

**АНАЛИЗ АВАРИИ МОСТОВОГО СООРУЖЕНИЯ ИЗ-ЗА
НЕУЧЕТА СТАДИЙНОСТИ ЕГО ВОЗВЕДЕНИЯ**

Канд. техн. наук, доцент **И.И. Овчинников**
(Саратовский государственный технический
университет имени (СГТУ) имени Гагарина Ю.А.),
канд. техн. наук, профессор **Ш.Н. Валиев**
(Московский автомобильно-дорожный государственный
технический университет (МАДИ)),
аспирант **О.Н. Герасимов**
(Саратовский государственный технический
университет имени (СГТУ) имени Гагарина Ю.А.),
д-р техн. наук, профессор **И.Г. Овчинников**
(Тюменский индустриальный университет (ТИУ)),
магистрант **И.Р. Гасанов**
(Саратовский государственный технический
университет имени (СГТУ) имени Гагарина Ю.А.)
Контактная информация: bridgeart@mail.ru;
vshn2014@gmail.com;
oleg96-2011@mail.ru;
bridgesar@mail.ru;
bridge899@mail.ru

В статье рассматривается проблема аварийности мостовых сооружений. Кратко анализируется состояние проблемы по отечественным и зарубежным литературным источникам и отмечается, что аварийности мостовых сооружений уделяется недостаточное внимание. Затем дан анализ аварийного разрушения мостового сооружения со сталежелезобетонным пролетным строением в Республике Дагестан в процессе его строительства из-за неучёта стадийности его возведения. В процессе расчетного анализа выявлено, что основной причиной обрушения пролетного строения путепровода является несоответствие технологии укладки бетонной смеси устойчивости элементов запроектированных мостовых металлоконструкций. При этом полученные результаты расчетного анализа в полной мере соответствуют картине разрушения, установленной в процессе обследования мостового сооружения после аварии.

Ключевые слова: мостовое сооружение, сталежелезобетонное пролетное строение, авария, стадийность возведения, расчетный анализ.

ВВЕДЕНИЕ

В последние годы в мире аварийность мостовых сооружений достигла величины порядка ста аварий в год. Из-за повышения аварийности мостовых сооружений увеличивается угроза безопасности населения, при этом аварийные ситуации могут носить различный характер и нередко оказываются непредсказуемыми. Наибольшие разрушения мостовых сооружений обусловлены причинами антропогенного характера. При возникновении аварийных ситуаций на мостах следует снизить наносимый материальный ущерб, не допуская человеческих потерь. Поэтому важной задачей является анализ произошедших аварий, выявление их причин и разработка мероприятий по недопущению подобных аварий в будущем.

Ниже рассматривается анализ аварийного разрушения мостового сооружения со сталежелезобетонным пролетным строением в Республике Дагестан в процессе его строительства из-за неучёта стадийности его возведения.

1. Краткий анализ состояния проблемы

К сожалению, интенсивность аварий и разрушений не только промышленных и гражданских зданий и сооружений, но и мостовых сооружений в последнее время возросла [1-9]. Отметим, что в данной статье не рассматриваются разрушения мостовых сооружений вследствие военных действий. Проведенный авторами [10] анализ аварий мостовых сооружений позволил заключить следующее:

- разрушения и аварии мостовых сооружений вследствие различных причин носят практически постоянный характер;
- такие ситуации возникают во всех странах и с разным уровнем экономического развития, причем там, где мостовых сооружений больше, возможно и большее число их аварий и разрушений;
- при ухудшении экономического состояния стран количество аварий и разрушений мостовых сооружений обычно возрастает;
- в ближайшее время снижение причин числа аварий и разрушений мостовых сооружений вряд ли возможно, к тому же прогнозируется увеличение числа аварий длительное время эксплуатирующихся мостовых сооружений;
- сбор и систематизация данных об авариях и разрушениях мостов с целью анализа причин их возникновения, а также предоставление этих данных специалистам в области строительства и экс-

плуатации мостовых сооружений, позволит уменьшить количество аварий, снизить тяжесть их последствий;

- уменьшению интенсивности и количества аварий мостовых сооружений может способствовать квалифицированная подготовка инженерных и научных кадров в рамках изучения причин аварий и разрушений, а также способов их предотвращения.

Так, например, в Саратовском государственном техническом университете имени Гагарина Ю.А. и в Тюменском индустриальном университете при подготовке магистров по направлению 08.04.01 «Строительство», профиль «Мосты и транспортные тоннели» уже введен курс «Аварии транспортных сооружений».

Проблема аварийности мостовых сооружений освещена в некотором ряде публикаций на русском языке.

В связи с этим, следует упомянуть работу Ф.Д. Дмитриева [11], в которой автором причины разрушения сгруппированы в три блока:

1. действие непреодолимых стихийных сил природы (землетрясения, ураганы, наводнения);
2. несовершенство инженерно-технических приемов (незнание и, следовательно, неучёт взаимодействия всех сил в сооружении, неизученность явлений, наблюдающихся в процессе строительства и эксплуатации);
3. социально-экономические условия, при которых уменьшение срока службы сооружения, в частности, может быть обусловлено стремлением получения быстрой выгоды.

Аварийность зарубежных мостовых сооружений анализируется в работе В.В. Пассека [12].

В работе [1] рассмотрены причины аварий мостовых сооружений, предложены рекомендации по предупреждению таких аварий.

В [2, 13] дан анализ аварий пешеходных мостов, а в публикации А.С. Платонова [3] рассмотрены аварии металлических мостовых сооружений.

В ряде зарубежных публикаций [4, 5, 14, 15] также рассматриваются и анализируются аварии мостовых сооружений. В [4] Б. Алессоном (B. Alesson) проведен анализ 20 случаев аварийных разрушений мостов, даны рекомендации по улучшению проектов мостов. В [5] Й. Шер (J. Scheer) изучает разрушения мостов с 2000 по 2010 гг., при этом им отмечается, что проект моста должен разрабатываться компетентной командой, с учетом возможного увеличения временной нагрузки и разрушения материалов под влиянием агрессивной эксплуатационной среды. Кроме того, указывается, что нормативные документы обычно регламентируют процесс проектирования для «нормальных», типовых случаев, не учитывая возможные экстремальные ситуации.

В работе [14] отмечается, что при проектировании мостов следует обеспечивать необходимый уровень безопасности их пользователей, а в [15] отмечается, что надёжность мостов зависит от прочности и долговечности их элементов, которые имеют ограниченный срок службы. Таким образом, обеспечение правильной эксплуатации сооружений имеет важное значение.

2. Анализ аварии мостового сооружения из-за неучета стадийности его возведения

Современные конструкции сталежелезобетонных пролетных строений мостов обычно сооружаются путем монтажа стальных балок и последующего бетонирования (монтажа) железобетонной плиты проезжей части. В процессе своего возведения сталежелезобетонное пролетное строение проходит несколько стадий. Отметим две основные стадии: начальная (стадия I), когда балка воспринимает нагрузки стальным сечением, и конечная (стадия II), на которой балка работает приведенным (сталежелезобетонным) сечением.

В случае, когда процесс бетонирования плиты осуществляют не сразу («мгновенно») на весь мост, а постепенно дискретными порциями (захватками), жесткость пролетного строения изменяется после бетонирования каждой захватки. В расчетах на воздействия нагрузок от веса плиты, опалубки и вспомогательных устройств для бетонирования следует рассматривать (с позиции приложения и восприятия нагрузок от веса плиты и веса опалубки) промежуточные стадии, при которых часть пролетного строения стальная, а другая часть – сталежелезобетонная. Случай, когда бетонирование плиты проезжей части всего пролетного строения осуществляется за один прием (или последовательность бетонирования не принимается в расчет) будем называть «нулевым вариантом» бетонирования.

При нулевом варианте бетонирования нагрузка от веса плиты проезжей части целиком передается на металлическую конструкцию пролетного строения в предположении, что бетон на этой стадии не включается в работу. В случае, когда бетонирование осуществляется в несколько этапов, бетон ранее уложенных фрагментов плиты включается в восприятие нагрузок от веса участков плиты, бетонируемых позже. При этом в расчетах следует учитывать расположение и очередность не только бетонируемых фрагментов плиты, но и участков пролетного строения, на которых устанавливается (снимается) опалубка и другие сопутствующие бетонным работам вспомогательные устройства.

В зависимости от организации работ по возведению мостового сооружения возможно наступление аварийной ситуации.

На анализируемом в данной статье путепроводе произошла авария в процессе его сооружения. Поэтому представляет интерес провести расчетный анализ с целью выявления причин обрушения пролетного строения путепровода, оценки принятых проектных решений, которые в той или иной степени могли повлиять на работу конструкции.

2.1. Исходные данные для анализа

В плане путепровод расположен на прямой. Габарит путепровода – Г-10,0 м с тротуарами шириной 1,0 м (с обеих сторон). Пролетное строение путепровода запроектировано в виде балочной разрезной системы с применением главных металлических балок двутаврового сечения, объединенных поверху монолитной железобетонной плитой проезда. Пролетное строение путепровода индивидуального проектирования со схемой 46,0 м состоит из 6 главных металлических балок двутаврового сечения. Металлоконструкции пролетного строения выполнены из стали 15ХСНД и 15ХСНД-2. Монолитная железобетонная плита проезда толщиной 22 см изготовлена из бетона В30 морозостойкостью F200 и водонепроницаемостью W8.

Дорожная одежда мостового полотна состоит из двухслойного асфальтобетонного покрытия: нижний слой – горячий плотный мелкозернистый асфальтобетон тип Б, I марки по ГОСТ 9128-2009 толщиной 60 мм, верхний слой – плотный мелкозернистый асфальтобетон тип Б, I марки по ГОСТ 9128-2009 – 50 мм.

Поперечные сечения пролетного строения представлены на рис. 1 и 2.

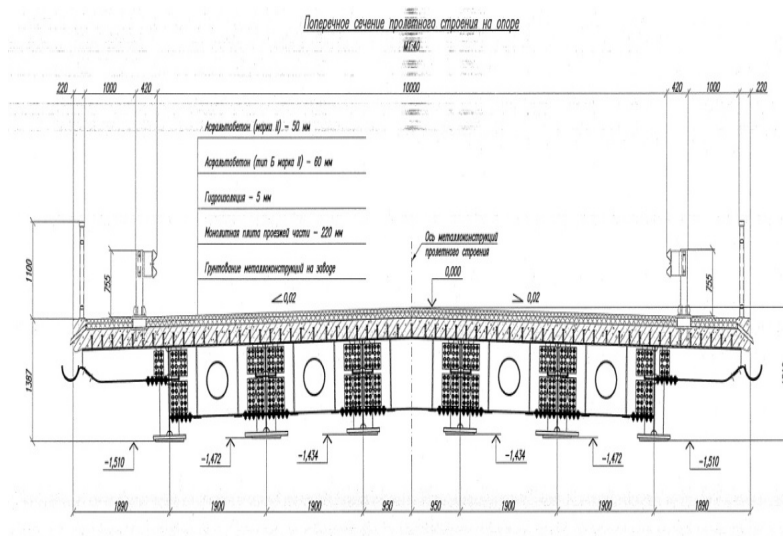


Рис. 1. Поперечное сечение пролетного строения над опорой

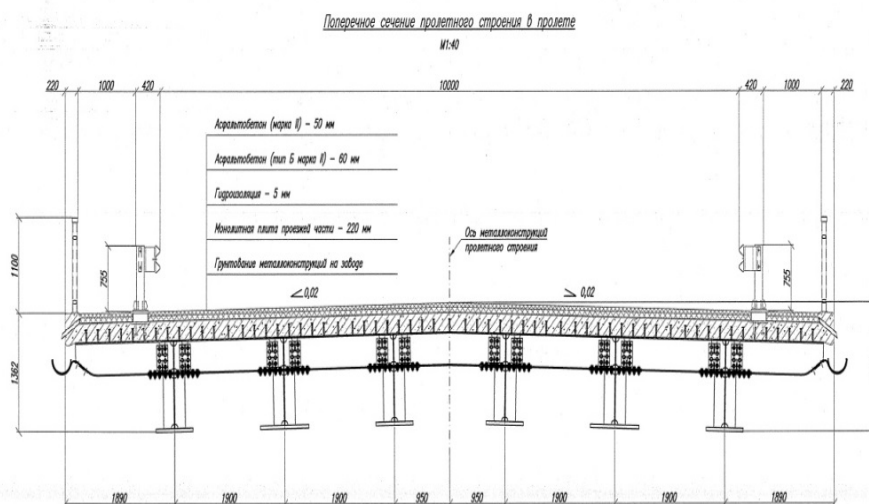


Рис. 2. Поперечное сечение пролетного строения в пролете

2.2. Цель и предпосылки расчетного анализа

Целью данного расчета является выявление причин обрушения пролетного строения путепровода, оценка принятых проектных решений, которые в той или иной степени могли повлиять на работу конструкции. На **рис. 3-5** представлены фотоснимки с места обрушения сооружения. Очевидно, что обрушение произошло на стадии бетонирования плиты пролетного строения. Бетонирование плиты происходило одним этапом и небольшими захватками, но без выдерживания свежесуложенного бетона для набора им 70 % прочности. Основные принципы работы сталежелезобетонных пролетных строений, которые следует учитывать при проектировании:

- I стадия – металлоконструкции полностью воспринимают собственный вес и вес свежесуложенного бетона плиты проезжей части, так называемого «жидкого бетона»;
- II стадия – включение в работу плиты проезжей части, при наборе проектной прочности, восприятие сталежелезобетонным сечением всех постоянных и временных нагрузок.

Исходя из этого, и основополагающих принципов работы стале-железобетонных пролетных строений, основные предпосылки и этапы расчета были следующие:

- создание расчетной модели пролетного строения с использованием метода конечных элементов;
- учет стадийности работы пролетного строения;
- задание постоянных и временных нагрузок;
- определение напряжений и деформаций в элементах пролетного строения.

Рис. 3. Общий вид путепровода после обрушения. Вид сбоку



Рис. 4. Общий вид путепровода после обрушения. Вид с опоры 1

Рис. 5. Деформированный верхний пояс главной балки



Поскольку в рабочей документации на металлоконструкции пролетного строения и на плиту проезжей части отсутствуют сведения об этапах бетонирования, для наиболее достоверной оценки принятых проектных решений производился расчет по двум вариантам:

- I вариант – плита бетонируется одной захваткой (по факту) без временных опор;
- II вариант – плита бетонируется одной захваткой с установкой временной опоры в середине пролета.

Расчет пролетного строения выполнен в программном комплексе Midas Civil, основанном на методе конечных элементов. Трехмерная расчетная модель, состоящая из стержневых и пластинчатых конечных элементов, представлена на **рис. 6, 7**. Расчетные сечения главных балок приведены на **рис. 8, 9**.

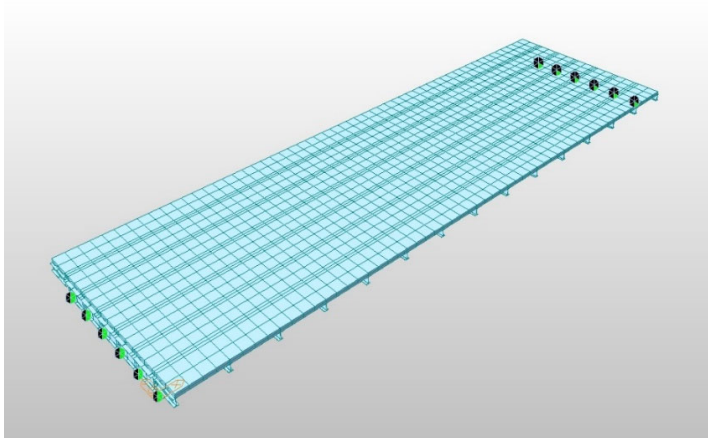


Рис. 6. Общий вид конечно-элементной модели (с плитой проезжей части)

Рис. 7. Общий вид конечно-элементной модели (без плиты проезжей части)

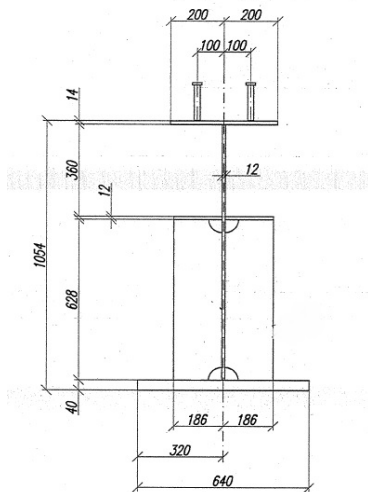
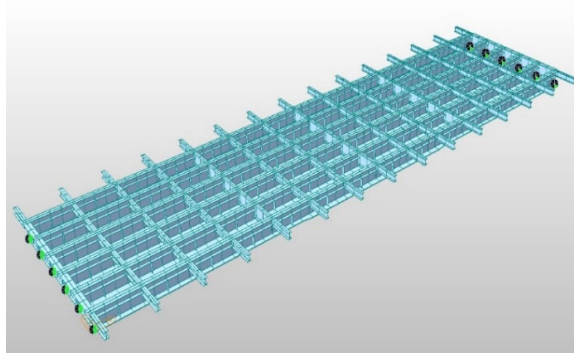


Рис. 8. Расчетные сечения главных балок 1, 3, 4, 6

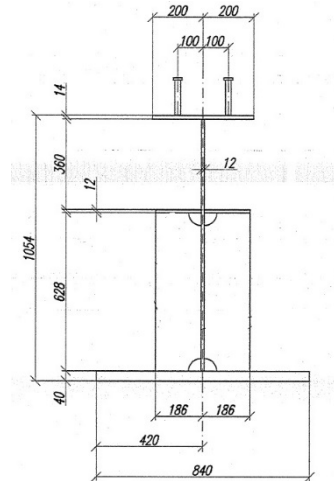


Рис. 9. Расчетные сечения главных балок 2 и 5

2.3. Сбор постоянных нагрузок

Расчёт пролетного строения выполнен на постоянные и временные нагрузки. Сбор постоянных нагрузок на всю ширину пролетного строения приведен в табл. 1.

2.4. Временные нагрузки

Характеристики временных нагрузок принимаются в соответствии с СП 35.13330.2011. Динамический коэффициент и коэффициент надежности по нагрузке к временным нагрузкам определены по п. 6.22 и 6.23 СП 35.13330.2011.

Схемы поперечного расположения временных нагрузок А14 приведены на рис. 10-12, а нагрузки Н14 – на рис. 13. Характеристики загружений временной нагрузкой при расчете элементов главных балок при расчете на основную нагрузку приведены в табл. 2. Количество полос временной нагрузки от подвижного состава – 3. Расстояние между осями смежных полос принято равным 3,0 м.

Значение коэффициента полосности s принято в соответствии с пп. 4.4.3 ГОСТ 32960-2014: для полосы движения, где нагрузка приводит к самым неблагоприятным результатам $s1 = 1,0$; для второй полосы по значимости $s2 = 0,6$; для остальных полос $s3 = 0,3$.

Схемы загрузки пролётного строения в поперечном направлении представлены на рис. 10-13.

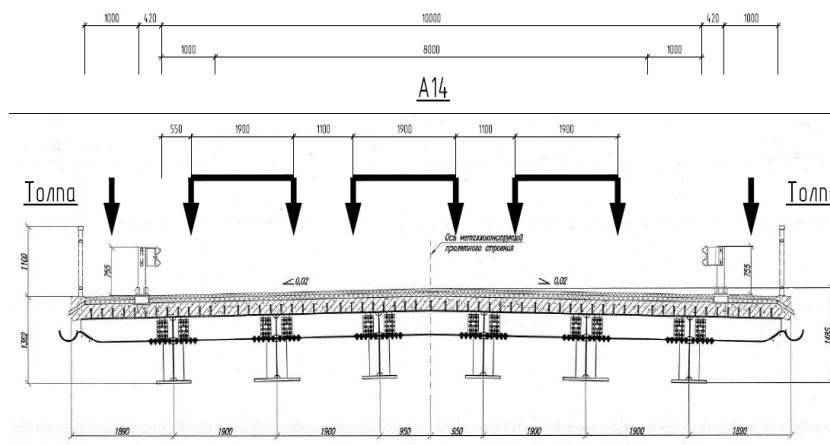


Рис. 10. Загрузка нагрузкой А14 с толпой на тротуаре 1 (Загрузка 1)

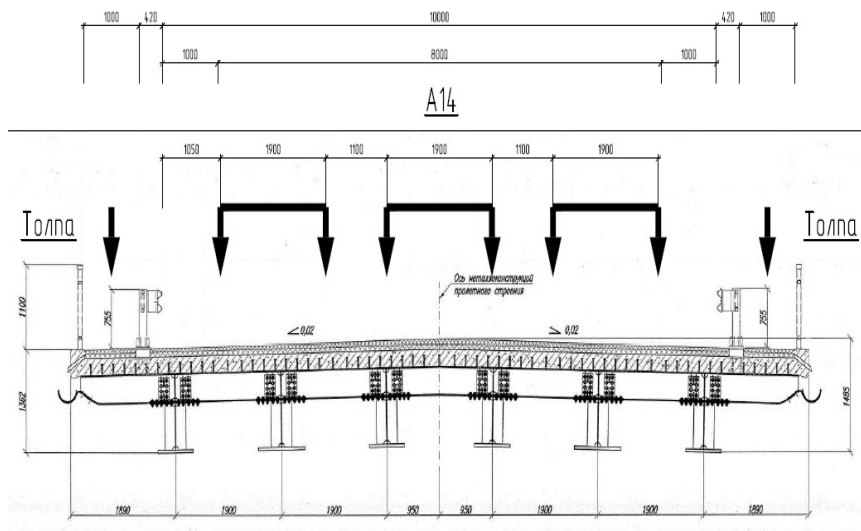


Рис. 11. Загружение нагрузкой A14 с толпой на тротуаре 1 (Загружение 2)

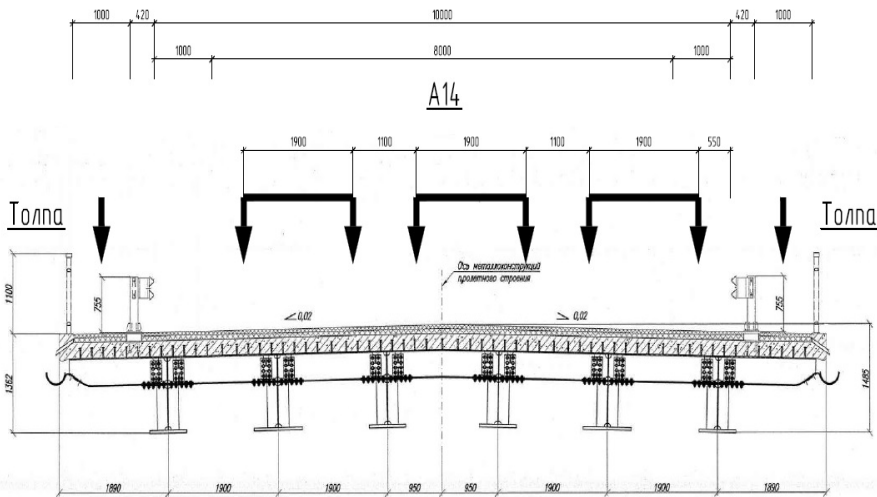


Рис. 12. Загружение нагрузкой A14 с толпой на тротуаре 1 (Загружение 3)

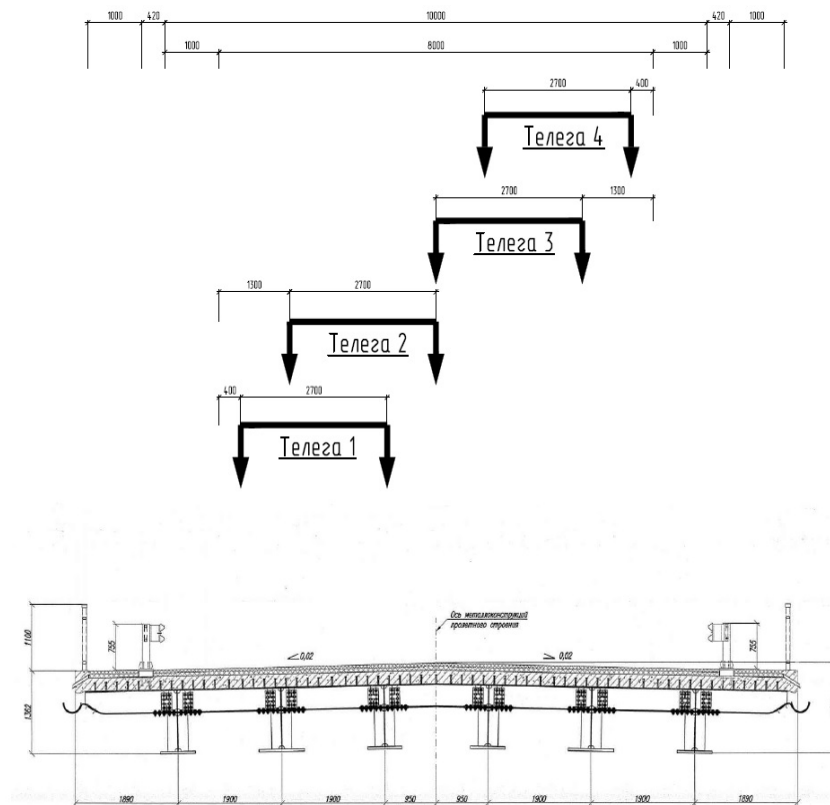


Рис. 13. Загружение нагрузкой Н14

Таблица 1

Сбор постоянных нагрузок

<i>№ n/ n</i>	<i>Наименование нагрузки</i>	<i>q_н, т/м</i>	<i><1</i>	<i>q_р, т/м</i>	<i>>1</i>	<i>q_р, т/м</i>
<i>Пролетное строение (стадия I)</i>						
<i>1</i>	Плита проезжей части, h=220 мм, (V=127,5 м ³) 127,5x2,5=318,75 т/42,6 м	7,5	0,9	6,75	1,1	8,25
<i>2</i>	Опалубка (50 кг/м ²) 0,05x22,9=0,664 т/м	0,66	0,9	0,6	1,1	0,726
<i>3</i>	Металлоконструкции пролетного строения 145,3/42,6=3,4	3,4	0,9	3,06	1,1	3,74
<i>Итого от веса пролетного строения:</i>		11,5		7,1		12,7
<i>Мостовое полотно (стадия II)</i>						
<i>4</i>	А/б покрытие мостового полотна (марка II), толщиной 50 мм 0,05x12,84x2,3= 1,48 т/м	1,47	0,9	1,32	1,5	2,2
<i>5</i>	А/б покрытие мостового полотна (Тип Б марка II), толщиной 60 мм 0,06x12,84x2,3=1,77 т/м	1,77	0,9	1,6	1,5	2,6
<i>6</i>	Гидроизоляция 0,005x12,84x1,5= 0,1 т/м	0,10	0,9	0,09	1,3	0,13
<i>7</i>	Барьерное ограждение 2x0,10 = 0,2 т/м	0,20	0,9	0,18	1,1	0,22
<i>8</i>	Перильное ограждение 1x0,05 = 0,05 т/м	0,10	0,9	0,09	1,1	0,11
<i>Итого от веса мостового полотна</i>		3,64		3,28		5,26
<i>Итого постоянная нагрузка</i>		15,14		10,38		17,96

Таблица 2

Характеристики загрузений временной нагрузкой при расчете элементов главных балок на основную нагрузку

<i>№ п/п</i>	<i>Класс временной нагрузки</i>	<i>Расположение группы полос временной нагрузки</i>	<i>Расстояние от грани барьерного ограждения до оси первой полосы, м</i>	<i>Коэффициент надежности γ_f</i>		<i>Динамический Коэффициент $1+\mu$</i>	
				<i>Тележка</i>	<i>Равномерная</i>	<i>Тележка</i>	<i>Равномерная</i>
<i>1</i>	A14	-	1,5	1,5	1,25	1,4	1,0
<i>2</i>	H14	-	2,75	1,1	-	1,0	-

2.5. Результаты расчета по варианту 1 (без временной опоры)

Были определены напряжения в верхних и нижних поясах главных балок до, в процессе и по окончании бетонирования, а также рассчитаны напряжения от постоянных и временных нагрузок на стадии эксплуатации пролетного строения. На **рис. 14** приведена общая деформированная схема пролетного строения на стадии бетонирования с распределением напряжений в верхних и нижних поясах главных балок.

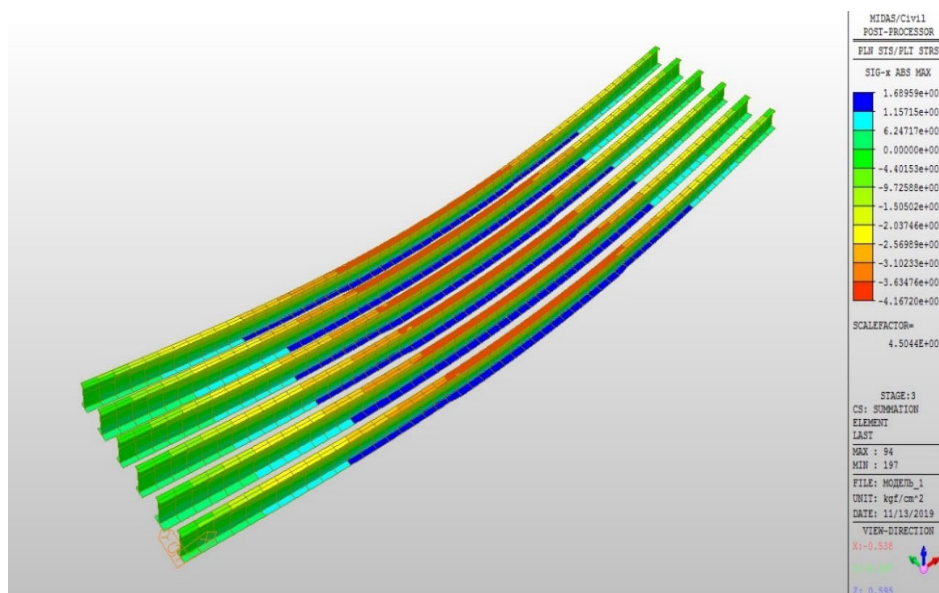


Рис. 14. Общая деформированная схема пролетного строения на стадии бетонирования с распределением напряжений в верхних и нижних поясах главных балок:

максимальные напряжения в верхнем поясе – 4162 кг/см^2 ;

максимальные напряжения в нижнем поясе – 1673 кг/см^2

Ниже в **табл. 3** приведены результаты расчета пролетного строения по варианту 1.

Таблица 3

Результаты расчета пролетного строения по варианту 1

№ п/п	Тип нагрузки	Напряжения в верхних поясах главных балок, кг/см ²		Напряжения в нижних поясах главных балок, кг/см ²		Деформации (прогиб в середине пролета), мм
		Нормальные	Расчетные	Нормальные	Расчетные	
1	Металл + опалубка	1529	1682 (0,570)	619	681 (0,231)	172
2	Металл + опалубка+ укладка монолитного бетона	4167	4584 (1,554)	1689	1858 (0,630)	471
3	Металл + опалубка+ плита проезжей части	4162	4578 (1,552)	1673	1840 (0,624)	469
4	Постоянные нагрузки (металл + плита проезжей части + мостовое полотно)	4267	4731 (1,604)	2053	2395 (0,812)	510
5	Временные нагрузки	232	355 (0,12)	877	1422 (0,482)	93
6	Суммарные (постоянные + временные)	4476	5074 (1,72)	2928	3816 (1,294)	603

Примечание: расчетное сопротивление стали 15ХСНД принято по таблице 8.5 СП 35.13330 2950 кг/см². В графе расчетных значений напряжений в скобках указан коэффициент использования как отношение полученного напряжения к расчетному сопротивлению, округленный до тысячных долей.

Таблица 4

Результаты расчета пролетного строения по варианту 2

№ п/п	Тип нагрузки	Напряжения в верхних поясах главных балок, кг/см ²		Напряжения в нижних поясах главных балок, кг/см ²		Деформации (прогибы в середине пролета), мм
		Нормальные	Расчетные	Нормальные	Расчетные	
1	Металл + опалубка	367/-225	403/-247 (0,137/0,084)	96/-182	105/-200 (0,036 / 0,068)	- (временная опора)
2	Металл + опалубка + укладка монолитного бетона	1095/-683	1204/-751 (0,408/0,255)	290/-536	319/-589 (0,108 / 0,200)	- (временная опора)
3	Металл + опалубка + плита проезжей части	741/-827	815/-909 (0,276/0,308)	1178	1296 (0,439)	- (временная опора)
4	Постоянные нагрузки (металл + плита проезжей части + мостовое полотно)	636/-891	662/-1003 (0,224/0,340)	1561	1855 (0,629)	162

№ п/п	Тип нагрузки	Напряжения в верхних поясах главных балок, кг/см ²		Напряжения в нижних поясах главных балок, кг/см ²		Деформации (прогиб в середине пролета), мм
		Нормальные	Расчетные	Нормальные	Расчетные	
5	Временные нагрузки	189/-232	208/-355 (0,071/0,120)	877	1422 (0,482)	92
6	Суммарные (постоянные + временные)	638/-1032	664/-1235 (0,225/0,419)	2439	2951 (1,000)	254

Примечание:

1) Расчетное сопротивление стали 15ХСНД принято по таблице 8.5 СП 35.13330 2950 кг/см². В графе расчетных значений напряжений в скобках указан коэффициент использования как отношение полученного напряжения к расчетному сопротивлению, округленный до тысячных долей.

2) Так как установка временной опоры приводит к изменению расчетной схемы пролетного строения (появлению в верхнем поясе балок растягивающих напряжений, а в нижнем поясе балок – сжимающих напряжений), то, соответственно, в п.п 1-3 (в расчетных случаях с установленной временной опорой) приводятся через знак «/» максимальные полученные по результатам расчета положительные (растягивающие) и отрицательные (сжимающие) напряжения. После демонтажа временной опоры (п.п. 4-5) расчетная схема остается проектной, и в верхнем и нижнем поясах балок возникают, следовательно, только сжимающие и растягивающие напряжения.

2.6. Результаты по варианту 2 (с учетом временной опоры)

Были определены напряжения в верхних и нижних поясах главных балок до, в процессе и по окончании бетонирования, а также от постоянных и временных нагрузок на стадии эксплуатации пролетного строения.

В **табл. 4** приведены результаты расчета пролетного строения по варианту 2.

2.7. Расчет общей устойчивости пролетного строения

Была проведена проверка модели пролетного строения на стадии бетонирования по исполнительной съемке фактически уложенного бетона, при котором произошло обрушение. Плитная модель пролетного строения представлена на **рис. 15**. Загружение «жидким бетоном» приведено на **рис. 16**. Нагрузки от опалубки и арматуры приложены на всё пролетное строение. Деформации пролетного строения показаны на **рис. 17**. При наличии напряжений на данной стадии в верхнем поясе – 4660 кг/см^2 , в нижнем – 1248 кг/см^2 (**рис. 18, 19**), и при этом отсутствие таких признаков потери прочности металла, как площадка текучести и трещины в верхних поясах главных балок, можно сделать вывод, что имело место потеря устойчивости верхнего пояса, которая наступила раньше потери прочности. По фотоснимку деформированного пояса (**рис. 5**) можно отметить, что потеря устойчивости была в зоне стыков СТ2 и СТ3.

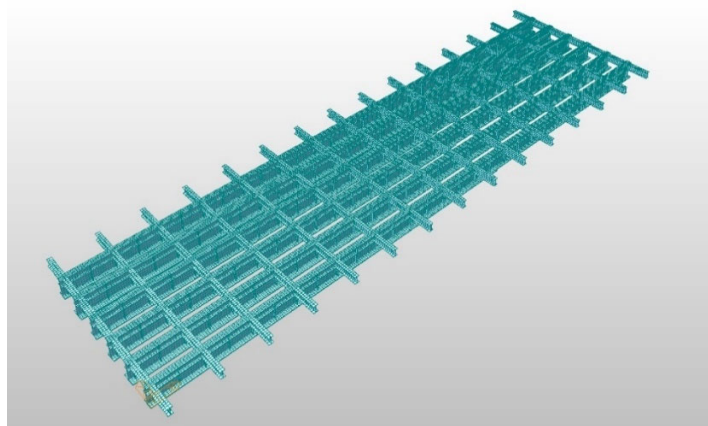


Рис. 15. Общий вид модели пролетного строения

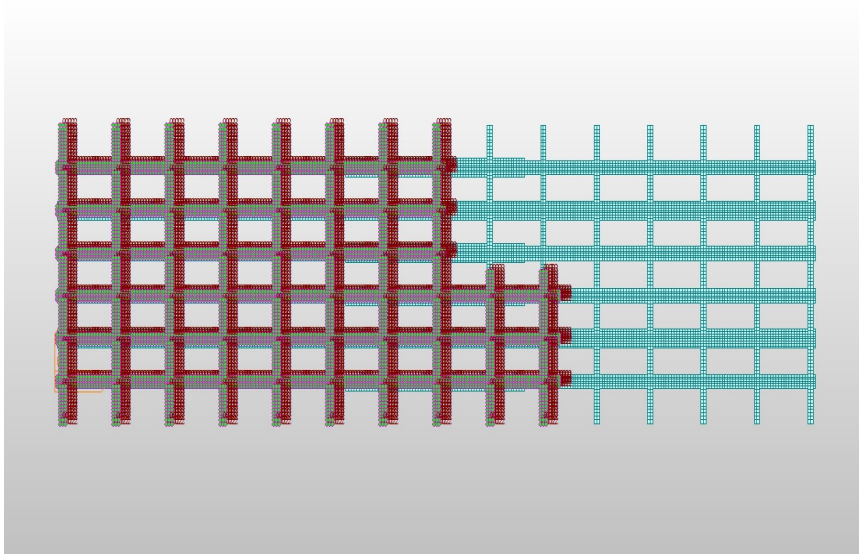


Рис. 16. Схема загрузки «жидким бетоном»

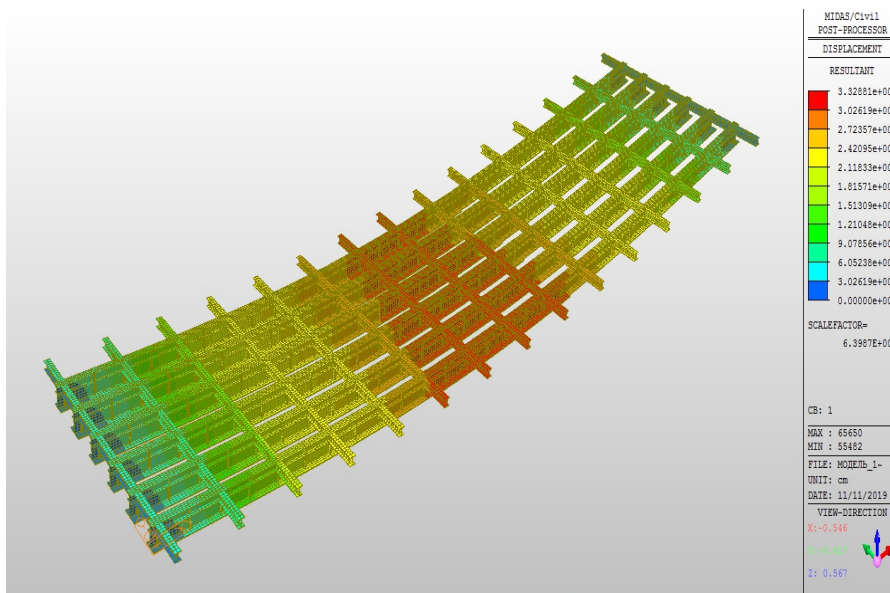
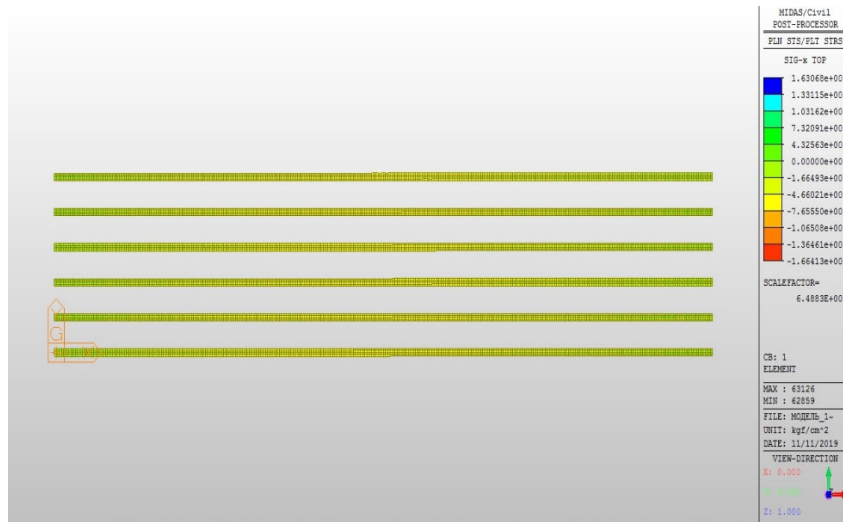
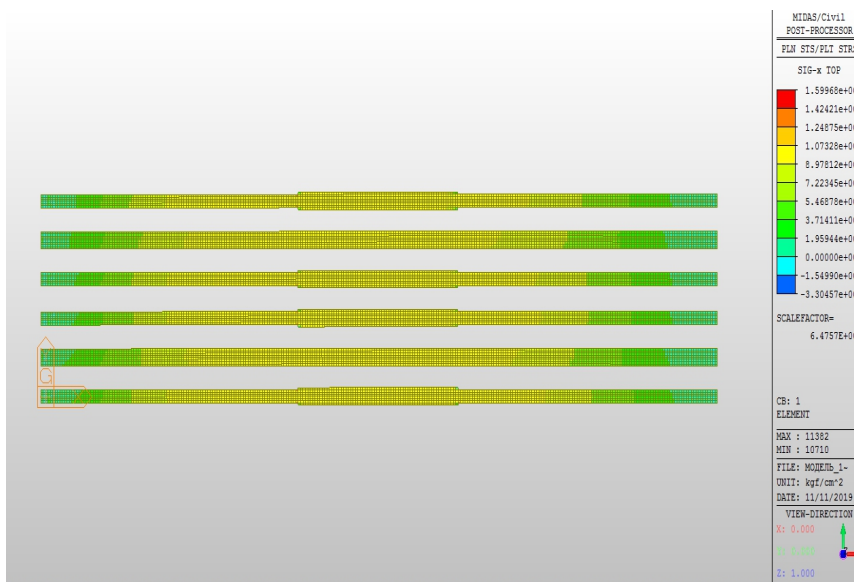


Рис. 17. Деформации пролетного строения. Прогиб 322 мм



*Рис. 18. Напряжения в верхних поясах главных балок.
Максимальные напряжения сжатия: 4660 кг/см²*



*Рис. 19. Напряжения в нижних поясах главных балок.
Максимальные напряжения растяжения: 1599 кг/см²*

Продольные сварные швы поясов главных балок выполнены одного типа по всей длине пролетного строения, исходя из этого потеря прочности сварных швов в зоне стыков исключена, поскольку если рассматривать касательные напряжения, то в первую очередь должны были потерять прочность швы над опорой при напряжениях 380 кг/см^2 . Касательные напряжения в зоне стыков СТ2 и СТ3 составляют 64 кг/см^2 , следовательно, на стадии монтажа блоков пролетного строения не был осуществлен провар монтажных сварных швов стенки главной балки с верхним поясом.

Для учета отсутствия сварных швов в расчетной модели не рассматриваем объединение в узлах объединения стенок и верхних поясах главных балок. Результаты расчета на устойчивость приведены на рис. 20 и 21.

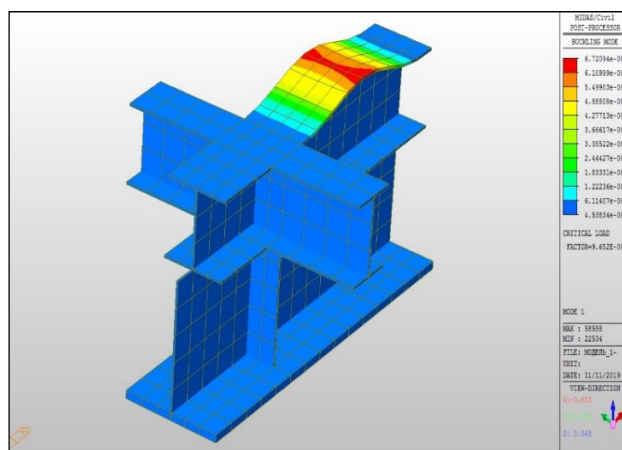


Рис. 20. Потеря устойчивости верхнего пояса главной балки

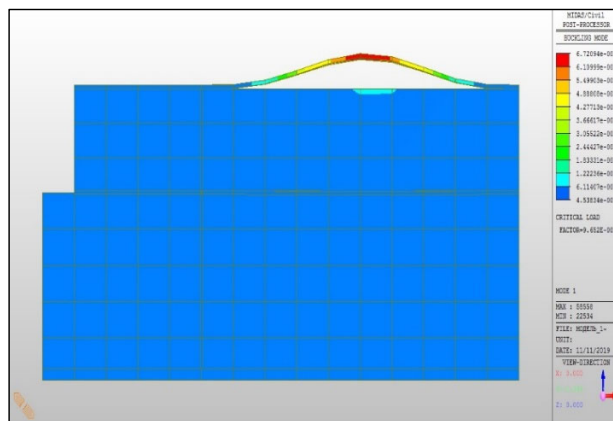


Рис. 21. Потеря устойчивости верхнего пояса главной балки (вид с фасада)

При действующих напряжениях 4660 кг/см^2 происходит местная потеря устойчивости верхних поясов в вертикальной плоскости. Коэффициент запаса по критической силе составляет $0,0965 < 1$. Общая устойчивость системы не обеспечена.

АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ И ВЫВОДЫ

Были выполнены проверочные расчеты путепровода, который обрушился на стадии монтажа, а именно на стадии бетонирования пролетного строения.

Так как в рабочей документации отсутствовали сведения о бетонировании плиты проезжей части, в частности этапы захватки, их длина и количество, а также о наличии временных опор, устанавливаемых для снижения напряжений в элементах металлоконструкций, то было выполнено два расчета:

- без учета временной опоры, при захватке бетонирования на всю длину;
- с учетом временной опоры, при захватке бетонирования на всю длину.

По результатам численного моделирования можно сделать вывод, что более приемлем вариант бетонирования плиты пролетного строения **только с учетом временной опоры**.

Запроектированных сечений главных балок, а именно верхнего пояса, недостаточно для бетонирования плиты одной захваткой без снижения напряжений за счет временной опоры. Напряжения при монтаже в данном случае достигают 4584 кг/см^2 , а ввиду того, что в сталежелезобетонных пролетных строениях напряжения от каждой стадии суммируются, то на стадии эксплуатации они достигнут 5074 кг/см^2 . Расчетное сопротивление для стали 15ХСНД, 15ХСНД-2 составляет 2950 кг/см^2 .

По результатам обследования обрушения путепровода было установлено, что потери прочности верхнего пояса не выявлено, а именно отсутствуют такие признаки, как наличие трещин и площадок текучести.

Однако были выявлены деформации (схлопывание) верхних поясов главных балок в зоне монтажных стыков. По этим признакам можно предположить, что потеря устойчивости верхнего пояса наступила раньше потери прочности из-за отсутствия сварных швов между стенками и верхними поясами.

Был произведен расчет на общую устойчивость при отсутствии объединения сечения главных балок и при фактической заливке бетонной смеси на основе исполнительной съемки.

Расчет показал, что в стыках 3-го блока (Ст2 и Ст3) происходит потеря устойчивости верхнего пояса в вертикальной плоскости, что соответствует результатам обследования. Местная потеря устойчивости пояса исключает нормальную работу конструкции. После выключения участка пояса из работы происходит нарастание деформаций и, как следствие, потеря общей устойчивости. Коэффициент запаса устойчивости по критической силе должен составлять $n > 1$, в данном случае коэффициент запаса составляет $n = 0,0965 < 1$, т.е. система неустойчива.

Таким образом, основной причиной обрушения пролетного строения путепровода является несоответствие технологии укладки бетонной смеси устойчивости элементов запроектированных металлоконструкций, о чем свидетельствует наличие сверхнормативных напряжений (свыше 2950 кг/см^2 для стали 15ХСНД, 15ХСНД-2) в элементах пролетного строения, при отсутствии сварных швов в монтажных стыках главных балок, что и привело к потере устойчивости верхнего пояса и, как следствие, к потере общей устойчивости пролетного строения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Власов С.Н. Аварийные ситуации при строительстве и эксплуатации транспортных тоннелей и метрополитенов / С.Н. Власов, Л.В. Маковский, В.Е. Меркин; Тоннел. ассоц. Междунар. обществ. об-ние. – М.: Информ.-изд. центр «ТИМР», 1997. – 183 с.
2. Уолмут Б. Аварии пешеходных мостов / Б. Уолмут, Д. Сертиз // Мостостроение мира. – 2004. – № 1-2. – С. 69-77.
3. Платонов А.С. Уроки аварий металлических конструкций мостов // Транспортное строительство. – 2009. – № 6. – С. 6-9.
4. Borjan Alesson. Understanding Bridge Collapse. – London: Taylor & Francis Group, 2008. – 282 p.
5. Scheer J. Failed bridges: case studies, causes and consequences. – Berlin: Ernst & Sohn, 2010. – 321 p.
6. Ерёмин К.И. Реестр аварий зданий и сооружений 2001-2020 годов / К.И. Ерёмин, Н.А. Махутов, Г.А. Павлова, Н.А. Шишкина. – М., 2011. – 320 с.
7. Безопасность эксплуатируемых зданий и сооружений: [монография] / [Теличенко В.И. и др.]. – М.: Российская академия архитектуры и строительных наук, 2011. – 428 с.

8. Пономарев В.П. О необходимости системного подхода к научным исследованиям в области комплексной безопасности и предотвращения аварий зданий и сооружений [Электронный ресурс]: Режим доступа: <http://patag.ru/prensa/bss-pse> (дата обращения: 13.03.2022).
9. Енджиевский Л.В. История аварий и катастроф / Л.В. Енджиевский, А.В. Терешкова. – Красноярск: Сиб. федер. ун-т, 2013. – 440 с.
10. Овчинников И.И. Аварии транспортных сооружений и их предупреждение / И.И. Овчинников, Ш.Н. Валиев, И.Г. Овчинников, И.С. Шатилов. – Чебоксары: ИД «Среда», 2020. – 216 с.
11. Дмитриев Ф.Д. Крушения инженерных сооружений. Историко-технические очерки. – М.: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре. – М.: 1953. – 188 с.
12. Пассек В.В. Обрушения мостовых сооружений за рубежом. – М., 1970. – 27 с. (Техническая информация / Центр. ин-т нормативных исследований и науч.-техн. информации «Оргтрансстрой» М-ва трансп. строительства).
13. Овчинников И.И. Современные пешеходные мосты: конструкция, строительство, архитектура: учебное пособие / И.И. Овчинников, Г.С. Дядченко, И.Г. Овчинников. – М.: Инфра-Инженерия, 2020. – 312 с.
14. Brandon W. Framework for Improving Resilience of Bridge Design / W. Brandon, Chavel and John M. Yadlosky. – USA: FHWA. – Publication No. FHWA-IF-11-016. – January, 2011. – 75 p.
15. Hussain A. Bridges Failures in Extreme Flood Events by Taking a Case Study / A. Hussain, S. Jan // International Journal of Civil Engineering and Technology. – № 7(5). – 2016. – PP. 222-231.

L I T E R A T U R A

1. Vlasov S.N. Avarijnye situacii pri stroitel'stve i ekspluatácii transportnyh tonnelej i metropolitenov / S.N. Vlasov, L.V. Makovskij, V.E. Merkin; Tonnel. assoc. Mezhdunar. obshchestv. ob-nie. – М.: Inform. - izd. centr. «TIMR», 1997. – 183 с.
2. Uolmut B. Avarii peshekhodnyh mostov / B. Uolmut, D. Sertiz // Mostostroenie mira. – 2004. – № 1-2. – S. 69-77.
3. Platonov A.S. Uroki avarij metallicheskih konstrukcij mostov // Transportnoe stroitel'stvo. – 2009. – № 6. – S. 6-9.
4. Borjan Alesson. Understanding Bridge Collapse. – London: Taylor & Francis Group, 2008. – 282 p.

5. Scheer J. *Failed bridges: case studies, causes and consequences*. – Berlin: Ernst & Sohn, 2010. – 321 p.
6. Eryomin K.I. *Reestr avarij zdaniy i sooruzhenij 2001-2020 godov / K.I. Eremin, N.A. Mahutov, G.A. Pavlova, N.A. Shishkina*. – M., 2011. – 320 s.
7. *Bezopasnost' ekspluatiruemyh zdaniy i sooruzhenij: [monografiya] / [Telichenko V.I. i dr.]*. – M.: Rossijskaya akad. arhitektury i stroit. nauk, 2011. – 428 s.
8. Ponomarev V.P. *O neobhodimosti sistemnogo podhoda k nauchnym issledovaniyam v oblasti kompleksnoj bezopasnosti i predotvrashcheniya avarij zdaniy i sooruzhenij [Elektronnyj resurs]: Rezhim dostupa: <http://pamag.ru/prensa/bss-pse> (data obrashcheniya: 13.03.2022)*.
9. Endzhievskij L.V. *Istoriya avarij i katastrof // L.V. Endzhievskij, A.V. Tereshkova*. – Krasnoyarsk: Sib. feder. un-t, 2013. – 440 s.
10. Ovchinnikov I.I. *Avarii transportnyh sooruzhenij i ih preduprezhdenie / I.I. Ovchinnikov, Sh.N. Valiev, I.G. Ovchinnikov, I.S. Shatilov*. – Cheboksary: ID «Sreda», 2020. – 216 s.
11. Dmitriev F.D. *Krusheniya inzhenernyh sooruzhenij. Istoriko-tekhnicheskie ocherki*. – M.: Gosudarstvennoe izdatel'stvo literatury po stroitel'stvu i arhitekture. – M.: 1953. – 188 s.
12. Passek V.V. *Obrusheniya mostovyh sooruzhenij za rubezhom*. – M., 1970. – 27 s. (Tekhnicheskaya informaciya / Centr. in-t normativnyh issledovaniy i nauch. – tekhn. informacii «Orgtransstroj» M-va transp. stroitel'stva).
13. Ovchinnikov I.I. *Sovremennye peshekhodnye mosty: konstrukciya, stroitel'stvo, arhitektura: uchebnoe posobie / I.I. Ovchinnikov, G.S. Dyadchenko, I.G. Ovchinnikov*. – M.: Infra-Inzheneriya, 2020. – 312 s.
14. Brandon W. *Framework for Improving Resilience of Bridge Design / W. Brandon, Chavel and John M. Yadlosky*. – USA: FHWA. – Publication No. FHWA-IF-11-016. – January, 2011. – 75 p.
15. Hussain A. *Bridges Failures in Extreme Flood Events by Taking a Case Study / A. Hussain, S. Jan // International Journal of Civil Engineering and Technology*. – № 7(5). – 2016. – PP. 222-231.

.....
**ANALYSIS OF BRIDGE STRUCTURE FAILURE DUE TO
THE NEGLIGENCE OF ITS CONSTRUCTION STAGING**

*Ph. D. (Tech.), Associate Professor **I.I. Ovchinnikov**
(Yuri Gagarin State Technical University
of Saratov (SSTU)),*

*Ph. D. (Tech.), Professor **Sh.N. Valiev**
(Moscow Automobile and Road Construction
State Technical University (MADI),*

*Post-graduate student **O.N. Gerasimov**
(Yuri Gagarin State Technical University
of Saratov (SSTU)),*

*Doctor of Engineering, Professor **I.G. Ovchinnikov**
(Industrial University of Tyumen (IUT)),*

*Graduate Student **I.R. Gasanov**
(Yuri Gagarin State Technical University
of Saratov (SSTU))*

*Contact information: bridgeart@mail.ru;
vshn2014@gmail.com;
oleg96-2011@mail.ru;
bridgesar@mail.ru;
bridge899@mail.ru*

The article deals with the problem concerning bridge structures failures. The state of the problem is briefly analyzed according to domestic and foreign literature sources and it is noted that insufficient attention is paid to the failure rate of bridge structures. Then, the analysis of a bridge structure with a steel-reinforced concrete span in the Republic of Dagestan in the process of its construction due to the negligence of the construction staging is given. In the process of computational analysis, it has been found that the main cause of the overpass span failure is the discrepancy between the technology of concrete laying and the stability of the designed bridge steel structures elements. It is specified that the received results of the computational analysis are in full compliance with the picture of destruction defined during the inspection of the bridge structure after the accident.

Key words: *bridge structure, steel-reinforced concrete span, failure, construction staging, computational analysis.*

Рецензент: канд. техн. наук В.А. Селиверстов (ФАУ «РОСДОРНИИ»).
Статья поступила в редакцию: 15.03.2022 г.