$ соответствует значению $z = \sqrt{1 - 2\eta^2}$, а не $z=1$, и равен (см. рис.

2.17)

$$1 + \mu = \frac{1}{2\eta(1 - \eta^2)^{0,5}}. \quad (2.80)$$

Формула (2.80) получается из формулы (2.79), если мы исследуем функцию на экстремум.

Для этого первое производное функции $(1 + \mu)$ по z приравняем нулю и находим критическую точку $z = \sqrt{1 - 2\eta^2}$. Потом, подставляя это значение z в формулу (2.79), находим формулу (2.80), при которой функция имеет максимум.

При небольших значениях η величина $z \approx 1$. Обычно при этом в качестве резонанса рассматривают случай, когда $z=1$, и тогда $1+\mu = \frac{1}{2\eta} = \frac{\omega}{2\varepsilon} = \frac{2\pi}{T \cdot 2\varepsilon} = \frac{\pi}{\delta}$. Таким образом, если в результате испытания системы известна величина $(1+\mu)$, то можно найти и величину логарифмического декремента колебаний

$$\delta = \frac{\pi}{1+\mu}. \quad (2.81)$$

Из рис. 2.17 видно, что максимум кривых коэффициента динамичности для больших значений коэффициента $\eta = \frac{\varepsilon}{\omega}$ (коэффициента затухания) лежит левее единицы: $z=1$. При малых значениях η максимум соответствует при значениях $z \approx 1$, а при $\eta=0$, $z=1$ динамический коэффициент стремится к бесконечности.

При применении резиновых демпферов для регулирования усилий в конструкциях расчеты на динамическую нагрузку надо делать, определяя действительные коэффициенты затухания и периоды собственных колебаний сооружений, так как эти величины больше, чем коэффициенты затухания и периоды собственных колебаний сооружений с традиционными конструкциями.

Выводы по главе 2

1. Формулы частотных уравнений и собственных форм можно использовать при расчете балок на регулирующих опорах.
2. Собственные формы колебания влияют на результаты реакции системы.
3. Регулирующие опорные части уменьшают динамический коэффициент пролетного строения.
4. Численный расчет реального моста показал, что регулирование опорной части эффективно снижает динамический коэффициент для мостов малых пролетов (до 30 %).
5. Для мостов с пролетами более 40 метров применение регулирующих опорных устройств неэффективно, так как динамический коэффициент снижается всего на 4–5 % при подвижных нагрузках.

ГЛАВА 3

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ МОДЕЛИ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ БАЛОЧНОГО МОСТА С РЕГУЛИРУЮЩИМИ ОПОРНЫМИ УСТРОЙСТВАМИ НА ПОДВИЖНУЮ НАГРУЗКУ

3.1. Обзор экспериментальных исследований динамического воздействия подвижной нагрузки на пролетные строения балочного моста

Экспериментальными исследованиями динамики автодорожных мостов занимались И.Е. Бюс, В.Д. Земзяницын, И.И. Казей, Г.Н. Карцивадзе, Г.К. Кузнецов, А.Ф. Лапинин, И.М. Рабинович, И.И. Серегин, Э.А. Сехниашвили, А.А. Хохлов и др.

Основным вопросом их исследований было определение динамических коэффициентов и динамических характеристик (периодов собственных колебаний, логарифмических декрементов затуханий) пролетных строений мостов на основе их натуральных испытаний.

В работах И.Н. Серегина /93/ приводятся результаты динамических испытаний двух автодорожных мостов $l_p=12,7$ м и $l_p=15,7$ м. Пролетные строения рассчитаны на нагрузку Н-10 и НГ60, имеют проезжую часть шириной 7 м и тротуары 0,75 м.

Динамические воздействия вызывались автомашинами, тракторами и тяжелыми гусеничными спецнагрузками.

На основании анализа результатов И.Н. Серегин приходит к следующим выводам.

Пробег груженых машин по ровному ездовому полотну не вызывает значительного динамического воздействия на пролетное строение. При малых скоростях движения автомашины динамические коэффициенты в обоих пролетных строениях практически равны единице. С увеличением скорости движения автомашины динамический коэффициент несколько возрастает.

Образование на ездовом полотне мостов неровностей высотой 5–7 см вызывает резкое увеличение динамики. Сильную динамику вызывают гусеничные нагрузки.

Сравнивая полученные динамические коэффициенты с нормативными, автор цитируемых работ приходит к заключению, что фактическое значение динамического коэффициента при нормальном состоянии ездового полотна меньше нормативного, а при наличии неровностей больше нормативного (динамика возрастает). По данным И.Н. Серегина, $\frac{h}{l} = \frac{1}{20}$ для $l_p=12.7$ м, $1+\mu = 1,125$ $T=0,078$, $\delta = 0,31$; для $l_p=16.7$ м, $1+\mu = 1,0$ $T_0=0,143$, $\delta = 1,13$.

Сведения о динамических испытаниях автодорожных мостов содержатся в работе А.Ф. Лапинина /36/. Исследуемый мост состоит из четырех пролетных строений с пролетами в свету по 40 м ($l_p= 42.13$ м), с шириной проезжей части 7,0 м и тротуарами по 1,5 м. Нагрузки Н-18 и НК-80.

Каждое пролетное строение состоит из 7 балок двутаврового сечения высотой 2 м ($h/l=1/2$). Бетон М-500, армированный напряженной арматурой из 7 пучков типа А.П. Коровкина по 45 проволок в каждом. Диаметр проволок 5 мм, предел прочности 15000–17000 кг/ см.

Динамические испытания проводились при воздействии разнообразных нагрузок. Испытание пролетного строения показали, что динамический коэффициент от гусеничной нагрузки, пропускающий по мосту со скоростью 8–25 км/ч, колеблется в пределах 1,05–1,22 а от воздействия автомобильной нагрузки в пределах 1,19–1,64 (в противоположность данным И.Н. Серегина). С возрастанием скорости движения динамический коэффициент увеличивается. Нормативный динамический коэффициент для рассматриваемого пролета 1,02. Повышение динамического коэффициента автором объясняется явлением резонанса, появляющимся в колебаниях пролетных строений.

Вычисленные данные по осциллограммам $T_0 = 0,36 - 0,45$ с, $\delta = 0,3$.

Отмеченные выше значения динамического коэффициента получены при динамических испытаниях мостов одиночной нагрузкой. Воздействие колонны автомобилей в некоторых случаях может привести к большому динамическому эффекту /36/. Однако это случается редко. Для этого необходимо, что расстояние между автомобилями в колонне было строго определенным, скорость всех автомашин одинаковой, а динамические характеристики их идентичны. Чаще воздействие колонны автомашин на пролетное строение приводит к уменьшению динамического эффекта /63/.

В работе И.Е. Брюс и Г.И. Карцивадзе /63/ приведены результаты испытания городского балочного моста с тремя пролетами $l_p = 40,4$ м. Пролетное строение моста состоит из 12 двутавровых балок высотой 2,90 м ($h/l = 1/14$), объединенных между собой через одну диспертами, бетон балок М400. Ширина проезжей части 21 м при четырех двухъярусных тротуарах по 2,5 м. Расчетная временная нагрузка принята по схемам Н–30 и НК–80. В качестве экспериментальной нагрузки были использованы колонны автомашин, состоящие из автосамосвалов марок ЗИЛ–130, ЗИЛ 585, МАЗ–3211 и МАЗ–3210 и одиночных автомашин тех же марок.

Полученные по прогибам экспериментальные динамические коэффициенты были обработаны статистическим методом и построены полигоны частей. Наиболее вероятное значение д.к. для колонны автомобилей составили 1,20 – 1,30, а для одиночных 1,30 – 1,40 при нормативном значении $1 + \mu = 1,03$ и осредненных динамических характеристиках пролетного строения $T = 0,31$ с, $\delta = 0,151$.

Понижение динамического эффекта, вызванного воздействием колонны автомобилей, очевидно, связано с явлением виброгашения соседних автомобилей в колонне, которое учитывалось А.Г. Барченковым /36/ и отмечалось И.М. Рабиновичем /104/. Еще в 1927 году, наблюдая колебания балки под действием толпы, И.М. Рабинович писал: «Численность толпы влияет на величину динамического коэффициента». Таким образом, что при ее увеличении таковые несколько понижаются».

Э.А. Сехнишвили исследовал работу предварительно напряженных железобетонных балочных пролетных строений автодорожных мостов с целью нахождения зависимостей между периодами свободных изгибных колебаний пролетных строений и величинами их пролетов. В основу исследования положена предпосылка, что работа всего сечения балок пролетного строения

моста происходит в упругой стадии. Им получена эмпирическая формула для определения периодов свободных колебаний пролетных строений мостов из предварительно напряженного железобетона

$$T = 0,01l - 0,04 \text{ с}$$

где l – расчетный пролет балочного моста в метрах.

По данным Э.Н. Сехниашвили, математическое ожидание динамического коэффициента составляет: при пролете $l_p = 16,1$ м, $1 + \mu = 1,23$, при пролете $l_p = 21,4$ м, $1 + \mu = 1,16$ и при пролете $l_p = 32,0$ м, $1 + \mu = 1,41$ м. При этом динамические параметры пролетного строения соответственно были равны:

$$T = 0,128 \text{ м} (l_p = 16,1 \text{ м}), T = 0,161 \text{ м} (l_p = 21,4 \text{ м}), T = 0,276 \text{ м}, \delta = 0,128 (l_p = 32,0 \text{ м}).$$

Для пролетов 16,1 и 21,4 метров логарифмические декременты затухания не были определены вследствие очень быстрого затухания колебаний пролетных строений /25, 43/.

Более подробную информацию можно получить из работ /25, 36, 37, 43, 70, 72, 101, 1104, 141/.

3.2. Экспериментальное исследование работы модели пролетного строения моста с регулирующими опорными частями при воздействии подвижной нагрузки

Целью экспериментальной модели является проверка адекватности математической модели «Пролетное строение + автомобиль», а также исследование влияние упругости опорной части на динамический процесс пролетного строения при воздействии подвижной нагрузки.

Подвижная нагрузка представляет собой двухосную модель автомобиля в виде тележки с вибратором. Диапазон движения тележки 30...140 см/с.

В связи с тем, что для достижения цели экспериментальных исследований нет необходимости производить переход от модели к натуре, для осуществления динамического подобия как модели пролетного строения, так и автомобиля используется только теория о достаточных условиях подобия /6/.

Динамические параметры (коэффициенты жесткости и затухания) модели пролетного строения на первом этапе определялись экспериментально, а затем уточнялись путем идентификации графиков свободных колебаний пролетного строения.

Работы пролетного строения на подвижную нагрузку проводились на изготовленном специальном стенде. Пролетное строение моделировалось двутавровой металлической балкой № 16 с пролетом 3, 5, 7 метров, удовлетворяющим условию равенства периода собственных колебаний модели и периода собственных колебаний пролетного строения реальных мостовых пролетов.

Параметры модели принимались следующими: масса тележки $m = 222,5$ кг; погонная масса пролетного строения $\bar{m} = 65,3$ кг/м; жесткость балки при изгибе $EJ = 1796634$ Н/м².

Период собственных колебаний для пролета 3 м $T_0=0,034$ с; для пролета 5 м $T_0= 0, 112$ с; для пролета 7 м, $T_0= 0, 224$ с.

Регистрировались в середине пролета динамические перемещения и усилия. Для получения достоверных результатов тензодатчики сопротивления в середине пролета под балкой дублировались. Записи колебания балки получены с помощью светолучевого осциллографа НО41. Тензодатчики тарировались на месте экспериментальной установки перед проведением эксперимента.

Основным вопросом планирования эксперимента является определение числа опытов при определенной комбинации уровней факторов. Используя методику /5/, необходимое число опытов в предположении нормального закона распределения изучаемой величины определяется по формуле

$$n = \frac{t_{\alpha, f}^2 \cdot S_n^2}{\Delta^2} \quad (3.1)$$

где $t_{\alpha, f}$ – квантиль; t – распределение Стьюдента; S_n – выборочная дисперсия; Δ – точность оценки отклика (половина доверительного интервала).

Для решения задачи рассматривались пробные выборки из 10 опытов при фиксированных $v=82$ см/с и $C_0=50,5$ кН/см и по их характеристикам определяется. Обозначим значение отклика $(1 + \mu)$ в каждом опыте через y_i , а их среднее арифметическое через \bar{Y}_0 . Примем уровень значимости $\alpha=0,05$ соответствующей допустимой вероятности $P=0,95$ и точность оценки $\Delta=0,01$. Из 10 опытов $\bar{Y}_0=1,09$. Дисперсия $S_n=0,27 \cdot 10^{-4}$.

$$\text{Квантиль } t \cdot \left(\frac{\alpha = 0,05}{f = 10 - 1 = 9} \right) = 2,26$$

Необходимое число опытов по формуле (3.1) $n= 0,37$. Принимаем $n=1$. Для достижения поставленной цели достаточно одного опыта по каждому варианту.

Эксперименты проводились следующим образом. Рассматривались две схемы пролетного строения, первая – балка на жестких опорах, вторая – балка на регулирующих опорах. Сначала определены динамические коэффициенты балки на жестких опорах при различной скорости тележки от 30 до 140 см/с. Затем определены динамические коэффициенты балки на регулирующих опорах при скорости движения 75 см/с с различными жесткостями регулируемой опорной части (рис. 3.1, 3.2, 3.3).

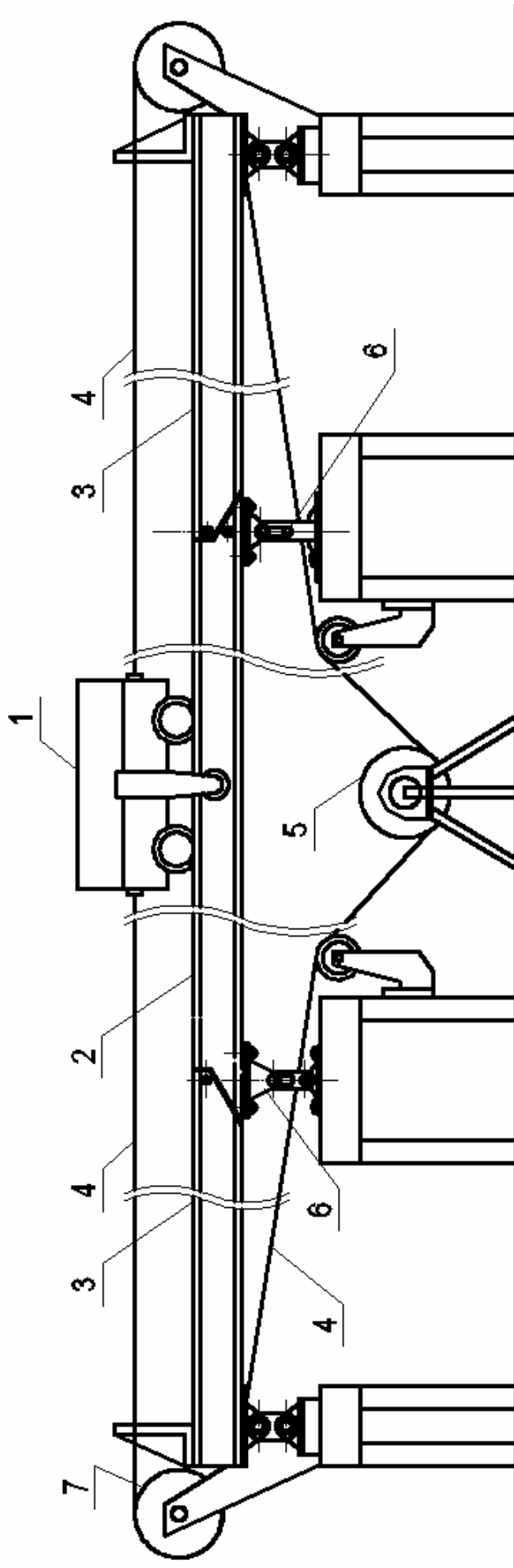


Рис. 3.1. Модель пролетного строения разрезного моста на регулирующих опорах:
 1 – тележка с вибратором; 2 – средняя балка; 3 – крайние балки; 4 – трос; 5 – вращательный барабан; 6 – накидные балки; 7 – регулирующие опорные части; 8 – тензодатчики

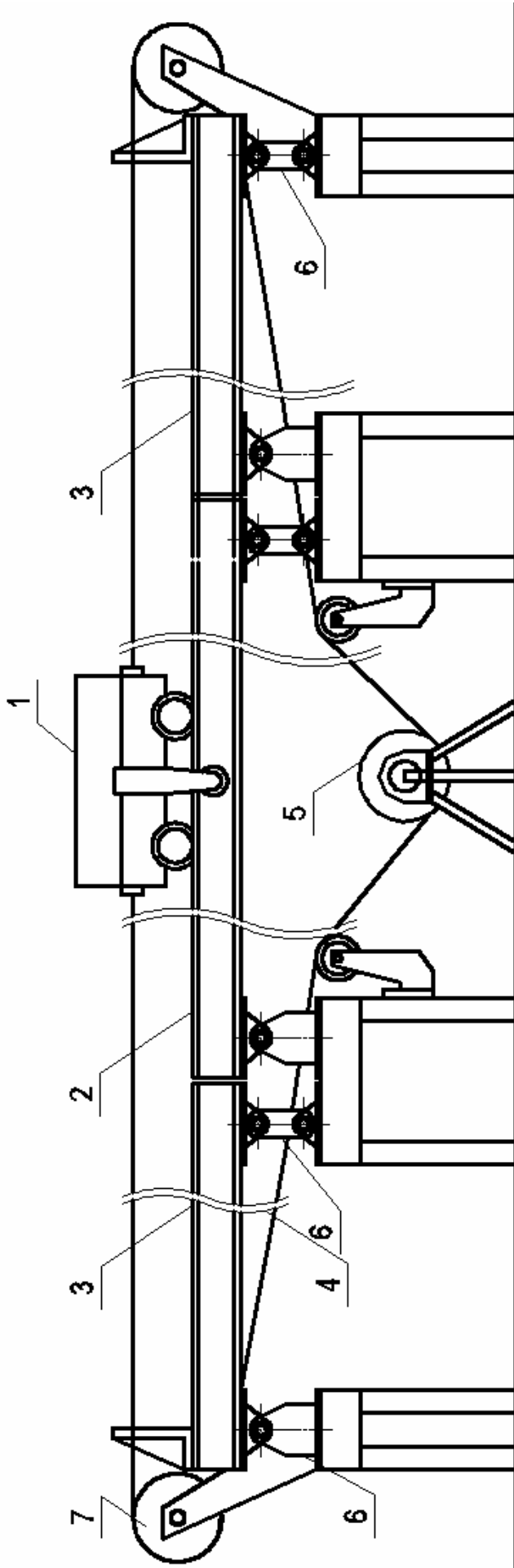


Рис. 3.2. Модель пролетного строения разрезного моста на жестких опорах.
 1 – тележка с вибратором; 2 – средняя балка; 3 – крайние балки; 4 – трос; 5 – вращательный барабан; 6 – накидные балки; 7 – опорные части; 8 – тензодатчики

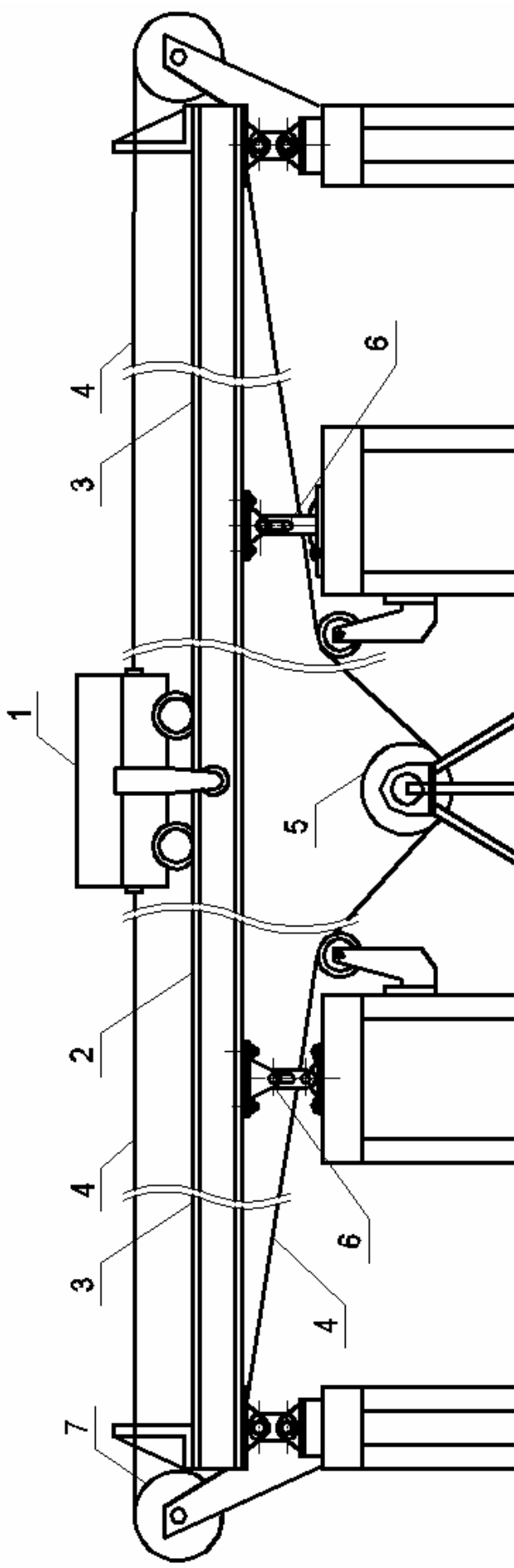
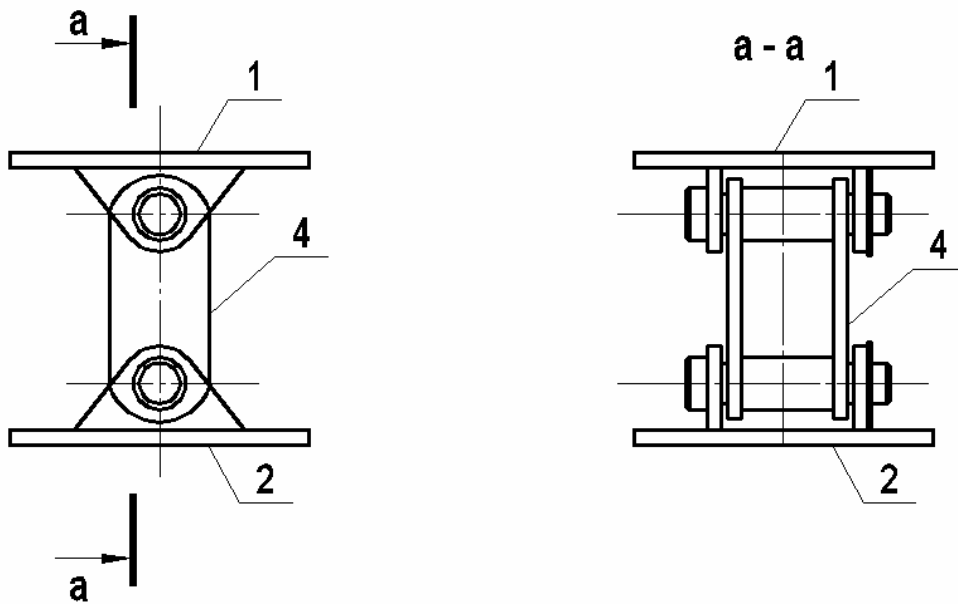


Рис. 3.3. Модель пролетного строения неразрезного моста на регулирующих опорах.
 1 – тележка с вибратором; 2 – средняя балка; 3 – крайние балки; 4 – трос; 5 – вращательный барабан; 6 – накидные балки; 7 – регулирующие опорные части; 8 – тензодатчики

а)



б)

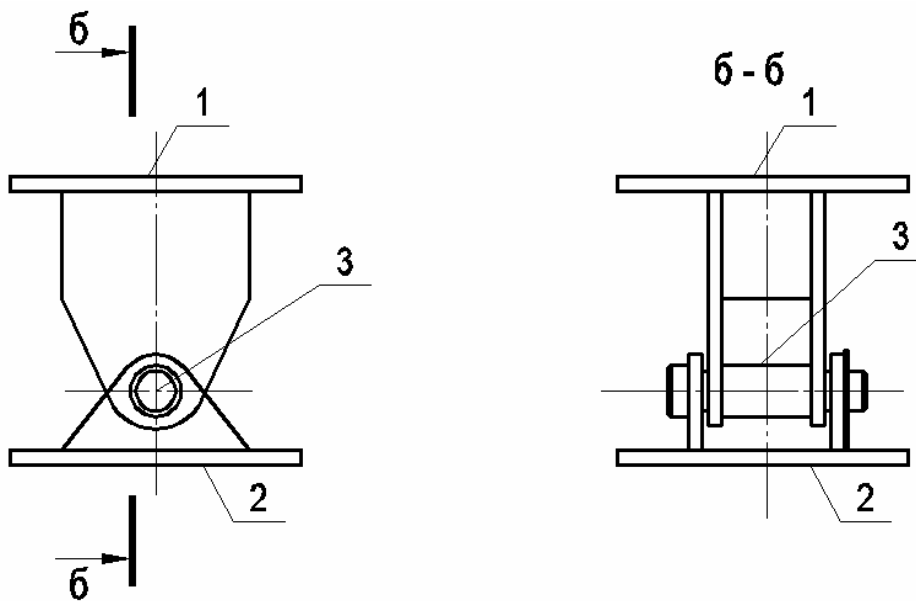


Рис. 3.4. Шарнирно-жесткая опорная часть:

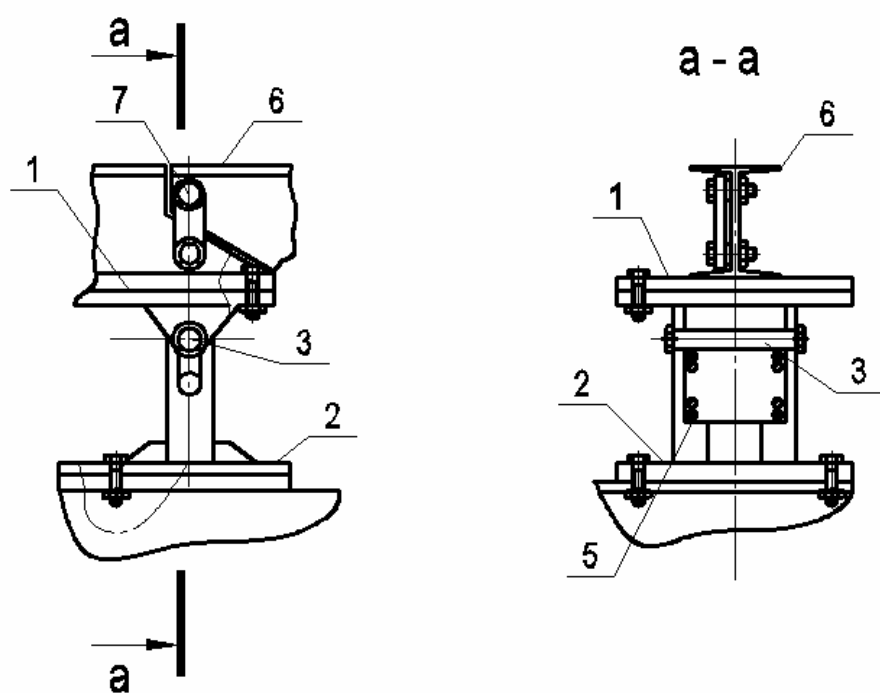
а) неподвижная опорная часть;

б) подвижная опорная часть;

1 – нижний балансир; 2 – верхний балансир; 3 – неподвижный шарнир;

4 – подвижный шарнир.

a)



б)

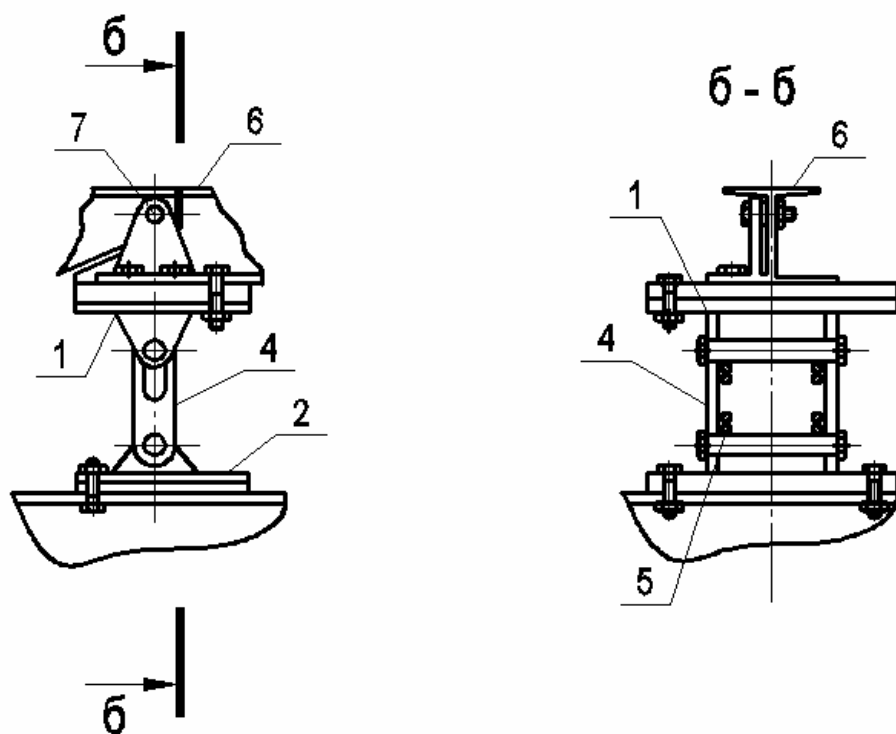


Рис. 3.5. Шарнирно-регулируемая опорная часть:

а) неподвижная регулируемая опорная часть

б) подвижная регулируемая опорная часть

1 – нижний балансир; 2 – верхний балансир; 3 – неподвижный шарнир; 4 – подвижный шарнир; 5 – резина или пружина с определенной жесткостью; 6 – пролетное строение 7 – шарнирные связи.

Таблица 3.2. Значения динамических коэффициентов при скорости движения тележки 75 см/с в зависимости от жесткости регулируемой опорной части для пролета $l=5$ м

Жесткость опорной части, кН/см	12,5	25,3	50,5	110,5	215,4	324,5	425,3	516,4	819,3	1103	2151,5
Теоретическое значение $1+\mu$	1,03	1,07	1,11	1,15	1,19	1,23	1,31	1,37	1,44	1,51	1,57
Экспериментальные значения $1+\mu$	1,01	1,05	1,09	1,12	1,17	1,21	1,29	1,35	1,41	1,49	1,55
Δ , %	1,8	1,8	1,9	2	1,8	1,7	1,6	1,6	1,8	2,1	2,1

В табл. 3.2 показаны значения динамических коэффициентов при скорости движения тележки 75 см/с в зависимости от жесткости регулируемой опорной части для пролета $l=5$ м.

В табл. 3.3, 3.4 показаны аналогичные результаты для балки с пролетами 3 и 7 м соответственно. Из результатов видно, что регулирующие опорные части эффективно снижают динамический коэффициент для мостов малых пролетов.

Таблица 3.3. Значения динамических коэффициентов при скорости движения тележки 75 см/с в зависимости от жесткости регулируемой опорной части для пролета $l=3$ м

Жесткость опорной части, кН/см	12,5	25,3	50,5	110,5	205,4	324,5	425,3	516,4	819,3	1103	2151,5
Теоретическое значение $1+\mu$	1,12	1,17	1,21	1,22	1,27	1,36	1,45	1,47	1,54	1,62	1,63
Экспериментальные значения $1+\mu$	1,09	1,15	1,19	1,19	1,25	1,33	1,43	1,44	1,51	1,59	1,61
Δ , %	1,7	2,1	1,8	2,2	1,9	2,1	1,8	2	1,9	1,2	1,2

Таблица 3.4. Значения динамических коэффициентов при скорости движения тележки 75 см/с в зависимости от жесткости регулируемой опорной части для пролета $l=7$ м

Жесткость опорной части, кН/см	12,5	25,3	50,5	110,5	205,4	324,5	425,3	516,4	819,3	1103	2151,5
--------------------------------	------	------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	------	--------

Теоретическое значение $1+\mu$	1	1,01	1,02	1,07	1,09	1,15	1,22	1,27	1,33	1,39	1,42
Экспериментальные значения $1+\mu$	1,03	1,04	1,05	1,11	1,07	1,13	1,19	1,25	1,31	1,36	1,49
$\Delta, \%$	2,9	2,6	2,8	3,6	1,8	1,7	2,5	2,7	2,1	2,9	2,8

Таблица 3.5. Результаты динамических коэффициентов балки ($l=5$ м) на жестких опорах при различной скорости движения тележки

Скорость движения	30	52,5	75	140
Теоретические значения $1+\mu$	1,12	1,43	1,65	1,82
Экспериментальные значения $1+\mu$	1,08	1,39	1,63	1,79
$\Delta, \%$	3,7	2,8	1,2	1,6

В качестве регулируемой опорной части применялись пружины и резиновые прокладки. Жесткости пружины регулировались уменьшением рабочей высоты пружины, а жесткости резиновых прокладок введением цилиндрических отверстий. Жесткости опорных частей определены экспериментально. При определении жесткости резиновых опорных частей использованы результаты работы /102/.

Для проверки экспериментальных результатов было осуществлено решение на компьютере дифференциального уравнения четвертого порядка в частных производных. Сопоставляя экспериментальные и теоретические результаты, необходимо отметить их хорошую сходимость.

В табл. 3.5 показаны результаты динамических коэффициентов балки ($l=5$ м) на жестких опорах при различной скорости движения тележки. Из табл. 3.2 и 3.5 видно, что динамический коэффициент $1 + \mu = 1,63$ для балки на жестких опорах, а для балки на регулируемых опорах с увеличением жесткости опорной части динамический коэффициент $1 + \mu$ приближается к 1,63.

На рис. 3.6 показаны графики перемещений в середине пролетного строения при различных C_0 и v .

$$C_0=2151,5\text{кН/см}; v=125\text{ см/с}$$

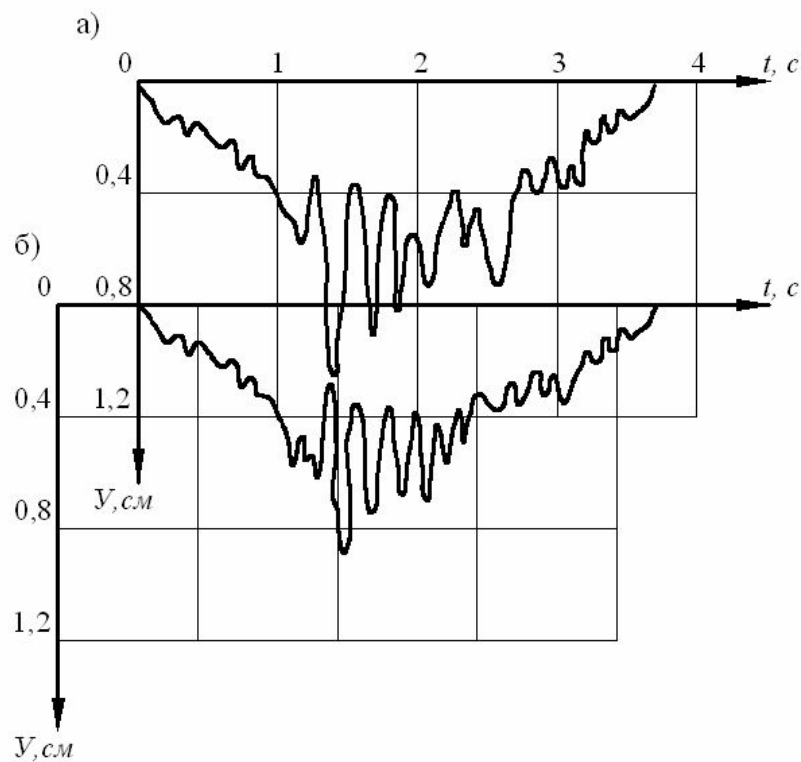
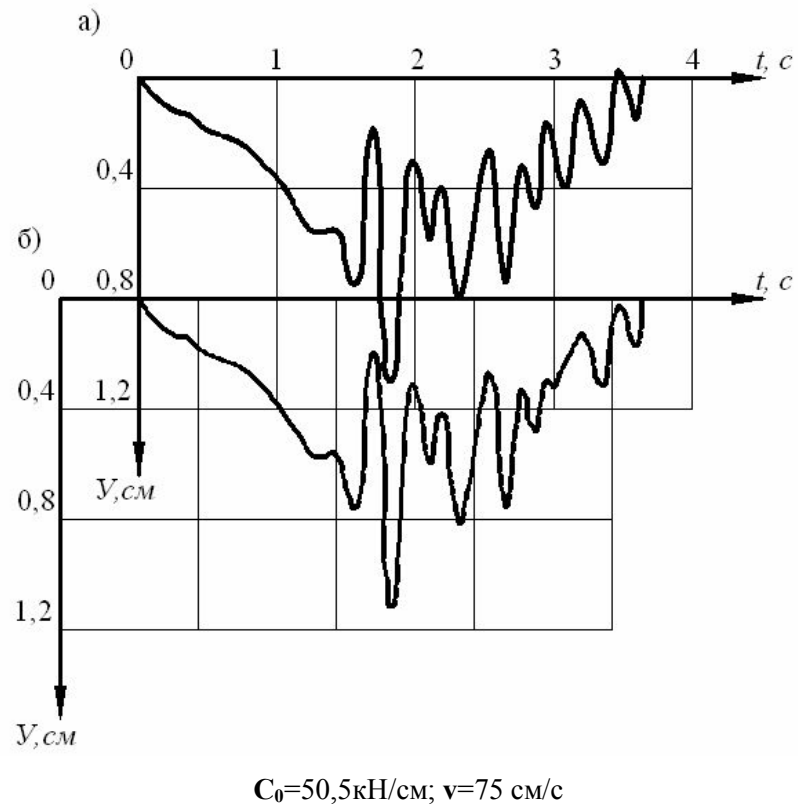


Рис. 3.6. График перемещений середины пролетного строения при различных C_0 и v ($l=7\text{м}$): а) теоретические; б) экспериментальные;

Для снижения динамического коэффициента можно применять резиновые опорные части /133/. Из проведенных экспериментов установлено, что резиновые прокладки эффективно

снижают динамический коэффициент. Это связано, очевидно, с большим поглощением энергии резиной и быстрым затуханием колебания, по сравнению с пружинными амортизаторами.

3.3. **Натурные экспериментальные исследования работы пролетного строения балочного моста через реку Нарын на подвижную нагрузку**

3.3.1. **Статическое испытание**

Статическое испытание производилось для определения прогибов и ширины раскрытия трещины пролетного строения. Для определения прогибов применяли прогибомер Максимова, а для определения ширины раскрытия трещины использовали микроскоп. Для уточнения данных прогибомеров производилось нивелирование покрытия моста до загрузки, во время загрузки и после снятия загрузки.

Рассматривалось 3 вида загрузки испытательной нагрузкой:

загрузка одним автомобилем;

загрузка двумя автомобилями;

загрузка тремя автомобилями.

В приложении II представлены схемы загрузки пролетных строений 1–6 от испытательных нагрузок.

По испытательной нагрузке определены расчетные моменты в середине пролета для каждой балки по линиям влияния.

$$M_p = M + M_q = \sum p_i \cdot y_i + q \cdot \omega, \quad (3.2)$$

где p_i – осевые нагрузки автомобилей (т); y_i – ординаты линии влияния момента в середине пролета; q – расчетная постоянная нагрузка (т/м); ω – площадь линии влияния момента (м²); M – момент от сил p_i ; M_q – момент от постоянных нагрузок q .

По формуле (3.2) определены максимальные моменты для каждого пролета с учетом коэффициента поперечной установки, а это значит – для одной балки.

Для первого пролета длиной 16,3 м $\dot{I}_{\max} = 139,71$ т·м (см. рис. 2 в приложении II).

Для второго и третьего пролетов длиной 42,4 м. $\dot{I}_{\max} = 1322,08$ т·м (см. рис. 6 в приложении II).

Для четвертого пролета длиной 42,4 м. $\dot{I}_{\max} = 1327,723$ т·м (см. рис. 8 в приложении II).

Для пятого пролета длиной 42,4 м $\dot{I}_{\max} = 1326,566$ т·м (см. рис. 11 в приложении II).

Для шестого пролета длиной 16,3 м $M_{\max} = 139,79$ т·м (см. рис. 13 в приложении II).

В процессе загрузки определены прогибы балок в середине пролета для каждого пролета. В табл. 1 представлены прогибы балок от испытательных нагрузок, обработанные в

результате измерения прогибомером и нивелиром. В приложении I представлены результаты фотоматериалов (см. фото 1–24).

Таблица 3.6. прогибы балок от испытательных нагрузок, обработанные в результате измерения прогибомером и нивелиром

№ загрузки	Прогибы в середине пролетов (мм)					
	1 пролет	2 пролет	3 пролет	4 пролет	5 пролет	6 пролет
1	2,7	10,40	11,02	10,43	10,72	2,80
2	4,1	22,40	23,01	24,12	24,44	4,50
3		29,22	29,68	31,71	32,75	

Из таблицы видно, что максимальное вертикальное перемещение опор при третьем нагружении колеблется от 1,30 до 1,34 мм. Это говорит о том, что фундаменты опор опираются на плотные грунты. После проведения испытания произвели нивелировку проезжей части по оси моста. Остаточные перемещения опор и прогибы балок практически не наблюдались (превышение было 0,5–1 мм в пределах точности нивелира).

По нагружениям в приложении II определены теоретические прогибы балок в середине пролета для каждого нагружения. Приравнивая теоретические прогибы к экспериментальным прогибам, из табл.3.6 определены приведенные средние жесткости EJ для каждой балки. Для балки 43,2 м теоретическая жесткость $EJ_{II} = 51519,11 \cdot 10^9 \text{ кгс} \cdot \text{см}^2$, а экспериментальная – $EJ_{II} = 46560,62 \cdot 10^9 \text{ кгс} \cdot \text{см}^2$.

Для балки длиной 16,76 м теоретическая жесткость – $EJ_I = 15562,31 \text{ кгс} \cdot \text{см}^2$, а экспериментальная – $EJ_I = 12799,76 \text{ кгс} \cdot \text{см}^2$. Меньшее значение действительной жесткости пролетного строения на 10,6 % в первом случае и на 12 % во втором случае объясняется старением материала и наличием трещин в пролетном строении.

3.3.2. Динамическое испытание

При динамическом испытании использованы следующие приборы:

- сейсмоприемник СМ–3 (динамический датчик);
- гальванометры ГБ–IV;
- шунтовая коробка ШК–2;
- осциллограф НО41.

В комплекте эти приборы записывают динамические колебания пролетного строения моста в середине пролета.

По записям можно определить периоды свободного колебания или частоты, коэффициент затухания и динамический коэффициент пролетных строений моста, которые в дальнейшем используются при расчете мостов на динамические нагрузки.

Перед началом регистрации колебания пролетного строения проводилась проверка на идентичность каналов. Запись на идентичность 3-х каналов при заглублении $\beta=100$, ШК-2 приведена на рис. 3.7.

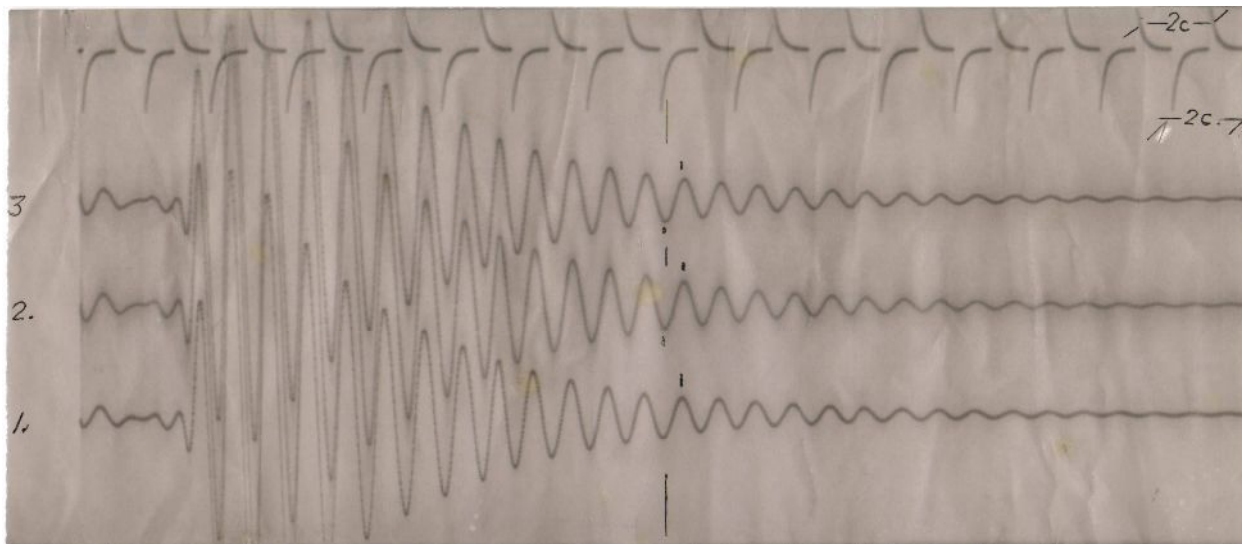


Рис. 3.7. Идентичность каналов

Питание осциллографа осуществлялось от сети постоянного тока напряжением 24–27 В. Сейсмометры соединялись гальванометрами через ШК-2 кабелем и запись производилась на фотобумаге в осциллографе НО41. Схема расположения измерительных точек на пролетном строении моста показана на рис. 3.8.

Для проявления полученных записей использован фотобачок, предназначенный для выездных экспериментальных исследований. Увеличение прибора $V=6000$.

Сейсмоприемники установлены на середине пролета. При движении автомобиля с различной скоростью от 10 до 20 км/ч регистрировались колебания пролетного строения на середине каждого пролета (см. фото 34–41 в приложении I).

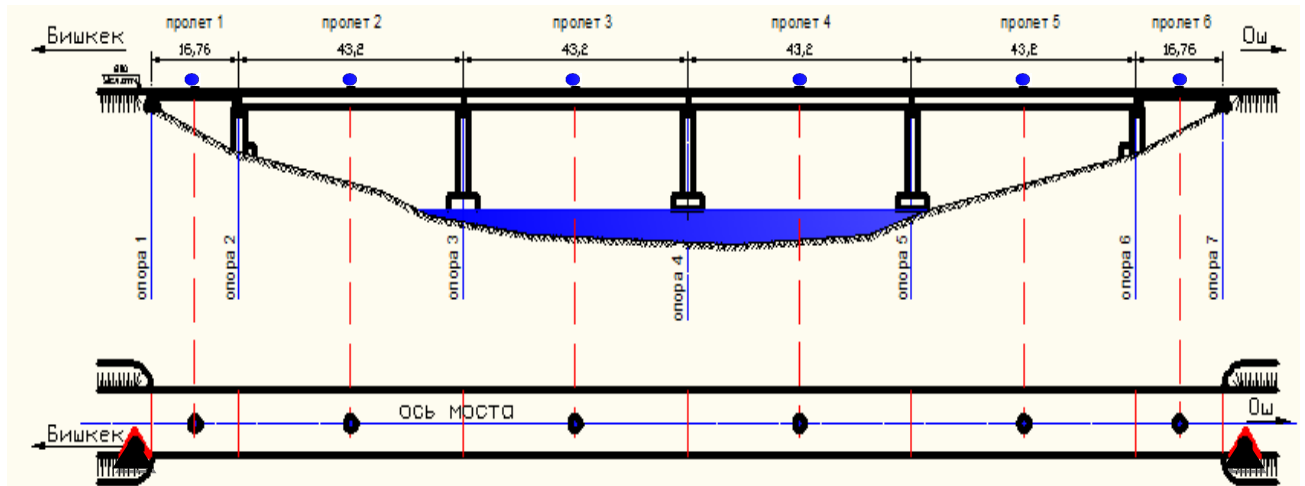


Рис. 3.8. Схема размещения динамических датчиков:

- – сейсмоприемники СМ-3;
- ▲ регистрационный пункт (пульт управления)

На рис. 3.9 представлены записи колебаний пролетных строений длиной 16,76 м и 42,3 м соответственно

По записям определены динамические параметры пролетных строений:

$f_{01}, f_{02}, \alpha_1, \alpha_2, 1+\mu_1, 1+\mu_2, f_1, f_2,$

где f_{01} – частота свободного колебания пролетного строения длиной 16,76 м; f_{02} – частота свободного колебания пролетного строения длиной 43,2 м; α_1, α_2 – коэффициенты затухания пролетных строений длиной 16,76 м и 43,2 м соответственно; f_1, f_2 – частота вынужденных колебаний пролетных строений длиной 16,76 м и 43,2 м соответственно; $1+\mu_1, 1+\mu_2$ – динамический коэффициент пролетных строений длиной 16,76 м и 43,2 м соответственно.

Собственная частота, период и круговая частота для пролета 16,76 м будет $f_{01} = 0,9$ Гц,

$$T_{01} = \frac{1}{f_{01}} = 1,11 \text{ с}, \quad \omega_{01} = 2\pi f_{01} = 6,28 \cdot 0,9 = 5,65 \frac{\text{рад}}{\text{с}}$$

Собственная частота, период и круговая частота для пролета 43,2 м:

$$f_{02} = 1,05 \text{ Гц}, \quad T_{02} = \frac{1}{f_{02}} = 0,95 \text{ с}, \quad \omega_{02} = 2\pi f_{02} = 6,28 \cdot 1,05 = 6,59 \frac{\text{рад}}{\text{с}}$$

Логарифмический декремент (см. рис. 3.9):

$$\delta_1 = \ln \frac{A_{i-1}}{A_i} = \ln \frac{A_i}{A_{i+1}} \text{ — для пролета } l=16,76 \text{ м;}$$

$$\delta_2 = \ln \frac{A_{i-1}}{A_i} = \ln \frac{A_i}{A_{i+1}} \text{ — для пролета } l=43,2 \text{ м;}$$

$$\delta_1 = \ln \frac{6}{5} = \ln 1,2 = 0,182;$$

$$\delta_2 = \ln \frac{24,5}{22,5} = \ln 1,089 = 0,085.$$

Коэффициенты затухания для пролетов 16,76 и 43,2 будут, соответственно,

$$\alpha_1 = \frac{\delta_1}{T_{0,1}} = \frac{0,182}{1,11} = 0,164;$$

$$\alpha_2 = \frac{\delta_2}{T_{0,2}} = \frac{0,185}{0,95} = 0,089.$$

По записям на рис. 3.9:

для пролета $l = 16,76$ $A_{\text{маб}} = 13,5$ мм;

для пролета $l = 43,2$ $A_{\text{маб}} = 37,5$ мм.

Действительное динамическое приращение в мм будет:

$$\dot{A}_1 = \frac{\dot{A}_{1\text{max}} \cdot \beta}{V} = \frac{13,5 \cdot 100}{6000} = 0,225 \text{ мм};$$

$$\dot{A}_2 = \frac{\dot{A}_{2\text{max}} \cdot \beta}{V} = \frac{37,5 \cdot 100}{6000} = 0,625 \text{ мм};$$

Тогда

$$\mu_1 = \frac{A_1}{\Delta_1} = \frac{0,225}{2,7} = 0,08 \approx 0,1;$$

$$\mu_2 = \frac{A_2}{\Delta_1} = \frac{0,625}{10,4} = 0,06.$$

Следовательно, коэффициент динамичности для пролетов 16,76 и 43,2 м будут соответственно $1 + \mu_1 = 1,1$; $1 + \mu_2 = 1,06$.

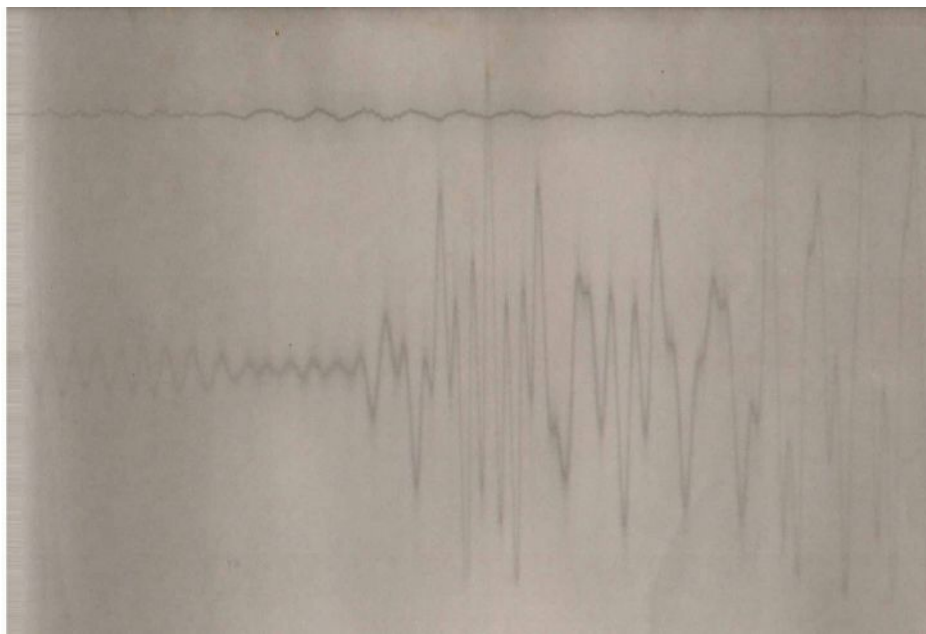
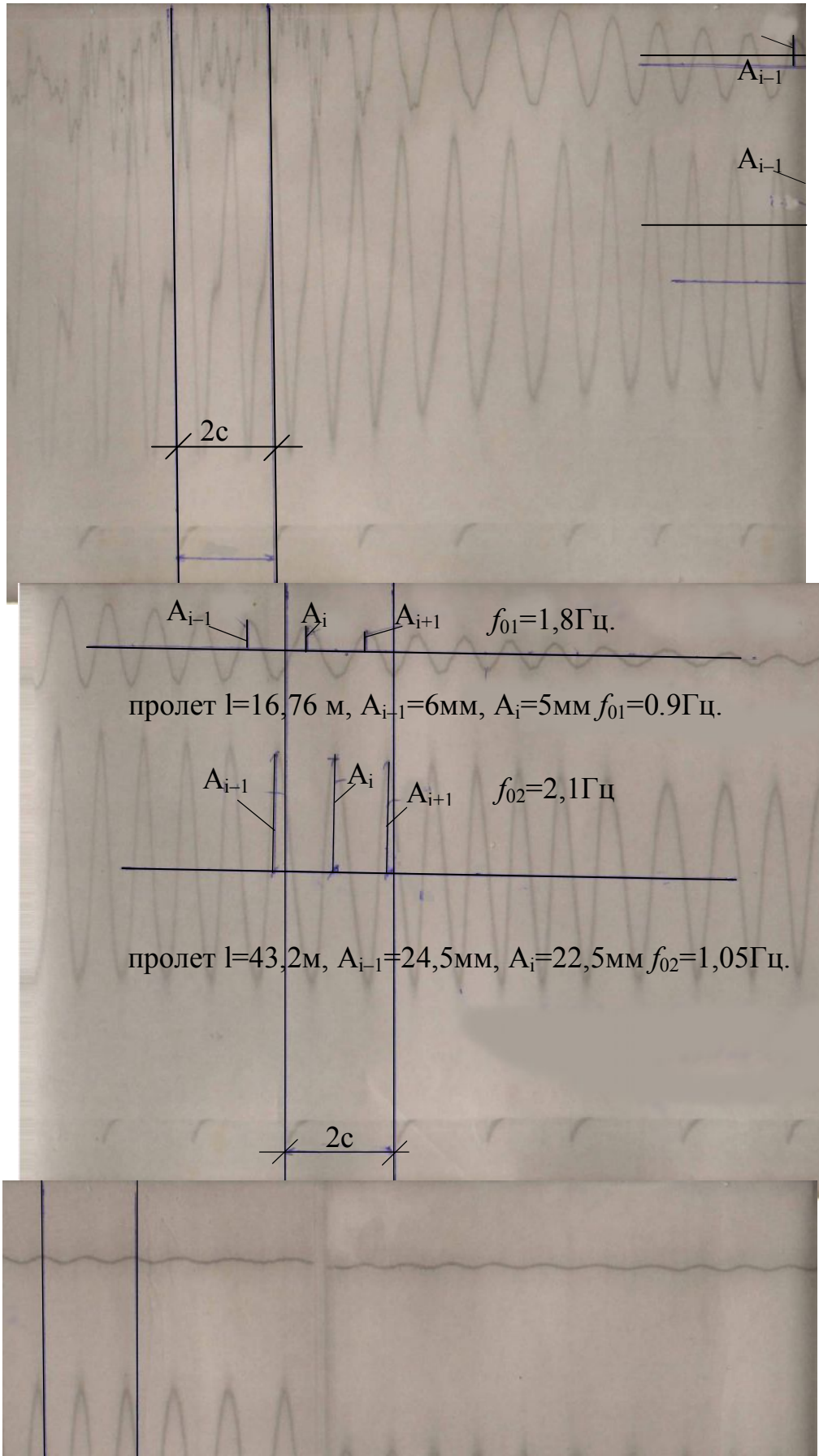


Рис. 3.9. Фрагмент записи колебаний пролетного строения при движении испытательной нагрузки



Продолжение рис. 3.9.

Динамический коэффициент по /98/ для разрезных пролетов определяется по формуле

$$1 + \mu = \frac{45 - l}{135}.$$

Сравниваем с нормативными значениями $1 + \mu_1 = 1 + \frac{45 - 16,76}{135} = 1,21$, а по

испытанию $1 + \mu_1 = 1,1$ меньше, чем по норме.

Для пролета 43,2 м $1 + \mu_2 = 1 + \frac{45 - 43,2}{135} = 1,01$; а по испытаниям $1 + \mu_2 = 1,06$,

больше чем по норме. Собственная частота $f_{0_1} < f_{0_2}$, а должно быть наоборот. Это объясняется тем, что для пролета 16,76 м меньшее значение частоты собственного колебания связано с наличием многих вертикальных трещин в пролетном строении, а для пролета 43,2 м большое значение связано с отсутствием трещин и наличием предварительного напряжения в пролетном строении, которое увеличивает жесткость конструкции и уменьшает прогибы.

3.3.3. Определение предельных моментов для пролетов 43,2 и 16,76 м

Для определения предельных моментов пролетного строения использовались проектные данные из типовых проектов /108, 109/ и экспериментальные данные по классу бетона пролетного строения.

Класс бетона для балки длиной 16,76 м и 43,2 м составили В35 и В45 соответственно.

Ручные замеры определили, что размеры поперечного сечения балок соответствуют в основном проектным размерам.

По методам железобетонных конструкций /28, 98, 99/ определены предельные моменты для балок пролетного строения 16,76 м и 43,2 м. Они были следующими:

предельный момент для балки длиной 16,76м, $M_{\text{пред}} = 206,086 \text{ т} \cdot \text{м}$;

предельный момент для балки длиной 43,2м, $M_{\text{пред}} = 1468,782 \text{ т} \cdot \text{м}$.

В приложении II и III представлены схемы загрузки нагрузок от испытательной и перевозимой нагрузок. Максимальные моменты в середине пролета не превышают предельных моментов для каждой балки. Отсюда следует, что по мосту можно перевести груз общим весом 129 т для ГЭС Камбар–Ата–2.

3.4 Численный расчет модели пролетного строения моста

Расчет выполнен программным комплексом "ЛИРА". В основу расчета положен метод конечных элементов в перемещениях. В качестве основных неизвестных приняты следующие перемещения узлов:

X линейное по оси X

Y линейное по оси Y

Z линейное по оси Z

UX угловое вокруг оси X

UY угловое вокруг оси Y

UZ угловое вокруг оси Z

В ПК "ЛИРА" реализованы положения следующих разделов СНиП (с учетом изменений на 1.01.97):

СНиП 2.01.07–85* нагрузки и воздействия

СНиП 2.03.01–84* бетонные и железобетонные конструкции

СНиП II–7–81* строительство в сейсмических районах

СНиП II–23–81* стальные конструкции

Типы используемых конечных элементов указаны в приложении IV. В этом приложении, кроме номеров узлов, относящихся к соответствующему элементу, указываются также номера типов жесткостей.

В расчетную схему включены следующие типы элементов:

Тип 10. Универсальный пространственный стержневой КЭ.

Координаты узлов и нагрузки, приведенные в развернутых документах 4,6,7, описаны в правой декартовой системе координат.

Расчет выполнен на следующие загрузки:

загрузка 1 – загрузка одним автомобилем;

загрузка 2 – Загрузка двумя автомобилями;

загрузка 2 – загрузка тремя автомобилями.

Расчетные сочетания усилий для стержней выбираются по критерию экстремальных нормальных и сдвиговых напряжений в периферийных зонах сечения.

При выборе расчетных сочетаний усилий учитывались следующие характеристики загружений:

загружение 1 – статическое загружение;

загружение 2 – статическое загружение;

загружение 3 – статическое загружение.

Чтение результатов счета

Результаты счета разбиты на следующие разделы:

Раздел 1. Протокол работы процессора.

Раздел 2. Исходные данные.

Раздел 3. Диагностические сообщения.

Раздел 5. Перемещения узлов.

Раздел 6. Усилия (напряжения) в элементах.

Раздел 7. Реакции в узлах.

В разделе 5 в табличной форме печатаются перемещения узлов рассчитываемой задачи. Размерность перемещений указана в шапке таблицы.

В первой графе находится номер загружения и индексация перемещений. В остальных графах – номера узлов в порядке возрастания и величины перемещений, им соответствующие. Линейные перемещения считаются положительными, если они направлены вдоль осей координат. Положительные угловые перемещения соответствуют вращению против часовой стрелки, если смотреть с конца соответствующей оси. Перемещения имеют следующую индексацию:

X линейное по оси X

Y линейное по оси Y

Z линейное по оси Z

UX угловое вокруг оси X

UY угловое вокруг оси Y

UZ угловое вокруг оси Z

В разделе 6 в табличной форме печатаются усилия в элементах рассчитываемой задачи. Размерность усилий указана в шапке таблицы.

В первой графе указываются тип КЭ из библиотеки конечных элементов, номер загружения и индексация усилий. В последующих графах указываются: в первой строке шапки – номер элемента и номер сечения в элементе, для которого печатаются усилия; во второй строке – номера первых двух узлов.

Расчет ведется на реальный мост на 318 км автомобильной дороги Бишкек–Ош для перевозки груза весом 129 т с трейлерами разной длины. Первый трейлер российского производства длиной 15 м, второй китайского производства длиной 22,56 м. Составлены разные схемы расчета моста. В первом случае рассмотрим разрезной мост, что соответствует реальному мосту. Во втором случае рассмотрим расчетную схему моста как неразрезной мост, т.е. изменяем расчетную схему. Выведем результаты расчетов и сравним их.

Разрезной мост

Максимальные усилия от 15 метрового трейлера составляют

$$M_{\max}=1532 \text{ т}\cdot\text{м} > M_{\text{пред}}=1468,78 \text{ т}\cdot\text{м}.$$

Максимальные усилия от 22,56 метрового трейлера составляют

$$M_{\max}=1331,5 \text{ т}\cdot\text{м} < M_{\text{пред}}=1468,78 \text{ т}\cdot\text{м}.$$

Отсюда следует, что по мосту можно перевести груз общим весом 129 т для ГЭС Камбар–Ата–2.

Выводы по главе 3

1. Применение регулирующих опорных частей снижает вертикальное динамическое воздействие подвижной нагрузки на пролетное строение в среднем до 15–24%.
2. Применение регулирующих опорных устройств на модели показало, что чем меньше пролет, тем эффективно снижается динамический коэффициент при подвижной нагрузке.
3. Регулирующие опорные устройства, снижая частоты собственных колебаний балки, удаляют ее от резонансной зоны.
4. При схеме загрузки передвигного груза трейлером длиной 15 м. максимальный момент в середине пролета превышает предельный момент пролетного строения $M_{\max}=1532 \text{ т}\cdot\text{м} > M_{\text{пред}}=1468,78 \text{ т}\cdot\text{м}$.
5. При схеме загрузки перевозимого груза трейлером длиной 24 м максимальный момент в середине пролета меньше предельного момента пролетного строения $M_{\max}=1331,5 \text{ т}\cdot\text{м} < M_{\text{пред}}=1468,78 \text{ т}\cdot\text{м}$. Поэтому для транспортировки сверхнормативного груза массой 129 т рекомендуется трейлер длиной 24 м.

ГЛАВА 4. КОНСТРУКЦИИ РЕГУЛИРУЮЩИХ УСТРОЙСТВ И РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ МОСТОВ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ.

4.1. Регулирование реакций в конструкциях балочных мостов с изменяющимися параметрами при неполной сейсмологической информации

Долгое время величины, характеризующие сейсмические воздействия, в частности, горизонтальное ускорение грунта, представлялись в виде некоторых вполне заданных функций времени. При этом был предложен ряд аналитических выражений для таких функций, но они не имели ничего общего с реальными акселерограммами землетрясений, носящими хаотический характер. Сейсмическое воздействие носит случайный характер, и в основу теории сейсмостойкости должны быть положены методы теории вероятности и математической статистики. Имеется ряд исследований по составлению математических моделей сейсмических воздействий учеными, например, Я.М. Айзенбергом, В.М. Жаровым, и др. В настоящее время в литературе представлены данные о методе «средних спектров», основанном на результатах обработки ряда сильных землетрясений, происходивших в данном регионе. Применение этого метода возможно только при полной сейсмологической информации. При неполной сейсмологической информации для инженерных расчетов удобна и проста модель, предложенная Я.М. Айзенбергом /7/.

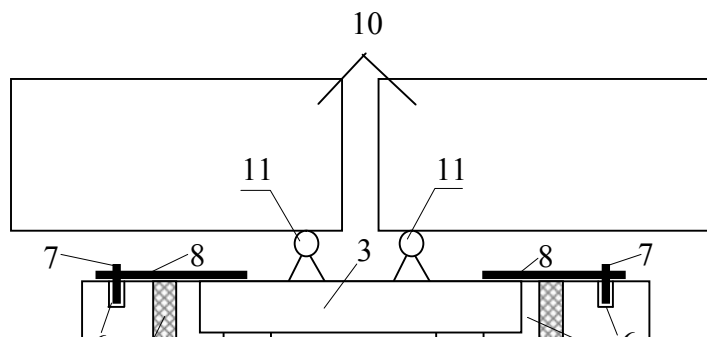
Основные особенности этой модели заключаются в следующем. Сейсмологические воздействия впервые представлены как множество процессов, занимающих определенную область частот. Другая важная особенность модели заключается в том, что все расчетные параметры каждого из ее элементов выражаются в виде простых функций доминантной частоты. Модель отражает разнообразие доминантных частот, спектров и других характеристик землетрясений, зарегистрированных в прошлом, и позволяет прогнозировать вероятные в будущем землетрясения. Как известно /100/, мосты в настоящее время в проектных организациях рассчитываются на сейсмическое воздействие в основном по нормативным документам. Нормативные расчеты – это расчеты на сравнительно слабые землетрясения, т.е. на землетрясения интенсивностью 1,5–2,5 балла ниже максимально возможной интенсивности, которая определяет сейсмичность района. Последнее подтверждается тем, что расчетные ускорения, определенные по СНиП II–7–7–81, в 4–5 раз меньше реально наблюдающихся ускорений при землетрясениях соответствующей балльности.

Однако опыт исследования землетрясений показывает, что в большинстве случаев мосты, запроектированные и построенные по инженерным нормам, вполне удовлетворительно выдерживают колебания соответствующей расчетной интенсивности. Это объясняется тем, что расчет производится в упругой стадии на слабые, но частые землетрясения. При этом не учитываются неупругие деформации, трещины и локальные повреждения, которые могут возникнуть при сильных землетрясениях, а также другие резервы, позволяющие сооружениям

приспособиться к сейсмическим воздействиям. Существуют конструкции зданий с включающими и выключающимися связями, которые в процессе землетрясения приспособляются к сейсмическим воздействиям, уходя от резонансной зоны, допуская частичное разрушение ненесущих элементов (панели, узлы и др.). В мостах такое частное разрушение некоторых элементов недопустимо, так как все их элементы связаны с основной нагрузкой. Поэтому необходимо применять специальные конструкции опор или опорных частей, в которых во время землетрясения изменяются параметры системы, приспособляющейся к сейсмическим воздействиям, уходя от резонансной зоны.

Существуют различные пути сейсмоизоляции автодорожных мостов, например, сейсмоизоляция опор на уровне фундамента и на уровне подферменной площадки. В работе /120/ показано преимущество первой из них. Но этот путь эффективно используется только для жестких массивных опор. В работе /119/ экспериментально установлено, что при периодах собственного колебания опоры $T > 0,5$ с сейсмопояс на уровне фундамента практически не работает, поэтому сейсмоизоляция на уровне фундамента гибких опор неэффективна. В настоящее время в балочных мостах в основном применяются гибкие опоры, в связи с этим уточнение сейсмических нагрузок, характера их действия с учетом региональных особенностей и конструктивное снижение сейсмических сил на такие опоры являются актуальными. Сейсмические воздействия бывают различные по спектральным составам. Воздействия высокочастотных землетрясений существенно не влияют на разрушение гибких опор, так как преобладающие доминантные частоты землетрясений далеки от резонансной зоны. При этом воздействия низкочастотных землетрясений могут привести к разрушению гибких опор за счет совпадения частоты собственных колебаний опоры с доминантной частотой землетрясений.

На рис. 4.1 показана конструкция опоры балочного моста /123/. Эту конструкцию можно применить для гибких опор в сейсмических районах. В обычных условиях опора работает как неподвижная опорная часть, а при продольно сейсмическом воздействии, когда сейсмическая сила превышает тормозную силу, штыри срезаются, и опора изолируется от массы пролетного строения, тем самым снижается сейсмическая сила, действующая на опору. При совпадении частоты собственных колебаний опоры с доминантной частотой сейсмического воздействия амплитуды колебаний резко увеличиваются, и произойдет смягченный удар к демпферу, и опора включается к пролетному строению и тем самым приспособляется к сейсмическим воздействиям за счет изменения периода собственных колебаний, уходя от резонансной зоны.



- 1 – оголовок опоры
- 2 – ниша
- 3 – подферменная плита

- 4 – антифрикционная прокладка
- 5 – металлический лист
- 6 – втулка
- 7 – срезные штыри
- 8 – металлические пластины
- 9 – демпфер
- 10 – пролетное строение
- 11 – опорные части

Рис. 4.1. Конструкция балочного моста

При неполной сейсмологической информации сейсмическое воздействие на эту конструкцию представим как множество $M_{\Phi j}$ процессов, определенных на множестве несущих частот $\omega_{\min} < \omega < \omega_{\max}$, каждый из этих процессов считается физически возможным. Необходимо в условиях такой неполноты сейсмологической информации отыскать оптимальные сейсмические нагрузки на конструкцию. В качестве критерия оптимальной системы будет рассматриваться среднеквадратическая реакция S_j системы начального состояния (НС) и предельного состояния (ПС). В этом случае можно воспользоваться множеством M_{Sj} среднеквадратических спектров максимальной реакции, соответствующих множеству $M_{\Phi j}$ сейсмических воздействий Φ_j . В качестве расчетного спектра из условия оптимальности берем минимум из максимального значения среднеквадратической реакции.

$$S = \min (\max S_n \text{ или } S_n) \quad (4.1)$$

где S_n – сейсмическая реакция системы при периоде $T=T_n$; S_n – сейсмическая реакция системы при периоде $T=T_n$; T_n – период в начальном состоянии; T_n – период в предельном состоянии. При этом дисперсия спектрального коэффициента определяется как

$$\sigma_{\xi_j}^2 = \frac{\sigma_{x_j}^2}{\sigma_{\delta_j}^2} \quad (4.2)$$

где $\sigma_{x_j}^2$ – дисперсия процесса на выходе линейного осциллятора; $\sigma_{\delta_j}^2$ – дисперсия процесса на входе расчетного множества $M_{\Phi j}$.

Тогда среднеквадратичные спектральные коэффициенты динамичности определяются по формуле

$$\xi_j = \sqrt{\sigma_{\xi_j}^2}; \quad j=1,2,\dots,n \quad (4.3)$$

где n – число принятых дискретных расчетных воздействий $\Phi(t, \omega_j)$ – элементов расчетного множества $M_{\Phi j}$.

Среднеквадратическое значение максимума сейсмической силы, действующей на линейный осциллятор, определяется:

$$S_j = m x_{\Phi_j} \xi_j = \frac{\dot{x}_j}{g} \cdot \xi_j \cdot Q = K_c \cdot \xi_j \cdot Q \quad (4.4)$$

где $x_{\Phi_j} = \sqrt{\sigma_{\Phi_j}^2}$, m и Q – масса и вес осциллятора.

На рис. 4.2 приведены графики спектрального коэффициента динамичности, определенные по формулам (4.2) и (4.3), с соответствующим элементом множества M_{Φ_j} сейсмических процессов Φ_j , показателем случайного процесса

$$\theta = \frac{\alpha_i}{\omega_c} = 0,5$$

где α и ω – параметры корреляционной функции случайного процесса [7].

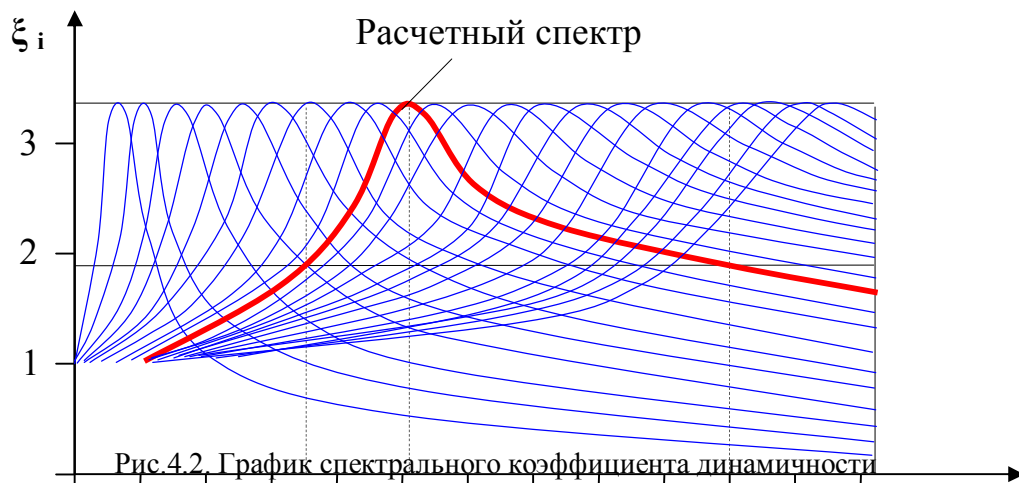
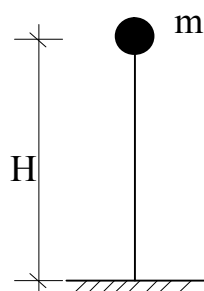


Рис. 4.2. График спектрального коэффициента динамичности

Покажем коэффициент при ξ_j для графика на рис. 4.2. Оптимизировать сейсмическую нагрузку для опоры балочного моста на рис. 4.1. Начальное состояние принимаем, когда штыри срезаются и опора изолируется от массы пролетного строения. Предельное состояние принимаем, когда амплитуда колебания превышает величину зазора и опора включается к пролетному строению. Периоды собственных колебаний опоры будут для двух состояний T_n и T_n соответственно. Расчетную схему принимаем в виде линейного осциллятора с одной степенью свободы. Сосредоточенная масса $m_2 = m_1 + m_{np}$, где m_{np} – масса пролетного строения, m_1 – расчетная масса опоры, m_2 принимается для предельной системы. На рис. 4.3 представлены расчетные схемы для начального и предельного состояния.

а)



б)

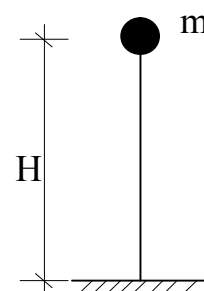


Рис.4.3 Расчетная схема: а) начальное состояние; б) предельное состояние

Определяем периоды собственных колебаний опоры для начальной и предельной системы по формулам:

$$T_H = 2\pi\sqrt{m_1\delta} \text{ и } T_H = 2\pi\sqrt{m_2\delta}, \quad \delta = \frac{H^3}{3EJ}, \quad C_{оп} = \frac{1}{\delta},$$

где δ – перемещение системы от единичной силы, H – высота опоры, EJ – постоянная, характеризующая жесткость сечения, $C_{оп}$ – жесткость опоры.

Для наглядного примера принимаем численные значения

$$T_H = 2\pi\sqrt{\frac{m_1}{C_{оп}}} = 0,7 \text{ с}, \quad T_H = 2\pi\sqrt{\frac{m_2}{C_{оп}}} = 2,01 \text{ с}.$$

Сначала вычислим сейсмическую силу по нормам, она определяется по формуле

$$S = mg \cdot k \cdot \beta, \quad \beta = \frac{1,1}{T},$$

где m – масса линейного осциллятора; g – ускорения силы тяжести; k – коэффициент, принимаемый 0,025, 0,05, 0,1 для 7, 8, 9 баллов соответственно; β – коэффициент динамичности.

Для баллов сейсмические силы будут $S_i = m_1 \cdot g \cdot k \cdot \beta_i = 25919$ Н, $S_i = m_2 \cdot g \cdot k \cdot \beta_i = 90013$ Н. Применим графики рис.4.2. каждому фиксированному $S_p = S(T)$ соответствует расчетный спектр элемент множества M_{Sj} . Условием минимума принимаем минимум максимального значения среднеквадратичной реакции в любом из двух состояний системы. Можно показать, что условию (4.1) отвечает такой спектр коэффициента динамичности ξ_i , для которого выполняется условие

$$\xi(T_H) = \xi(T_H), \quad (4.5)$$

т.е. условие равенства значений среднеквадратических спектральных коэффициентов динамичности системы в начальном и предельном состоянии, если $\xi(T_H) = \xi_P$.

Для наблюдения эквивалентности результатов уровню нагрузок по СНиП II–7–81 для мостов будем принимать максимальное значение $\bar{\xi}_{max} = \beta_{max} = 2,7$. Найдем теперь оптимальную расчетную нагрузку на рассматриваемую систему с изменяющимися параметрами. Воспользуемся графиками рис.4.2. Проведем две прямые: $T = T_H = 0,7$ с и $T = T_{пр} = 2,01$ с по условию (4.5) или в данном примере $\xi(0,7 \text{ с}) = \xi(2,01 \text{ с})$.

Замечаем, что такому условию соответствует спектр коэффициента динамичности с доминантным периодом $T=1,0$ с (см. рис. 4.2). Этот спектр и принимаем в качестве расчетного. Определяем величину ξ_D из пропорции

$$\frac{\xi_p}{2,7} = \frac{\beta(2,01 c)}{\beta(1,0 c)},$$

Откуда $\xi_p = \beta_n = 2,7 \cdot 0,49 \approx 1,35$ и

$S_p = 0,1 \cdot \xi_p \cdot m_1 \cdot g = 0,1 \cdot 1,35 \cdot 16530 \cdot 9,8 = 21869$ Н. В качестве расчетной нагрузки берем $S_p = 21869$ Н.

4.2 Регулирование усилий в середине пролета деревянного моста.

В Кыргызской Республике около 97 % транспортных перевозок лежит на автомобильном транспорте. Поэтому от состояния автомобильных дорог зависит экономика нашей республики. Автомобильные дороги содержат на своем пути много мостов различной длины. Значит, от состояния (прочности, жесткости, устойчивости) мостов также зависят транспортные перевозки грузов и пассажиров.

Существуют различные виды уменьшения усилий в конструкциях. Например, распределение внешней нагрузки, повышение жесткости сечения, изменение самой схемы конструкции, введение дополнительных связей и т.д.

В работе предлагается конструкция балочного деревянного моста, которая защемлением над опорной частью разгружает момент и уменьшает прогиб балки в середине пролета.

Приводится анализ этой конструкции и сравнение с балкой на шарнирных опорах.

На рис. 4.4 представлена конструкция реального моста, которая использована при строительстве моста в ущелье «Бозучук» Аксуйского района Иссык–Кульской области.

Такие конструкции использованы для строительства 10 мостов в Иссык–Кульской области с участием кафедры «Железные дороги, мосты и тоннели» КГУСТ А.

Мост включает ряжевые опоры, состоящие из поперечных 1 и продольных 2 бревен, заполненные внутри крупными камнями 3. Сверху на опору опираются пролетные строения, состоящие из продольных балок 4 и поперечных бревен 5. Поперечные бревна закреплены на продольные балки штырями и скобами и тем самым обеспечивают совместную работу продольных балок 4 на внешние нагрузки. Для пропуска автомобиля сверху установлены настилы 6 для колеи автомобиля. По бокам для безопасности движения установлены барьерчики 7. Длина моста 13 м, ширина 5 м, высота 2,1 м, а расчетный пролет моста 6 м.

После окончания строительства снимались действительные размеры моста и аналитически определена его грузоподъемность. В результате получили, что мост выдержит расчетную нагрузку /98/.

Строительство этого моста позволит местному населению сел Бозучук, Энилчек и других сел заготавливать лесоматериалы, они получают доступ к высокогорным районам для использования их в качестве пастбищ для скота.

Максимальный момент от подвижной нагрузки будет в середине пролета. Подбор сечения

балок производится по максимальному моменту в связи с тем, что требуемый диаметр балок подбирать при вырубке лесоматериалов практически сложно.

Процесс строительства производился следующим образом. Сначала устанавливались вырубленные продольные балки, снимались действительные размеры балок (диаметр, длина). Затем определялась грузоподъемность моста аналитически, если грузоподъемность меньше расчетной нагрузки, то увеличивалось количество балок.

Количество продольных балок увеличивалось до тех пор, пока грузоподъемность моста не стала больше расчетной нагрузки.

В данном мосту диаметры продольных балок в середине пролета колеблются от 40 до 45 см.

Количество продольных балок 8 штук. Совместная работа этих балок обеспечивается поперечными бревнами 5. Балки на опору опираются в четырех точках, и расчетная схема в обычном случае рассматривается как неразрезная балка на четырех опорах. Так как концы балок 4 жестко закреплены на продольные 2 и поперечные 1 бревна опоры, расчетную схему моста можно рассматривать как схему балки с защемленными концами.

Продольные балки в пролетном строении 4 жестко закреплены штырями, металлической проволокой, скобами на передние и задние поперечные бревна 1 опор.

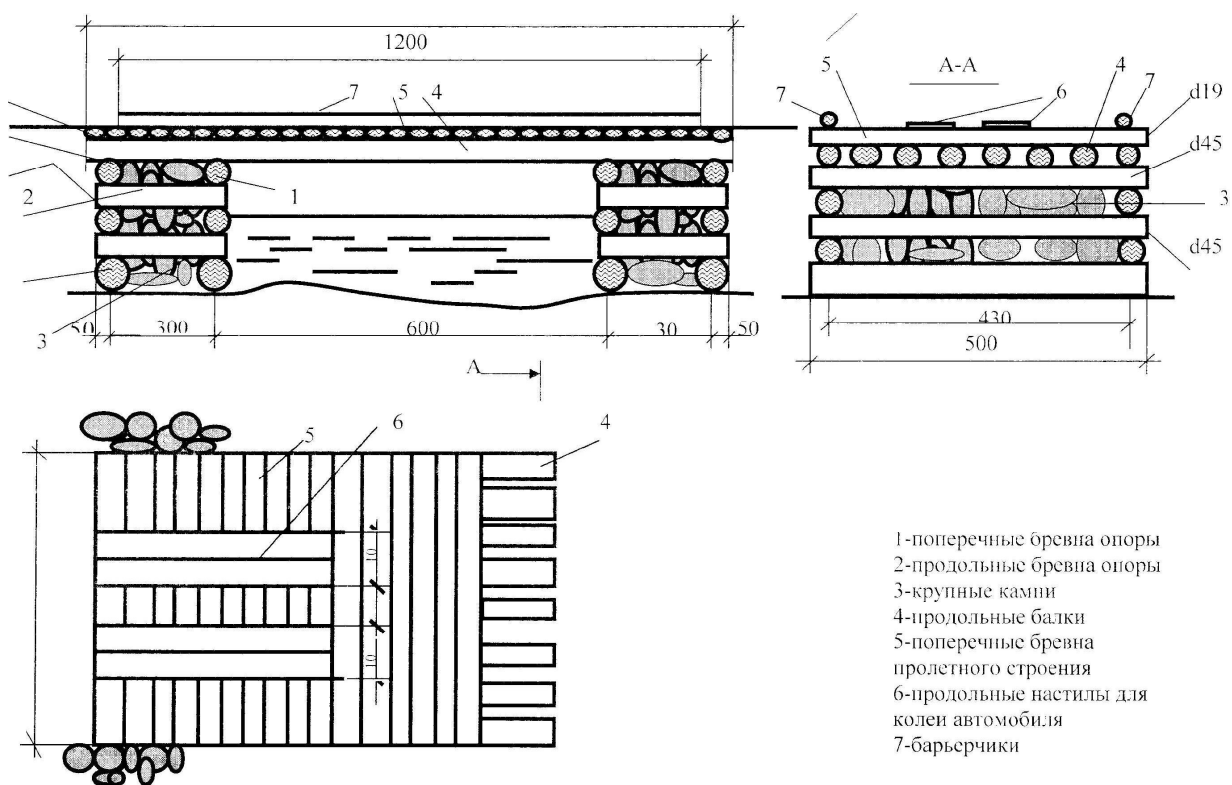


Рис. 4.4. Конструкция деревянного балочного моста

В этом случае работу пролетного строения 4 можно рассматривать как работу балки с защемленными концами с расчетным пролетом 6 м.

Преимущества этой конструкции перед конструкцией с балкой на шарнирных опорах состоит в том, что в данной конструкции момент в середине пролета от временной нагрузки

уменьшается в 2 раза, а прогиб в 4 раза и, следовательно, снижаются напряжения 4, 5.

Применение этой конструкции увеличивает грузоподъемность моста, следовательно, повышается надежность работы моста при подвижных нагрузках.

4.3. Конструкция опорной части моста с регулирующими устройствами

Разработанная конструкция относится к строительству автодорожного моста и может быть использована при строительстве автодорожного моста на регулируемых опорных частях.

Задачей разработанной конструкции является повышение надежности моста при динамических воздействиях, возникающих при прохождении автотранспорта.

Поставленная задача решается тем, что в мостах, включающих поддерживающие балку железобетонные блоки, установленные на жесткое основание с использованием эластичных упругих прокладок, и прикрепленные к блокам через эластичные прокладки балок, согласно изобретению, каждый поддерживающий балку железобетонный блок установлен на эластичной упругой пористой прокладке и слое песка в нише, образованной в подферменной плите, опирающейся на опору, снабженными пропущенными сквозь него, прокладку и слой песка закрепительными и регулировочными тросами, верхние концы закрепительных тросов соединены с подбалочной подкладкой с помощью болтов и гаек, а нижние прикреплены к анкерным петлям, закрепленным на дне ниши, верхние концы регулировочных тросов соединены с подбалочной подкладкой посредством регулировочных элементов, а нижние прикреплены к закрепительным тросам, при этом между подферменной плитой и балкой предусмотрен зазор, величина которого должна удовлетворить условию

$$\Delta > \frac{P}{k},$$

где P – максимальная нагрузка на балку от автомобиля; k – коэффициент жесткости упругой эластичной прокладки, а регулировочные элементы, например, состоят из жестко закрепленных к регулировочным тросам стержней с резьбой и затяжных гаек.

При невыполнении этого условия происходит удар балки на опору, что нежелательно для пролетного строения.

Конструкция поясняется чертежами: Фасад моста; Поперечный разрез моста 1–1; Узел 1; Узел 2;

Мост включает опору 1, на которую опираются подферменная плита 2 с прямоугольными нишами 3, балки 4 с раздельными скреплениями через эластичные прокладки 5 с подкладкой 6, закрепленной на подбалочные железобетонные блоки 7. Железобетонные блоки 7 укладываются

на эластичных упругих прокладках 8 с порами 9, размещенных в прямоугольной нише 3 с песком 10, и закрепляются на дне ниши с помощью закрепительных элементов 11.

Закрепительные элементы выполнены в виде гибких тросов 11, на концах которых закреплены болты 12. Для упругого закрепления железобетонного блока с балкой на подферменную плиту на дне ниши 3 имеются металлические анкерные петли 13. Упругость эластичной прокладки 8 зависит от количества опор 9 в прокладке 8 и регулируется регулировочными элементами 14, соединенными одними концами с тросами 11, а другими концами – с подбалочными подкладками 6 посредством затяжных стержней 15 с резьбой и гаек 16. Подбалочные подкладки 6 жестко закрепляются на железобетонные блоки 7 с помощью соединительных болтов 12 и гаек 17.

Предлагаемая конструкция работает следующим образом. При прохождении автомобиля динамическая нагрузка передается через железобетонные блоки 7 на эластичные упругие прокладки 8, которые при этом сжимаются, поглощая часть энергии, возникающей при колебании моста, а остальная часть энергии гасится песком 10. Наличие песка 10 в нише 3 обеспечивает быстрое затухание колебания пути. Затягиванием гаек 16 можно добиться требуемой вертикальной жесткости моста и тем самым обеспечить возможность сдвига колебаний моста от резонансных зон, а песок, увеличивая коэффициент затухания, уменьшает пиковые напряжения, возникающие в конструкциях пролетного строения при возможном появлении резонанса.

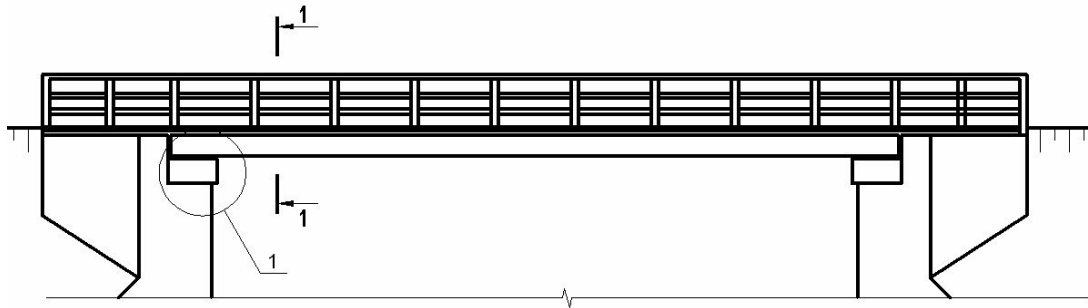
При циклических динамических нагружениях подбалочные железобетонные плиты 7 перемещаются вверх и вниз в вертикальном направлении, попеременно включая в работу и выключая из работы тросы 11, 14 на растяжение. Когда упругие эластичные прокладки 8 сжимаются, тросы 11, 14 выключаются из работы, принимая искривленную форму, а при обратном направлении динамической нагрузки, когда упругие прокладки 8 стремятся принять первоначальное положение, перемещая вертикально в верх подбалочные железобетонные блоки 7, в работу на растяжение включаются тросы 11, 14, постепенно выпрямляясь и растягиваясь.

Потенциальная энергия упругих прокладок 8 рассеивается и гасится тросами 11, 14 и песком 10. Циклическое искривление и выпрямление тросов 11, 14 производят периодическое разрыхление песка 10, что уменьшает вертикальную жесткость и увеличивает коэффициент затухания колебаний моста. Таким образом, совместная работа упругих прокладок 8, песка 10 и тросов 11, 14 приводит к уменьшению вибраций при колебании моста и способствует быстрому затуханию вертикальных колебаний, возникающих при прохождении автомобиля по мосту.

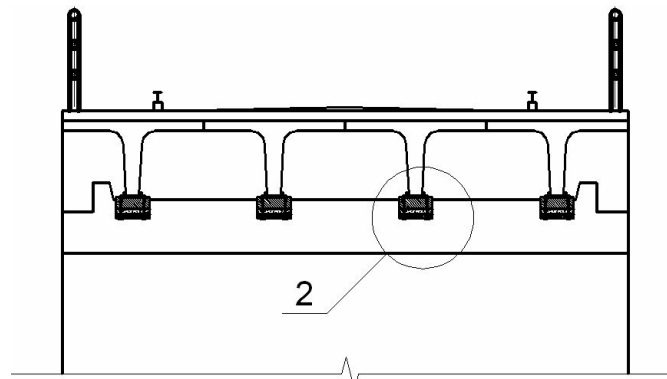
Регулировочными элементами 15 путем затягивания гаек 16 можно подбирать оптимальную жесткость опорной части, при которой не будет резонансных явлений. Наличие тросов 11, 14 и песка 10 увеличивает коэффициент затухания, а это приводит к уменьшению пиковых напряжений, возникающих при колебаниях железнодорожного пути.

Разработанная конструкция повышает надежность работы моста при динамических нагрузках, уменьшая шум и вибрации/85/.

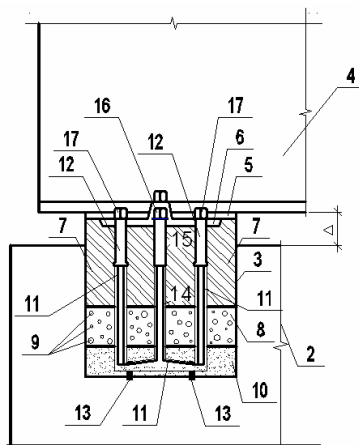
Фасад моста



Поперечный разрез 1-1



Узел 1



Узел 2

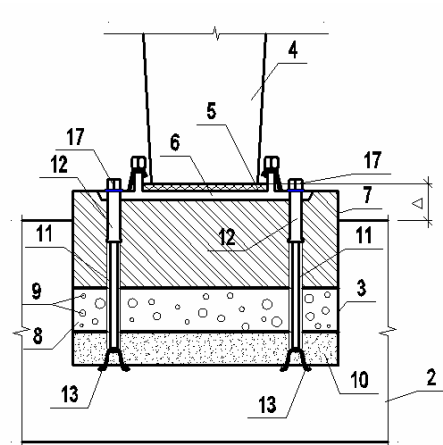


Рис. 4.5. Конструкция опорной части моста с регулируемыми устройствами

4.4 Рекомендации по проектированию мостов с регулирующими опорными устройствам.

Решая уравнения 2.54 численным методом /36/ (см. 2.34), берем отношение M_{C_0}/M , где M_{C_0} – динамический момент в середине пролета для пролетного строения на регулирующих опорах, M – динамический момент в середине пролета для пролетного строения на жестких опорах. Получим зависимость $\frac{M_{C_0}}{M} = f\left(\frac{\omega}{\omega_{C_0}}\right)$ и построим график (рис. 4.6 а). Теперь рассмотрим

применение графиков рис.4.6, а, 4.6, б. Пусть требуется снизить динамический момент в середине пролета на 10%. Тогда $M_{C_0}/M=0.90$ из графика определяется по горизонтальной оси $\frac{\omega}{\omega_{C_0}}$; где

ω – частота собственного колебания пролетного строения на жестких опорах, ω_{C_0} – частота собственного колебания пролетного строения на регулирующих опорах. От значения ω_{C_0} –

определяется α из формулы $\omega = \frac{\alpha^2}{l^2} \sqrt{\frac{EJ}{m}}$ (см. формулы 2.40). Зная значения α , можно

подбирать жесткость опорной части C_0 с помощью графика на рис.4.6,б (см. рис. 2.7).

Применение графиков на рис. 4.6 упрощает вычисление при подборе жесткости регулирующих опорных частей, и можно рекомендовать для проектировщиков.

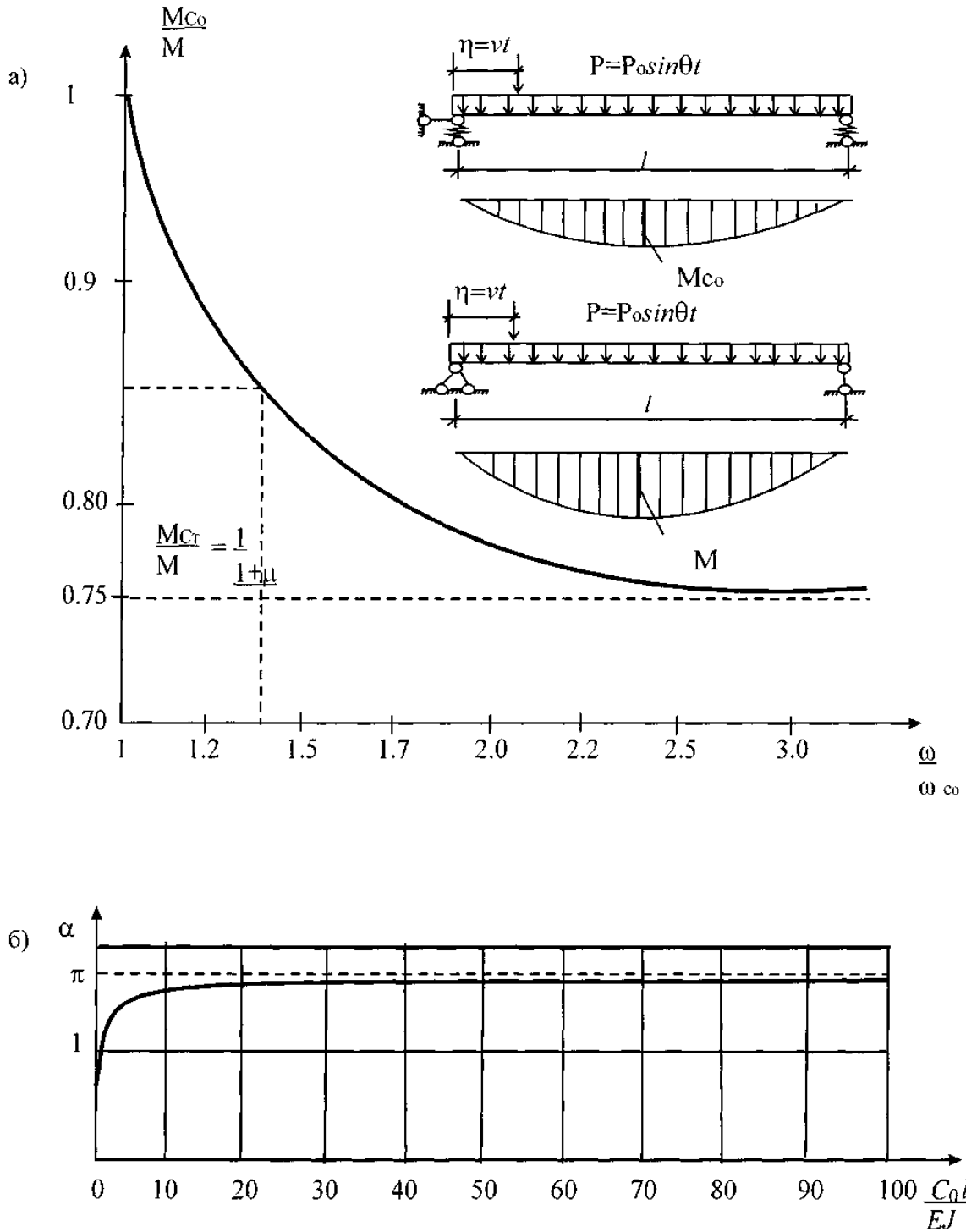


Рис.4.6 Упрощенный график для определения жесткости с регулируемыми опорными частями в зависимости от снижения динамического коэффициента $1+\mu$

4.5 Расчет годового экономического эффекта от применения регулирующих опорных устройств в мостах

Сравниваемые проектные решения зданий и сооружений должны быть сопоставимы по назначению с учетом требований Строительных норм и правил и технических условий для одного и того же района строительства и условий эксплуатации.

При сравнении вариантов сооружений необходимо обеспечить их сопоставимость по назначению, потребительским свойствам, условиям труда и т.п.

Для обеспечения сопоставимости строительных конструкций учету подлежит комплекс всех сопряженных с данной конструкцией элементов, рассчитанных на одинаковые динамические нагрузки/98/.

Расчет годового экономического эффекта \mathcal{E} от создания и использования новых строительных конструкций производится по формуле

$$\mathcal{E} = [(Z_1 + Z_{c1})\varphi + \mathcal{E}_3 - (Z_2 + Z_{c2})] A_2, \quad (4.6)$$

где Z_1 и Z_2 – приведенные затраты на заводское изготовление конструкций (деталей) с учетом стоимости транспортировки до строительной площадки по сравниваемым вариантам базовой и новой техники, в сом на единицу измерения;

Z_{c1} и Z_{c2} – приведенные затраты по возведению конструкций на стройплощадке (без учета стоимости заводского изготовления) по сравниваемым вариантам базовой и новой техники, в сом. на единицу измерения;

φ – коэффициент изменения срока службы новой строительной конструкции по сравнению с базовым вариантом.

При использовании в строительстве освоенных промышленностью конструкций (деталей), на которые установлены оптовые цены промышленности, в расчетах вместо приведенных затрат может приниматься отпускная цена франко–строительной площадки.

Указанный коэффициент рассчитывается по формуле

$$\varphi = \frac{P_1 + E_i}{P_2 + E_i}, \quad (4.7)$$

где P_1 и P_2 – доли сметной стоимости строительных конструкций в расчете на 1 год их службы по сравниваемым вариантам.

Принимаются по табл. 1;

\mathcal{E}_3 – экономия в сфере эксплуатации конструкций за срок их службы определяется по формуле

$$\dot{Y}_{\dot{Y}} = \frac{(\dot{E}_1 - \dot{E}_2) - \dot{A}_i (\dot{E}_2' - \dot{E}_1')}{P_2 + E_i}, \quad (4.8)$$

где I_1 и I_2 – годовые издержки в сфере эксплуатации на единицу конструктивного элемента здания, сооружения или объект в целом по сравниваемым вариантам, сом. К ним относятся: затраты на капитальный ремонт строительных конструкций, восстановление и поддержание предусмотренной проектом надежности конструкций и сооружений в целом,

ежегодные затраты на текущий ремонт и техническое обслуживание (отопление, освещение, очистка от снега и др.);

K'_1 и K'_2 – сопутствующие капитальные вложения в сфере эксплуатации строительных конструкций (капитальные вложения без учета стоимости конструкций) в расчете на единицу конструктивного элемента здания, сооружения или объект в целом по сравниваемым вариантам, сом.;

A_2 – годовой объем строительно–монтажных работ с применением новых строительных конструкций в расчетном году, в натуральных единицах.

Расчет годового экономического эффекта от создания и эксплуатации сооружений нового типа с улучшенными конструктивными решениями по сравнению с заменяемыми сооружениями с той же номинальной производственной мощностью, обеспечивающих повышение их технических и эксплуатационных качеств, производится по формуле

$$\mathcal{E} = \beta \varphi \sum_{i=1}^m Z_{1i} \alpha_t + \mathcal{E}_3 - \sum_{i=1}^m Z_{2i} \alpha_t, \quad (4.9)$$

где Z_{1i} и Z_{2i} – приведенные затраты в i -м году строительства объекта по сравниваемым вариантам, сом.;

α_t – коэффициент приведения к году завершения строительства;

β – коэффициент учета изменения качественных параметров сравниваемых вариантов (производственной мощности, пропускной способности, полезной площади зданий и др.), зависящих только от строительных проектных решений.

Указанный коэффициент рассчитывается по формуле

$$\beta = \frac{B_2}{B_1}, \quad (4.10)$$

где B_1 и B_2 – годовые объемы выпускаемой продукции в зданиях производственного назначения, пропускная способность транспортных сооружений, число посетителей, обслуживаемых в зданиях культурно–бытового назначения, и другие аналогичные качественные параметры соответственно по базовому и новому варианту;

φ – коэффициент учета измерения срока службы нового типа сооружения по сравнению с базовым вариантом, определяется по формуле

$$\varphi = \frac{P'_1 + E_H}{P'_2 + E_H}, \quad (4.11)$$

где P'_1 и P'_2 – доли отчислений от балансовой стоимости на полное восстановление (реновацию) базового и нового здания, сооружения; принимаются по данным табл. 4.1;

\mathcal{E}_3 – экономия в сфере эксплуатации зданий (сооружений) за срок их службы; рассчитывается по формуле (4.6);

При строительстве в рассматриваемом периоде нескольких объектов нового типа расчет ведется по каждому в отдельности, а результаты суммируются.

Коэффициенты реновации рассчитываются по формуле

$$P = \frac{E}{(1 + E)^{T_c} - 1},$$

где T_c – срок службы сооружения

Таблица 4.1. Доли отчислений от балансовой стоимости на полное восстановление (реновацию) базового и нового сооружения

T_c	P	$P+E_n$	$1/P+E_n$
1	1,0000	1,1500	0,8696
2	0,4762	0,6262	1,5969
3	0,3021	0,4521	2,2119
4	0,2155	0,3655	2,7360
5	0,1638	0,3138	3,1807
6	0,1296	0,2796	3,5765
7	0,1054	0,2554	3,9154
8	0,0874	0,2374	4,2123
9	0,0736	0,2236	4,4723
10	0,0627	0,2127	4,7015
11	0,0540	0,2040	4,9020
12	0,0468	0,1968	5,0813
13	0,0408	0,1908	5,2411
14	0,0357	0,1857	5,3850
15	0,0315	0,1815	5,5096
20	0,0175	0,1675	5,9701
25	0,0102	0,1602	6,2422
30	0,0061	0,1561	6,4062
40	0,00226	0,15226	6,5677
50	0,00086	0,15086	6,6287

Краткая техническая характеристика сравниваемых вариантов

Новое проектное решение – автомобильный двухпролетный разрезной мост, имеющий пролетные строения длиной по 15 м из типовых железобетонных конструкций и опорные части с регулирующими устройствами, опоры монолитные.

За базу сравнения принят мост, у которого пролетные строения изготовлены из типовых железобетонных конструкций и резиновая опорная часть, опоры монолитные. Применение нового

проектного решения повышает надежность работы моста, позволяет сократить расход арматуры на пролетное строения и снизить расходы в сфере эксплуатации объекта.

Таблица 4.2. Исходные данные для расчета (на 1 мост)

Показатели	Единица изменения	Базовое проектное решение	Новое проектное решение
1. Сметная стоимость объекта	тыс. сом.	9026,95	9016,373
2. Себестоимость строительно–монтажных работ	тыс. сом.	7478,11	7323,32
3. Капитальные вложения в производственные фонды строительной организации с учетом сопряженных капитальных вложений в промышленность строительных конструкций по годам строительства объекта:			
1–й	тыс. сом.	14300	14600
4. Годовые эксплуатационные расходы	тыс. сом.	242,3	230,4
5. Продолжительность строительства моста	год	1	1
6. Сроки службы объектов	год	50	50
7. Трудоемкость работ	<u>чел.– дн.</u> м	195,8	186,7

Расчет годового экономического эффекта

Годовой экономический эффект определяется по формуле (4.9)

$$\dot{Y} = \beta \varphi \sum_{i=1}^m C_{1i} \alpha_t + \dot{Y}_y - \sum_{i=1}^m C_{2i} \alpha_t.$$

Приведенные затраты по сравниваемым вариантам:

Таблица 4.3. Базовое проектное решение

Годы строительства объекта	I_{1i}	K_{1i}	$Z_{1i} = C_{1i} + E_n K_{1i}$	Коэффициент приведения α_t	$Z_{1i} \alpha_t$
1 – й	7478,11	14300	10251	1,0	9623,11

Итого	7478,11				9623,11
-------	---------	--	--	--	---------

Таблица 4.4. Новое проектное решение

Годы строительства объекта	I_{2i}	K_{2i}	$Z_{2i} = C_{2i} + E_n$ K_{2i}	Коэффициент приведения α_t	$Z_{2i} \alpha_t$
1-й	7323,32	14600	13617	1,0	9513,32
Итого	7323,32				9513,32

β – отношение полезных объемов сооружения – 1,0;

φ – коэффициент учета изменения сроков службы – 1,0.

Экономический эффект в сфере эксплуатации сооружения определяется по формуле (4.8)

$$\mathcal{E}_s = \frac{(I_1 - I_2)}{P_2 + E} = \frac{242,3 - 230,4}{0,00086 + 0,15} = 78,9 \text{ тыс. сом.}$$

Величина 0,00086 принимается по табл. 4.1.

Общий годовой экономический эффект от создания и использования новых регулирующих опорных частей автодорожного моста составляет:

$$\mathcal{E}_1 = 9623,11 + 78,9 - 9513,32 = 188,69 \text{ тыс. сом.}$$

По данным Минтранса по всей республике за год строятся 30–35 железобетонных мостов из Т-образных балок.

При применении новой техники в нескольких сферах (отраслях) учитывается эффект от ее производства и использования в этих сферах. База сравнения принимается индивидуальной по каждой сфере применения новой техники. При этом общий годовой выпуск продукции (работ) распределяется по каждой сфере в натуральных единицах, а годовой экономический эффект \mathcal{E} определяется по формуле

$$\mathcal{E} = \sum \mathcal{E}_i \cdot A_i \quad (4.12)$$

где \mathcal{E}_i – годовой экономический эффект от производства и использования в строительстве единицы новых конструкций, сом;

A_i — часть выпуска новых конструкций в расчетном году, в натуральных единицах.

Общий годовой экономический эффект от создания и использования новых регулирующих опорных частей автодорожных мостов по всей республике составляет: $\mathcal{E} = 188,69 \times 30 = 5660,7 \text{ тыс. сом.}$

4.6. Экономический эффект от перевозки сверхнормативного груза для ГЭС Камбар–Ата–2

При строительстве ГЭС Камбар–Ата–2 возникла необходимость перевоза по мосту через реку Нарын на 318 км автодороги Бишкек – Ош рабочего колеса для ГЭС Камбар–Ата–2. Общий вес вместе трейлером и тягачом составляет 129 т. По заключениям специалистов проектного института «Кыргыздортранспроект» и других ведомств, для перевозки данного груза предложено построить новый мост. Стоимость такого нового моста составляет более 100 млн сомов, что для нашей республики является большим объемом затрат. Для уточнения данного решения ОАО «Нарынгидроэнергострой» в лице главного заказчика еще раз дали задание на обследование моста специалистам Кыргызского государственного университета строительства транспорта и архитектуры (КГУСТА). Специалисты КГУСТА под руководством профессора М.Ч. Апсеметова произвели обследование и испытание моста. Для решения поставленной цели были решены следующие задачи:

1. Визуальное обследование моста.
2. Статическое испытание моста.
3. Динамическое испытание моста.

Мост расположен на 318 км автодороги Бишкек – Ош. Район расположения моста относится к сейсмически опасным. Сейсмостойкость района, где расположен мост, 9 баллов, категория грунта II по сейсмическим свойствам. Мост эксплуатируется с 1975 г. Мост шестипролетный, разрезные пролетные строения из железобетона, длина моста 206,8 м. Береговые пролеты длиной 16,76 м – балки таврового сечения из обычного железобетона. Промежуточные пролетные строения длиной 43,2 м – балки таврового сечения из составных блоков, натянутые из предварительно напряженной арматуры В–II. Габарит моста – 9 м с двумя тротуарными полосами по 1,0 м.

Обследовав мост, пришли к такому заключению: по мосту можно перевести груз для Камбар–Ата–2 общим весом 129 т. Грузоподъемность моста составляет 134 т для данной схемы трейлера и тягача. Экономический эффект составляет при перевозке сверхнормативного груза для ГЭС Камбар–Ата–2 более 100 млн сомов.

Выводы по главе 4

1. Предложенные конструкции мостов эффективно используются в строительстве сейсмических районах.
2. Получены упрощенные формулы и графические зависимости для регулирования усилий пролетного строения моста.
3. Экономический эффект составляет при уменьшении динамического коэффициента 15 %, а при перевозке сверхнормативного груза для ГЭС Камбар–Ата–2 более 100 млн сомов, так

как, по заключению специалистов Министерства транспорта и коммуникации и других ведомств, для перевозки груза было предложено построить новый мост.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Численный расчет работы реального моста показал, что регулирующие опорные части эффективно снижают динамический коэффициент для мостов малых пролетов до 30 %.

2. Применение регулирующих опорных частей снижает вертикальное динамическое воздействие подвижной нагрузки на пролетное строение в среднем до 15–24 %.

3. Применение регулирующих опорных устройств на модели показало, что чем меньше пролет, тем эффективнее снижается динамический коэффициент при подвижной нагрузке.

4. Регулирующие опорные устройства, снижая частоты собственных колебаний балки, удаляют ее от резонансной зоны.

5. При схеме загрузки трейлера длиной 22,56 м перевозимым грузом максимальный момент в середине пролета не превышает предельного момента пролетного строения: $M_{\max}=1331,5 \text{ т}\cdot\text{м} < M_{\text{пред}}=1468,78 \text{ т}\cdot\text{м}$. Поэтому для транспортировки сверхнормативного груза массой 129 т рекомендуется трейлер длиной 22,56 м.

6. Экономический эффект составляет при уменьшении динамического коэффициента 15 %, а при перевозке сверхнормативного груза для ГЭС Камбар–Ата–2 более 100 млн сомов, так как, по заключению специалистов Министерства транспорта и коммуникации и других ведомств, для перевозки груза было предложено построить новый мост.

Список литературы

1. Абаканов Т. Прогноз и снижение повреждаемости сооружений при землетрясениях. – Алматы: Эверо, 1999. –252 с.
2. Абдужабаров А.Х. Сейсмостойкость подземных сооружений и дорожных покрытий с учетом требований экологии.//Проблемы строительной отрасли и пути их решения. Сб. науч. трудов Республиканской научно–технической конференции. I часть. – Бишкек, Технология, 2001. С 30–37.
3. Абдужабаров А.Х. Сейсмостойкость автомобильных и железных дорог. – Бишкек: КАСИ, 1996. – 226 с.
4. Абдужабаров А.Х. Рекомендации по проектированию земляного полотна автомобильных и железных дорог в сейсмических района. – Бишкек: БПИ, 1991. С.3–18.
5. Адлер Ю.П. и др. Планирование эксперимента при помехе оптимальных условий. – М.: Наука, 1976. –279 с.
6. Айабукаев П.М. и др. Теория подобия и размерностей. Моделирование. – М.: Высшая школа, 1968. –206 с.
7. Айзенберг Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. – М.: Стройиздат, 1976. 232 с.
8. Айзенберг Я.М., Нейман А.И., Абакаров А.Д., Деглина М.М., Чачуа Г.Л. Адаптивные системы сейсмической защиты сооружений. – М.: Наука, 1978. – 246 с.
9. Айзенберг Я.М. Адаптация к сейсмическому воздействию систем с выключающимися связями и их расчет при неполной сейсмологической информации //Строительная механика и расчет сооружений. –1971, № 2. – С. 35–40.
10. Айзенберг Я.М. Сейсмоизоляция зданий в России и СНГ//Сейсмостойкое строительство. ВНИИТПИ Госстроя России. Реферативный журнал, 1998, №1 С. 23–26.
11. Айзенберг Я.М. Землетрясение в Индии 26–января 2001г.// Сейсмостойкое строительство. ВНИИТПИ Госстроя Росии. Реферативный журнал. – 2001. – № 3 С.60–61.
12. Айдаралиев А.Е. Расчет пролетного строения моста на подвижную нагрузку // Вестник КГУСТА. – Вып. 1 (27). – Бишкек, 2010. – С. 65-70.
13. Айдаралиев А.Е. Регулирование усилий в балках с изменением геометрической схемы сооружений // Вестник Казахской академии транспорта и коммуникаций им. М. Тынышпаева– Алматы, 2010 – № 3. – С. 45-48.
14. Айдаралиев А.Е. Регулирование усилий в пролетных строениях балочных мостов // Вестник Казахской академии транспорта и коммуникаций им. М. Тынышпаева.– Алматы. – 2010. – № 2. – С. 38-40.

15. Анализ последствий землетрясений при обследовании объектов транспортного строительства (США) // Строительство в особых условиях. Сейсмостойкое строительство. – М.: ВНИИС, сер. 14, вып.9, 1982. С. 29–33.
16. Апсеметов М.Ч., Айдаралиев А.Е., Шекербеков У.Т. О коэффициенте затухания при сейсмоизоляции сооружений // Вестник КГУСТА. – Вып. 2(8). – Бишкек, 2005. – С. 11-20.
17. Апсеметов М.Ч., Айдаралиев А.Е., Шекербеков У.Т. Сейсмоизоляция пролетных строений балочных мостов // Вестник КРСУ. – № 9. – Том 6. – Бишкек, 2006. – С. 152-156.
18. Апсеметов М.Ч., Айдаралиев А.Е., Шекербеков У.Т. Сейсмостойкие опорные части для гибких зданий и сооружений // Вестник КРСУ. – № 9 – Том 6. – Бишкек, 2006. – С. 165-167.
19. Апсеметов М.Ч., Айдаралиев А.Е., Шекербеков У.Т. Регулирование реакций в конструкциях балочных мостов с изменяющимися параметрами при неполной сейсмологической информации // Вестник КРСУ. – № 6. – Том 2. – Бишкек, 2008. – С. 102-110.
20. Апсеметов М.Ч., Айдаралиев А.Е., Курманбек уулу Н., Шамшиев Н.У., Шекербеков У.Т. Техническая экспертиза моста через реку Нарын на 318 км автомобильной дороги Бишкек – Ош для перевозки сверхнормативного груза общим весом 129 т на ГЭС Камбар-Ата-2 // Материалы межд. науч.-практ. конф. – Бишкек, с. Булан-Соготту, 2009. – С. 11-21.
21. Апсеметов М.Ч., Айдаралиев А.Е., Шекербеков У.Т., Курманбек уулу Н. Результаты обследования и испытания моста на проспекте Рыскулова в г. Алматы // Вестник КГУСТА. – Вып. 4 (26). Том 2. – Бишкек, 2009. – С. 65-70.
22. Апсеметов М.Ч., Айдаралиев А.Е., Шекербеков У.Т. Оптимизация конструкций балочных мостов с изменяющимися параметрами при неполной сейсмологической информации // Вестник КГУСТА. – Вып. 2 (4) – Бишкек, 2009. – С. 74-82.
23. Апсеметов М.Ч., Айдаралиев А.Е., Шекербеков У.Т., Курманбек уулу Н. Техническая экспертиза моста через реку Торкен на 300 км автомобильной дороги Бишкек – Ош для перевозки сверхнормативного груза общим весом 129 т на ГЭС Камбар-Ата-2 // Материалы межд. науч.-практ. конф. – Бишкек, с. Булан-Соготту, 2009. – С. 21-29.
24. Апсеметов М.Ч., Айдаралиев А.Е., Шекербеков и др. колебания моста через реку Нарын на 318 км автомобильной дороги Бишкек-Ош при взрыве в ГЭС Камбар-Ата-2 // Сб. докладов 7-го Казахстанско-Китайского Межд. Симпозиума, 2-4 июня 2010 г. – Алматы, Казахстан, 2010. – С.514-518.
25. Апсеметов М.Ч., Пролетные строения с сейсмоизолирующими опорными устройствами Дис. ... канд. техн.наук. – Бишкек, 2003, С. 206.
26. Апсеметов М.Ч., Мурзакматов М. Снижение динамического воздействия подвижной нагрузки на автодорожные мосты малых пролетов//Сейсмостойкие конструкции зданий и сооружений в Киргизии. –Фрунзе, 1990. С. 77–80.
27. Апсеметов М.Ч., Чуднецов В.П. Фундамент опор моста. А.с. СССР №1717694 от 07.03.92 г. Бюлл.№9.

28. Апсеметов М.Ч., Чуднецов В.П. Сейсмостойкий фундамент для индивидуального жилищного строительства; информационный листок Кирг.НИИНТИ №37 (7044). Серия 67.11.59. – Бишкек, 1994.
29. Апсеметов М.Ч., Чуднецов В.П. Сейсмостойкое здание для индивидуального жилищного строительства: информационный листок /Нац. инф.центр КР, №3 (7110). Серия 67.11.5.9. – Бишкек, 1995.
30. Апсеметов М.Ч. Подбор жесткостей упругих опорных частей балочных автодорожных мостов в горной местности. НИЦ КР, №2 (7243). Серия 73.31.13. – Бишкек, 1997.
31. Апсеметов М.Ч., Жумабаев Р.А. Определение жесткости упругих опорных частей в многопролетных мостах с разрезными пролетными строениями// Проблемы транспортного строительства: Материалы республиканской научно–технической конференции. – Алматы: КазАТК, 1999. С.241–245.
32. Апсеметов М.Ч., Жумабаев Р.А., Айдаралиев А.Е., Шекербек У.Т. Приближенное исследование колебаний пути и подвижного состава без затухания при различных динамических параметрах // Вестник КГУСТА. – Вып. 3 (6). – Бишкек, 2004. – С. 26-30.
33. Апсеметов М.Ч. Экспериментальное исследование работы пролетного строения балочного автодорожного моста: информационный листок НИЦ КР №4 (7245). Серия 73.31.13. – Бишкек, 1997.
34. Апсеметов М.Ч. Балочные мосты с сейсмоизолирующими опорными устройствами для сейсмических районов.//Проблемы строительной отрасли и пути их решения: Сб. науч. трудов республиканской научно–технической конференции, ч.1. – Бишкек: Технология, 2001. С.37–42.
35. Апсеметов М.Ч. Экспериментальные исследования влияния сейсмоизолирующих опорных устройств на работу пролетного строения балочного моста при сейсмических воздействиях в поперечном направлении //Проблемы строительной отрасли и пути их решения. Сб. науч. трудов республиканской научно–технической конференции, ч.1. – Бишкек: Технология, 2001. – С.57–63.
36. Барченков А.Г. и др. Динамический расчет автодорожных мостов. – М.: Транспорт, 1976. – 199 с.
37. Барченков А.Г. и др. К построению методики вероятностного динамического расчета автодорожных мостов //Теория испытаний сооружений. – Воронеж: Труды ВИСИ, т.17, вып.4, , 1971 – С. 48–77.
38. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1978 – 186 с.
39. Барштейн М.Ф. Приложение вероятностных методов к расчету сооружений на сейсмические воздействия //Строительная механика и расчет сооружений. 1960. – № 2. – С.6–14.
40. Бачинский Н.М. Антисейсмика в архитектурных памятниках Средней Азии. – М.: Наука, 1949. – 47 с.

41. Безухов Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести. – М., 1961. – 537 с.
42. Бидерман В.Л. Прикладная теория механических колебаний. – М.: Высшая школа, 1972. – 416 с.
43. Болотин В.В. Задача о колебаниях мостов под действием подвижной нагрузки. //Изв. АН СССР, ОТН., Механика и машиностроение. – 1961. – № 4. – С.4–9.
44. Болотин В.В. Статистические методы в строительной механике. – М.: Стройиздат, 1965. – 279 с.
45. Быховский В.А. Экспериментальное исследование динамического поведения моделей на податливом и неподатливом основаниях //Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1960. – С.103–121.
46. Быховский В.А., Гольденбалт И.И. К вопросу о надежности и оптимальности сейсмостойкого строительства //Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. – М.: Стройиздат, 1967. С. 4–9.
47. Воронков Б.Д. Подшипники сухого трения. Л.: Машиностроение, 1979. – 224 с.
48. Газлийские землетрясения 1976 г.: Инженерный анализ последствий. – М.: Наука, 1982. – 196 с.
49. Газлийское землетрясение 1984 г.: Инженерный анализ последствий. – М.: Наука, 1988. – 157 с.
50. Газлийское землетрясение 1984 г. Анализ поведения зданий и инженерных сооружений. – М.: Наука, 1988. – 118 с.
51. Гольденблат И.И., Завриев К.С. и др. Проектирование гидротехнических, транспортных и специальных сооружений. – М.: Издательство литературы по строительству, 1971. – 280 с.
52. Ден–Гартог Дж.П. Механические колебания. – М.: Наука, 1960. – 580 с.
53. Джанузаков К.Д., Чедия О.К., Абдрахматов К.Е., Турдукулов А.Т. Карта сейсмического районирования Кыргызской Республики. – Бишкек: Илим, 1996. – 25 с.
54. Жаланаш–Тюпское землетрясение 25 марта 1978 г. – Алма–Ата: Наука, 1981. – 136 с.
55. Жунусов Т.Ж. Основы сейсмостойкости сооружений. – Алма–Ата, 1990.
56. Жунусов Т.Ж. Элементы колебаний систем и динамики сооружений в теории сейсмостойкости. – Алматы, КазГАСА, 1999. 119с.
57. Жунусов Т.Ж., Апсеметов М.Ч. О возможности применения амортизирующих опорных частей в балочных автодорожных мостах //Труды межд. конф. «Проблемы механики». Бишкек, 1994.
58. Жунусов Т.Ж., Апсеметов М.Ч. Балочные автодорожные мосты на упругих опорных частях //Тезисы докладов международной конференции. Бишкек, 14–17 июня 1994 г. – С. 175–176.

59. Жунусов Т.Ж., Апсеметов М.Ч. Сейсмоизолирующие узлы в конструкциях мостов //Вестник КГУСТА Вып.1. – Бишкек, 2002. С. 49–54.
60. Жунусов Т.Ж., Чуднецов В.П., Апсеметов М.Ч. Балочные автодорожные мосты в условиях сейсмики и высокогорья: Информационный листок КиргНИИНТИ №34 (7041). Серия 67.29.63. – Бишкек, 1995.
61. Жунусов Т.Ж., Апсеметов М.Ч., Чуднецов В.П. Разрезной балочный мост с шарнирными связями: Информационный листок КиргНИИНТИ №62 (7169). Серия 73.31.13. – Бишкек, 1995.
62. Жунусов Т.Ж., Аубакиров А.Т., Ашимбаев М.У., Буданов В.И., Бучацкий Е.Г. Повреждения зданий и сооружений в Джамбуле при землетрясении 10 мая 1971 года. – Алма-Ата: Казахстан, 1974. – 139 с.
63. Жунусов Т.Ж., Бучацкий Е.Г. Современное сейсмостойкое строительство. – Алма-Ата: Казахстан, 1976. – 132 с.
64. Жунусов Т.Ж., Парамзин А.М. и др. Исследование колебаний девятиэтажного здания с первым гибким этажом //Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций. Вып.2 (10). – Алма-Ата: Казахстан, 1968, С. 30–34.
65. Жунусов Т.Ж. Колебания зданий при мощных взрывах в Медео //Колебания зданий при взрывах и землетрясениях. – Алма-Ата: Казахстан, 1972. С.3–122.
66. Зеленский Г.А., Катин-Ярцев А.С. Фундаменты зданий с сейсмоизолирующими устройствами //Сейсмостойкое строительство. – М.: ЦИНИС Госстроя СССР, серия Х1У, 1976, вып.10. – С. 6–9.
67. Зеленский Г.А., Катин-Ярцев А.С., Назин В.В., Яременко В.Г. Оценка величины снижения сейсмической нагрузки на здания с сейсмоизолирующими устройствами //Сейсмостойкое строительство. – М.: ЦИНИС Госстроя СССР, серия Х1У, 1976, вып.10. – С.10–13.
68. Исследования работы конструкций зданий на упругих опорах при воздействиях типа сейсмических (Великобритания, США) //Сейсмостойкое строительство. – М.: ЦИНИС Госстроя СССР, серия Х1У, 1979, вып.9. С.17–20.
69. Карта сейсмического районирования Кыргызской Республики (М 1:1000000) /К.Д.Джанузаков, О.К. Чедия, К.Е. Абдрахматов, А.Т. Турдугулов, – Бишкек: Илим, 1996. – 24 с.
70. Карцивадзе Г.Н. Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений. М.:Транспорт, 1974. 263 с.
71. Киселев В.А. Строительная механика: Спец.курс. Динамика и устойчивость сооружений. – М.: Стройиздат, 1980. – 616 с.
72. Корнев Б.Г., Пановко Я.Г. Динамический расчет сооружений//Строительная механика в СССР, 1917–1967. – М., Стройиздат, 1969. – С. 280–328.

73. Кохманюк С.С., Филиппов А.П. Колебания многопролетных балок на упругих опорах при подвижной нагрузке //Строительная механика и расчет сооружений. – 1965. – №6. – С. 12–16.
74. Крылов А.Н. Вибрация судов. – М.–Л.: Изд-во АН СССР, 1948, т.10. – С.108–119.
75. Кутуев М.Д. Оптимальное управление распределением внутренних усилий строительных конструкций. – Бишкек 1999. – С.3–5.
76. Кутуев М.Д., Токтогонов А.Т., Айдаралиев А.Е. Искусственные методы управления распределением напряжений // Вестник КГУСТА. – Вып. 3.(6) Бишкек, 2004. – С. 76-79.
77. Кутуев М.Д., Апсеметов М.Ч., Айдаралиев А.Е. Уменьшение напряжений в середине пролета для балочных деревянных мостов // Вестник КГУСТА. – Вып. 2. – Бишкек, 2008. – С. 128-130.
78. Мак–Кракен Д., Дорн У. Численные методы и программирование на Фортране. – М.: Мир, 1977. – 584 с.
79. Мартемьянов А.И. Инженерный анализ последствий землетрясений 1946 и 1966 гг. в Ташкенте. – Ташкент: ФАН, 1969. – 198 с.
80. Мартемьянов А.И. Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах. – М.: Стройиздат, 1985. – 253 с.
81. Назаров А.Г. Теория подобия твердых деформируемых тел. – Ереван: Изд-во АН Армянской ССР, 1965, – 218 с.
82. Окомото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений. – М.: Стройиздат, 1980. – 342 с.
83. Отчет о научно–исследовательской работе (промежуточный) «Разработать и внедрить в практику народного хозяйства методы оценки опасности и комплекс мероприятий для уменьшения ущерба от землетрясений, цунами и вулканических извержений». Раздел: Разработать комплекс программ для ЭВМ по расчету на сейсмостойкость и новые конструкции мостов для строительства в сейсмических районах. Гос.регистр.№ 01870035111, инв.№0290.0045944. – Фрунзе, 1989. – С. 128–142.
84. Отчет о научно–исследовательской работе (заключительный) «Разработать и внедрить в практику народного хозяйства методы оценки опасности и комплекс мероприятий для уменьшения ущерба от землетрясений, цунами и вулканических извержений». Раздел: Разработать комплекс программ для ЭВМ по расчету на сейсмостойкость и новые конструкции мостов для строительства в сейсмических районах. Гос.регистр.№ 01870035111, инв.№0291.0034912. – Фрунзе, 1990. – С.116–164.
85. Патент № 932 Железнодорожный путь / Апсеметов М.Ч., Жумабаев Р.А., Айдаралиев А.Е., Шекербеков У.Т. (KG). Патент КР от 31. 01. 2007.
86. Пановко Я.Г. Основы прикладной теории упругих колебаний. – М.: Машиностроение, 1967. – 316 с.

87. Пискунов И.С. Дифференциальные и интегральные исчисления. Том I. – М.: Наука, 1976. – 456 с.
88. Пискунов И.С. Дифференциальные и интегральные исчисления. Том II. – М.Наука, 1976. – 518 с.
89. Подпольский В.Г. Вибрация конструкций при сухом трении между элементами. – Харьков: Прапор, 1970. – 176 с.
90. Поляков С.В., Килимник Л.Ш., Солдатова Л.Л. Опыт возведения зданий с сейсмоизолирующим поясом в фундаменте. – М., 1984. – 21 с.
91. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий. – М.: Высшая школа, 1969. 335 с.
92. Поляков С.В., Джакыпбеков И. Алгоритм исследования сейсмических колебаний каркасных зданий со стеновым заполнением //Строительство в особых условиях. Сейсмостойкое строительство. – М.: ВНИИС Госстроя СССР, сер.13.59, вып.7, 1983. – С.20–24.
93. Рабинович И.М., Синицын А.П., Лужин О.В., Теренин Б.М. Расчет сооружений на импульсивные воздействия. – М.: Наука, 1970. – 269 с.
94. Саргсян Г.А., Джинчвелашвили Г.А. Оценка сейсмостойкости и сейсмоустойчивости сооружений с сейсмоизолирующими опорами.//Транспортное строительство. – 1998 № 11. – С. 19–22.
95. Сергеев С.И. Демпфирование механических колебаний. – М.: Физматгиз, 1959. – 408 с.
96. Словинский Ю.В. Исследование работы высоких опор балочных мостов при действии сейсмических горизонтальных нагрузок //Совершенствование методов расчета и конструирования зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах. – Тбилиси, 1971. – С.76, 83.
97. СН 509-78. Инструкция по определению экономической эффективности использования в строительстве новой техники, изобретений и рационализаторских предложений / Госстрой СССР. – М.:, 1980. – 40 с.
98. СНиП 2.05.03.85. Мосты и трубы /Госстрой СССР. – М.: ЦИТП 1985. – 200 с.
99. СНиП 2.03.01 – 84. Бетонные и железобетонные конструкции /Госстрой СССР. – М.:, 1989. – 124 с.
100. СНиП II-7-81 Строительство в сейсмических районах. – М.: Стройиздат, 1982. – 47 с.
101. Солдатова Л.Л. Исследование работы одномассовой модели здания с сейсмоизоляционным скользящим поясом и пружинными ограничителями перемещений. – М.: ЦИНИС Госстроя СССР, серия XIY, 1977. – Вып.3. – С.11.
102. Солдатова Л.Л. Определение горизонтальной жесткости резиновых амортизаторов для зданий с сейсмоизоляционным скользящим поясом и упругими ограничителями. – М.: ЦИНИС Госстроя СССР, серия XIY, 1980. Вып.8. – С.16–19.

103. Солдатова Л.Л. Исследование работы двухмассовой модели здания с сейсмоизоляционным скользящим поясом //Сейсмостойкое строительство. Серия Х1У. 1979. Вып.5. – С.4–9.
104. Справочник по динамике сооружений./Под ред. Б.Г.Коренева и И.М. Рабиновича. – М.: Стройиздат, 1972. – 512 с.
105. Тарг С.М. Краткий курс теоретической механики. – М.: Наука, 1966. – 478 с.
106. Технические указания по применению мостовых опорных частей из полимерных материалов. ВСН 86–71 /Минтрансстрой. – М.: Оргтрансстрой, 1977. – 54 с.
107. Тимошенко С.П. и др. Колебание в инженерном деле. – М.: Машиностроение, 1985. – 205 с.
108. Типовые проекты //Сборные составные блоки пролетного строения мостов из предварительно напряженного железобетона длиной 24, 33, 42 метров. Серия 3.503–12, Выпуск 20. – М.: Союздорпроект, 1975.
109. Типовые проекты //Сборные Т–образные ж/б балки без диафрагм для автодорожных мостов». Выпуск 56. – М.: Союздорпроект, 1962.
110. Филиппов А.Т. и др. Деформирование элементов конструкций под воздействием ударных и импульсных нагрузок. – Киев, Наукова думка, 1978. – 116 с.
111. Филиппов А.Т. и др. Воздействие динамических нагрузок на элементы конструкций. – Киев, Наукова думка, 1974. – 210 с.
112. Хучбаров З.Г. Сейсмостойкий мост. А.с. № 990935, 1983, А.с. № 1041616, 1983. а.с. №1090786, 1985
113. Хучбаров З.Г. Сейсмоизоляция автодорожных мостов. – Фрунзе, КиргИНТИ, 1986. – 60 с.
114. Черепинский Ю.Д. Экспериментальные исследования, расчетно–теоретический анализ и внедрение в строительство сейсмоизолирующих конструктивных систем КФ: Автореф. дис. ... докт.техн.наук. – Новосибирск, 1998. – 46 с.
115. Черепинский Ю.Д. К сейсмостойкости зданий на кинематических опорах //Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. № 3. – С.12–15.
116. Черепинский Ю.Д. Рекомендации по проектированию зданий с сейсмоизолирующим кинематическим фундаментом. – Алма–Ата, 1980.
117. Черепинский Ю.Д. Сейсмоизоляция жилых зданий. – Алматы, 2003.
118. Чуднецов В.П. Исследование работы резино–металлических опорных частей с цилиндрической поверхностью для балочных мостов с учетом сейсмических воздействий. Дис. ... канд. техн.нак. – Фрунзе, 1971. – С.164.
119. Чуднецов В.П. Опорная часть моста. А.с. № 579371, 1977, А.с. № 779497, 1980, А.с. № 781256, 1980, А.с. № 804754, 1980.

120. Чуднецов В.П., Апсеметов М.Ч. Исследование опоры моста с сейсмоизолирующими поясами на сейсмическую нагрузку//Исследование сейсмостойкости зданий и сооружений в Киргизии. Сб.науч.трудов. – Фрунзе, 1986. – С.3–6.
121. Чуднецов В.П., Апсеметов М.Ч. Снижение вертикальных динамических воздействий на пролетное строение балочных мостов//Тезисы докладов республиканской научно–технической конференции «Влияние региональных природно–климатических факторов на организацию и технико–экономические особенности строительства в Кирг.ССР». ч.П. – Фрунзе, 25–26 мая 1989 г. – С.281–283.
122. Чуднецов В.П., Апсеметов М.Ч. Экспериментальные исследования упрощенной модели с сейсмоизолирующим поясом малоэтажных зданий: Информ. листок КиргИНТИ №36 (7043). Серия 67.11.59. – Бишкек, 1994.
123. Чуднецов В.П., Апсеметов М.Ч. Опора балочного моста. А.с. СССР №1609850 от 30.11.90, Бюлл. № 44.
124. Чуднецов В.П., Апсеметов М.Ч. Фундамент опоры моста. А.с. СССР №1726634 от 15.04.92, Бюлл. № 14.
125. Чуднецов В.П., Апсеметов М.Ч. Опорная часть моста А.с. СССР №1812264 от 30.04.93, Бюлл. № 16.
126. Чуднецов В.П., Апсеметов М.Ч. Сейсмостойкие конструкции балочных мостов: Информ. листок НИЦ КР № 2 (7109). Серия 67.29.63. – Бишкек, 1995.
127. Чуднецов В.П., Апсеметов М.Ч. Полная изоляция мостов при сейсмических воздействиях: Информ. листок НИИНТИ КР №49 (7056). Серия 73.31.13. – Бишкек, 1995.
128. Чуднецов В.П., Мурзакматов М., Апсеметов М.Ч. Численное решение уравнения поперечных колебаний пролетного строения балочного моста на упругих опорах //Исследование сейсмостойкости зданий и сооружений. –Бишкек, 1991. – С.14–21.
129. Чуднецов В.П., Мурзакматов М., Апсеметов М.Ч. О возможности экономии расхода арматуры в железобетонных балочных автодорожных мостах малых пролетов //Экономичное армирование железобетонных конструкций. – Фрунзе, 1990. – С.66–68.
130. Чуднецов В.П., Хучбаров З.Г. Фундамент опоры моста. А.с. № 1135831, 1985.
131. Чуднецов В.П., Хучбаров З.Г. Опора моста. А.с. № 114654, 1985, решение Госкомизобретений на выдачу а.с., заявка № 3506149/29–33, 1984.
132. Шестоперов Г.С. Сейсмостойкость мостов. – М.: Транспорт, 1984. – С.143.
133. Эггерт Х. Гроге Ю. Каушке В. Опорные части в строительстве /Пер. с нем. – М.: Транспорт, 1978. – 359 с.
134. Ценов Л., Димова С. Система с включищи ее взрыки, подложена на реально сенулично воздействие. Механика, 1985, с. 492–496.
135. Jarg T.Y., Saigal S. A simple element for static and dynamic response of beams with material and geometric nonlinearities. International Journal for Numerical methods in 1984, p.851–867.
136. K.Delinic. Damped modal analysis of base usolation, p. 1327–1334.

137. Miki Chitoshi, Goto Juji, Ioshicla Hitoshi Mori Takasi. Computer Simulation studies on the fatigue load and fatigue de sign of highway bridges, 1985.

138. M.A.Austin, K.S.Pister and S.A.Mahin. Probabilistic Design of Moment–Resistant Frames under Seismic hoading. Journal of structural Engineering, 1986.

139. Denis Aubry. Sur une approche integree de l'interation sismigue sol structure. Leone francaise de geokchnique, 1987, p.5–24.

140. Millarke Paul. Base izolization brigh frequency seismic events, 1986, p. 1322–1326.

141. N.R.Valdya. Role of base isolation in the ascismic design of structures, p.1045–1051.

Приложение I (Фотоматериалы)



Фото 1. Общий вид моста



Фото 2. Вид промежуточных фундаментов



Фото 3. Прогибомер Максимова под пролетом 2



Фото 4. Определение класса бетона на балке первого пролета эталонным молотком Кашкарова



Фото 5. Установка прогибомера Максимова у второй опоры



Фото 6. Установка прогибомера Максимова под вторым пролетом

Продолжение приложения I



Фото 7. Нивелирование до загрузки



Фото 8. Нивелирование поверхности моста на втором пролете (2-е загрузке)



Фото 9. Нивелирование поверхности моста на втором пролете (3-е загрузеие)



Фото 11. Нивелирование поверхности моста на втором пролете (3-е загрузеие)

Фото 10. Загрузеие 2 на втором пролете



Фото 12. Проведение обмерных работ при загрузеии автотранспортом

Продолжение приложения I



Фото 13. Подготовка к записи приборов



Фото 14. Определение остаточных деформаций первого пролета после разгрузеия (2 груженных автотранспорта)



Фото 15. Шунтовая коробка ШК-2



Фото 16. Запись результатов измерения прогибомера Максимова на второй опоре



Фото 17. Вид сейсмоприемника при определении собственного колебания моста



Фото 18. ШК-2 и аккумулятор

Продолжение приложения I



Фото 19. Запись сейсмоприемниками при движении двух автомобилей



Фото 20. Исследование моста снизу биноклем (увеличение 12*)



Фото 21. Вид 4-го пролета при втором загрузении (2 грузенных автотранспорта)



Фото 22. Вид 4-го пролета при третьем загрузении (3 грузенных автотранспорта)



Фото 23. Первое загрузение 1-го пролета (1 грузенный автотранспорт). Нивелирование поверхности моста



Фото 24. Запись результатов нивелирования

Приложение II

Загружение пролетов испытательными нагрузками

Загружение 1 пролета 1

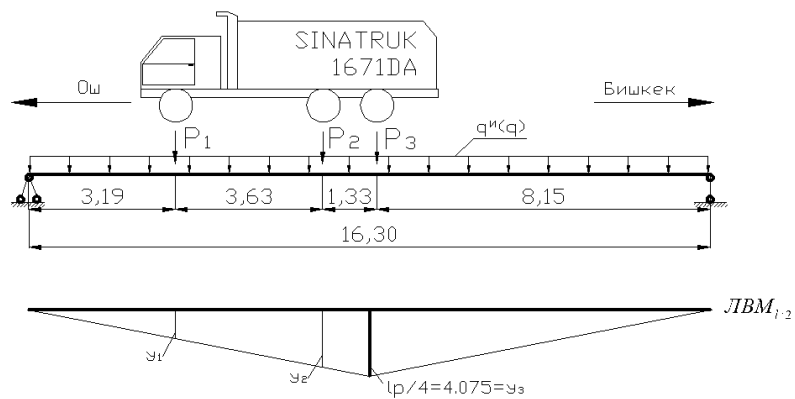


Рис.1. Первое загрузение пролета 1. Общий вес груза 38,05 т

$$\dot{o}_1 = 0,5 \cdot 3,27 = 1,635;$$

$$D_1 = 7,75\delta; D_2, D_3 = 15,15\delta;$$

$$\dot{o}_2 = 0,5 \cdot 6,9 = 3,45;$$

$$q^e = 2,53\delta / i; q = 3,09\delta / i;$$

$$\dot{o}_3 = 4,115;$$

$$\omega = 4,115 \cdot 8,23 = 33,87\delta / i;$$

$$q = 3,09\delta \cdot i, \omega = 33,21i^2;$$

$$q \cdot \omega = 104,66m \cdot m;$$

$$M = (7,75 \cdot 1,635 + 15,15 \cdot 3,45 + 15,15 \cdot 4,115) / 5 = 127,28 / 5 = 25,46m \cdot m;$$

$$\dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 130,12\delta \cdot i;$$

Загрузка 2 пролета 1

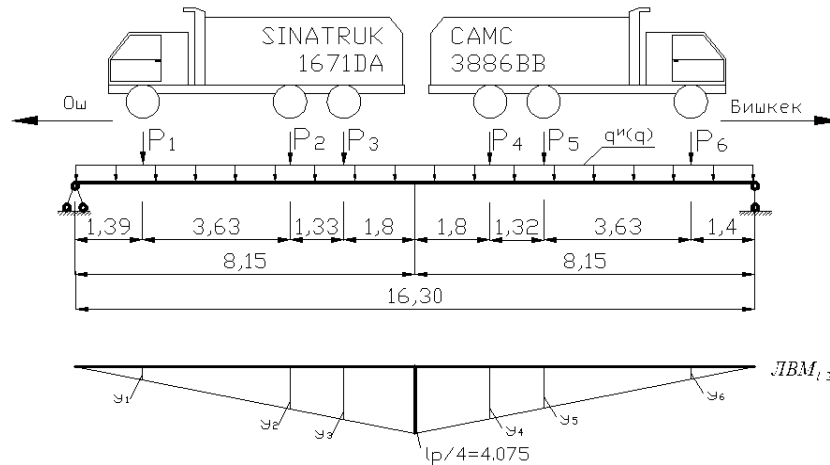


Рис.2. Второе загрузеие пролета 1. Общий вес груза 71,863 т

$$y_1 = 0,5 \cdot 1,47 = 0,735m;$$

$$y_4 = 0,5 \cdot 6,43 = 3,215m;$$

$$y_2 = 0,5 \cdot 5,1 = 2,55m;$$

$$y_2 = 0,5 \cdot 5,11 = 2,555m;$$

$$y_3 = 0,5 \cdot 6,43 = 3,21m;$$

$$y_3 = 0,5 \cdot 1,48 = 0,74m;$$

$$P_1 = 7,75m; P_2, P_3 = 15,15m;$$

$$P_4, P_5 = 13,334m; P_6 = 7,145m;$$

$$q = 3,09\delta \cdot i, \omega = 31,21i^2;$$

$$q \cdot \omega = 104,66m \cdot m;$$

$$M = (7,75 \cdot 0,735 + 15,15 \cdot 2,55 + 15,15 \cdot 3,215 + 13,334 \cdot 3,215 + 13,334 \cdot 2,555 + 7,145 \cdot 0,74) / 5 = 175,26 / 5 = 35,05m \cdot m;$$

$$\dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 139,71\delta \cdot i;$$

Продолжение приложения II

Загрузка 1 пролета 2, загрузка 1 пролета 3

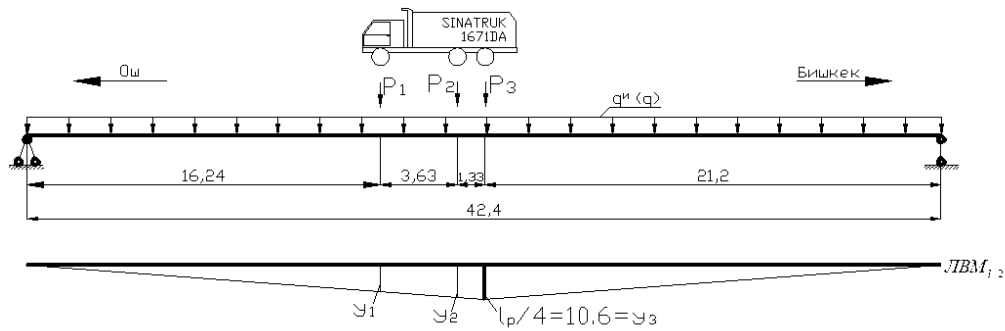


Рис.3. Первое нагружение пролетов 2,3. Общий вес груза 38,05 т

$$y_1 = 0,5 \cdot 16,24 = 8,12 \text{ м};$$

$$y_2 = 0,5 \cdot 19,87 = 9,935 \text{ м};$$

$$y_3 = 10,6 \text{ м};$$

$$P_1 = 7,75 \text{ м}; P_2, P_3 = 15,15 \text{ м};$$

$$q = 4,98 \delta \cdot i, \omega = 224,72 i^2;$$

$$M = (7,75 \cdot 8,12 + 15,15 \cdot 9,935 + 15,15 \cdot 10,6) / 4 = 374,035 / 4 = 93,51 \text{ м} \cdot \text{м};$$

$$\dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 1212,616 \delta \cdot i;$$

Загружение 2 пролета 3

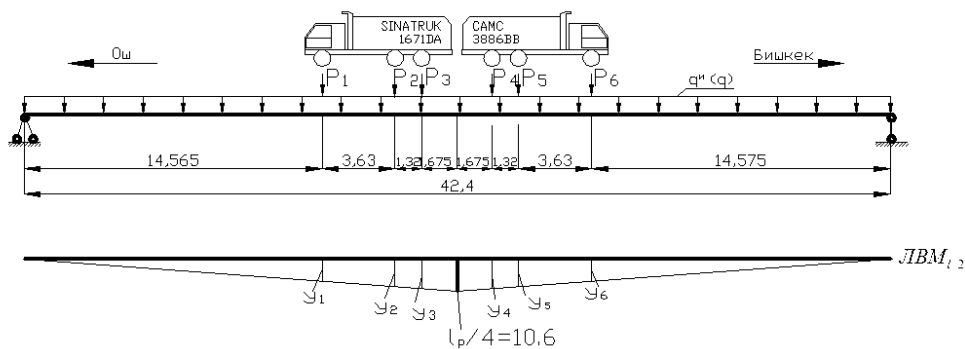


Рис.4. Второе нагружение пролета 4. Общий вес груза 71,863 т

$$y_1 = 0,5 \cdot 14,565 = 7,283 \text{ м};$$

$$y_4 = 0,5 \cdot 19,525 = 9,763 \text{ м};$$

$$y_2 = 0,5 \cdot 18,195 = 9,098 \text{ м};$$

$$y_2 = 0,5 \cdot 18,205 = 9,103 \text{ м};$$

$$y_3 = 0,5 \cdot 19,525 = 9,763 \text{ м};$$

$$y_3 = 0,5 \cdot 14,757 = 7,288 \text{ м};$$

$$P_1 = 7,75 \text{ м}; P_2, P_3 = 15,15 \text{ м};$$

$$P_4, P_5 = 13,334 \text{ м}; P_6 = 7,145 \text{ м};$$

$$q \cdot \omega = 1119,106 \text{ м} \cdot \text{м};$$

$$M = (7,75 \cdot 7,283 + 15,15 \cdot 9,098 + 15,15 \cdot 9,763 + 13,334 \cdot 9,763 + 13,334 \cdot 9,103 + 7,145 \cdot 7,288) / 4 = 645,819 / 4 = 161,455 \text{ м} \cdot \text{м};$$

$$\dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 1280,561 \delta \cdot i;$$

Загрузка 2 пролета 2

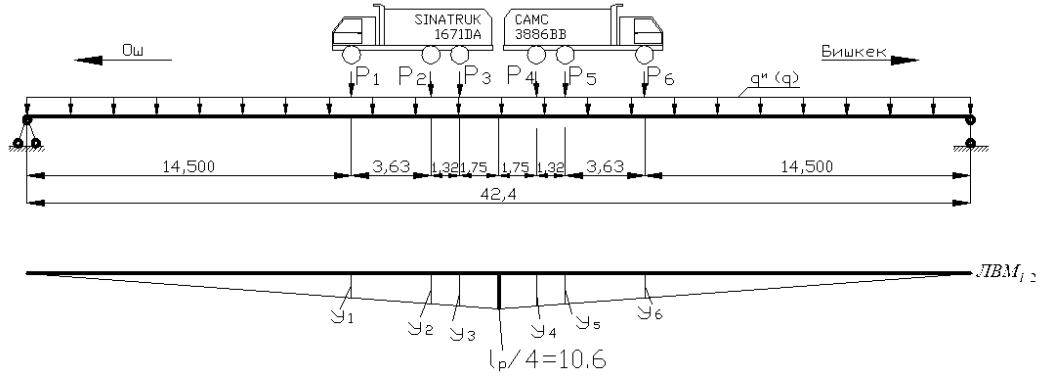


Рис.5. Второе загрузение пролета 2. Общий вес груза 71,863 т

$$y_1 = 0,5 \cdot 14,500 = 7,25m; \quad y_4 = 0,5 \cdot 14,500 = 7,25m;$$

$$y_2 = 0,5 \cdot 18,130 = 9,0658m; \quad y_2 = 0,5 \cdot 18,130 = 9,065m;$$

$$y_3 = 0,5 \cdot 19,45 = 9,725m; \quad y_3 = 0,5 \cdot 19,450 = 9,725m;$$

$$P_1 = 7,75m; P_2, P_3 = 15,15m; \quad P_4, P_5 = 13,334m; P_6 = 7,145m;$$

$$q = 4,9800m / m; \quad \omega = 224,7200m^2;$$

$$M = (7,75 \cdot 7,2500 + 15,15 \cdot 9,0650 + 15,15 \cdot 9,7250 + 13,334 \cdot 9,7250 + 13,334 \cdot 9,0650 + 7,145 \cdot 7,250) / 4 =$$

$$= 643,203 / 4 = 160,801m \cdot m;$$

$$\dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 1297,91\dot{o} \cdot \dot{i};$$

Загрузка 3 Пролет 2 = Загрузка 3 Пролет 3

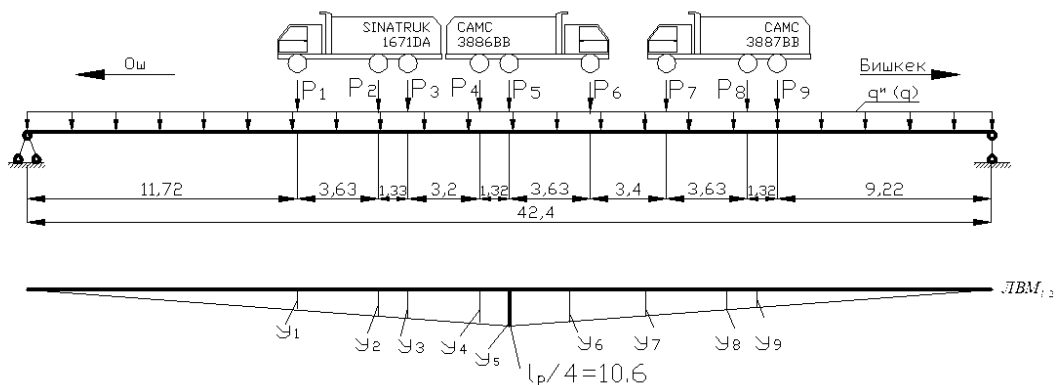


Рис.6. Третье загрузение пролетов 2,3. Общий вес груза 107,363 т

$$\begin{aligned} \acute{o}_1 &= 0,5 \cdot 11,72 = 5,86i ; & y_5 &= 10,6m; \\ \acute{o}_2 &= 0,5 \cdot 15,35 = 7,675i ; & y_6 &= 0,5 \cdot 17,57 = 8,785m; \\ \acute{o}_3 &= 0,5 \cdot 16,68 = 8,34i ; & y_7 &= 0,5 \cdot 14,17 = 7,085m; \\ \acute{o}_4 &= 0,5 \cdot 19,88 = 9,94i ; & y_8 &= 0,5 \cdot 110,54 = 5,27m; \\ & & y_9 &= 0,5 \cdot 9,22 = 4,61m; \end{aligned}$$

$$P_1 = 7,75m; P_2, P_3 = 15,15m; P_4, P_5 = 13,334m; P_6 = 7,145m;$$

$$P_7 = 6,2m; P_8 = P_9 = 14,5m; q \cdot \omega = 1119,106m \cdot m;$$

$$M = (7,75 \cdot 5,86 + 15,15 \cdot 7,675 + 15,15 \cdot 8,34 + 13,334 \cdot 9,94 + 13,334 \cdot 10,6 + 7,145 \cdot 8,785 + 6,2 \cdot 7,085 + 14,5 \cdot 5,27 + 14,5 \cdot 4,61) / 4 = 811,878 / 4 = 202,97m \cdot m;$$

$$\dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 1322,08\delta \cdot i ;$$

Продолжение приложения II

Загрузка 2 пролета 4

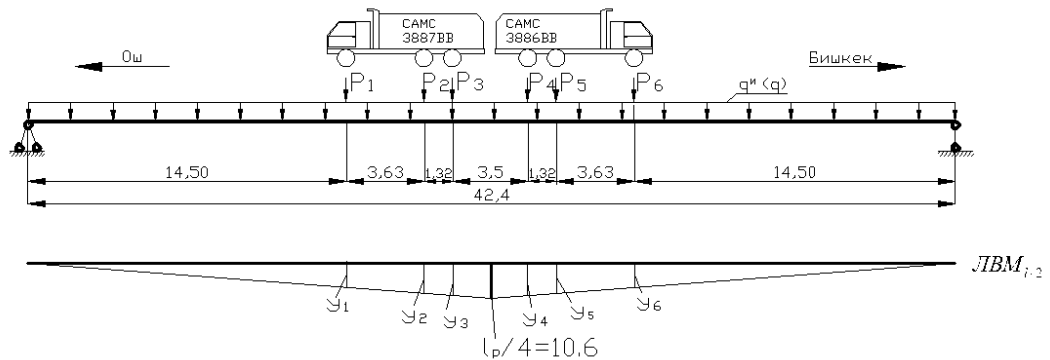


Рис.7. Второе нагружение пролета 4. Общий вес груза 60,013 т

$$\begin{aligned} y_1 = y_6 &= 7,2500m; & P_1 &= 6,2m; P_2, P_3 = 14,5m; \\ y_2 = y_5 &= 9,0650m; & P_4, P_5 &= 13,334m; P_6 = 7,145m; \\ y_3 = y_4 &= 9,7250m; & q \cdot \omega &= 1119,106m \cdot m; \end{aligned}$$

$$M = (6,2 \cdot 7,2500 + 14,5 \cdot 9,0650 + 14,5 \cdot 9,7250 + 13,334 \cdot 9,7250 + 13,334 \cdot 9,0650 + 7,145 \cdot 7,250) / 4 = 619,852 / 4 = 154,938m \cdot m;$$

$$2) \dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 1274,0440\delta \cdot i ;$$

Загрузка 3 пролета 4

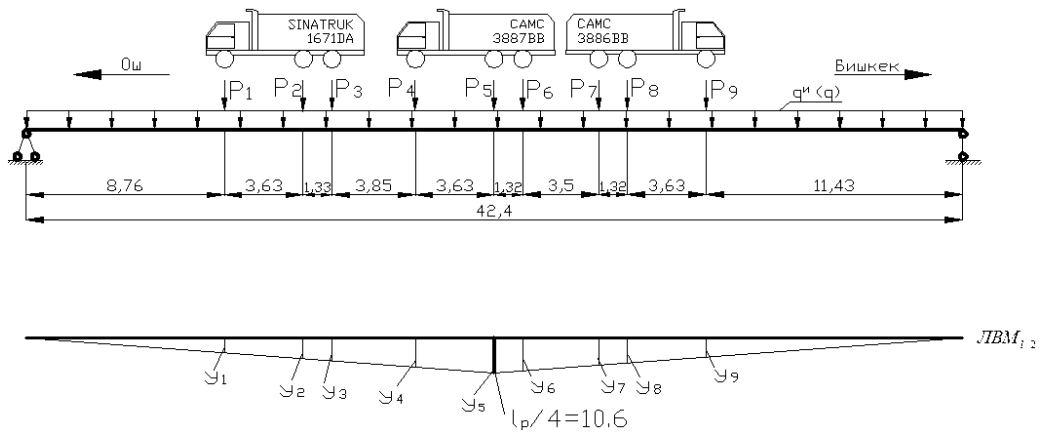


Рис.8.Третье загрузеие пролета 4. Общий вес 107,063 т

$$y_1 = 0,5 \cdot 8,76 = 4,38m;$$

$$y_5 = 10,6m;$$

$$y_2 = 0,5 \cdot 12,39 = 6,195m;$$

$$y_6 = 0,5 \cdot 19,88 = 9,94m;$$

$$y_3 = 0,5 \cdot 13,72 = 6,86m;$$

$$y_7 = 0,5 \cdot 16,38 = 8,19m;$$

$$y_4 = 0,5 \cdot 17,57 = 8,785m;$$

$$y_8 = 0,5 \cdot 15,06 = 7,53m;$$

$$y_9 = 0,5 \cdot 11,43 = 5,715m;$$

$$P_1 = 7,75m; P_2, P_3 = 15,15m; \quad P_4 = 6,2m; P_5 = P_6 = 14,5m;$$

$$P_7 = P_8 = 13,334m; P_9 = 7,145m; \quad q \cdot \omega = 1119,106m \cdot m;$$

$$M = (7,75 \cdot 4,38 + 15,15 \cdot 6,195 + 15,15 \cdot 6,86 + 6,2 \cdot 8,785 + 14,5 \cdot 10,6 + 14,5 \cdot 9,94 + 13,334 \cdot 8,19 + 13,334 \cdot 7,53 + 7,145 \cdot 5,715) / 4 = 834,4694 / 4 = 208,6174m \cdot m;$$

$$\dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 1327,7234 \dot{\omega} \cdot i;$$

Продолжение приложения II

Загружение 1 Пролет 5

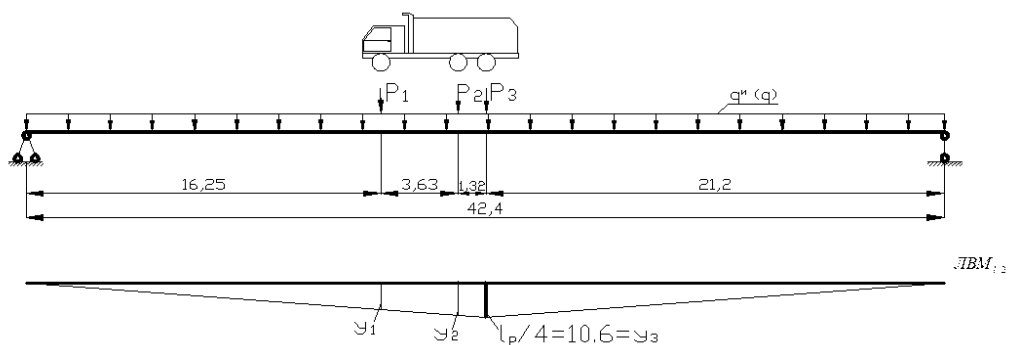


Рис.9. Первое загрузеие пролета 5. Общий вес груза 37,55 т

$$\acute{o}_1 = 0,5 \cdot 16,25 = 8,125;$$

$$P_1 = 7,35m; P_2, P_3 = 15,10m;$$

$$\acute{o}_2 = 0,5 \cdot 19,88 = 9,94;$$

$$q \cdot \omega = 1119,106m \cdot m;$$

$$\acute{o}_3 = 10,60;$$

$$M = (7,35 \cdot 8,125 + 15,10 \cdot 9,94 + 15,10 \cdot 10,60) / 4 = 369,8730 / 4 = 92,4682 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$\dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 1211,5742 \delta \cdot \dot{i};$$

Загрузка 2 пролета 5

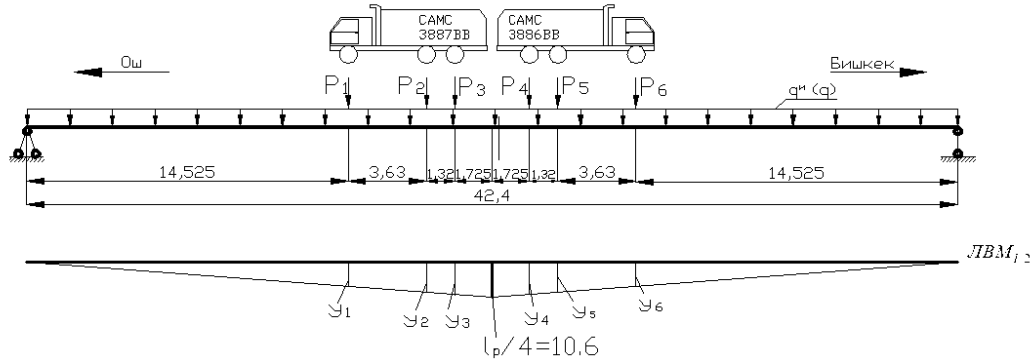


Рис.10. Второе загрузение пролета 5. Общий вид груза 69,013 т

$$y_1 = y_6 = 0,5 \cdot 14,55 = 7,265 \text{ м};$$

$$y_2 = y_5 = 0,5 \cdot 18,155 = 9,0775 \text{ м};$$

$$y_3 = y_4 = 0,5 \cdot 19,475 = 9,7375 \text{ м};$$

$$P_1 = 6,2 \text{ м}; P_2, P_3 = 14,5 \text{ м}; P_4, P_5 = 13,334 \text{ м}; P_6 = 7,145 \text{ м};$$

$$q \cdot \omega = 1119,106 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$M = (6,2 \cdot 7,2625 + 14,5 \cdot 0,0775 + 14,5 \cdot 9,3750 + 13,334 \cdot 9,7375 + 13,334 \cdot 9,0775 + 7,145 \cdot 7,2625) / 4 = 620,6147 / 4 = 155,1537 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$\dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 1274,2597 \delta \cdot \dot{i};$$

Продолжение приложения II

Загрузка 3 пролета 5

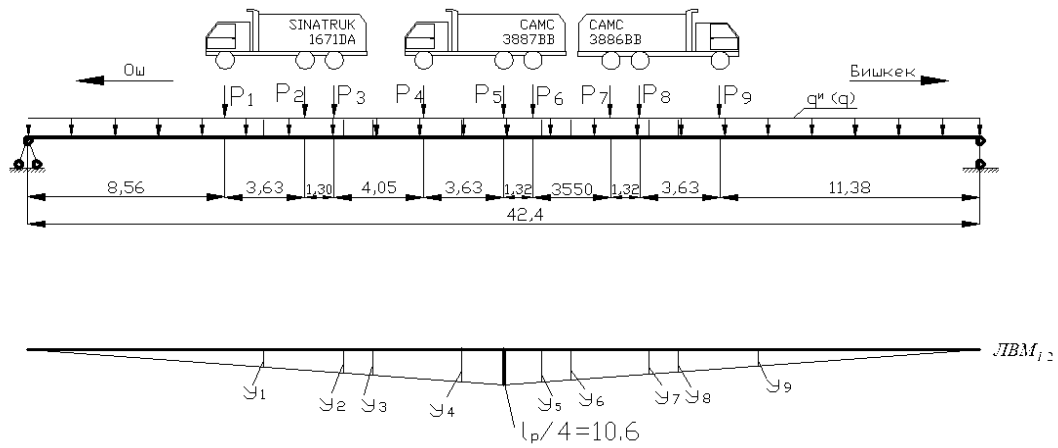


Рис.11. Третье загрузение пролета 5. Общий вид груза 107,063 т

$$y_1 = 0,5 \cdot 8,56 = 4,28m;$$

$$y_5 = 10,6m;$$

$$y_2 = 0,5 \cdot 12,19 = 6,095m;$$

$$y_6 = 0,5 \cdot 19,88 = 9,94m;$$

$$y_3 = 0,5 \cdot 13,52 = 6,76m;$$

$$y_7 = 0,5 \cdot 16,33 = 8,165m;$$

$$y_4 = 0,5 \cdot 17,57 = 8,785m;$$

$$y_8 = 0,5 \cdot 15,01 = 7,505m;$$

$$y_9 = 0,5 \cdot 11,38 = 5,69m;$$

$$P_1 = 7,75m; P_2, P_3 = 15,15m;$$

$$P_4 = 6,2m; P_5 = P_6 = 14,5m;$$

$$P_7 = P_8 = 13,334m; P_9 = 7,145m;$$

$$q \cdot \omega = 1119,106m \cdot m;$$

$$M = (7,75 \cdot 4,28 + 15,15 \cdot 6,095 + 15,15 \cdot 6,76 + 6,2 \cdot 8,785 + 14,5 \cdot 10,6 + 14,5 \cdot 9,94 + 13,334 \cdot 8,165 + 13,334 \cdot 7,505 + 7,145 \cdot 5,69) / 4 = 829,8191 / 4 = 207,4548m \cdot m;$$

$$\dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 1326,5661 \dot{\omega} \cdot \dot{\omega} ;$$

Загружение 1 пролета 6

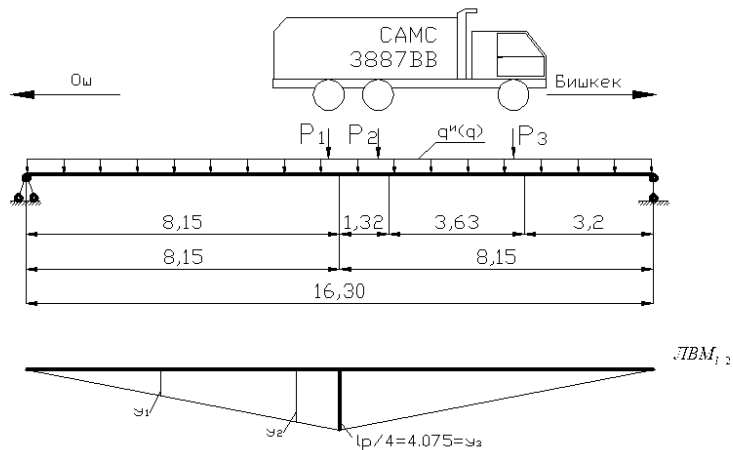


Рис.12. Первое загрузение пролета 6. Общий вес груза 35,2 т

$$y_1 = 4,115; \quad P_1 = P_2 = 14,5m; P_3 = 6,2m; \quad q \cdot \omega = 104,66m \cdot m;$$

$$y_2 = 0,5 \cdot 6,91 = 3,455;$$

$$y_3 = 0,5 \cdot 3,28 = 1,64;$$

$$M = (14,5 \cdot 4,115 + 14,5 \cdot 3,455 + 6,2 \cdot 1,64) / 5 = 119,933 / 5 = 23,99m \cdot m;$$

$$\dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 128,65 \delta \cdot i ;$$

Загрузка 2 пролета 6

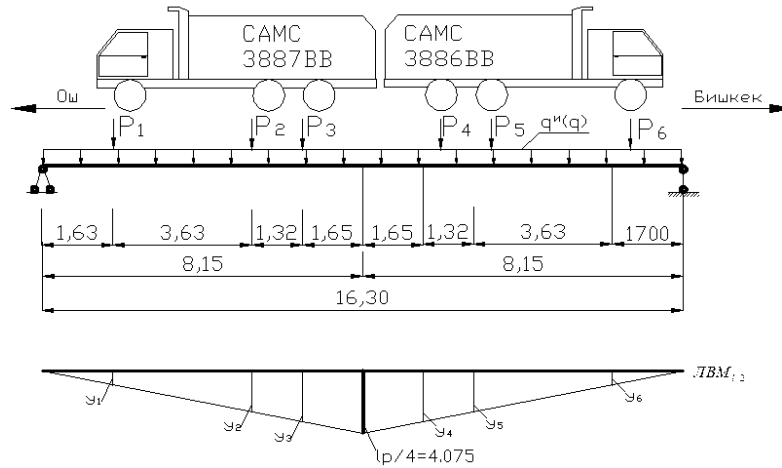


Рис.13. Второе загрузение пролета 6.Общий вес 69,013 т

$$y_1 = y_6 = 0,5 \cdot 1,63 = 0,815m; \quad P_1 = 6,2m; P_2, P_3 = 14,5m;$$

$$y_2 = y_5 = 0,5 \cdot 5,26 = 2,63m; \quad P_4, P_5 = 13,334m; P_6 = 7,145m;$$

$$y_3 = y_4 = 0,5 \cdot 6,58 = 3,29m;$$

$$q \cdot \omega = 104,66m \cdot m;$$

$$M = (6,2 \cdot 0,815 + 14,5 \cdot 2,63 + 14,5 \cdot 3,29 + 13,334 \cdot 3,29 + 13,334 \cdot 2,63 + 7,145 \cdot 0,815) / 5 =$$

$$= 175,654 / 5 = 35,13m \cdot m;$$

$$\dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 139,79 \delta \cdot i ;$$

Приложение III
Загружение пролетов
сверхнормативным перевозимым грузом
общим весом 129т.

Загружение 1
 для пролета $l=42,4\text{м}$

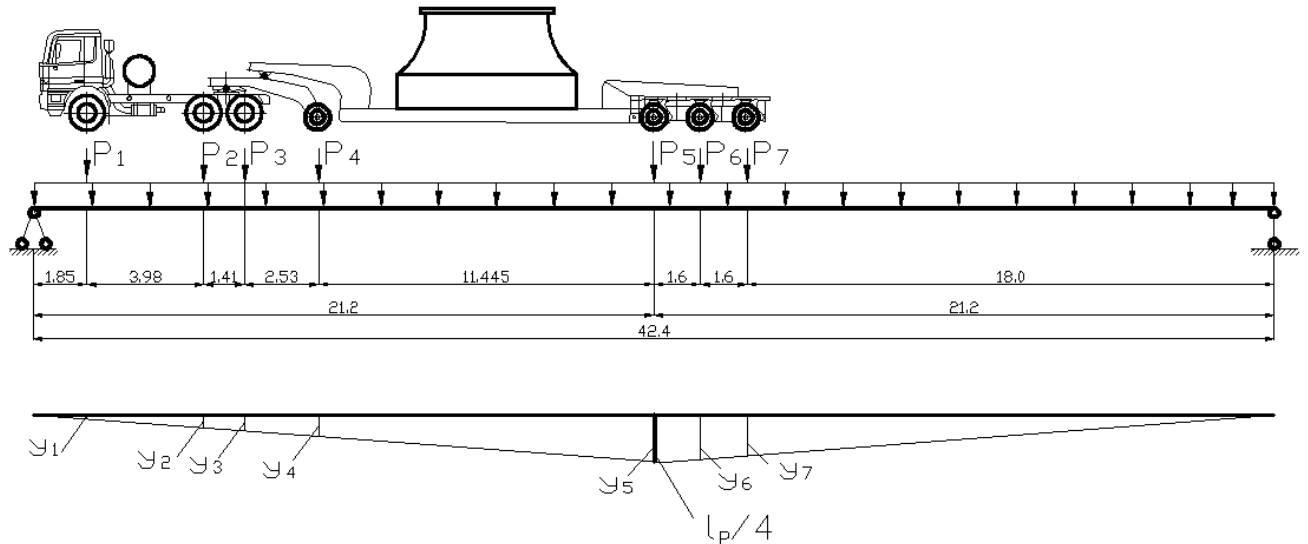


Рис.1. Первое нагружение пролета длиной 43,2м. от автопоезда (трейлер с тягачом и грузом)

$$D_1 = D_2 = D_3 = D_4 = D_5 = D_6 = D_7 = 18,4\delta ;$$

$$q = 4,98\delta \cdot i, \omega = 224,72i^2; \quad q \cdot \omega = 1119,106m \cdot m;$$

$$\acute{o}_1 = 0,5 \cdot 1,835 = 0,9175i ;$$

$$\acute{o}_5 = 10,6i ;$$

$$\acute{o}_2 = 0,5 \cdot 5,815 = 2,9075i ;$$

$$\acute{o}_6 = 0,5 \cdot 19,6 = 9,8i ;$$

$$\acute{o}_3 = 0,5 \cdot 7,255 = 3,6125i ;$$

$$\acute{o}_7 = 0,5 \cdot 18,0 = 9,0i ;$$

$$\acute{o}_4 = 0,5 \cdot 9,755 = 4,8775i ;$$

$$\dot{I} = 18,4(0,9175 + 2,9075 + 3,6125 + 4,8775 + 10,6 + 9,8 + 9,0) / 4 = 767,556 / 4 = 191,889\delta \cdot i .$$

$$\dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 1310,995\delta \cdot i ;$$

Загрузка 2

для пролета $l=42,4\text{м}$

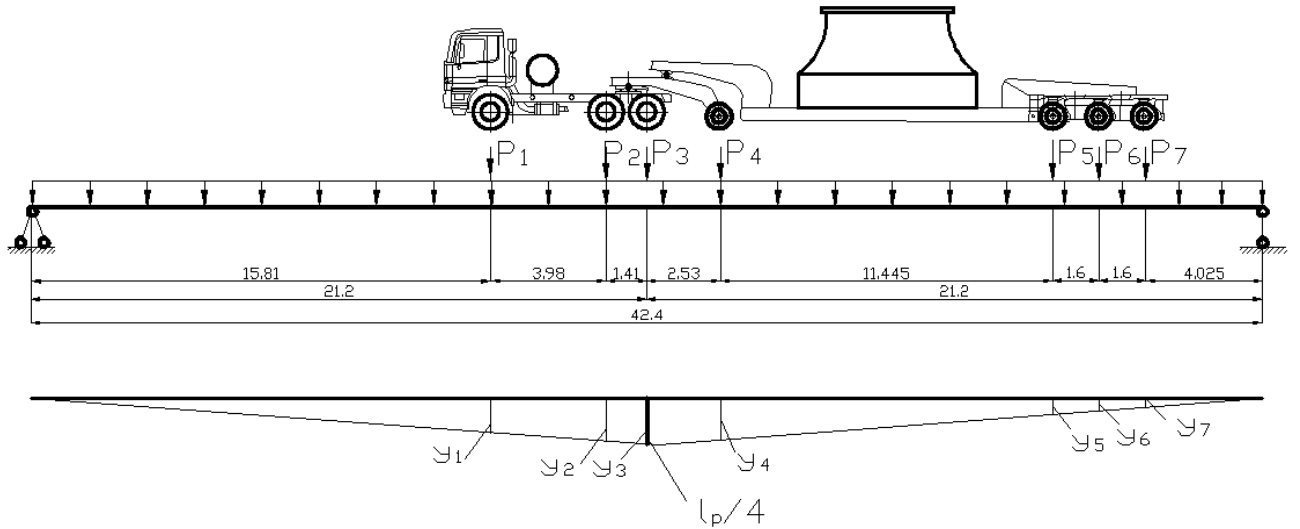


Рис.2. Второе загрузеие пролета длиной 43,2м. от автопоезда (трейлер с тягачом и грузом)

$$D_1 = D_2 = D_3 = D_4 = D_5 = D_6 = D_7 = 18,4\delta ;$$

$$q = 4,98\delta \cdot i , \omega = 224,72i^2 ; \quad q \cdot \omega = 1119,106m \cdot m ;$$

$$\delta_1 = 0,5 \cdot 15,81 = 7,905i ;$$

$$\delta_5 = 0,5 \cdot 7,225 = 3,6125i ;$$

$$\delta_2 = 0,5 \cdot 19,79 = 9,895i ;$$

$$\delta_6 = 0,5 \cdot 5,625 = 2,8125i ;$$

$$\delta_3 = 10,6i ;$$

$$\delta_7 = 0,5 \cdot 4,025 = 2,0125i ;$$

$$\delta_4 = 0,5 \cdot 18,67 = 9,335i ;$$

$$\dot{I} = 18,4(7,905 + 9,895 + 10,6 + 9,335 + 3,6125 + 2,8125 + 2,0125) / 4 = 849,574 / 4 = 212,394\delta \cdot i .$$

$$\dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 1331,5\delta \cdot i ;$$

Загрузка 3

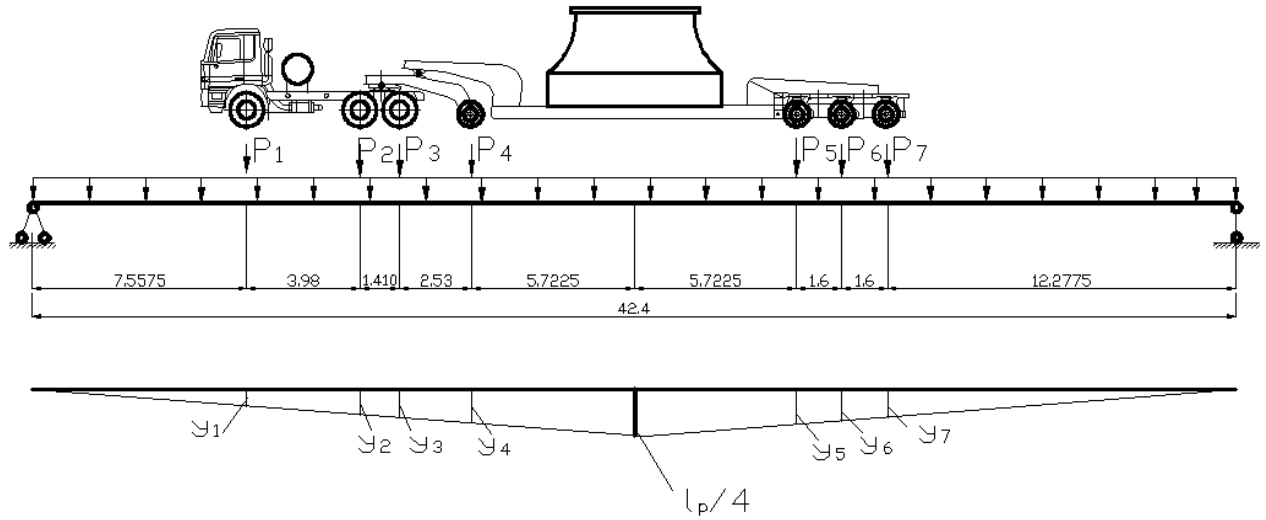
для пролета $l=42,4\text{м}$ 

Рис.3. Третье загрузение пролета длиной 43,2м. от автопоезда (трейлер с тягачом и грузом)

$$D_1 = D_2 = D_3 = D_4 = D_5 = D_6 = D_7 = 18,4\delta ;$$

$$q = 4,98\delta \cdot i, \omega = 224,72i^2 ;$$

$$q \cdot \omega = 1119,106m \cdot m; \text{ — для одной балки.}$$

$$\acute{o}_1 = 0,5 \cdot 7,5575 = 3,78i ;$$

$$\acute{o}_5 = 0,5 \cdot 15,4775 = 7,74i ;$$

$$\acute{o}_2 = 0,5 \cdot 11,5375 = 5,77i ;$$

$$\acute{o}_6 = 0,5 \cdot 13,8775 = 6,94i ;$$

$$\acute{o}_3 = 0,5 \cdot 12,9475 = 6,47i ;$$

$$\acute{o}_7 = 0,5 \cdot 12,2775 = 6,14i ;$$

$$\acute{o}_4 = 0,5 \cdot 15,4775 = 7,74i ;$$

$$\dot{I} = 18,4(3,78 + 5,77 + 6,47 + 7,74 + 7,74 + 6,94 + 6,14)/4 = 820,272/4 = 205,068\delta \cdot i .$$

$$\dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 1324,174\delta \cdot i ;$$

Продолжение приложения III

Загружение 1
для пролета $l_p=16,3\text{м}$

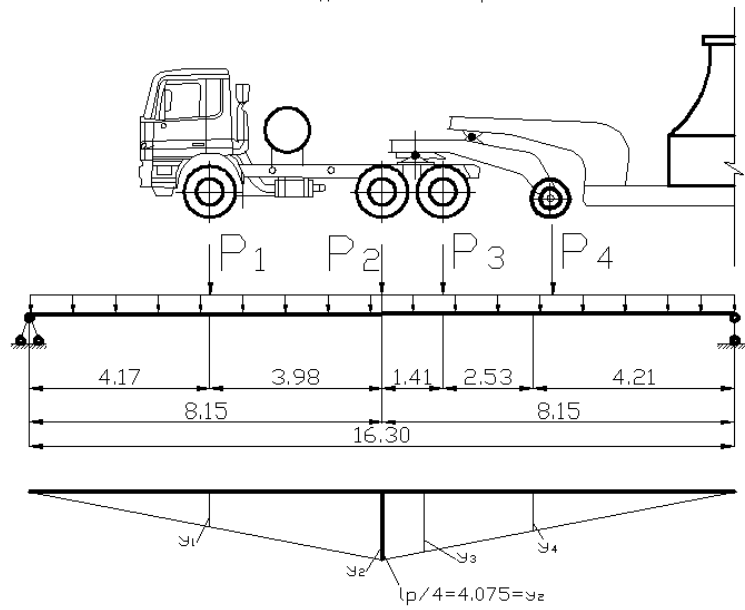


Рис.4. Первое нагружение пролета длиной 16,76м. от автопоезда (трейлер с тягачом и грузом)

$$D_1 = D_2 = D_3 = D_4 = D_5 = D_6 = D_7 = 18,4\delta ;$$

$$q = 3,03\delta \cdot i , \omega = 33,21i^2 ; \quad q \cdot \omega = 102,623\delta \cdot i ;$$

$$\acute{o}_1 = 0,5 \cdot 4,17 = 2,085i ;$$

$$\acute{o}_2 = 0,5 \cdot \frac{l}{4} = 4,075i ;$$

$$\acute{o}_3 = 0,5 \cdot 6,74 = 3,37i ;$$

$$\acute{o}_4 = 0,5 \cdot 4,21 = 2,105i ;$$

$$\dot{I} = 18,4(2,085 + 4,075 + 3,37 + 2,105)/5 = 214/5 = 42,8168\delta \cdot i .$$

$$\dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 145,4398\delta \cdot i ;$$

Продолжение приложения III

Загружение 2 для
пролета $l_p=16,3\text{м}$

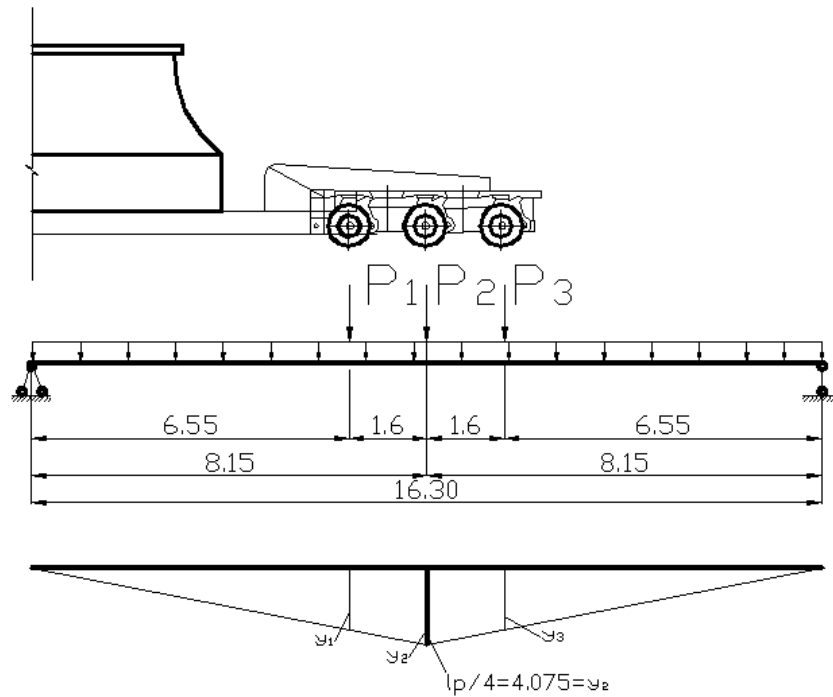


Рис.5. Второе загрузение пролета длиной 16,76м. от автопоезда (трейлер с тягачом и грузом)

$$D_1 = D_2 = D_3 = D_4 = D_5 = D_6 = D_7 = 18,4\delta ;$$

$$q = 3,09\delta \cdot i , \omega = 33,21i^2 ; q \cdot \omega = 102,623\delta \cdot i ; \omega = 33,2113 ;$$

$$\acute{o}_1 = 0,5 \cdot 6,55 = 3,275i ; \acute{o}_3 = 3,275i ;$$

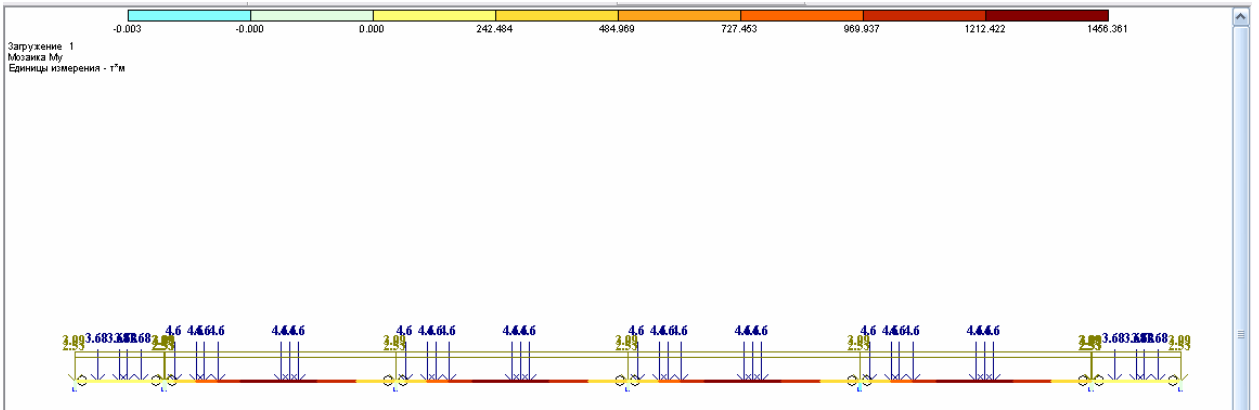
$$\acute{o}_2 = 0,5 \cdot \frac{l}{4} = 4,075i ;$$

$$\dot{I} = 18,4(3,275 + 3,275 + 4,075)/5 = 195,5/5 = 39,1\delta \cdot i .$$

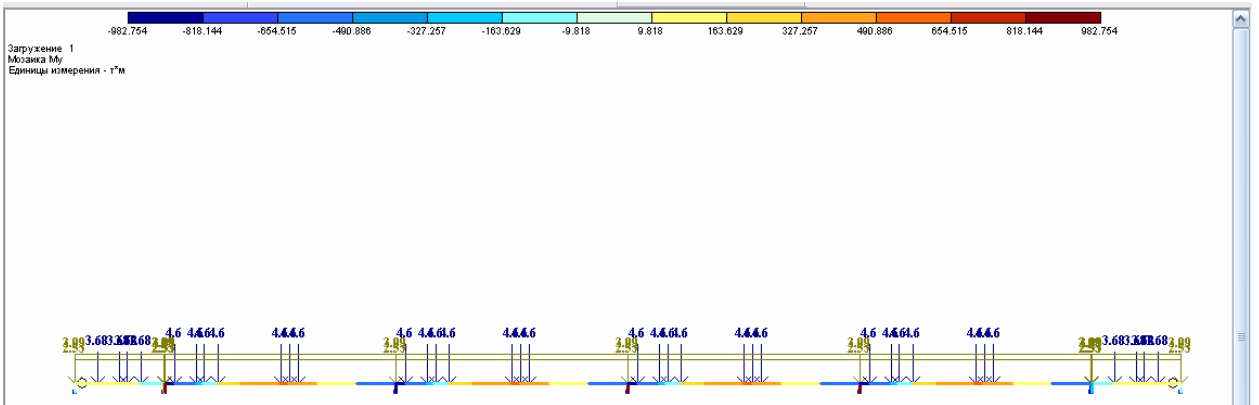
$$\dot{I}_p = \dot{I} + q \cdot \omega = 141,723\delta \cdot i ;$$

Приложение IV

Результат расчета разрезного моста сверхнормативным перевозимым грузом общим весом 129т при перевозке груза трейлером длиной 22,56м.



Результат расчета неразрезного моста сверхнормативным перевозимым грузом общим весом 129т при перевозке груза трейлером длиной 22,56м.



Результат расчета неразрезного моста сверхнормативным перевозимым грузом общим весом 129т при перевозке груза трейлером длиной 15м.

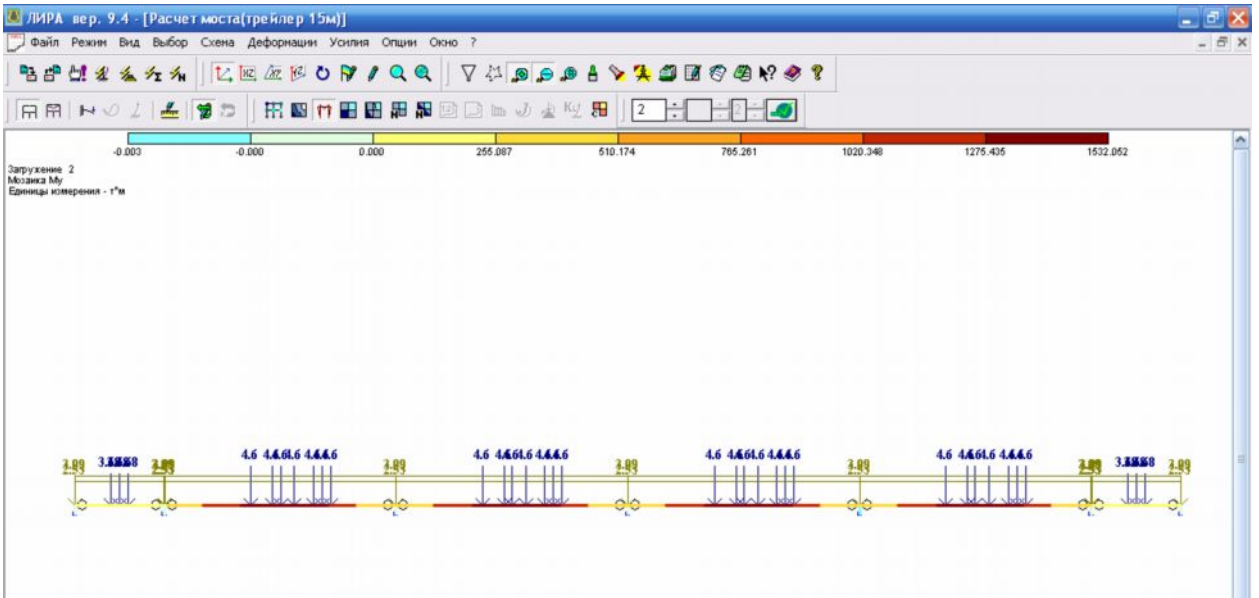


Таблица усилий (стержни)

№ элем	№ сечен	Усилия								Тип элем	№ загруз
		N (Т)	Mк (Т*М)	My (Т*М)	Qz (Т)	Mz (Т*М)	Qy (Т)	Ry (Т/М)	Rz (Т/М)		
1	1	0.000	0.000	0.000	33.514	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
1	2	0.000	0.000	0.000	-34.275	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
2	1	0.000	0.000	0.000	127.672	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
2	2	0.000	0.000	0.000	- 115.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
3	1	0.000	0.000	0.000	33.514	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
3	2	0.000	0.000	0.000	-34.275	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
4	1	-33.514	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
4	2	-33.514	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
5	1	-34.275	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
5	2	-34.275	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
6	1	- 127.672	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
6	2	- 127.672	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
7	1	- 115.680	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
7	2	-	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1

		115.680									
8	1	- 127.672	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
8	2	- 127.672	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
9	1	- 115.680	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
9	2	- 115.680	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
10	1	- 127.672	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1

Продолжение приложения IV

Таблица усилий (стержни)

№ элем	№ сечен	Усилия								Тип элем	№ загруз
		N (т)	M _x (т*м)	M _y (т*м)	Q _z (т)	M _z (т*м)	Q _y (т)	R _y (т/м)	R _z (т/м)		
10	2	- 127.672	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
11	1	- 115.680	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
11	2	- 115.680	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
12	1	-	0.000	0.000	-0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1

		127.672									
12	2	- 127.672	0.000	-0.003	-0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
13	1	- 115.680	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
13	2	- 115.680	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
14	1	-33.514	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
14	2	-33.514	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
15	1	-34.275	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
15	2	-34.275	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
16	1	0.000	0.000	0.000	127.672	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
16	2	0.000	0.000	0.000	- 115.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
17	1	0.000	0.000	0.000	127.672	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
17	2	0.000	0.000	0.000	- 115.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
18	1	0.000	0.000	0.000	127.672	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1
18	2	0.000	0.000	0.000	- 115.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1

Продолжение приложения IV

Таблица усилий (стержни)

№ элем	№ сечен	Усилия								Тип элем	№ загруз
		N (т)	M _k (т*м)	M _y (т*м)	Q _z (т)	M _z (т*м)	Q _y (т)	R _y (т/м)	R _z (т/м)		
1	1	0.000	0.000	0.000	32.083	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
1	2	0.000	0.000	0.000	-32.083	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
2	1	0.000	0.000	0.000	117.070	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
2	2	0.000	0.000	0.000	- 126.282	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
3	1	0.000	0.000	0.000	32.084	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
3	2	0.000	0.000	0.000	-32.084	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
4	1	-32.083	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
4	2	-32.083	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
5	1	-32.083	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
5	2	-32.083	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
6	1	- 117.070	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
6	2	- 117.070	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
7	1	- 126.282	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
7	2	- 126.282	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2

8	1	- 117.070	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
8	2	- 117.070	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
9	1	- 126.282	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
9	2	- 126.282	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
10	1	- 117.070	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2

Продолжение приложения IV

Таблица усилий (стержни)											
№ элем	№ сечен	Усилия								Тип элем	№ загруз
		N (т)	M _x (т*м)	M _y (т*м)	Q _z (т)	M _z (т*м)	Q _y (т)	R _y (т/м)	R _z (т/м)		
11	2	- 126.282	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
12	1	- 117.070	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
12	2	- 117.070	0.000	-0.002	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2

13	1	- 126.282	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
13	2	- 126.282	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
14	1	-32.084	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
14	2	-32.084	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
15	1	-32.084	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
15	2	-32.084	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
16	1	0.000	0.000	0.000	117.070	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
16	2	0.000	0.000	0.000	- 126.282	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
17	1	0.000	0.000	0.000	117.070	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
17	2	0.000	0.000	0.000	- 126.282	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
18	1	0.000	0.000	0.000	117.070	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2
18	2	0.000	0.000	0.000	- 126.282	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2

Продолжение приложения IV

Таблица усилий (стержни)

		Усилия									
--	--	--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

№ элем	№ сечен	N (Т)	Mk (Т*М)	My (Т*М)	Qz (Т)	Mz (Т*М)	Qy (Т)	Ry (Т/М)	Rz (Т/М)	Тип элем	№ загруз
1	1	0.000	0.000	0.000	40.587	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
1	2	0.000	0.000	0.000	-40.587	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
2	1	0.000	0.000	0.000	123.378	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
2	2	0.000	0.000	0.000	- 120.024	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
3	1	0.000	0.000	0.000	40.587	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
3	2	0.000	0.000	0.000	-40.587	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
4	1	-40.587	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
4	2	-40.587	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
5	1	-40.587	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
5	2	-40.587	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
6	1	- 123.378	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
6	2	- 123.378	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
7	1	- 120.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
7	2	- 120.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
8	1	- 123.378	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3

8	2	- 123.378	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
9	1	- 120.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
9	2	- 120.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
10	1	- 123.378	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3

Продолжение приложения IV

10	2	- 123.378	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
11	1	- 120.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
11	2	- 120.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
12	1	- 123.378	0.000	0.000	-0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
12	2	- 123.378	0.000	-0.002	-0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
13	1	-	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3

		120.024									
13	2	- 120.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
14	1	-40.587	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
14	2	-40.587	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
15	1	-40.587	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
15	2	-40.587	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
16	1	0.000	0.000	0.000	123.378	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
16	2	0.000	0.000	0.000	- 120.024	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
17	1	0.000	0.000	0.000	123.378	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
17	2	0.000	0.000	0.000	- 120.024	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
18	1	0.000	0.000	0.000	123.378	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3
18	2	0.000	0.000	0.000	- 120.024	0.000	0.000	0.000	0.000	10	3