

Опыт эксплуатации автодорожных металлических пролетных строений со сквозными фермами из элементов ПСК

Элементы металлических пролетных строений с открытым верхним поясом, с треугольной решеткой проектировки треста «Проектстальконструкция» при эксплуатации нередко получают однотипные повреждения в виде местной потери устойчивости вертикальных полок уголков. В статье приведены результаты анализа причин развития этих повреждений, оценки их влияния на грузоподъемность, а также наиболее подходящие способы ремонта.

Ключевые слова: *фермы автодорожных мостов, открытый верхний пояс, местная устойчивость, Н-образные сечения, фермы ПСК.*

Типовой проект железнодорожных пролетных строений был разработан трестом «Проектстальконструкция» (ПСК) в 1944 г. В нем предпринята попытка осуществления стандартизации металлических пролетных строений и их элементов. Почти сразу этот проект получил существенные критические замечания, претерпел доработки и вскоре был заменен. Однако на автодорожных мостах еще продолжительное время широко применялись пролетные строения из решетчатых ферм, выполненных из типовых элементов, которые были характерны для проекта ПСК. В наши дни при эксплуатации таких пролетных строений, построенных в середине прошлого века, в большом количестве обнаруживаются характерные повреждения силового характера в виде местной потери устойчивости вертикальных полок уголков. В частности, на четырех обследованных однотипных мостах выявлено около двухсот мест повреждений*. Фактически, повреждения встречаются во всех элементах решетки ферм, в том числе растянутых и преимущественно растянутых.

Местная потеря устойчивости является следствием превышения критических напряжений в вертикальной полке уголка Н-образного сечения элемента. Наиболее вероятные причины этих перенапряжений следующие:

1. Увеличение местных напряжений относительно общих в вертикальных полках Н-образного сечения вследствие не прямой передачи усилия между элементами. Особенность конструктивного решения типового проекта ПСК состоит в том, что передача общего осевого усилия в узле происходит не через все сечение, а лишь через вертикальные листы и вертикальные полки уголков.

2. Увеличение общих осевых усилий относительно проектных вследствие неблагоприятных динамических характеристик конструкции. Повышению динамического коэффициента (относительно проектного значения) способствует наличие открытого верхнего пояса обследованных пролетных строений, низкая вертикальная жесткость, а также характерная неразрезная статическая схема конструкции.

* Мосты обследованы сотрудниками НИЛ «Мосты» СГУПС в 2007–2011 гг. Три сооружения расположены в Кемеровской области на автомобильной дороге Ленинск-Кузнецкий – Новокузнецк – Междуреченск (156, 197, 213-й км), причем точно известно, что мосты на 156-м и 213-м км построены в 1950–1952 гг. одним из подразделений треста «Мостострой № 2» по проекту Сибгипротранса под нагрузки Н-10 и НГ-60. Еще один мост расположен на автодороге Николаевка – Северный Кандыш – Калтан (3-й км). Впоследствии в разное время эти мосты были реконструированы под нагрузку Н-30 (выполнено усиление элементов решетки ферм и замена деревоплиты проезжей части на металлическую ортотропную или железобетонную плиту).

3. Увеличение местных напряжений относительно общих сжимающих от воздействия изгибающих и крутящих моментов в сечениях. Изгибающие моменты в приузловых сечениях неизбежно возникают от жесткости узлов. Кручению элементы ферм подвержены тем больше, чем они длиннее. В сравнении с типовым проектом железнодорожных мостов, в котором длина панели фермы принята равной 5,5 м, в данных пролетных строениях длина панели составляет 8,75 м. При этом посередине к элементу прикреплен фасонка продольных связей, от которой образуется горизонтальное усилие и дополнительный изгибающий момент с пиками значений в средних сечениях и сечениях, приближенных к узловым фасонкам.

4. Увеличение осевых усилий в элементах на этапе монтажа пролетного строения. Точных сведений о способе строительства рассматриваемых пролетных строений не сохранилось, но со слов очевидцев стало известно, что пролетное строение моста на 156-м км сооружено способом продольной надвигки. Логично предположить, что при совпадении типов пролетных строений, времени строительства и подрядной организации способ монтажа также мог совпадать. Поперечный профиль конструкций всех пролетных строений очерчен по выпуклой кривой, имеются перепады высотных отметок устоев (до 2,8 м). Сложный строительный профиль вместе с тривиальными способами монтажа могли привести к ситуации, в которой бы потребовалось поддомкрачивание конструкции на различных стадиях надвигки. При подъеме и опускании неразрезной плети пролетного строения могли происходить перераспределения усилий в конструкции, приводящие к возникновению значительных сжимающих напряжений в элементах ферм.

5. Увеличение осевых усилий относительно проектных вследствие появления на дорогах общего пользования тяжелых транспортных единиц. Например, встреча на мосту в условиях движущейся пробки двух колонн автомобилей, состоящих из нескольких груженых самосвалов КрАЗ, КамАЗ, HOWO или других тяжелых транспортных единиц, могла привести к ситуации, когда их совокупное влияние оказалось выше эквивалентного воздействия расчетной нагрузки Н-30.

Обследованные мосты расположены в ключевых транспортных перешейках Кемеровской области. Мост на 213-м км находится на единственной автомобильной дороге, ведущей в г. Междуреченск. Закрытие или даже ограничение движения по мосту неизбежно приведет к перебоям сообщения и экономическим убыткам.

Важнейшей задачей представляется правильная оценка технического состояния пролетных строений с учетом влияния перечисленных факторов, а также установление правил и способов ремонта, позволяющих быстро и качественно, по возможности без перерывов в движении, повысить грузоподъемность основных несущих конструкций. Проблема состоит в необходимости количественной оценки влияния на грузоподъемность перечисленных факторов для обеспечения надежности и безопасной эксплуатации подобных сооружений.

Теоретические исследования потери местной устойчивости элемента обычно сводятся к анализу устойчивости отдельной пластины, входящей в состав сечения. При решении задач, как правило, рассматриваются вопросы установления критических напряжений элемента и соотношения геометрических размеров его сечения. Известно, что для расчета и подбора размеров пластинок, работающих на местную устойчивость в составе сжатых тонкостенных стержней, удобно принять предположение, что критическая нагрузка, соответствующая местной потере устойчивости, не

зависит от длины всего стержня, а определяется изгибной жесткостью несущей пластинки, т.е. только размерами полки уголка [1, 2, 3].

Ранние теоретические исследования, касающиеся местной устойчивости полок уголков, изложены еще в книге Ф. Блейха «Теория и расчет железных мостов», вышедшей в 1931 г. Исходя из энергетического метода решения задачи устойчивости, автор рекомендовал соотношение ширины b и толщины δ полки уголка $b/\delta \leq 10$. Кстати сказать, в вышедшем значительно позже типовом проекте ПСК (1944 г.) применены уголки 200×12 с более высоким отношением $b/\delta = 15,7$.

Позднее Н.С. Стрелецкий [1], основываясь на критической силе Эйлера, рекомендовал (при пределе текучести $\sigma_T = 220$ МПа для стали Ст.3 по ГОСТ 380–41) отношение $b/\delta \leq 19,2$. А.С. Вольмир, обращаясь к энергетическому методу определения критических напряжений, показал, что при одном свободном из краев пластинки должно выполняться условие $b/\delta \leq 19,1$ [2]. Нормы [4] для гибкости стержня $\lambda < 60$ (случай элементов ПСК) требуют выполнения условия $b/\delta \leq 12$. В СНиПе [5] указанное отношение зависит от максимальных σ_x и минимальных $\sigma_{x \min}$ продольных напряжений, возникающих по границам пластинки, и для рассматриваемых элементов ПСК должно было быть принято $b/\delta \leq 14,8 \dots 18,9$. Видно, что при определенном сочетании напряжений σ_x и $\sigma_{x \min}$ отношение $b/\delta = 15,7$ (для ПСК) может располагаться в запрещенном диапазоне. Следовательно, по нормам [5] полка уголка окажется в предельном состоянии.

Широкомасштабные экспериментальные исследования конструкций ПСК, выполненные в 1950-е гг. [6, 7], позволили выявить недостатки типового проекта:

- а) неудовлетворительный отвод воды из коробок поясов;
- б) завышенный шаг связующих заклепок между горизонтальными листами и полками уголков;
- в) не прямое перекрытие стыков поясов в узлах;
- г) неудачная конструкция прикрепления продольных и поперечных балок, а также продольных связей;
- д) неудачные динамические свойства отдельных схем пролетных строений, реализованных в типовом проекте.

Из экспериментальных данных [6] следует, что средние напряжения в крайних частях вертикальных полок уголков Н-образных сечений у стыков непрямого перекрытия зачастую на 20–30 % превышают осевые напряжения. Также отмечено, что элементы при продольном изгибе чувствительны ко всякого рода случайным эксцентриситетам в приложении нагрузки, однако при малых панелях, которые приняты в пролетных строениях железнодорожных мостов ПСК ($l_n = 5,5$ м), эти недостатки заметно не ощущаются. Действительно, опыты ЦНИС для элементов железнодорожных ферм ПСК подтвердили, что влияние формы сечения на величину критических напряжений невелико [8]. Однако эксперименты были выполнены для элементов длиной 4,6 м с уголками 120×12 ($b/\delta = 9$), поэтому эффекты закручивания при продольном изгибе существенно не проявились. Очевидно, что эффект кручения элементов большей длины (длина панели в исследуемых автодорожных пролетных строениях $l_n = 8,75$ м) с уголками 200×12 будет больше.

Среди итогов экспериментальных исследований [7] содержатся следующие важные выводы:

1) дополнительные напряжения от кручения в элементах главных ферм не превосходят 20–25 % осевых. Исключение представляют элементы, сходящиеся в опорных узлах, где дополнительные напряжения от кручения достигают 100 % осевых;

2) напряжения от изгиба, образующегося в элементах главных ферм от их собственного веса, в рассмотренных пролетных строениях с длиной панели 5,5 м не превышают 10 % напряжений, возникающих от продольных сил. Увеличение длины панели может привести к увеличению напряжений от изгиба до 15–20 %;

3) при поперечных колебаниях элементов пролетного строения вследствие динамического влияния временной нагрузки инерционные воздействия на элемент от собственного веса могут повысить значения напряжений от изгиба в 1,5–2 раза;

4) средние напряжения в крайних точках сечений, близких к фасонкам, превышают средние осевые на величину от 4 до 32 %, а в отдельных случаях – на 50 %. При этом максимальные измеренные напряжения в этих сечениях (для всех узлов кроме опорных) составляют от 118 до 266 % осевых. В сечениях у опорных узлов, где напряжения от непрямого перекрытия накладываются на напряжения изгиба, за счет действующих моментов максимальные напряжения в отдельных случаях достигают 449 % от осевого напряжения.

Поскольку повреждений в виде местной потери устойчивости при обследовании железнодорожных мостов в [6, 7] не отмечено, то авторы не прибегали к теоретическим исследованиям этого вопроса.

В 1981 г. специалисты ТИСИ выполнили статические и динамические испытания автодорожного пролетного строения с решетчатыми фермами из элементов ПСК – моста на 157-м км автодороги Ленинск-Кузнецкий – Новокузнецк – Междуреченск [9]. По результатам испытаний сделан вывод, что фермы моста обладают достаточной жесткостью, а элементы ферм – достаточной прочностью. Отмечено существенное (до 1,4 раза) превышение величины динамического коэффициента над нормативными значениями и низкие демпфирующие свойства конструкции (логарифмический декремент затухания меньше 0,1). Как известно по результатам многочисленных испытаний [10, 11], для аналогичных конструкций величина логарифмического декремента, как правило, выше 0,1. Из приведенных в [8] результатов видно также, что напряжения по поперечным сечениям элементов распределяются неравномерно, с превышением величин напряжений в отдельных фибрах над теоретическими значениями. Разъяснений и комментариев по этим фактам не приведено.

Первое упоминание о деформациях полков уголков в верхнем поясе пролетного строения моста на 157-м км автодороги Ленинск-Кузнецкий – Новокузнецк – Междуреченск содержится в отчете об обследовании моста [12], выполненном в 1989 г. Специалистами Красноярского ПТЦ РосдорНИИ было отмечено только два таких случая (элементы верхнего пояса).

Сведения о массовых деформациях верхних поясов впервые приводятся в отчете о послеремонтном обследовании 2001 г., выполненном ООО НВРСП «РЕМО» (г. Томск) [13]. Здесь же высказано предположение, что эти деформации могли стать следствием регулирования усилий на стадии проводимых ранее ремонтных работ по выправке раскосов. В этой связи следует заметить, что изменение напряжений в элементах при разгрузке соседних раскосов не превышает 10 МПа и не может стать единственной причиной появления деформаций. О деформациях в элементах нижних поясов в отчете [13] не говорится ничего, хотя по фотографиям из того же

отчета видно, что эти деформации уже были – их просто не увидели или не придали этому значения. Всего в [13] отмечено 11 поврежденных элементов верхнего пояса, а по данным осмотра специалистов Кемеровской дирекции дорожного фонда в декабре 2006 г. выявлено уже 14 элементов верхних поясов с местными деформациями. По результатам детального обследования специалистов СГУПС в 2007 г. [14] в общей сложности на 157-м км моста выявлено 126 мест с наличием местных погнуто-стей.

Обследования металлического моста на 214-м км автодороги Ленинск-Кузнецкий – Междуреченск также выполнялись несколько раз. Интересными являются данные отчета за 1990 г. [15], в котором имеется важная информация, характеризующая очертание профиля пролетного строения на тот момент, а также сведения о наличии местных деформаций нижнего пояса в его примыкании к опорному узлу. Что касается испытаний пролетного строения, то они были проведены в достаточно скудном объеме, и это не позволило исполнителям должным образом интерпретировать некоторые существенные расхождения между ожидаемыми расчетными величинами и измеренными фактическими значениями напряжений.

Места деформаций в виде местной потери устойчивости на мосту на 214-м км, которые были зафиксированы при обследовании специалистами СГУПС, приведены в отчете 2008 г. [16]. На момент обследования зафиксировано 80 таких мест. Также в отчете приведены расчеты, показывающие, что от проведенных ранее ремонтов, связанных с заменой раскосов пролетного строения, в его элементах возникли чрезмерные усилия, которые могли привести к местной потере устойчивости и к деформациям вертикальных полок уголков. Так же, как и при динамических испытаниях моста [14], в отчете [16] отмечены неблагоприятные жесткостные характеристики пролетного строения: повышенный динамический коэффициент, малый декремент затухания.

Таким образом, по результатам анализа технической документации, касающейся мостов на 157-м и на 214-м км, прослеживается явный прирост повреждений за последний период их эксплуатации. Приведенные факты свидетельствуют, что указанные повреждения являются следствием силового воздействия на стадии эксплуатации, а также не исключен вариант появления дефектов еще в процессе строительства или ремонта.

Целью исследования является назначение способов ремонта автодорожных пролетных строений с решетчатыми фермами из элементов ПСК для обеспечения безопасной и бесперебойной работы, должной грузоподъемности, надежности и долговечности основных несущих конструкций. Для достижения цели поставлены следующие задачи:

- 1) выполнить натурные исследования работы автодорожных пролетных строений из решетчатых ферм ПСК;
- 2) выполнить качественную и количественную оценку грузоподъемности с учетом факторов, обуславливающих причины местной потери устойчивости вертикальных полок уголков Н-образных сечений;
- 3) разработать способ ремонта автодорожных пролетных строений со сквозными фермами из элементов ПСК.

В настоящей работе представлены результаты обследования, статических и динамических испытаний пролетного строения из элементов ПСК, проведенные на

157-м км моста весной 2007 г. (в Новокузнецке). Также представлены результаты обследования и испытаний под обращающейся нагрузкой аналогичного пролетного строения моста на 214-м км, проведенных весной 2008 г. (в Междуреченске).

Результаты обследований мостов

Пролетное строение автодорожного моста через р. Томь в Новокузнецке имеет схему $52,5 + 4 \times 70,0 + 52,5$ м. Аналогичное пролетное строение в Междуреченске имеет схему $61,25 + 70 + 61,25$ м (рис. 1). Длина панели в обоих случаях 8,75 м, высота ферм 6,759 м, угол наклона раскосов 57° . Metalлоконструкции изготовлены Воронежским заводом МПС из стали марки Ст.3мост., монтажные и заводские соединения выполнены на заклепках из Ст.2мост. Пролетные строения имеют открытый верхний пояс.

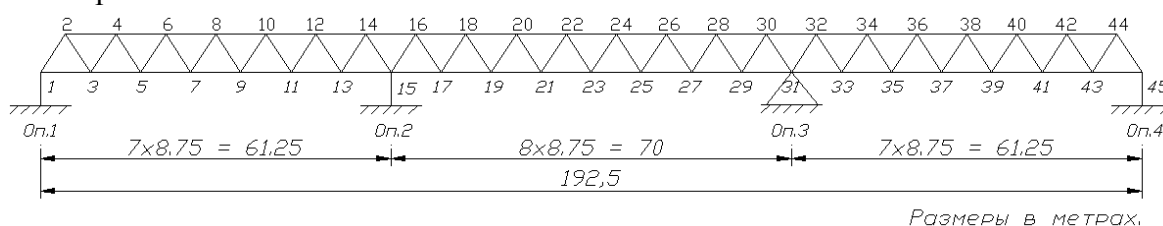


Рис. 1. Пролетное строение моста по схеме $61,25 + 70 + 61,25$ м

Общее техническое состояние пролетных мостов в основном снижено за счет многочисленных местных деформаций в элементах. Любое такое повреждение можно описать тремя параметрами: длиной волны l , величиной деформации δ и удаленностью от узла фермы x (рис. 2).

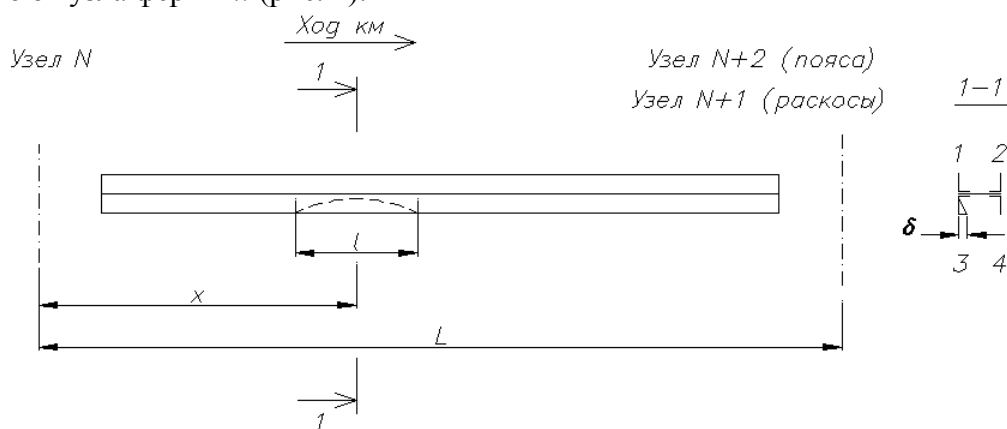


Рис. 2. Параметры деформаций:

L – геометрическая длина элемента (8,75 – для поясов и 8,05 – для раскосов)

Общее число местных деформаций в элементах главных ферм составляет 126 мест – для моста на 157-м км и 80 мест – для моста на 214-м км автодороги Ленинск-Кузнецкий – Новокузнецк – Междуреченск. Характерная картина повреждения изображена на рис. 3.



Рис. 3. Характерное повреждение нижнего пояса

Распределение зафиксированного числа повреждений в зависимости от l , δ и x приведено на гистограммах (рис. 4–6).



Рис. 4. Распределение количества деформаций от длины волны

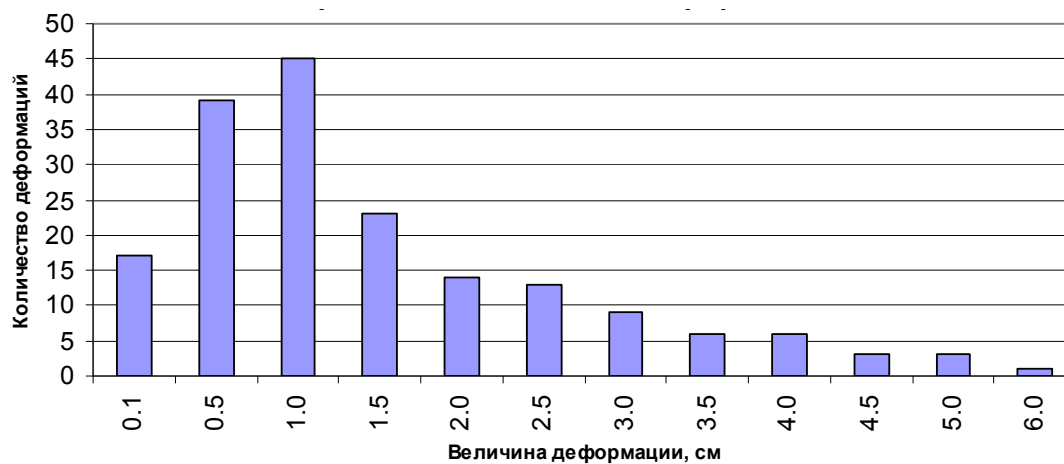


Рис. 5. Распределение количества деформаций от их величины

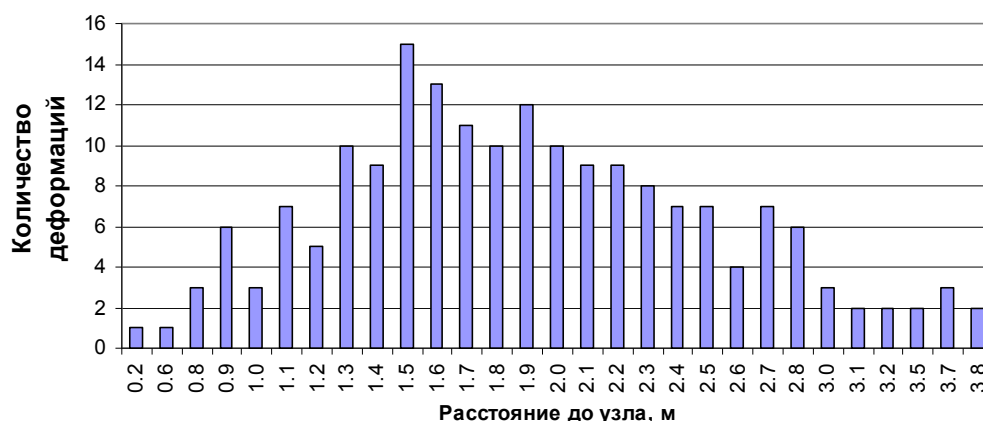


Рис. 6. Распределение количества деформаций в зависимости от расстояния до узла

Статистика фиксации мест повреждений свидетельствует о следующем: местные деформации характерны для тонких полок уголков толщиной 12 мм. Зафиксирован лишь один случай выгиба полки уголка 200×16. Почти все деформации были направлены внутрь Н-образного сечения, и лишь один элемент имел две волны изгиба наружу сечения. Выявить закономерность, в каком из четырех уголков, составляющих сечение, появляется повреждение, не удалось – количество деформаций в каждом из них примерно равное.

Распределение длины деформации l лучше соответствует нормальному закону (см. рис. 4), при этом длина изогнутого участка $l = 0,26...0,66$ м. Распределения величины деформации δ и расстояния от узла x больше соответствуют логнормальному распределению (см. рис. 5, 6). Большинство дефектных зон имеют величину деформации $\delta = 0,5...1,5$ см и располагаются на расстоянии $x = 1,2...2,5$ м от центра узла (т.е. 0,5...1,8 м от края узловой фасонки). Наличие искривлений свыше 2,5 см может быть вызвано наличием нелинейности при стремительно растущих деформациях во время выпучивания полки уголка. Повреждения в средней части элемента при $x > 2,5$ м могут быть обусловлены наличием фасонки горизонтальных продольных связей, прикрепленных в середине элемента и создающих в средних сечениях дополнительный изгибающий момент.

Специалистами НИЛ прочности СГУПСа были выполнены лабораторные испытания двух серий образцов металла пролетных строений. Испытания показали, что основные механические характеристики металла удовлетворяют требованиям, предъявляемым к стали марки Ст.3 по действовавшему во время проектирования и постройки моста ГОСТ 380–41 (табл. 1).

Таблица 1

Результаты испытаний

Характеристика	Ед. изм.	Металл		Сталь Ст.3 по ГОСТ 380–41	Сталь Ст.3 по ГОСТ 380–60
		1 серия	2 серия		
Временное сопротивление	МПа	393	399	не менее 380	не менее 380
Предел текучести	МПа	224	222	не менее 220	не менее 240

Вместе с тем характеристика предела текучести исследованных образцов металла оказалась несколько ниже нормируемой величины в соответствии с установленными позднее требованиями к стали марки Ст.3 по ГОСТ 380–60. Заниженные

характеристики стали по пределу текучести негативно сказываются при работе металла полков уголков на местную устойчивость.

Результаты статических испытаний пролетного строения моста на 157-м км

Испытанию были подвергнуты элементы металлического неразрезного пролетного строения в пролетах 4–6: верхний пояс В68–70 и В70–72, нижний пояс Н59–61 и Н69–71 и раскос Р61–62 (рис. 7).

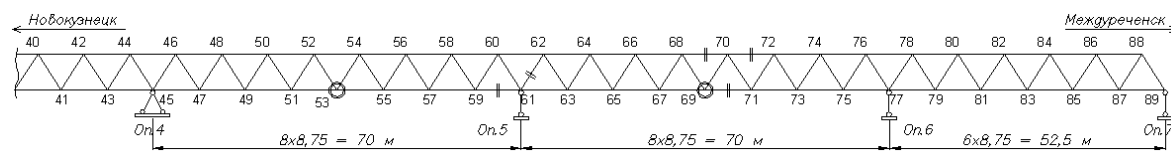


Рис. 7. Схема пролетного строения

Расстановка приборов на элементах представлена на рис. 8. Тензометрические датчики были установлены только на элементе В70–72. Остальные испытываемые элементы были оборудованы механическими деформометрами.

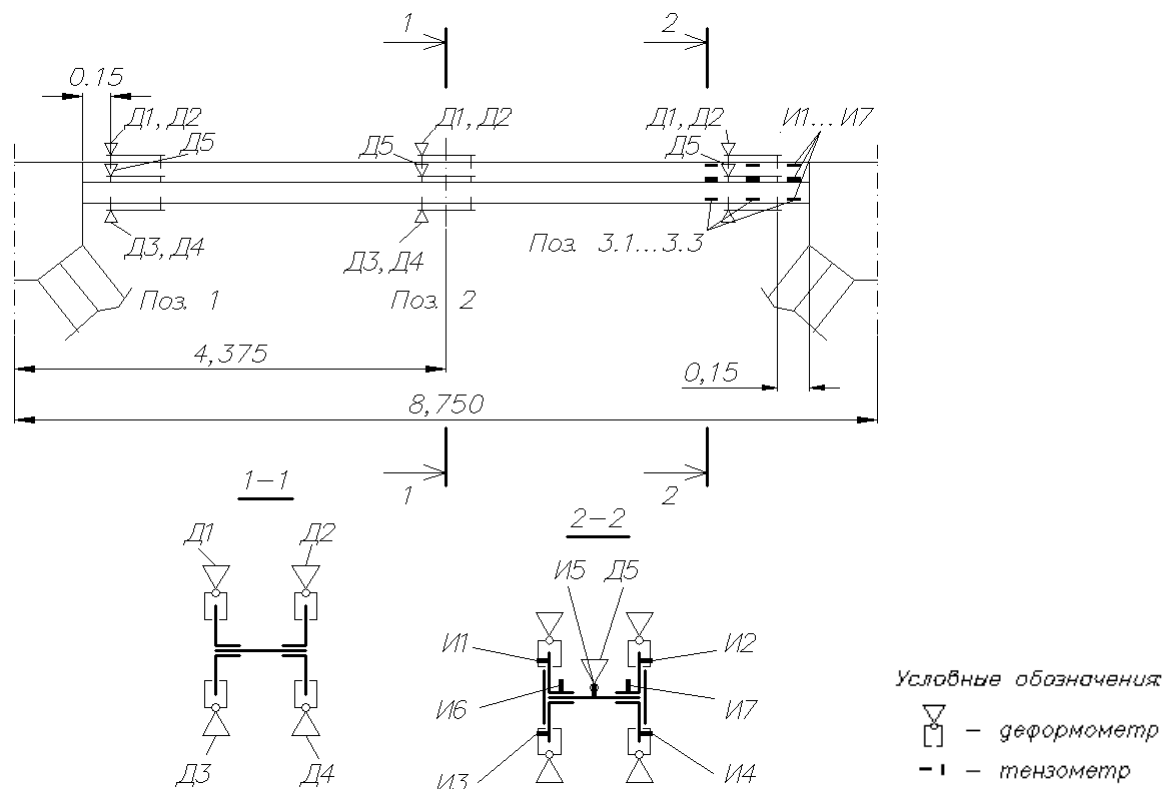


Рис. 8. Схема расположения приборов в испытываемых элементах

При статических испытаниях были измерены общие вертикальные перемещения узлов конструкции в пролетах 4–6 и фибровые деформации в характерных элементах ферм. В табл. 2 приведены результаты измерения прогибов от испытательной нагрузки. В среднем величина конструктивного коэффициента по прогибам равна 0,93 мм, но в отдельных случаях превышает 1,0 мм. Это объясняется тем, что распределение нагрузки между фермами по закону рычага, принятое в предварительных расчетах, не соответствует действительной работе конструкции. Результаты испытаний показали, что характер распределения нагрузки между фермами более равномерный и они хорошо включаются в совместную работу (теоретическая и фактическая линии влияния давления показаны на рис. 9).

Таблица 2

Результаты измерения прогибов от испытательной нагрузки

Положение сечения	Параметры	Прогибы, мм, и конструктивные коэффициенты для схем загрузки					
		1а	1б	1в	2	3а	3в
Середина пролета 4–5	Расчетные	7,8	5,2	2,6	8,6	–22,9	–7,6
	Измеренные	5,5	3,5	3	7	–18	–10
	Конструктивный коэффициент	0,70	0,67	1,15	0,81	0,79	1,32
Середина пролета 5–6	Расчетные	–23,1	–19,4	–9,6	–32,0	11,0	3,6
	Измеренные	–23	–17	–11	–26	8	4
	Конструктивный коэффициент	0,99	0,88	1,15	0,81	0,73	1,11

Примечания: 1. В таблице приведены значения перемещений для низовой фермы.

2. Положительное значение – перемещение вверх, отрицательное – вниз.

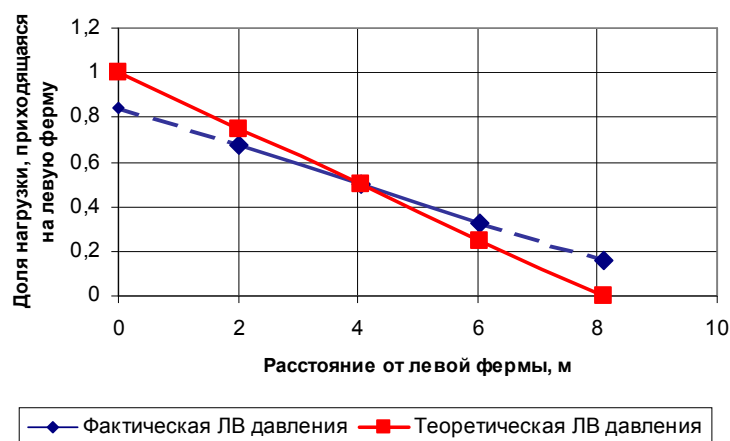


Рис. 9. Линии влияния давления для ферм пролетного строения (по прогибам)

При этом напряжения в элементах ферм распределяются по поперечному сечению неравномерно, особенно в сечениях, расположенных на расстоянии 0,5–0,8 м от фасонки (в этих местах отмечено большинство деформаций элементов). Максимальные напряжения в крайних фибрах превышают на величину до 30 % средний уровень, что могло быть одной из причин развития местных деформаций при общем высоком уровне загруженности. Для примера в табл. 3 сведены результаты измерения напряжений в элементе В70–72 правой фермы в сечении около фасонки и в середине длины элемента.

Таблица 3

Напряжения по индикаторам, кгс/см²

Схема заездов		Д2		Д3		Д4		Д5		Среднее	
		Ф	С	Ф	С	Ф	С	Ф	С	Ф	С
1а	σ	377	334	338	270	295	299	302	327	331	315
	σ/σ _{ср}	1,14	1,05	1,02	0,85	0,89	0,94	0,91	1,03	–	–
1б	σ	279	239	197	179	210	214	212	216	225	217
	σ/σ _{ср}	1,24	1,10	0,88	0,82	0,93	0,99	0,94	0,99	–	–
1в	σ	190	164	88	101	137	144	130	134	136	134
	σ/σ _{ср}	1,39	1,22	0,65	0,76	1,01	1,07	0,96	1,00	–	–
На максимуме	σ	431	370	361	286	323	344	344	359	365	347
	σ/σ _{ср}	1,18	1,09	0,99	0,82	0,89	0,99	0,94	1,03	–	–
Отклонения от среднего		1,24	1,12	0,88	0,81	0,93	1,00	0,94	1,02	–	–

Примечания: 1. Расположение приборов (Д2 ... Д5) даны на рис. 8.

2. σ – напряжение в месте установки датчика, σ_{ср} – среднее напряжение по сечению.

3. Ф – сечение у фасонки, С – сечение в середине пролета.

Как видно из табл. 3, отклонения напряжений по фибрам от среднего значения по сечению существенно больше у фасонки, а к середине длины элемента напряжения выравниваются.

Результаты динамических испытаний

Исследования динамической работы пролетного строения осуществлены при проезде по мосту от одного до трех груженых автомобилей массой от 16,3 до 21,3 т каждый со скоростью от 10 до 30 км/ч. При проведении динамических испытаний были записаны с помощью сейсмодатчиков типа А1613 и вибродатчиков ДВ-1С виброграммы собственных и вынужденных колебаний пролетного строения. Изменения напряжений в элементах ферм при проезде нагрузки были зафиксированы по показаниям тензодатчиков, установленных на элементах ферм. Полученные результаты позволили выделить собственные частоты колебаний пролетного строения, оценить величину динамического коэффициента и скорость затухания колебаний.

Из анализа виброграмм следует, что при заезде нагрузки в первые пролеты значительные колебания возникают в среднем пролете. Это говорит о низкой жесткости всей конструкции. Вертикальные и поперечные горизонтальные колебания имеют пики на близких частотах – около 2,2 Гц, что может привести к дополнительному «раскачиванию» конструкции и возникновению дополнительных динамических усилий. Кроме того, указанные частоты попадают в запрещенный СНиП 2.05.03–84* [5] для вертикальных колебаний интервал 1,67...2,22 Гц. Скорость затухания колебаний низкая. Спектральный анализ виброграмм, записанных по показаниям тензодатчиков, подтверждает результаты, полученные с помощью сейсмодатчиков, – первая частота вертикальных колебаний имеет величину около 2,2 Гц.

Пример записи показаний тензодатчика (элемент В70–72, пролет 5, правая ферма) при проходе одиночной нагрузки показан на рис. 10. На графике отчетливо видно, как изменяются напряжения при проходе нагрузки: при заезде нагрузки на мост в шестом пролете (около 15-й секунды на шкале времени) в элементе возникают растягивающие напряжения, далее при заезде нагрузки в пятый пролет происходит рост сжимающих напряжений и т.д. в соответствии с расчетным характером работы элемента. При этом величина динамического коэффициента на максимальном пике графика близка к установленному СНиП [5] значению. Но далее на графике виден всплеск колебаний напряжений (со 110-й по 130-ю секунду), вызванный проходом автомобиля по неровностям покрытия проезжей части. Если в этот момент в пятом пролете будут находиться другие автомобили, они будут оказывать повышенное динамическое воздействие на конструкцию. Это явление особенно опасно при проходе тяжелых колонн, когда вероятно совпадение неблагоприятных факторов.

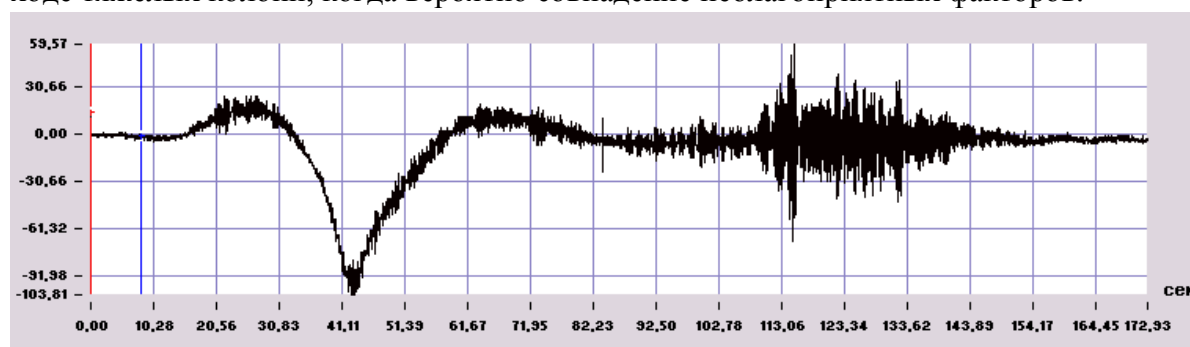


Рис. 10. Запись показаний тензодатчика

Значения динамических коэффициентов, вычисленные по результатам анализа фактических напряжений в элементах ферм при различных заездах испытательной нагрузки, сведены в табл. 4. Рассмотрены следующие заезды нагрузки: 1 – один автомобиль с левого берега на правый со скоростью 10–15 км/ч по левой полосе; 2 – то же по правой; 3 – два автомобиля в произвольном положении со скоростью 10–15 км/ч; 4 – три автомобиля в произвольном положении со скоростью 10–15 км/ч; 5 – возвращение нагрузки с правого берега (семь автомобилей со скоростью 20–30 км/ч); 6 – три автомобиля с левого берега на правый в произвольном порядке со скоростью около 30 км/ч; 7 – то же.

Таблица 4

Значения динамических коэффициентов

Номер тензодатчика	Номер заезда						
	1	2	3	4	5	6	7
И1	1,21	1,28	1,25	1,23	1,52	1,34	1,42
И2	1,25	1,76	1,26	1,35	1,88	1,51	1,49
И4	1,27	1,58	1,32	1,24	1,53	1,34	1,75
И7	1,21	1,48	1,22	1,15	1,91	1,28	1,32
<i>Среднее</i>	1,23	1,52	1,26	1,24	1,71	1,37	1,49

Как видно из данных табл. 4, фактический динамический коэффициент существенно выше расчетного – при проезде колонны среднее значение динамического коэффициента около 1,7. Динамический коэффициент для этого случая по СНиП [5] равен 1,041. При испытаниях отмечена низкая демпфирующая способность конструкции, поэтому каждая новая нагрузка вызывает дополнительные колебания при еще не полностью затухших колебаниях от предыдущей нагрузки.

В целом по результатам динамических испытаний работу пролетного строения можно оценить только как неудовлетворительную.

Результаты испытаний под обращающейся нагрузкой моста на 213-м км

Исследования динамической работы пролетного строения моста на 213-м км осуществлены под проходящими нагрузками при выполнении обследовательских работ в марте 2008 г. Для фиксации напряжений в элементах главных ферм и динамических параметров пролетного строения применена малогабаритная автоматизированная система «Тензор-МС» на базе карманных компьютеров Pocket PC. Датчики системы были установлены в сжатом верхнем поясе верховой фермы в центральном пролете (элемент В18–20). Полученные результаты позволили выделить собственные частоты колебаний пролетного строения, оценить величину динамического коэффициента и скорость затухания колебаний, зафиксировать уровень напряжений и характер их распределения в поперечном сечении элементов.

Характерная виброграмма, записанная с помощью тензодатчиков при проходе одиночного транспортного средства (КамАЗ-5511, груженный песком), приведена на рис. 11. Фрагмент виброграммы для потока транспортных средств показан на рис. 12.

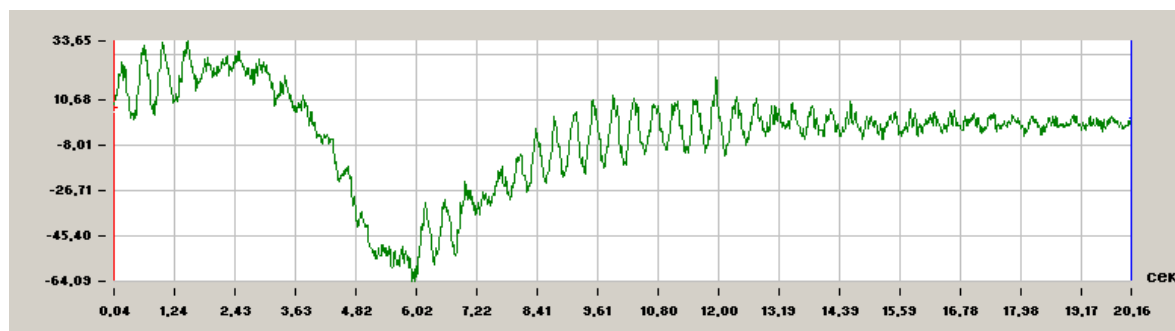


Рис. 11. Виброграмма изменения напряжений в элементе верхнего пояса при проходе одиночной нагрузки

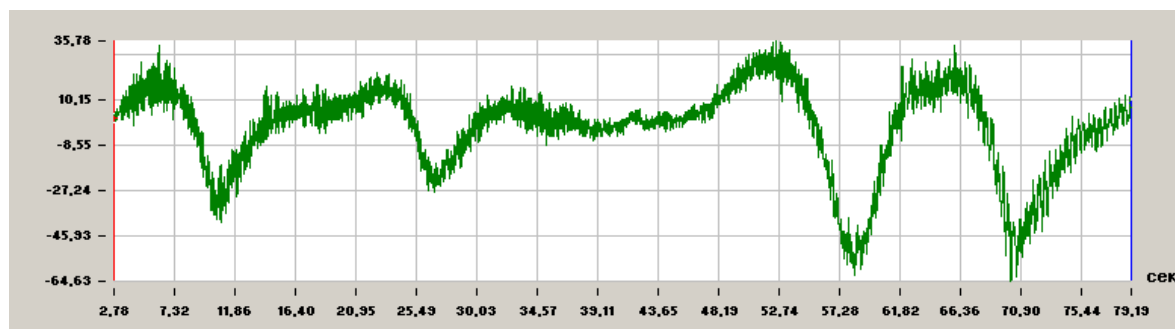


Рис. 12. Виброграмма изменения напряжений в элементе верхнего пояса при проходе транспортного потока

Спектр частот записанных колебаний получен путем прямого преобразования Фурье. Из спектрограмм следует, что первая низшая частота вертикальных колебаний имеет величину около 2,5 Гц, при этом пиковые значения амплитуд колебаний проявляются также в диапазоне 9...13 Гц. Такие частоты лежат в неопасной для конструкции пролетного строения зоне, а возрастание их амплитуд связано с вынуждающим воздействием транспортного потока на близких частотах. Характер колебаний пролетного строения на первой частоте отражен на виброграмме рис. 13, полученной из виброграммы для транспортного потока с наложением пропускающего полосового фильтра для частот от 2,0 до 3,0 Гц. Можно отметить волнообразный характер изменения амплитуды с периодом около 3,5 с, свидетельствующий о наличии «биения», т.е. негармонического колебания системы с двумя частотами, близкими по величине. Причина возникновения «биения» – передача энергии между верховой и низовой фермами.

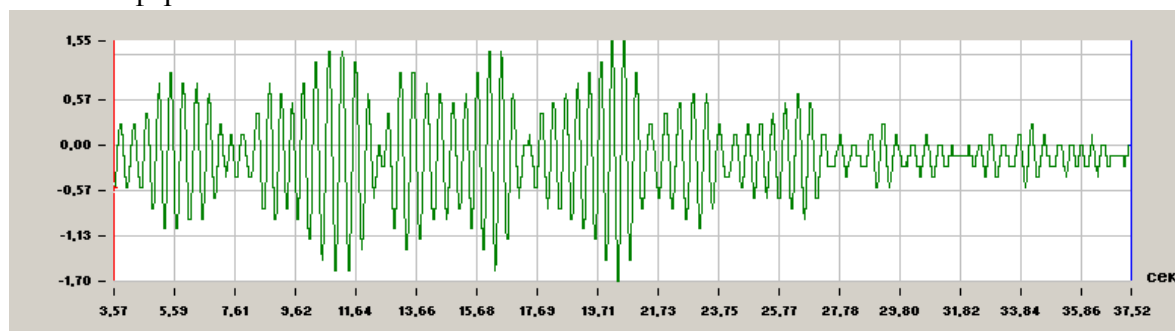


Рис. 13. Обработанная виброграмма колебаний для транспортного потока

Результаты, аналогичные приведенным выше, получены и при анализе записей вибродатчиков. Первая низшая частота вертикальных колебаний имеет величину около 2,5 Гц, а первая низшая частота горизонтальных колебаний – около 3,6 Гц. Та-

ким образом, полученные в результате экспресс-испытаний частоты колебаний по низшим формам не попадают в запрещенный СНиП 2.05.03–84* [5] интервал. Следует также отметить, что по сравнению с аналогичным по конструкции Байдаевским мостом в г. Новокузнецке [14] пролетное строение исследуемого моста имеет более высокую частоту собственных колебаний, а низшие частоты горизонтальных и вертикальных колебаний не совпадают между собой. То есть с точки зрения динамической работы конструкции пролетного строения моста в г. Междуреченске находятся в лучших условиях. Затухания колебаний происходят быстрее, логарифмический декремент колебаний – около 0,2, что соответствует величинам, фиксируемым, как правило, при испытаниях металлических пролетных строений.

Анализ показаний тензодатчиков позволил оценить величину динамического коэффициента пролетного строения. Были обработаны более тридцати записей проходов различных нагрузок, и среднее значение динамического коэффициента составило 1,25, что выше регламентируемой СНиП 2.05.03–84* [5] величины $(1 + \mu) = 1,089$.

Записи тензодатчиков подтвердили, что для таких конструкций напряжения в элементах ферм распределяются по поперечному сечению неравномерно, особенно в сечениях, расположенных на расстоянии 0,5–0,8 м от фасонки (в этих местах отмечены деформации поясов при обследовании). Максимальные напряжения в крайних фибрах также превышают средний уровень до 30 %, что могло стать одной из причин развития местных деформаций при общем высоком уровне загруженности.

Расчеты показали, что воздействие тяжелых нагрузок вызывает в приузловой зоне тестируемых сжатых элементов напряжения большие, чем расчетное сопротивление металла с учетом коэффициента продольного изгиба φ для данных элементов (см. табл. 1). Напряжения от нагрузки А11 при нормативном динамическом коэффициенте ниже расчетных сопротивлений металла, но с учетом особенностей динамической работы конструкции могут в некоторых элементах превышать расчетное сопротивление.

Пример распределения напряжений по сечениям для элемента верхнего пояса и зоны концентрации напряжений по сечениям приведены на рис. 14.

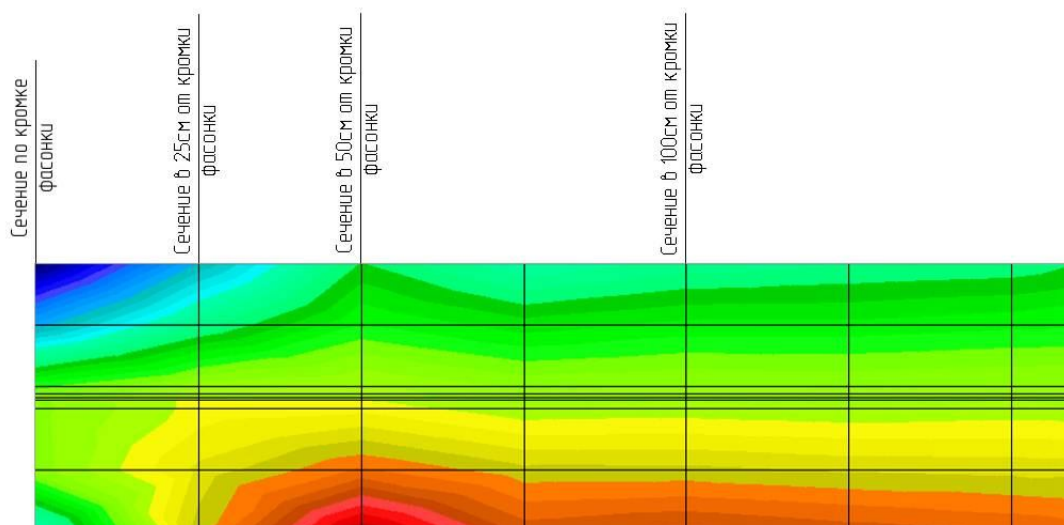


Рис. 14. Схема расположения сечений и зоны концентрации напряжений

Распределение напряжений по рассматриваемым сечениям представлены на рис. 15 и 16, из которых видно, что напряжения в приузловой зоне превышают осевые на 20–30 % (осевые напряжения в середине элемента составляют 75,6 МПа). Распределение напряжений по сечению выравнивается на расстоянии около 50–100 см от кромки фасонки. Подобная картина распределения напряжений в аналогичных конструкциях описывается в [6, 7].

Как видно из рис. 16, в сечении, расположенном на расстоянии 25 см от кромки фасонки, в верхних фибрах возникают напряжения около 110 МПа, а расчетное сопротивление металла Ст.3 с учетом коэффициента продольного изгиба для соответствующего элемента составляет 106,4 МПа (осевые напряжения в середине элемента составляют 88,8 МПа). Исходя из этого можно сделать вывод, что при пропуске тяжелого автопоезда либо его эквивалента в виде совокупного воздействия обращающейся нагрузки в элементах, работающих преимущественно на сжатие (в частности, в элементах верхнего пояса), могут возникать напряжения, близкие по величине к предельным или превышающие их.

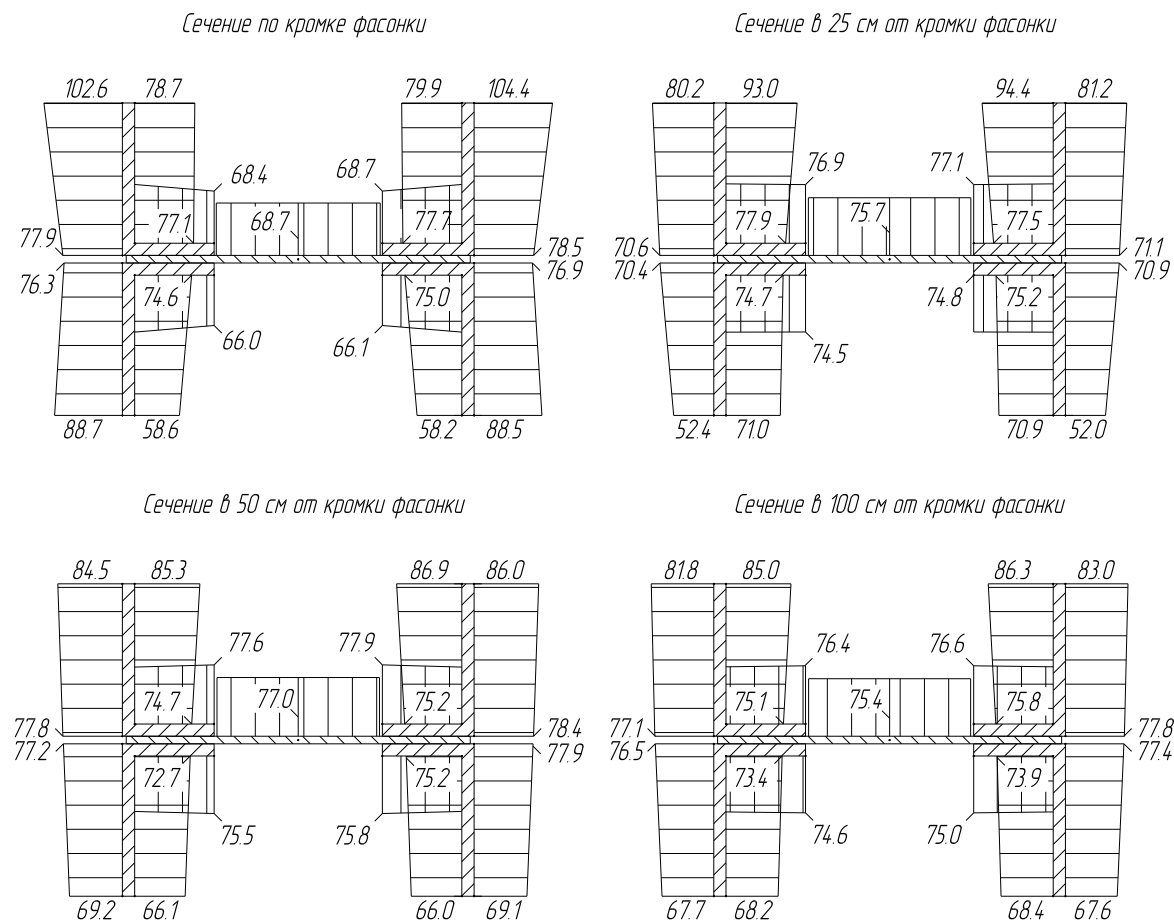


Рис. 15. Распределение напряжений в приузловой зоне, МПа, при загрузении первым сочетанием нагрузок (А11)

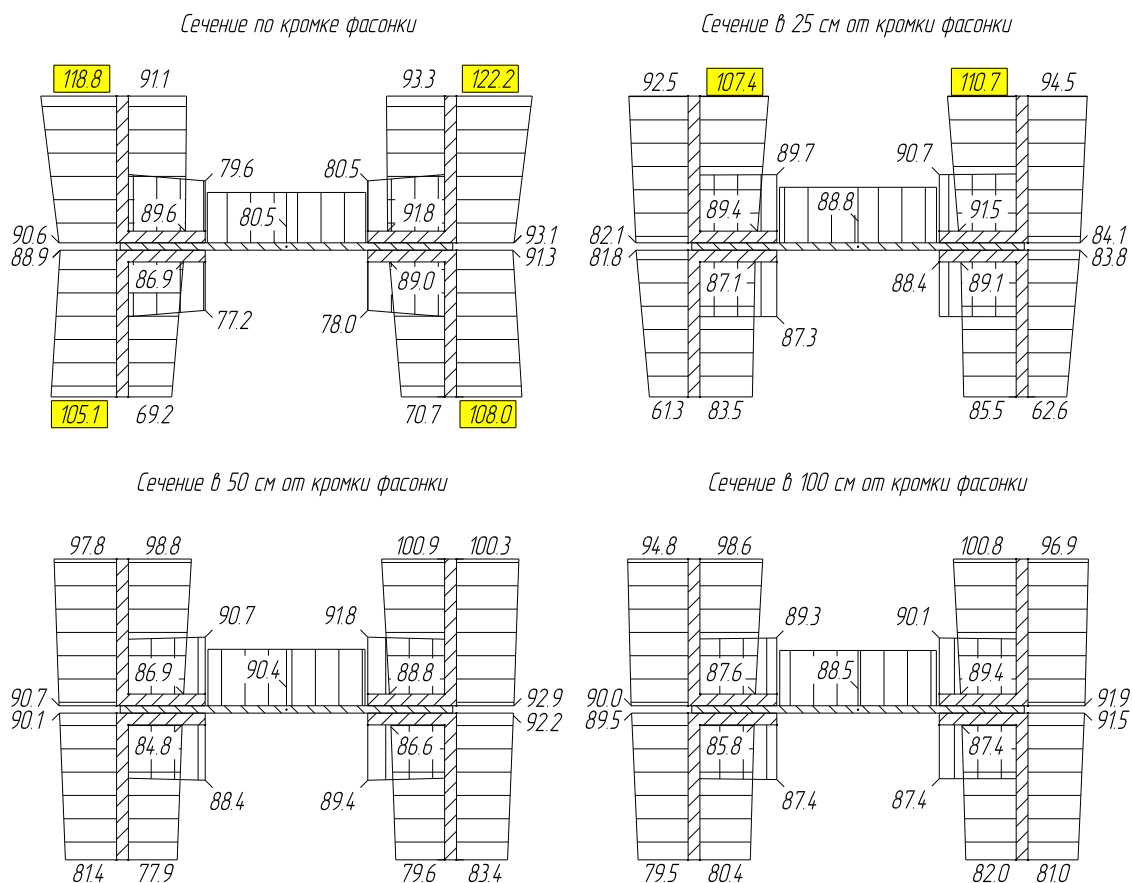


Рис. 16. Распределение напряжений в приузловой зоне, МПа, при нагружении вторым сочетанием нагрузок (тяжелый автопоезд)

Результаты расчетов методом конечных элементов также показали, что нормальные напряжения по сечению в Н-образных элементах главных ферм в околоузовых зонах, расположенных на длине до 0,5 м от края фасонки, распределяются крайне неравномерно с превышением фибровых напряжений над средним уровнем на 30 % и более. При этом если у одного узла концентрации напряжений возникали в нижних фибрах, то на противоположной стороне элемента – в верхних фибрах, что наглядно показано на рис. 14.

При высоком уровне средних напряжений в этой зоне концентрации напряжений возможно появление напряжений текучести в отдельных фибрах. Кроме того, отрицательную роль играет наличие в элементах касательных напряжений от кручения при эксцентричном положении нагрузки на проезжей части (как известно, Н-образные тонкостенные элементы обладают низким сопротивлением кручению и в них возможно появление деформаций сечений). На удалении от фасонки распределение напряжений по поперечному сечению выравнивается, так как включается в работу горизонтальный лист.

Для усиления элементов пролетных строений на основе анализа полученных сведений была предложена соответствующая технология. Принципиальные схемы усиления приведены на рис. 17.

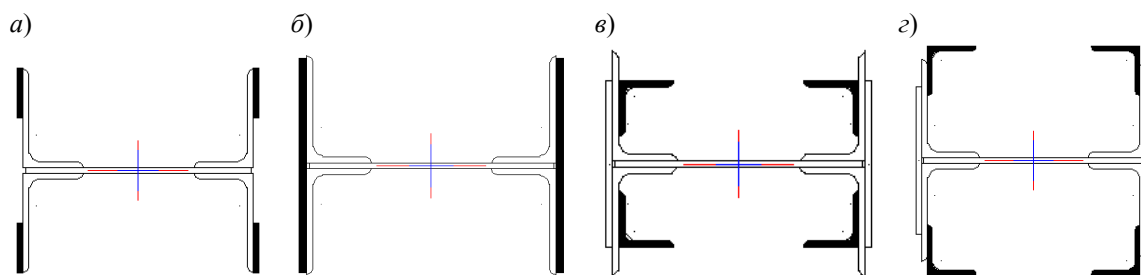


Рис. 17. Принципиальные схемы усиления элементов ферм

С точки зрения работы элемента на местную устойчивость необходимо по длине элемента установить продольную накладку минимальной толщины (см. рис. 17, а, б). Такую схему усиления можно реализовать без разгрузки элемента от действия собственного веса пролетного строения и без закрытия движения по мосту.

Развитие сечения по всей площади требуется, как правило, исходя из расчетов на общую устойчивость (см. рис. 17, в, г). При этом может потребоваться разгрузка элементов от собственного веса и организация закрытия движения.

Приведенные схемы усиления проверены расчетами на общую и местную устойчивость в соответствии с действующими нормами.

По результатам работы сделаны следующие выводы:

1. В элементах металлических пролетных строений систем ПСК повреждения в виде потери местной устойчивости происходят только в вертикальных полках уголков толщиной не более 12 мм.
2. Величина фибровых напряжений в крайних точках Н-образного сечения при испытаниях на 39 % превысила величину средних осевых напряжений.
3. Фактический динамический коэффициент при испытаниях оказался существенно выше расчетного.
4. Расчетные значения фибровых напряжений в крайних точках Н-образного сечения превышают на 30 % величину средних осевых напряжений.
5. Усиление элементов на местную устойчивость допустимо производить по предложенной схеме, без снятия усилий от собственного веса и закрытия движения по мосту.

Библиографический список

1. Стрелецкий Н.С. Металлические конструкции. М., 1961. 776 с.
2. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. М., 1967. 984 с.
3. Алтуфов Н.А. Основы расчета на устойчивость упругих систем. М., 1978. 312 с.
4. СН 200–62. Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. М., 1962. 328 с.
5. СНиП 2.05.03–84*. Мосты и трубы / Госстрой СССР. М., 1991. 200 с.
6. Казей И.И., Лесохин Б.Ф. Исследование пролетных строений Проектстальконструкции на действующих мостах. М., 1953. 32 с.
7. Металлические мосты / Б.Ф. Лесохин, Ю.Л. Мельников, В.П. Польевко, Ю.Н. Хромец. М.: Трансжелдориздат, 1959. 188 с.
8. Расчеты металлических мостов: Тр. ВНИИ железнодорожного строительства и проектирования / Н.Б. Лялин, Н.Н. Стрелецкий, Л.П. Шелестенко и др. М.: Трансжелдориздат, 1955. 192 с.
9. Определение транспортно-эксплуатационных показателей моста через р. Томь у п. Байдаевка: Промежуточный отчет / ТИСИ; № ГР 78030067. Томск, 1981. 85 с.
10. Барченков А.Г. Динамический расчет автодорожных мостов. М., 1976. 199 с.
11. Бондарь Н.Г., Козьмин Ю.Г. и др. Взаимодействие железнодорожных мостов с подвижным составом / Под ред. Н.Г. Бондаря. М., 1984. 272 с.

12. Технический отчет по обследованию и испытанию моста через р. Томь на автодороге Ленинск-Кузнецкий – Междуреченск у п. Байдаевка / Красноярский ПТЦ РосдорНИИ. Красноярск, 1989. 74 с.

13. Технический отчет по обследованию моста через р. Томь на 156 + 262 км автомобильной дороги Ленинск-Кузнецкий – Новокузнецк – Междуреченск / ООО НВРСП «РЕМО». Томск, 2001. 55 с.

14. Обследование и испытания моста через р. Томь на автомобильной дороге Ленинск-Кузнецкий – Новокузнецк – Междуреченск, км 156 + 262: Технический отчет / СГУПС. Новосибирск, 2007. 89 с.

15. Обследование и испытание моста через р. Томь на 214 км автомобильной дороги Ленинск-Кузнецкий – Междуреченск: Технический отчет. Красноярск, 1990.

16. Проект на планово-предупредительные работы на мосту через р. Томь на автомобильной дороге Ленинск-Кузнецкий – Новокузнецк – Междуреченск км 213 + 359 в Новокузнецком районе: Технический отчет / СГУПС. Новосибирск, 2008. 93 с.

A.A. Rashchepkin. Maintenance of Road Bridges with Trussed Steel Girders Composed of PSK Elements. While in operation, elements of bridge steel superstructures with an open upper belt and a triangular lattice of «Proektstalkonstruktsiya» design often suffer from faults of one and the same type emerging as local buckling of vertical steel angle flanges. The causes of such faults and their impact on bridge capacity are analyzed, and typical repair methods are considered.

Keywords: *truss superstructures of road bridges, open upper belt, local strength, H-shaped cross-sections, PSK trusses.*

Ращепкин Артем Алексеевич – кандидат технических наук, старший научный сотрудник НИДЦ СГУПС. Область научных интересов: оценка технического состояния металлических пролетных строений мостов. E-mail: aar@stu.ru