

**УДК 624.21**

**Пономаренко Светлана Александровна**  
ФГАОУ ВПО «Волгоградский государственный университет»  
Россия, Волгоград<sup>1</sup>  
Аспирант кафедры «Инноватика»  
[svetlanaponomarenko@yandex.ru](mailto:svetlanaponomarenko@yandex.ru)

## **Прочностной расчет плиты поршня гидродинамического гасителя колебаний балочных неразрезных мостов**

---

<sup>1</sup> 4000062, Россия, Волгоград, пр-т Университетский, 100, кафедра инноватики

**Аннотация.** Устойчивое развитие экономики любого государства требует хорошо отлаженной системы транспортных коммуникаций. Особая роль в этом вопросе отводится безопасности объектов транспортной инфраструктуры, в частности безопасности мостовых сооружений. Мосты обладают повышенным уровнем ответственности: их разрушение может привести к колоссальным экономическим, экологическим и социальным потерям.

Современный уровень развития строительной науки позволяет практически полностью исключить возможность возникновения аварийных ситуаций на мостовых сооружениях. Однако определенная доля вероятности проявления нештатных ситуаций все же существует. Строительство – это та отрасль, в которой не может быть опытных образцов или экспериментальных серий. Зачастую индикаторами пробелов в инженерных знаниях являются возникающие чрезвычайные ситуации.

Такой «лакмусовой бумажкой» стал случай возникновения колебаний Волгоградского моста в мае 2010 года. Строго говоря, это не единственный случай колебаний балочных неразрезных мостов, вызванных действием ветра: в мире насчитывается порядка семи «танцующих» мостов подобной конструкции.

В связи с этим явление аэродинамической неустойчивости балочных неразрезных мостов невозможно идентифицировать как неудачное стечение обстоятельств. Неоднократное возникновение аэроупругих колебаний на балочных неразрезных мостах в разных частях мира свидетельствует о факте наличия персистентной аэродинамической неустойчивости таких конструкций, как свойства, изначально заложенного при проектировании.

Таким образом, в зоне риска находятся все балочные неразрезные мосты, построенные до 2011 г. Это обстоятельство требует от инженеров проведения защитных мероприятий по предотвращению возникновения опасных колебаний на конструкциях подобного типа.

В статье приводится подробное описание фактов, свидетельствующих о наличии свойства персистентной аэродинамической неустойчивости балочных неразрезных мостов. На примере Волгоградского моста приводятся доводы, ставящие под сомнение эффективность, установленных на мосту динамических гасителей колебаний типа Tuned Mass Dampers. Предлагается альтернативное решение задачи обеспечения аэродинамической устойчивости балочных неразрезных мостов на основе энергетического подхода к гашению колебаний за счет установки нового типа гасителя мостовых колебаний – гидродинамического. Для обоснования возможности существования конструкции гасителя колебаний такого типа приведен прочностной расчет рабочего элемента - плиты поршня гасителя.

**Ключевые слова:** балочный неразрезной мост; динамический гаситель; гидродинамический гаситель; диссипация энергии; открытая энергетическая система; аэроупругие колебания; аэродинамическая неустойчивость; аэродинамическая интерференция; прочностной расчет; безопасная эксплуатация.

Балочные неразрезные мосты один из самых популярных типов конструктивных решений в современном мостостроении. Экономичные, достаточно быстро возводимые, архитектурно привлекательные мостовые сооружения такого типа до недавнего времени считались особенно надежными. Однако последние четыре десятилетия в практике строительства балочных неразрезных мостовых сооружений неоднократно отмечались аномальные случаи колебаний конструкций пролетных строений от действия ветрового потока. Первый документально подтвержденный факт проявления аэродинамической неустойчивости балочного неразрезного моста был зафиксирован на мосту Rio-Niteroi (Бразилия) в 1980 г. За период с 1980-2010 гг. явление аэродинамической неустойчивости проявилось в конструкциях пролетных строений: виадука Tozaki (Япония) (1982 г.), моста Kansai International Airport Access (Япония) (1990-1991 гг.), «мостов-подходов» к Восточному мосту «Большой Бельт» (Дания) (1993 г.), моста Trans-Tokyo Bay Highway (Япония) (1995 г.), моста Rio-Niteroi (Бразилия) (1997 г., 1998 г.), «мостов-подходов» к мосту Oshima (Япония) (2000 г.), моста Central Japan International Airport Access (Япония) (2001 г.), моста Yadagawa Bridge (Япония) (2001 г.), Волгоградского моста (май 2010 г.) [15, 20-23, 25-30].

Нашумевший случай колебаний Волгоградского моста заставил обратить внимание российского инженерного сообщества на существенные пробелы в нормативных документах, регламентирующих строительство мостовых сооружений [3]. До 2011 г. строительными нормами и правилами не предусматривались требования по обязательной проверке балочных неразрезных мостов на аэродинамическую устойчивость. Это требование было введено лишь в мае 2011 года, согласно которому «...стальные балочные мосты с пролетами более 100 м следует проверять на аэродинамическую устойчивость и пространственную жесткость»<sup>2</sup>. Введенные нормативные требования по обязательной оценке на аэродинамическую устойчивость балочных неразрезных мостов позволяют проектировать мосты такого типа изначально устойчивыми к ветровому воздействию.

Однако перед инженерами стоит серьезная проблема, связанная с обеспечением аэродинамической устойчивости балочных неразрезных мостов, построенных до 2011 г. Неоднократно зафиксированные по всему миру случаи аэроупругих колебаний мостовых сооружений такого типа подтверждают факт наличия персистентной аэродинамической неустойчивости таких конструкций, т.е. свойства изначально заложенного при проектировании. Высказанное предположение подтверждается серией экспериментов в аэродинамической трубе, проведенных специалистами Центрального аэрогидродинамического института им. Н.Е. Жуковского (ЦАГИ) с моделью «брата-близнеца» Волгоградского моста – Кинешемского моста. Результаты испытания подтвердили возможность возникновения явления аэродинамической неустойчивости при скорости ветра 20 м/с [9, 14].

На сегодняшний день наиболее эффективным средством борьбы с явлением аэродинамической неустойчивости уже построенных мостовых сооружений является установка специальных дополнительных устройств, так называемых гасителей колебаний. В практике современного мостостроения чаще всего используют динамические гасители колебаний или настраиваемые массовые демпферы (Tuned Mass Dampers) [1, 2]. Именно такой тип гасителей колебаний был установлен на мосту Rio-Niteroi, виадуке Tozaki, мосту Trans-Tokyo Bay Highway, Волгоградском мосту и др.

Способ динамического гашения колебаний, основан на принципе изменения частот собственных колебаний основной конструкции за счет внесения изменений в конструктивную

<sup>2</sup> СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84. Введ. 2011-20-05. М.: ОАО «ЦНИИС», 2011. 341 с.

схему сооружения. Для обеспечения безопасной эксплуатации Волгоградского моста внутри трех пролетных строений (в одном длиной 126 м и в двух длиной по 155 м) было установлено три динамических гасителя колебаний [15]. Каждый гаситель настроен только на один демпфируемый тон и работает в строго ограниченном диапазоне динамических воздействий. Это обстоятельство существенно сказывается не только на удорожании стоимости работ по предотвращению возникновения опасных колебаний, но и на их эффективности. Ввиду широкого разнообразия внешних динамических нагрузок, высока вероятность повторного возникновения колебаний конструкции с возможным увеличением амплитуды колебаний.

В скором времени параллельно первой очереди Волгоградского моста будет завершено строительство второй очереди. При проверке эффективности уже установленных на Волгоградском мосту динамических гасителей колебаний не исследовалась аэродинамическая устойчивость сдвоенных пролетных строений. В проектной документации на капитальный ремонт первой очереди Волгоградского моста были лишь указаны рекомендации экспертов в области аэродинамики по проведению исследования аэродинамической устойчивости параллельно расположенных пролетных строений Волгоградского моста после завершения строительства второй очереди [16].

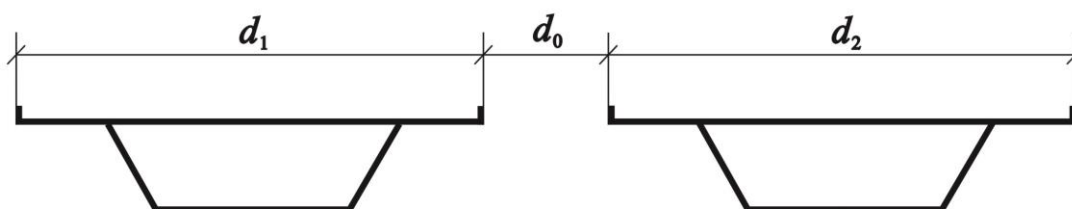
Однако исходя из [24] можно произвести оценку возможности возникновения, так называемого, явления интерференции – взаимного влияния на аэродинамическую устойчивость параллельно расположенных пролетных строений мостового сооружения.

Согласно пункту G.11.2 [24] оценка возможности возникновения эффекта интерференции производится из условия:

$$\frac{d_0}{\max\{d_1, d_2\}} \geq \frac{1}{4},$$

где  $d_0$  – расстояние между пролетными строениями;

$d_1, d_2$  – ширина первого и второго пролетного строения соответственно (рис. 1).



*Рис. 1. Параллельно расположенные пролетные строения мостов  
Источник: сост. автором.*

При выполнении данного условия ветровое воздействие на каждое пролетное строение будет таким, как если бы эти пролетные строения были независимы друг от друга.

Для случая Волгоградского моста пролетные строения первой и второй очереди имеют одинаковую ширину  $d_1=d_2=17,38$  м. Расстояние между пролетными строениями первой и второй очереди  $d_0=0,74$  м.

Тогда

$$\frac{0,74}{17,38} = 0,0425 \leq 0,25.$$

Условие не выполняется, что свидетельствует о возможности проявления эффекта аэродинамической интерференции после завершения строительства второй очереди Волгоградского моста.

Возможность проявления аэродинамической интерференции подтверждается реальными фактами в современном мостостроении. Осенью 2013 года специалистами ЦАГИ были проведены исследования по оценке аэродинамической устойчивости двух параллельно расположенных автодорожных мостов через р. Дон у г. Аксай (Ростовская область). Результаты испытаний в аэродинамической трубе динамически подобных моделей данных мостовых сооружений подтвердили их значительное взаимное влияние: при действии ветра со скоростью 18-20 м/с наблюдаются интенсивные колебания на наветренном мосту с амплитудой 0,3-0,4 м [19].

Таким образом, приведенные факты ставят под сомнение эффективность уже установленных на первой очереди Волгоградского моста динамических гасителей колебаний.

Авторами [5-8] предложен альтернативный способ гашения колебаний мостовых конструкций, основанный на энергетическом подходе к обеспечению динамической устойчивости мостовых конструкций. Сущность такого способа гашения заключается в построении открытой энергетической системы: «мостовое пролетное строение - гаситель – внешняя (водная) среда». В этом случае используется гаситель нового типа: гидродинамический, связывающий пролетное строение моста с водным массивом. Конструктивно такой гаситель представляет собой поршень, связанный с одним из пролетов балочного неразрезного моста через трубчатый тяговый элемент (шток). К нижнему концу штока с помощью шести вантовых тяг через шарнир крепится плита поршня гасителя, которая всегда находится в воде.

Подробное изложение основных теоретических положений гидродинамического способа гашения колебаний и описание конструкции гидродинамического гасителя изложены автором статьи в предыдущих работах [5-8, 10-13]. Гидродинамический способ гашения колебаний применительно к области мостостроения предложен впервые. Авторская разработка защищена патентами РФ на изобретение и полезную модель [17,18].

Основной задачей при реализации гидродинамического способа гашения является определение предварительного значения площади плиты поршня гасителя, необходимой для гашения колебаний всего моста. Для Волгоградского моста предварительное значение площади плиты поршня гидродинамического гасителя составляет 4,7 м<sup>2</sup> [5].

Для обоснования возможности существования конструкции гидродинамического гасителя колебаний балочных мостовых пролетов в заданных габаритах проведен прочностной расчет плиты поршня.

Сбор нагрузок, определение действующих усилий в плите поршня гасителя, подбор арматуры, проверка на прочность производились для случая движения плиты поршня гасителя вниз – как худшего варианта загрузки, при котором действующие нагрузки на плиту поршня и возникающие в ней усилия максимальны.

Сбор нагрузок, действующих на плиту поршня гасителя в случае возникновения колебаний производился согласно утвержденным нормативным документам<sup>3</sup> и приведен в табличной форме (табл. 1).

---

<sup>3</sup> СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*. Введ. 2011-20-05. М.: ОАО «ЦНИИСК», 2011. 81 с.

Таблица 1

Сбор нагрузок на 1 м<sup>2</sup> плиты гидродинамического гасителя

	Наименование	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности, γ	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
А. Постоянная				
1	Собственный вес плиты	$P_{пл} = S_{пл.уд} \cdot h_{пл} \cdot \rho_{жб}$ $g = 1 \cdot 0,2 \cdot 2500 \cdot 9,8 = 4,9$	1,1	5,39
2	Вес воды над плитой	$P_{в} = S_{пл.уд} \cdot h_{ст.в.} \cdot \rho_{в}$ $g = 1 \cdot 11,05 \cdot 1000 \cdot 9,8 = 108,3$	1,0	108,3
3	Выталкивающая сила воды	$-F_{Арх.} = S_{пл.уд} \cdot h_{пл} \cdot \rho_{в}$ $g = 1 \cdot 0,2 \cdot 1000 \cdot 9,8 = -1,96$	1,0	-1,96
	<b>Итого</b>	<b>111,24</b>	<b>---</b>	<b>111,73</b>
А. Временная				
4	Сила гидродинамического сопротивления воды, возникающая при движении плиты поршня гасителя	$-F_{гс} = 0,5 C_x \cdot \rho_{в} V^2 S_{пл.уд} =$ $= 0,5 \cdot 1,11 \cdot 1000 \cdot 1,03^2 \cdot 1 = -0,59$	1,0	-0,59
5	Возмущающая сила	$F_{колеб.} = 238,5$	1,0	238,5
	<b>Итого</b>	<b>237,91</b>	<b>---</b>	<b>237,91</b>
	<b>Всего</b>	<b>349,15</b>	<b>---</b>	<b>349,64</b>

Источник: сост. автором.

Принятые обозначения:

$S_{пл.уд.} = 1 \text{ м}^2$  – удельная площадь плиты.

$h_{пл.}$  – высота плиты. Высота плиты принимается из рекомендаций [4] не менее  $1/40 - 1/45d$  ( $d = 2,45 \text{ м}$  – диаметр плиты). Из конструктивных соображений принимаем  $h_{пл.} = 0,2 \text{ м}$ .

$\rho_{жб} = 2500 \text{ кг/м}^3$  – плотность железобетона.

$g = 9,8 \text{ м/с}^2$  – ускорение свободного падения.

$h_{ст.в.} = 11,05 \text{ м}$  – высота столба воды над плитой.

$\rho_{в} = 1000 \text{ кг/м}^3$  – плотность воды;

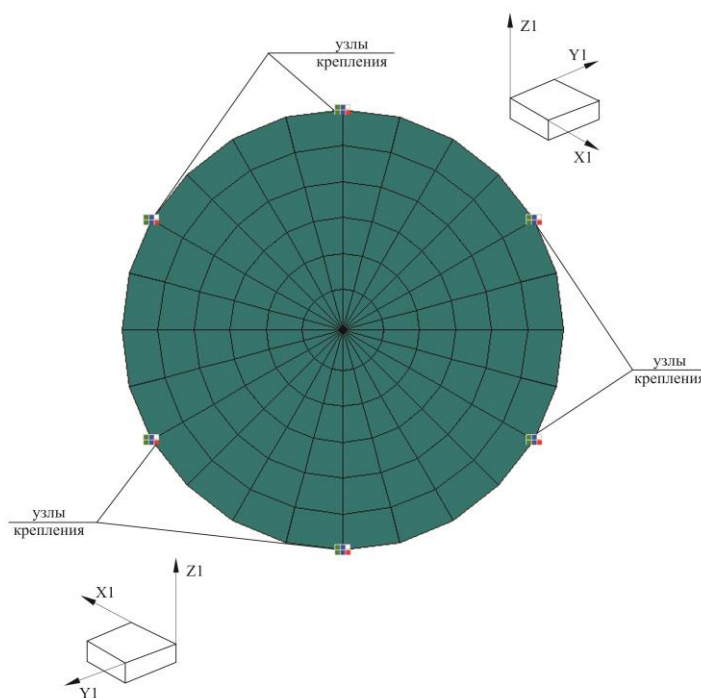
$C_x = 1,11$  – коэффициент влияния формы плиты поршня гасителя на силу гидродинамического сопротивления воды [5].

$V = 1,03 \text{ м/с}$  – скорость движения плиты поршня гасителя в воде [5].

Величина динамической нагрузки при возникновении колебаний принимается равной  $F_{колеб.} = 238,5 \text{ кН/м}^2$  [16].

Расчет плиты гасителя на прочность выполнен с применением пакета прикладных программ «Лира» (лицензия № 1/18d).

Расчетная схема плиты демпфера представляет собой конечно-элементную модель, состоящую из трехузловых и четырехузловых элементов (рис. 2).



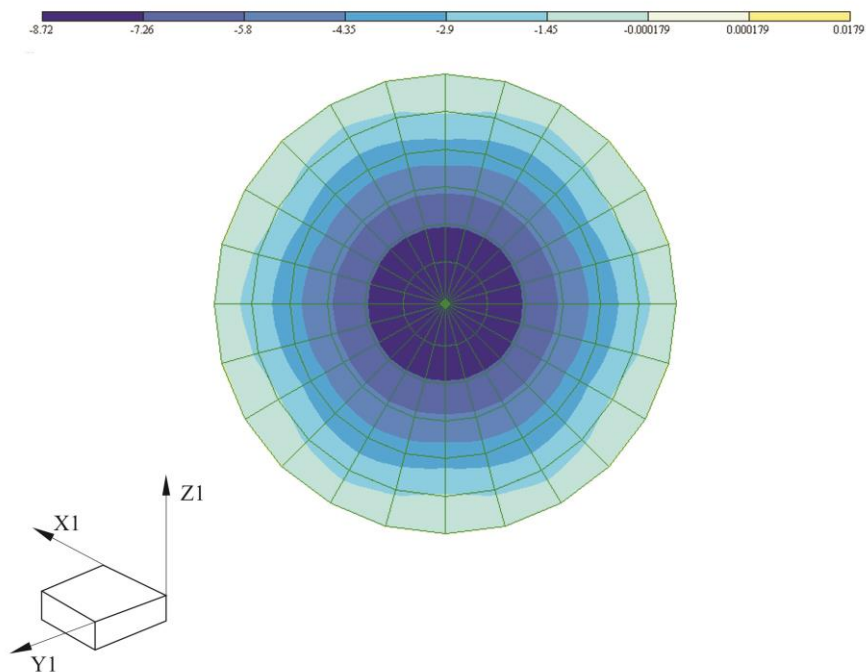
**Рис. 2.** Конечно-элементная модель плиты демпфера

*Источник: сост. автором.*

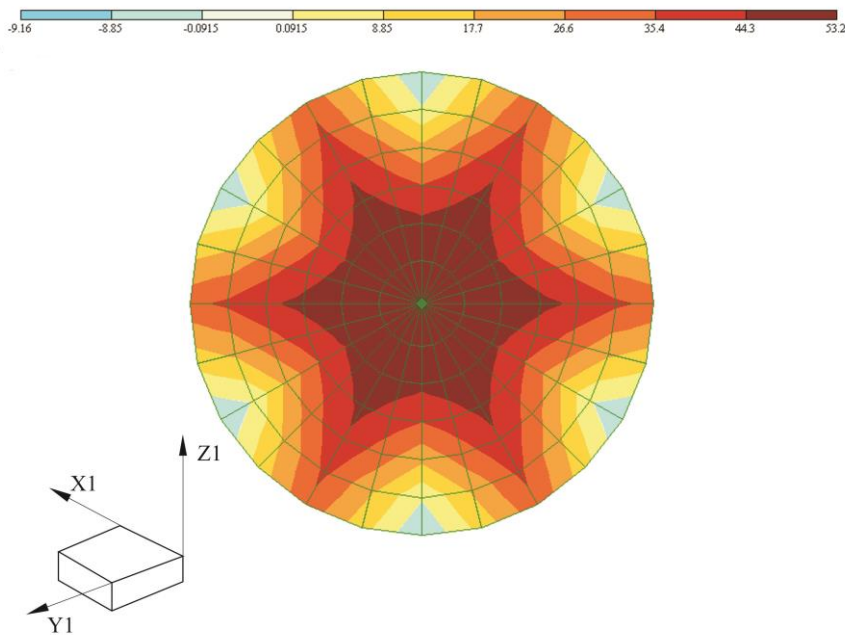
По краям плиты в шести узлах предусмотрено жесткое закрепление плиты к трубчатому тяговому элементу шестью вантами.

Местная ось  $Y_1$  всех элементов направлена по радиусу от центра плиты. Местная ось  $X_1$  направлена по часовой стрелке и перпендикулярно оси  $Y_1$ . Местная ось  $Z_1$  всех элементов направлена вверх на наблюдателя. Полученные в результате расчета перемещения и усилия ориентированы относительно согласованных местных осей.

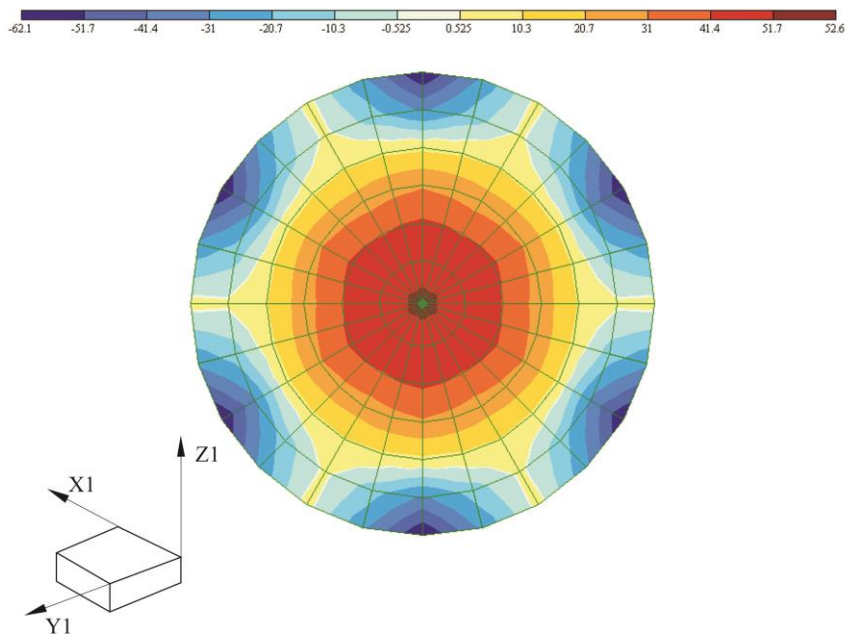
В результате расчета получены изополя перемещений (рис. 3) и изополя действующих в плите усилий (рис. 4, 5, 6, 7).



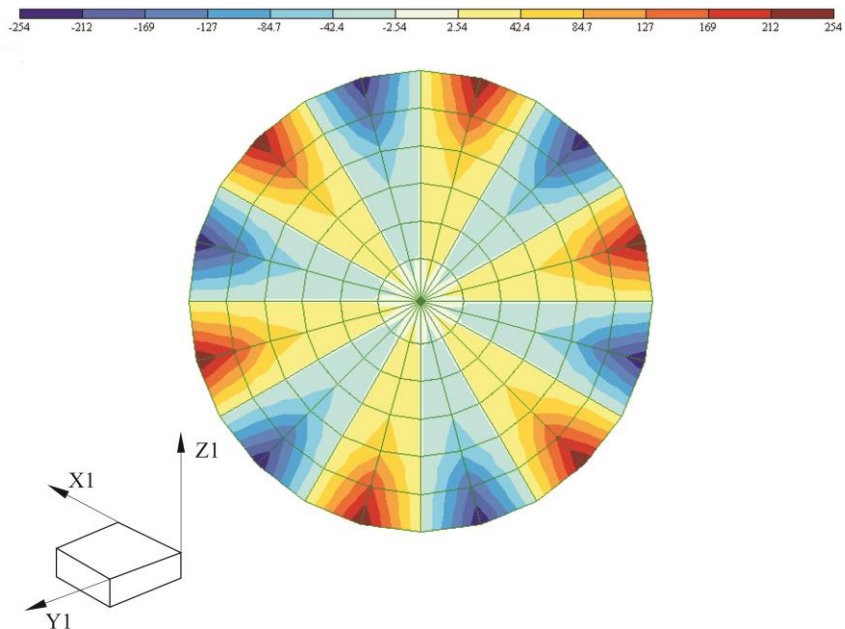
**Рис. 3.** Изополя перемещений по оси  $Z$ , мм  
Источник: сост. автором.



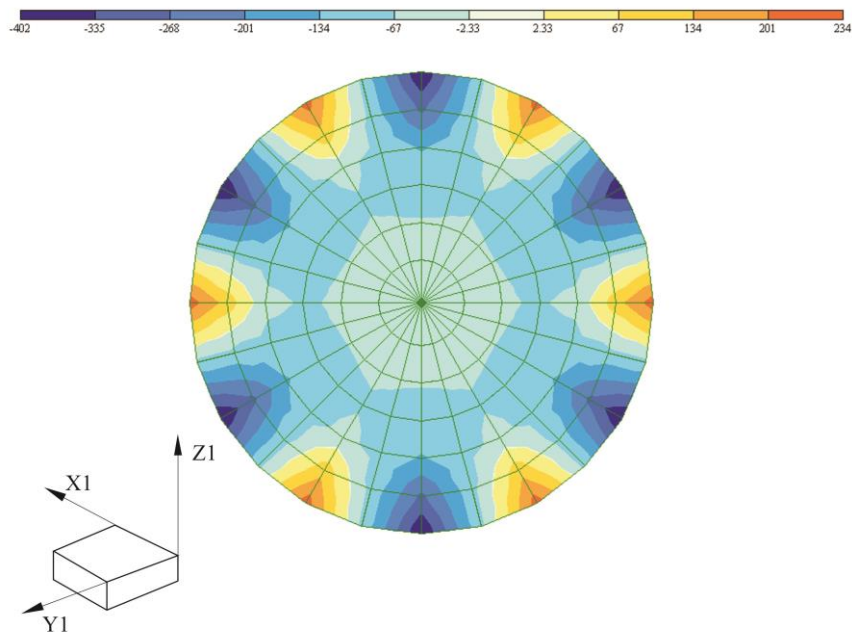
**Рис. 4.** Изополя тангенциального изгибающего момента на единицу длины кольцевого сечения  $M_x$ , кН·м/м  
Источник: сост. автором.



**Рис. 5.** Изополя радиального изгибающего момента на единицу длины радиального сечения  $M_y$ , кН·м/м  
Источник: сост. автором.

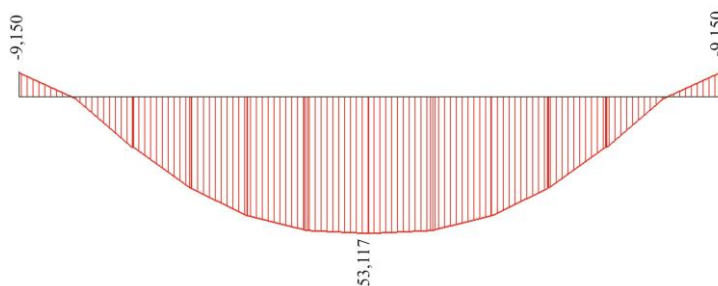


**Рис. 6.** Изополя поперечной силы  $Q_x$  на единицу длины кольцевого сечения, кН/м  
Источник: сост. автором.

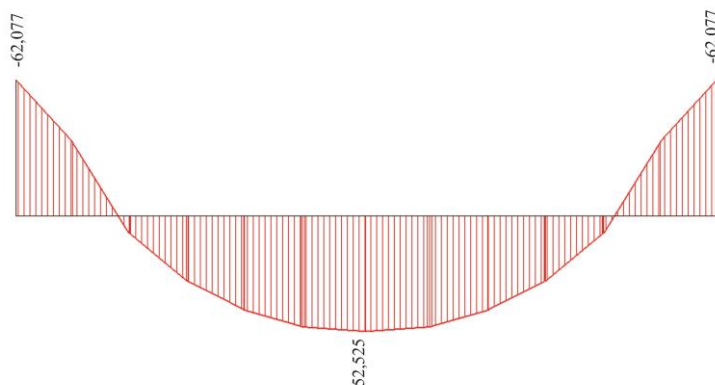


**Рис. 7.** Изополя поперечной силы  $Q_y$  на единицу длины радиального сечения, кН/м  
*Источник: сост. автором.*

Эпюры изгибающих моментов по характерному сечению представлены на рис. 8 и рис. 9.



**Рис. 8.** Эпюра тангенциальных изгибающих моментов  $M_x$   
*Источник: сост. автором.*



**Рис. 8.** Эпюра радиальных изгибающих моментов  $M_y$

*Источник: сост. автором.*

На основании найденных усилий с помощью встроенной системы «Лир-Арм» программного комплекса «Лири» был реализован подбор сечений арматуры плиты поршня гидродинамического гасителя, результаты которого отображены в таблицах 2, 3.

Круглые плиты, имеющие жесткое закрепление, в которых радиальные опорные моменты больше пролетных и отрицательны по знаку, согласно [4] армируются радиально-кольцевой системой как более четкой в работе и требующей меньшего расхода металла. При этом радиальная арматура, стержни которой укладываются по направлению радиуса, воспринимает растягивающие усилия, вызванные радиальным моментом  $M_y$ , а кольцевая арматура, стержни которой укладываются по кругу, воспринимают растягивающие усилия, вызванные тангенциальным моментом  $M_x$ . Радиальные стержни не пересекаются в середине плиты, а обрываются на расстоянии от центра плиты  $r_{ц}=0,425$  м [4]. В пределах кольца плита армируется прямоугольной сеткой с шагом и диаметром, равными шагу и диаметру кольцевой арматуры в середине плиты.

Поскольку движение плиты поршня гидродинамического гасителя при колебаниях пролетного строения моста происходит и вверх, и вниз, то растянутая зона будет попеременно возникать то в нижней, то в верхней грани плиты. Следовательно, рабочая арматура закладывается и для верхней, и для нижней грани плиты поршня гасителя.

**Таблица 2**

**Подбор сечения арматуры в плите поршня гидродинамического гасителя  
 (нижняя грань)**

Требуемая площадь поперечного сечения арматуры ( $A_{тр}$ ), см <sup>2</sup>	Фактическая площадь поперечного сечения арматуры ( $A_{факт}$ ), см <sup>2</sup>	Количество и диаметр арматурных стержней, пØ	Шаг, арматурных стержней, см
<b>Площадь сечения кольцевой арматуры на 1 м радиального сечения</b>			
12,7	13,87	9 Ø 14	10
<b>Площадь сечения радиальной арматуры на 1 м кольцевого сечения</b>			
12,7	13,87	9 Ø 14	10
<b>Площадь сечения арматуры прямоугольной сетки</b>			
19	20,01	13 Ø 14	7

*Источник: сост. автором.*

Таблица 3

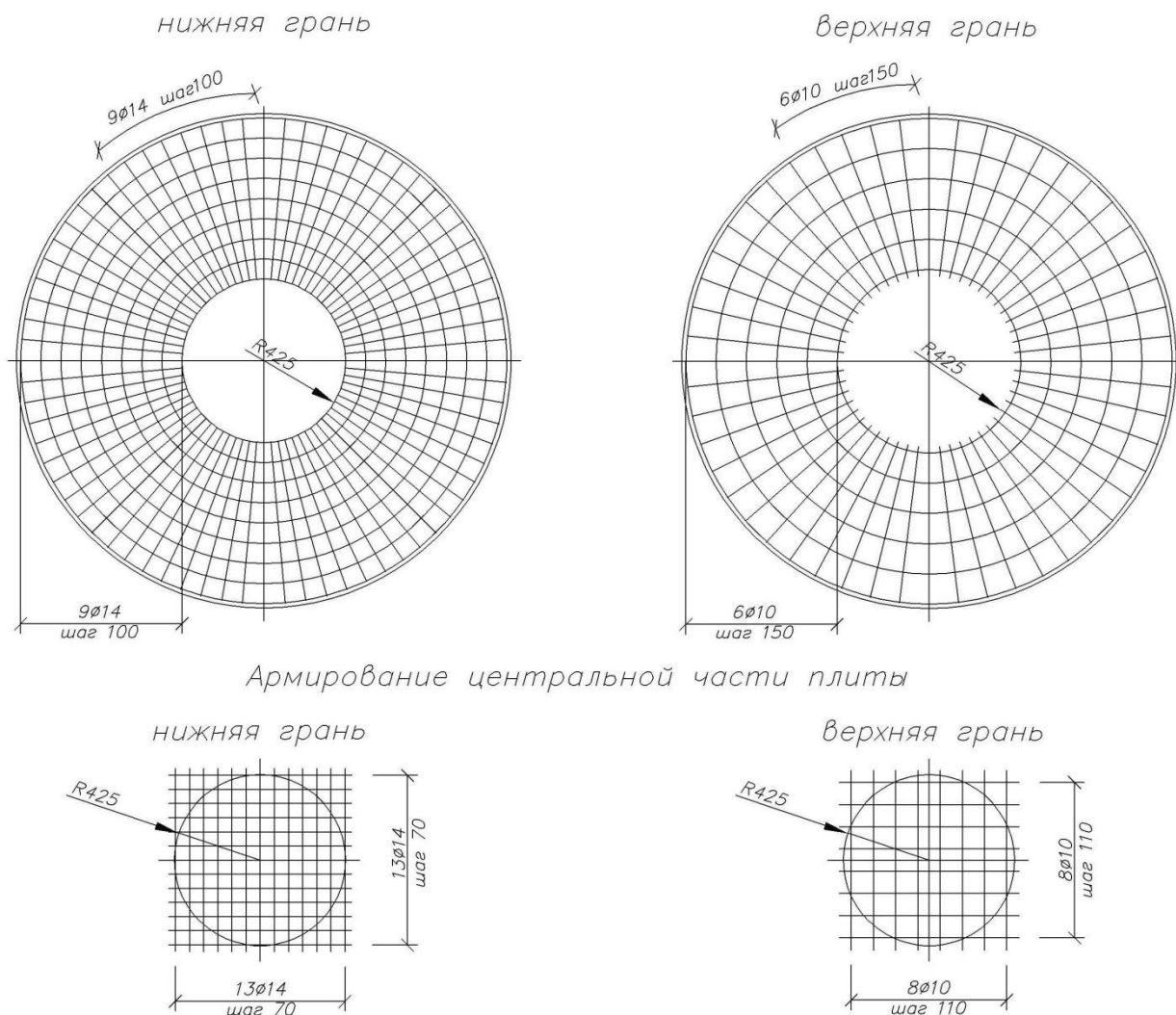
**Подбор сечения арматуры в плите поршня гидродинамического гасителя  
(верхняя грань)**

<b>Требуемая площадь поперечного сечения арматуры (<math>A_{тр}</math>), см<sup>2</sup></b>	<b>Фактическая площадь поперечного сечения арматуры (<math>A_{факт}</math>), см<sup>2</sup></b>	<b>Количество и диаметр арматурных стержней, пØ</b>	<b>Шаг, арматурных стержней, см</b>
<b>Площадь сечения кольцевой арматуры на 1 м радиального сечения</b>			
3,93	4,71	6 Ø 10	15
<b>Площадь сечения радиальной арматуры на 1 м кольцевого сечения</b>			
3,93	4,71	6 Ø 10	15
<b>Площадь сечения арматуры прямоугольной сетки</b>			
5,66	6,28	8 Ø 10	11

Источник: сост. автором.

Схема армирования круглой плиты поршня гидродинамического гасителя представлена на рисунке 9.

Кольцевое и радиальное армирование плиты поршня гидродинамического гасителя



**Рис. 9.** Схема армирования круглой плиты поршня гидродинамического гасителя колебаний пролетного строения  
 Источник: сост. автором.

Прочностной расчет плиты поршня гидродинамического гасителя производился на основании утвержденных нормативных документов<sup>4</sup>.

Расчет по прочности сечений плиты поршня гидродинамического гасителя (в пролете) (рис. 10) при действии изгибающих моментов производят из условия:

$$M \leq M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a'), \text{ если } \xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R,$$

где  $M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки;

$M_{ult}$  – предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечением элемента;

<sup>4</sup> СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Введ. 20113-01-01. М.: НИИЖБ, 2012. 156 с.

$b=1$  м – ширина сечения железобетонного элемента;

$h_0=h-a=20-2,7=17,3$  см – рабочая высота сечения;

$a_1=2$  см – толщина защитного слоя бетона;

$a=2,7$  см,  $a'=2,5$  см – расстояния от равнодействующей усилий в арматуре соответственно  $S$  и  $S'$  до ближайшей грани сечения;

$x$  – высота сжатой зоны.

Высоту сжатой зоны определяют по формуле:

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A_s'}{R_b b},$$

где  $R_s = 350$  МПа – расчетное сопротивление арматуры растяжению для первой группы предельных состояний (табл. 6.14 СП 63.13330.2012);

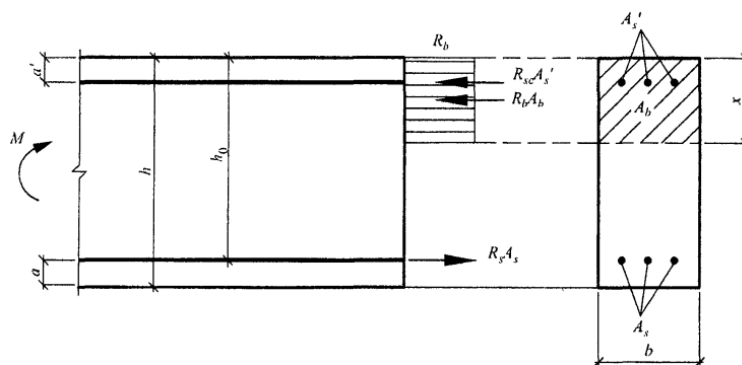
$R_{sc} = R_s = 350$  МПа – расчетное сопротивление арматуры сжатию для первой группы предельных состояний (табл. 6.14 СП 63.13330.2012);

$A_s = 13,87$  см<sup>2</sup>,  $A_s' = 4,71$  см<sup>2</sup> – площади сечения арматуры соответственно  $S$  и  $S'$ ;

$R_b = 14,5$  МПа – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию для первой группы предельных состояний (табл. 6.8 СП 63.13330.2012).

Тогда

$$x = \frac{350 \cdot 13,87 - 350 \cdot 4,71}{14,5 \cdot 100} = 2,21 \text{ см.}$$



**Рис. 10.** Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

Источник: СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.

Для проверки условия  $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ , определяем относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{2,21}{17,3} = 0,128.$$

Значение граничной относительной высоты сжатой зоны  $\xi_R$  определяем по формуле:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}},$$

где  $\varepsilon_{s,el} = R_s / E_s = 350 / 2 \cdot 10^5 = 0,00175$  – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях равных  $R_s$ ;

$E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа – модуль упругости арматуры;

$\varepsilon_{b2} = 0,0035$  – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных  $R_b$ .

Тогда

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{0,00175}{0,0035}} = 0,53.$$

$\xi = 0,128 \leq \xi_R = 0,53$  – условие выполняется.

По результатам расчета в программном комплексе «Лира» максимальный изгибающий момент в пролете равен  $M_x = 53,117$  кН·м.

$$M \leq M_{ult} = R_{bb} x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a')$$

$$M_{ult} = 14,5 \cdot 1 \cdot 0,0221 (0,173 - 0,5 \cdot 0,0221) + 350 \cdot 4,71 \cdot 10^{-4} (0,173 - 0,025) = 76,3 \text{ кН·м.}$$

$M = 53,117 \text{ кН·м} \leq M_{ult} = 76,3 \text{ кН·м}$  – условие выполняется.

Расчет изгибаемых железобетонных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия:

$$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0,$$

где  $Q$  – поперечная сила в нормальном сечении элемента;

$\varphi_{b1}$  – коэффициент, принимаемый равным 0,3.

По расчету величина максимальной поперечной силы на опоре по радиальному сечению равна  $Q_{max} = 402$  кН.

Тогда

$$\varphi_{b1} R_b b h_0 = 0,3 \cdot 14,5 \cdot 1 \cdot 0,173 = 752,55 \text{ кН} > Q_{max} = 402 \text{ кН, т.е. прочность полосы обеспечена.}$$

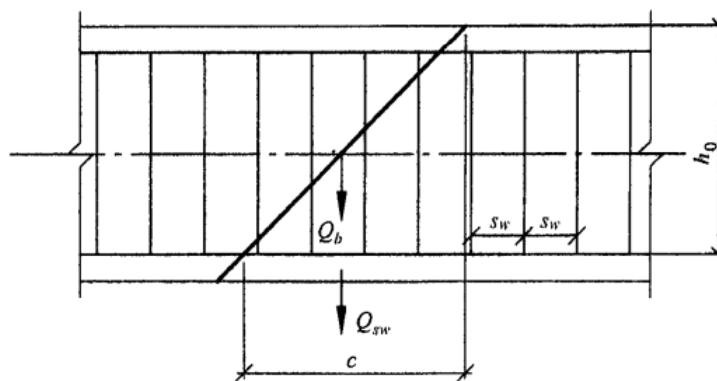
Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению (рис. 11) на действие поперечных сил производят из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw},$$

где  $Q$  – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции  $S$  на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;

$Q_b$  – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

$Q_{sw}$  – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.



**Рис. 11.** Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечных сил

Источник: СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.

Значение  $Q$  принимают равным  $Q_{max} - q_1 C$ , где  $Q_{max}$  – поперечная сила в опорном сечении,  $q_1 = 349,64$  кН/м – действующая равномерно распределенная нагрузка на единицу длины элемента.

Поперечную силу  $Q_b$  определяют по формуле:

$$Q_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / C,$$

где  $C$  – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось;

$\varphi_{b2}$  – коэффициент, принимаемый равным 1,5;

$R_{bt} = 1,05$  МПа – расчетное сопротивление бетона при осевом растяжении (табл. 6.8 СП 63.13330.2012).

Усилие  $Q_{sw}$  определяют по формуле:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} C,$$

$\varphi_{sw}$  – коэффициент, принимаемый равным 0,75;

$q_{sw}$  – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента, равное:

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s_{sw}.$$

По расчету в «Лир-Арм» требуется раскладка поперечной арматуры класса А240 ( $R_{sw} = 170$  МПа) диаметром 22 мм ( $A_{sw} = 3,801$  см<sup>2</sup>) с шагом  $s_{sw} = 100$  мм.

Тогда

$$q_{sw} = 170 \cdot 3,801 \cdot 10^{-4} / 0,1 = 646,17 \text{ кН/м.}$$

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие:

$$q_{sw} > 0,25 R_{bt} b.$$

Тогда  $0,25 \cdot 1,05 \cdot 1 = 262,5$  кН/м  $< q_{sw} = 646,17$  кН/м, условие выполняется, поперечную арматуру полностью учитываем при расчете.

Длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения  $C$  принимается равной  $C = 2h_0 = 2 \cdot 0,173 = 0,346$  м.

Значения поперечных сил  $Q_{sw}$  и  $Q_b$  будут равны:

$$Q_{sw} = 0,75 \cdot 646,17 \cdot 0,346 = 167,68 \text{ кН.}$$

$$Q_b = 1,5 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 0,173^2 / 0,346 = 136,24 \text{ кН.}$$

Поперечная сила  $Q$  равна:

$$Q = Q_{max} - q_1 C = 402 - 349,64 \cdot 0,346 = 281,02 \text{ кН.}$$

Проверяем условие прочности плиты по наклонным сечениям:

$Q_b + Q_{sw} = 136,24 + 167,68 = 303,92 \text{ кН} > 281,02 \text{ кН}$ , прочность плиты поршня по наклонному сечению обеспечена.

Приведенный расчет, на предварительном этапе, подтверждает техническую возможность существования конструкции гидродинамического гасителя колебаний. Дальнейшая работа по проекту предполагает детальную проработку конструкции гидродинамического гасителя, разработку общей методики расчета и оценки его габаритных параметров, а также разработку методики оценки динамической устойчивости пролетных строений балочного неразрезного моста с учетом эффекта диссипации энергии колебаний в водной среде через гидродинамический гаситель.

Однако уже на данном этапе разработки проекта гидродинамического способа гашения колебаний, на основании проведенного технико-экономического обоснования, получены предварительные данные [5-8, 10-13], подтверждающие как техническую, так и экономическую эффективность проекта. Таким образом, гидродинамический способ гашения колебаний может быть рассмотрен в качестве альтернативного решения сложной инженерной задачи по обеспечению аэродинамической устойчивости пролетных строений эксплуатируемых балочных неразрезных мостов.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Динамические гасители. MAURER. Техническая информация и типы устройств. Режим доступа: [http://www.maurer-soehne.ru/files/bauwerkschutzsysteme/pdf/en/brochure/TMD\\_RU.pdf](http://www.maurer-soehne.ru/files/bauwerkschutzsysteme/pdf/en/brochure/TMD_RU.pdf) (дата обращения 01.10.2014)
2. Загора А.Л., Казакевич М.И. Гашение колебаний мостовых конструкций. М. : Транспорт, 1983. 134 с.
3. Казакевич М.И. Аэроупругая неустойчивость балочных мостов // Металлические конструкции. 2010. № 3. Том 16. С. 163-170
4. Линович Л.Е. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. Киев : «Будівельник», 1972. 664 с.
5. Наумова Г.А., Пономаренко С.А. Гидродинамический способ гашения колебаний мостовых пролетов // Вестник гражданских инженеров. 2012. № 6(35). С. 51-59.
6. Наумова Г.А., Пономаренко С.А. Решения проблемы аэродинамической неустойчивости балочных неразрезных мостов // Дорожная держава. 2013. № 50. С. 30-34.
7. Наумова Г.А., Саманов В.В., Пономаренко С.А. Гидродинамический гаситель мостовых колебаний // Вестник ВолГУ. Серия 10. Инновационная деятельность. 2012. Вып. 7. С.93-98.
8. Наумова, Г.А., Пономаренко, С.А. Сравнительный анализ традиционных и инновационных подходов к расчету конструкций гасителей аэроупругих колебаний // Вестник ВолГУ. Серия 10. Инновационная деятельность. 2013. Вып. 9. С.124-134.
9. Опасность повторения увеличивается. Режим доступа: <http://www.vz.ru/society/2011/3/24/478050.html> (дата обращения 01.10.2014)
10. Пономаренко С., Борисанова Я. Кто остановит «танцующие» мосты? // Техника молодежи. 2012. № 12 (951). С. 6-8.
11. Пономаренко, С.А. Гидродинамический способ гашения колебаний балочных неразрезных мостов // Транспортное пространство России и Евразийского экономического союза в XXI веке : матер. Всерос. научн.-практ. конф., г. Сочи / Сочинский. филиал МАДИ. Саратов: Издательство «КУБиК», 2014. С. 81-88.
12. Пономаренко, С.А. Применение принципа диссипации энергии при решении задачи гашения колебаний в различных областях техники // Современные железные дороги: достижения, проблемы, образование : матер. VI Междунар. научн.-практ. конф. с междунар. участием / Волгогр. филиал МИИТ. Волгоград : Волгогр. науч. изд-во, 2013. Вып. 6. С. 181-188.
13. Пономаренко, С.А. Решение проблемы стабилизации и безопасной эксплуатации балочных неразрезных мостов // Актуальные проблемы содержания, капитального ремонта и реконструкции мостовых сооружений : матер. научн.-практ. конф. СПб. : Петербургский государственный университет путей сообщения, 2013. С. 52-55.

14. При сильном ветре Кинешемский мост «станцует», как волгоградский. Режим доступа:  
[http://kineshma.ivplaneta.ru/index.php?p=news&news\\_id=23259&npage=280](http://kineshma.ivplaneta.ru/index.php?p=news&news_id=23259&npage=280) (дата обращения 01.10.2014)
15. Пшеничников, С.К. О причинах колебаний пролетного строения руслового моста через р. Волгу // Вестник мостостроения. 2011. № 1. С. 37-38.
16. Разработка проектной документации на капитальный ремонт первого пускового комплекса первой очереди мостового перехода через р. Волга в г. Волгограде. М.: ОАО «Гипротрансмост», 2011. 688 с.
17. Саманов В.В., Пономаренко С.А., Наумова Г.А. Устройство гидродинамического гасителя колебаний мостового пролета : пат. № 2475586 Российская Федерация. 2013. Бюл. №5. 5 с.
18. Саманов В.В., Пономаренко С.А., Наумова Г.А. Устройство гидродинамического гасителя колебаний мостового пролета : п.м. № 111146 Российская Федерация. 2013. Бюл. № 34. 3 с.
19. ЦАГИ исследовал мост через р. Дон. Режим доступа:  
<http://www.tsagi.ru/pressroom/news/1005/> (дата обращения 01.10.2014)
20. Battista Ronaldo C., Pfeil Miche`le S. Reduction of vortex-induced oscillations of Rio-Niteroi bridge by dynamic control devices // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 2000. № 84. P. 273-288. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/S0167-6105\(99\)00108-7](http://dx.doi.org/10.1016/S0167-6105(99)00108-7)
21. Battista, R. C. Multiple Synchronized Dynamic Attenuators of Wind-induced Oscillations of Rio-Niteroi Bridge // Society of Experimental Mechanics. Access mode: <http://sem-proceedings.com/23i/sem.org-IMAC-XXIII-Conf-s08p02-Multiple-Synchronized-Dynamic-Attenuators-Wind-induced-Oscillations.pdf>.
22. Fujino Y., Yoshida Y. Wind-Induced Vibration and Control of Trans-Tokyo Bay Crossing Bridge // J. Struct. Eng. 2002. Vol. 128(8). P. 1012-1025. DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:8\(1012\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:8(1012))
23. Ge Y.J. Investigation and prevention of deck galloping oscillation with computational and experimental techniques / Y.J. Ge , Z.X. Lin, F.C. Cao, J.B. Pang, H.F. Xiang // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Vol. 90, 2002. P. 2087-2098. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/S0167-6105\(02\)00326-4](http://dx.doi.org/10.1016/S0167-6105(02)00326-4)
24. Guide for the assessment of wind actions and effects on structures CNR-DT 207/2008. Roma : National research council of Italy. Advisory committee on technical recommendations for construction, 2010. 331 p.
25. Hirai S. Aerodynamic stability of Trans-Tokyo Bay Highway Bridge / S. Hirai, A. Honda, H. Kato, O. Yoshida, I. Okauchi // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 1999. Vol. 49. P.487-496. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/0167-6105\(93\)90043-N](http://dx.doi.org/10.1016/0167-6105(93)90043-N)
26. Honda A. Aerodynamic stability of Kansai international airport access bridge / A. Honda, N. Shiraishi, M. Matsumoto, Y. Fuse, K. Sumi, N. Sasaki// Journal of wind engineering and industrial aerodynamics. 1993. Vol. 49. P. 533-542. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/0167-6105\(90\)90052-E](http://dx.doi.org/10.1016/0167-6105(90)90052-E)

27. Kusahara, S. Yamada I., Toyama N. Reevaluation on aerodynamic stability of steel box girder // The Seventh Asia-Pacific Conference on Wind Engineering, November 8-12, 2009, Taipei, Taiwan. Access mode: [http://www.iawe.org/Proceedings/7APCWE/T3A\\_1.pdf](http://www.iawe.org/Proceedings/7APCWE/T3A_1.pdf).
28. Larsen A., Svensson E., Andersen H. Design aspects of tuned mass dampers for the Great Belt East Bridge approach spans // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 1995. 54/55. P.413-426. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/0167-6105\(94\)00057-K](http://dx.doi.org/10.1016/0167-6105(94)00057-K)
29. Tokinori S. On wind resistant design of Central Japan International Airport Access Roadway Bridge / S. Tokinori, T. Yokosato, S. Saeki, S. Tokoro, A. Kishi // Proceedings of National Symposium on Wind Engineering. 2002. Vol.17. P. 481-486.
30. Yoshimura M. Countermeasure against vortex induced vibration in the approaching viaduct of Oshima Ohashi / M. Yoshimura, T. Hara, S. Tokoro, K. Honda // Proc., 7th Symposium on Motion and Vibration Control / Japan Society of Mechanical Engineers. P. 383-386.

**Рецензент:** Заместитель Председателя Поволжского отделения Российской академии транспорта, академик РАТ, доктор технических наук, профессор Овчинников Игорь Георгиевич.

**Svetlana Ponomarenko**  
Volgograd State University  
Russian Federation, Volgograd  
svetlanaponomarenko@yandex.ru

## **Structural analysis of the piston's plate of hydrodynamic damper continuous girder bridge oscillations**

**Abstract.** Sustainable economic development of any country requires a well-functioning system of transport communications. A special role in this regard is given to the safety of transportation facilities, in particular the safety of bridges. Bridges have a higher level of responsibility: its structural failure can lead to enormous economical, environmental and social costs.

Modern construction science allows almost completely eliminate the possibility of accidents on bridges. However, probability of emergencies still exists. Construction is an industry in which there are no prototypes or pilot series. Often emergencies become indicators of gaps in engineering knowledge.

The case of Volgograd bridge oscillations in May 2010 became such a "litmus test". But, this is not the only one case of continuous girder bridge oscillations caused by wind action. In the world there are about seven "dancing" bridges of similar design.

In this regard, the phenomenon of aerodynamic instability of continuous girder bridges can not be identified as an unfortunate occurrence. Repeated aeroelastic oscillations of continuous girder bridges in different parts of the world show the fact of presence a persistent aerodynamic instability such structures as property initially laid down in the design stage.

Thus, all continuous girder bridges built before 2011 are staying in the risk zone. This circumstance requires realization by engineers protective measures to prevent the occurrence of dangerous oscillations in such structures.

In this paper the facts of presence the property persistent aerodynamic instability continuous girder bridges are detailed described. On the example of Volgograd bridge arguments calling into question the effectiveness of installed on the bridge dynamic dampers (Tuned Mass Dampers) are listed. An alternative solution to the problem of ensuring aerodynamic stability continuous girder bridges based on the energy approach to the damping of oscillations due to the installation of a new type of damper bridge oscillations – hydrodynamic are proposed. To justify the possibility of existence this type of damper structural analysis of the operating element - piston's plate of damper is given.

**Keywords:** continuous girder bridge; dynamic damper; hydrodynamic damper; energy dissipation; open energy system; aeroelastic oscillations; aerodynamic instability; aerodynamic interference; structural analysis; safety operation.

## REFERENCES

1. Dinamicheskie gasiteli. MAURER. Tehnicheskaja informacija i tipy ustrojstv. Rezhim dostupa: [http://www.maurer-soehne.ru/files/bauwerkschutzsysteme/pdf/en/brochure/TMD\\_RU.pdf](http://www.maurer-soehne.ru/files/bauwerkschutzsysteme/pdf/en/brochure/TMD_RU.pdf) (data obrashhenija 01.10.2014)
2. Zakora A.L., Kazakevich M.I. Gashenie kolebanij mostovyh konstrukcij. M. : Transport, 1983. 134 s.
3. Kazakevich M.I. Ajerouprugaja neustojchivost' balochnyh mostov // Metallicheskie konstrukcii. 2010. № 3. Tom 16. S. 163-170
4. Linovich L.E. Raschet i konstruirovanie chastej grazhdanskih zdaniy. Kiev : «Budivel'nik», 1972. 664 s.
5. Naumova G.A., Ponomarenko, S.A. Gidrodinamicheskij sposob gashenija kolebanij mostovyh proletov // Vestnik grazhdanskih inzhenerov. 2012. № 6(35). S. 51-59.
6. Naumova G.A., Ponomarenko S.A. Reshenija problemy ajerodinamicheskoy neustojchivosti balochnyh nerazreznyh mostov // Dorozhnaja derzhava. 2013. № 50. S. 30-34.
7. Naumova G.A., Samanov V.V., Ponomarenko S.A. Gidrodinamicheskij gasitel' mostovyh kolebanij // Vestnik VolGU. Serija 10. Innovacionnaja dejatel'nost'. 2012. Vyp. 7. S.93-98.
8. Naumova, G.A., Ponomarenko, S.A. Sravnitel'nyj analiz tradicionnyh i innovacionnyh podhodov k raschetu konstrukcij gasitelej ajerouprugih kolebanij // Vestnik VolGU. Serija 10. Innovacionnaja dejatel'nost'. 2013. Vyp. 9. S.124-134.
9. Opasnost' povtorenija uvelichivaetsja. Rezhim dostupa: <http://www.vz.ru/society/2011/3/24/478050.html> (data obrashhenija 01.10.2014)
10. Ponomarenko S., Borisanova Ja. Kto ostanovit «tancujushhie» mosty? // Tehnika molodezhi. 2012. № 12 (951). S. 6-8.
11. Ponomarenko, S.A. Gidrodinamicheskij sposob gashenija kolebanij balochnyh nerazreznyh mostov // Transportnoe prostranstvo Rossii i Evrazijskogo jekonomicheskogo sojuza v XXI veke : mater. Vseros. nauchn.-prakt. konf., g.Sochi / Sochinskij. filial MADI. Saratov: Izdatel'stvo «KUBiK», 2014. S. 81-88.
12. Ponomarenko, S.A. Primenenie principa dissipacii jenergii pri reshenii zadachi gashenija kolebanij v razlichnyh oblastjah tehniki // Sovremennye zheleznye dorogi: dostizhenija, problemy, obrazovanie : mater. VI Mezhdunar. nauchn.-prakt. konf. s mezhdunar. uchastiem / Volgogr. filial MIIT. Volgograd : Volgogr. nauch. izd-vo, 2013. Vyp. 6. S. 181-188.
13. Ponomarenko, S.A. Reshenie problemy stabilizacii i bezopasnoj jekspluatacii balochnyh nerazreznyh mostov // Aktual'nye problemy sodержanija, kapital'nogo remonta i rekonstrukcii mostovyh sooruzhenij : mater. nauchn.-prakt. konf. SPb. : Peterburgskij gosudarstvennyj universitet putej soobshhenija, 2013. S. 52-55.
14. Pri sil'nom vetre Kineshemskij most «stancuet», kak volgogradskij. Rezhim dos-tupa: [http://kineshma.ivplaneta.ru/index.php?p=news&news\\_id=23259&npage=280](http://kineshma.ivplaneta.ru/index.php?p=news&news_id=23259&npage=280) (data obra-shhenija 01.10.2014)

15. Pshenichnikov, S.K. O prichinah kolebanij proletnogo stroenija ruslovogo mosta cherez r. Volgu // Vestnik mostostroenija. 2011. № 1. S. 37-38.
16. Razrabotka proektnoj dokumentacii na kapital'nyj remont pervogo puskovogo kompleksa pervoj ocheredi mostovogo perehoda cherez r. Volga v g. Volgo-grade. M.: OAO «Gi-protransmost», 2011. 688 s.
17. Samanov V.V., Ponomarenko S.A., Naumova G.A. Ustrojstvo gidrodinamicheskogo gasitelja kolebanij mostovogo proleta : pat. № 2475586 Rossijskaja Federacija. 2013. Bjul. №5. 5 s.
18. Samanov V.V., Ponomarenko S.A., Naumova G.A. Ustrojstvo gidrodinamicheskogo gasitelja kolebanij mostovogo proleta : p.m. № 111146 Rossijskaja Federacija. 2013. Bjul. № 34. 3 s.
19. CAGI issledoval most cherez r. Don. Rezhim dostupa: <http://www.tsagi.ru/pressroom/news/1005/> (data obrashhenija 01.10.2014)
20. Battista Ronaldo C., Pfeil Miche`le S. Reduction of vortex-induced oscillations of Rio-Niteroi bridge by dynamic control devices // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 2000. № 84. P. 273-288. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/S0167-6105\(99\)00108-7](http://dx.doi.org/10.1016/S0167-6105(99)00108-7)
21. Battista, R. C. Multiple Synchronized Dynamic Attenuators of Wind-induced Oscillations of Rio-Niteroi Bridge // Society of Experimental Mechanics. Access mode: <http://sem-proceedings.com/23i/sem.org-IMAC-XXIII-Conf-s08p02-Multiple-Synchronized-Dynamic-Attenuators-Wind-induced-Oscillations.pdf>.
22. Fujino Y., Yoshida Y. Wind-Induced Vibration and Control of Trans-Tokyo Bay Crossing Bridge // J. Struct. Eng. 2002. Vol. 128(8). P. 1012-1025. DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:8\(1012\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:8(1012))
23. Ge Y.J. Investigation and prevention of deck galloping oscillation with computational and experimental techniques / Y.J. Ge , Z.X. Lin, F.C. Cao, J.B. Pang, H.F. Xiang // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Vol. 90, 2002. P. 2087-2098. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/S0167-6105\(02\)00326-4](http://dx.doi.org/10.1016/S0167-6105(02)00326-4)
24. Guide for the assessment of wind actions and effects on structures CNR-DT 207/2008. Roma : National research council of Italy. Advisory committee on technical recommendations for construction, 2010. 331 p.
25. Hirai S. Aerodynamic stability of Trans-Tokyo Bay Highway Bridge / S. Hirai, A. Honda, H. Kato, O. Yoshida, I. Okauchi // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 1999. Vol. 49. P.487-496. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/0167-6105\(93\)90043-N](http://dx.doi.org/10.1016/0167-6105(93)90043-N)
26. Honda A. Aerodynamic stability of Kansai international airport access bridge / A. Honda, N. Shiraishi, M. Matsumoto, Y. Fuse, K. Sumi, N. Sasaki// Journal of wind engineering and industrial aerodynamics. 1993. Vol. 49. P. 533-542. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/0167-6105\(90\)90052-E](http://dx.doi.org/10.1016/0167-6105(90)90052-E)
27. Kusuhara, S. Yamada I., Toyama N. Reevaluation on aerodynamic stability of steel box girder // The Seventh Asia-Pacific Conference on Wind Engineering, November 8-12, 2009, Taipei, Taiwan. Access mode: [http://www.iawe.org/Proceedings/7APCWE/T3A\\_1.pdf](http://www.iawe.org/Proceedings/7APCWE/T3A_1.pdf).

28. Larsen A., Svensson E., Andersen H. Design aspects of tuned mass dampers for the Great Belt East Bridge approach spans // *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 1995. 54/55. P.413-426. DOI: [http://dx.doi.org/ 10.1016/0167-6105\(94\)00057-K](http://dx.doi.org/10.1016/0167-6105(94)00057-K)
29. Tokinori S. On wind resistant design of Central Japan International Airport Access Roadway Bridge / S. Tokinori, T. Yokosato, S. Saeki, S. Tokoro , A. Kishi // *Proceedings of National Symposium on Wind Engineering*. 2002. Vol.17. P. 481-486.
30. Yoshimura M. Countermeasure against vortex induced vibration in the approaching viaduct of Oshima Ohashi / M. Yoshimura, T. Hara, S. Tokoro, K. Honda // *Proc., 7th Symposium on Motion and Vibration Control / Japan Society of Mechanical Engineers*. P. 383-386.