



Яшнов Андрей Николаевич родился в 1961 г. Окончил Новосибирский институт инженеров железнодорожного транспорта в 1984 г. Кандидат технических наук, доцент. Занимается исследованиями искусственных сооружений на железных и автомобильных дорогах. Имеет более 70 научных публикаций по проблемам эксплуатации искусственных сооружений.



Мурованный Юрий Николаевич родился в 1961 г. Окончил Новосибирский институт инженеров железнодорожного транспорта в 1983 г. В настоящее время старший научный сотрудник лаборатории «Мосты» СГУПС. Область научных исследований — надежность и долговечность металлических мостов.



Ращепкин Артем Алексеевич родился в 1980 г. Окончил Сибирский государственный университет путей сообщения в 2002 г. В 2006 г. защитил диссертацию на соискание ученой степени кандидата технических наук. Работает научным сотрудником НИДЦ СГУПС. Область научных исследований — оценка технического состояния металлических пролетных строений.



Рыбалов Юрий Владимирович родился в 1961 г. Окончил Новосибирский институт инженеров железнодорожного транспорта в 1984 г. Руководитель лаборатории «Мосты» СГУПС. Занимается разработкой и внедрением автоматизированных информационных систем содержания искусственных сооружений на транспорте.



Слюсарь Алексей Викторович родился в 1982 г. Окончил Сибирский государственный университет путей сообщения в 2004 г., аспирант кафедры «Мосты». Область научных исследований — совершенствование методик диагностики искусственных сооружений с использованием современных технических средств.

УДК 624.21.093.001.8

А.Н. ЯШНОВ, Ю.Н. МУРОВАННЫЙ, А.А. РАЩЕПКИН,
Ю.В. РЫБАЛОВ, А.В. СЛЮСАРЬ

ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТА ЧЕРЕЗ р. ТОМЬ В г. НОВОКУЗНЕЦКЕ

В статье приведены результаты обследований и испытаний автодорожного металлического моста через р.Томь на автомобильной дороге Ленинск-Кузнецкий—Новокузнецк—Междуреченск, 156–262-й км. Цель проведенных исследований — определение причин появления местных деформаций вертикальных полок уголков в элементах главных ферм. В результате проведенных работ разработаны рекомендации по усилению пролетных строений для обеспечения пропуска современных нагрузок А11.

В соответствии с Государственным контрактом между ГУ «Кемеровская дирекция областного дорожного фонда» (КемДОДФ) и ГОУ ВПО «Сибирский государственный университет путей сообщения» (СГУПС) специалисты НИЛ «Мосты» НИДЦ СГУПСа выполнили комплекс работ по обследованию, расчетам и испытаниям моста через р. Томь на автомобильной дороге Ленинск-Кузнецкий — Новокузнецк — Междуреченск, 156–262-й км. Мост построен в 1950–1952 гг. Мостопоездом № 419 треста Мостострой № 2 по проекту Сибгипротранса под нагрузки Н-10 и НГ-60 в соответствии с «Правилами и указаниями по проектированию железобетонных, металлических, бетонных и каменных искусственных сооружений на автомобильных дорогах. Гушосдор МВД, 1948 г.». В качестве пешеходной принята нагрузка интенсивностью 300 кгс/м². Схема пролетного строения — (52,5 + 4 × 70,0 + 52,5) м, полная длина моста — 396 м, габарит — Г-7 с двухсторонними тротуарами шириной по 1,6 м. Мост расположен на прямой в плане и на выпуклой кривой радиусом 7389 м в профиле. Общий вид моста показан на рис. 1.



Рис. 1. Вид на мост по ходу километража

Необходимость проведения работ вызвана тем, что на основании осмотра сооружения в декабре 2006 г. специалистами КемДОДФ сделано предположение о развитии дефектов в виде местных деформаций (погибей) вертикальных полок уголков в элементах главных ферм. Вид характерного повреждения приведен на

рис. 2. Впервые такие деформации были отмечены специалистами Красноярского ПТЦ Росдорнии в 1989 г. (всего в количестве двух штук). При обследовании сооружения, выполненном специалистами СГУПСа в январе 2007 г., выявлено 126 таких повреждений (42 по левой и 84 по правой ферме). Величина стрелы зафиксированных погибов изменяется от 0,2 до 6 см на длине около 0,5 м, расположены они, как правило, на расстоянии 1,5...2,0 м от центров узлов. Характер деформаций свидетельствует о силовых причинах их происхождения в результате потери местной устойчивости.

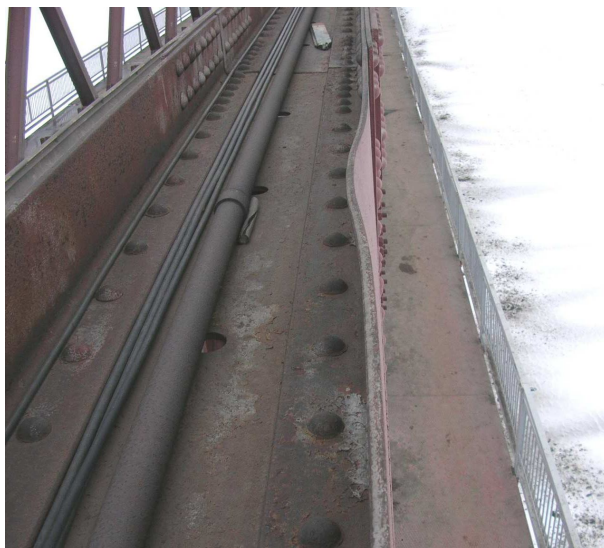


Рис. 2. Погиб в верхнем поясе правой фермы в пятом пролете

Предварительные расчеты, проведенные на начальном этапе работ по плоской расчетной схеме, показали, что напряжения от современных проектных нагрузок А11 не превышают расчетного сопротивления металла. То есть предположение о возможности возникновения указанных повреждений от временных нагрузок на стадии эксплуатации этим расчетом не подтвердилось. Вместе с тем при анализе результатов испытаний пролетного строения, проведенных ТИСИ в 1981 г. [1], отмечено, что показания приборов, установленных на разных фибрах в поперечном сечении одного и того же элемента, существенно (более чем в 2 раза) отличаются друг от друга. Этими же испытаниями зафиксировано превышение (до 1,4 раза) величины динамического коэффициента над нормативными значениями и низкие демпфирующие свойства конструкции (логарифмический декремент затухания меньше 0,1 в отличие от результатов испытаний аналогичных конструкций [2, 3]).

Изучение истории разработки и внедрения серии типовых пролетных строений ПСК, на базе которых запроектировано и изготовлено данное пролетное строение [4], подтверждает информацию [1] о наличии эффекта неравномерности распределения напряжений по сечению элементов ферм в околоузловых зонах, вызванного конструктивной особенностью решения узлов крепления.

Приведенные факты свидетельствуют о необходимости учета пространственной работы пролетного строения в совокупности с фактическими динамическими характеристиками при оценке его напряженно-деформированного состояния.

Соответственно, был запланирован и выполнен следующий комплекс исследовательских работ:

- разработана детальная пространственная конечноэлементная модель, позволяющая выявить и отследить влияние на напряженно-деформированное состояние пролетного строения указанных конструктивных особенностей;
- проведены полномасштабные статические и динамические испытания для уточнения фактической работы пролетного строения и проверки соответствия разработанной конечноэлементной модели реальной работе конструкции пролетного строения;
- с учетом результатов испытаний по разработанной модели проведены расчеты пролетного строения на восприятие различных временных нагрузок — как проектных, так и реально обращающихся;
- проведено сопоставление результатов расчетов грузоподъемности пролетного строения и мест образования местных деформаций в элементах главных ферм, позволившее сформулировать причины образования деформаций и предложить мероприятия по усилению конструкции пролетного строения.

Результатами расчетов подтверждено, что в элементах главных ферм в околоузловых зонах, расположенных на длине до 0,5 м от края фасонки (около 1,5 м от центра узла), нормальные напряжения по сечению распределяются крайне неравномерно с превышением фибровых напряжений над средним уровнем на 30 % и более. Характер распределения нормальных напряжений в элементах пролетного строения иллюстрирует рис. 3. При высоком уровне средних напряжений на приузловых участках возможно появление напряжений, превышающих предел текучести в отдельных фибрах. Этот эффект обусловлен тем, что объединение элементов поясов в узловой фасонке осуществляется только через вертикальные грани Н-образного сечения. Горизонтальные листы смежных элементов между собой не стыкуются и включаются в полноценную работу

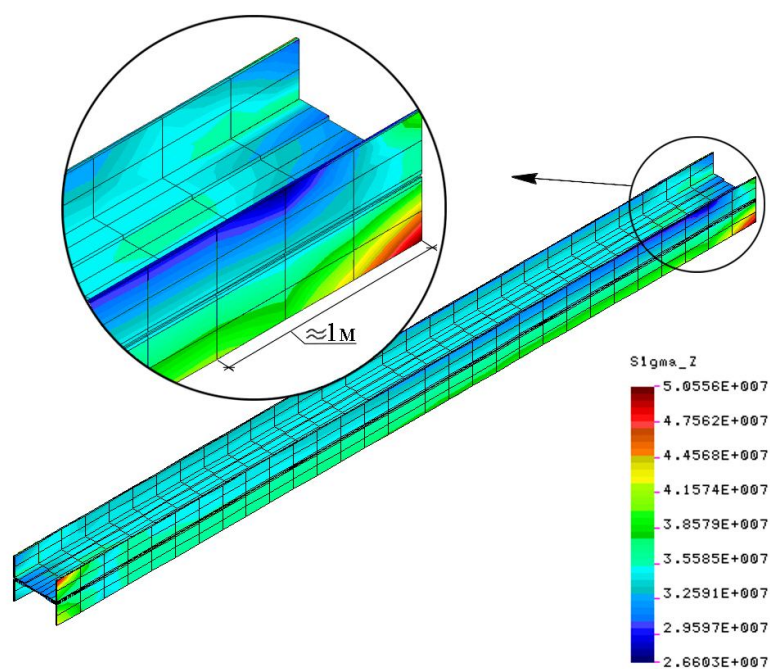


Рис. 3. Характер распределения напряжений в элементе главной фермы и зона концентраций на приузловом участке (напряжения на шкале Sigma_Z даны в паскалях)

сечения на некотором удалении от узла. Кроме того, из-за эксцентрического расположения нагрузок на проезжей части в элементах ферм возникают касательные напряжения от кручения, а, как известно, Н-образные элементы имеют низкую крутильную жесткость. На удалении от фасонки распределение напряжений по поперечному сечению выравнивается. Подобная картина распределения напряжений в аналогичных конструкциях была получена лабораторией испытания мостов Всесоюзного научно-исследовательского института железнодорожного строительства и проектирования в 50-х гг. прошлого века при экспериментальных исследованиях пролетных строений «Проектстальконструкции» на действующих железнодорожных мостах [4].

На мосту через р. Томь испытанию было подвергнуто металлическое неразрезное пролетное строение в пролетах 4–5–6. В качестве испытательной нагрузки на основании результатов предварительных расчетов было принято шесть грузовых автомобилей общей массой около 130 т. При статических испытаниях измерены прогибы пролетного строения в серединах пролетов 4–5 и 5–6 и фибровые деформации в восьми наиболее слабых элементах главных ферм. Прогибы зафиксированы при помощи прецизионного нивелира, а деформации в элементах — деформометрами с индикаторами часового типа и тензодатчиками автоматизированного измерительного комплекса «Тензор-М». Схема расположения деформометров и тензодатчиков в испытываемых элементах показана на рис. 4.

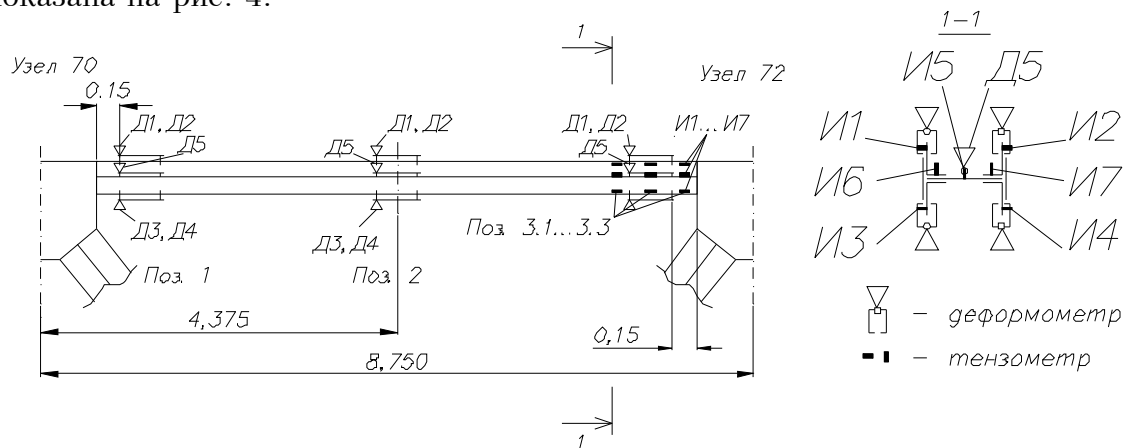


Рис. 4. Схема расположения приборов в элементах пролетного строения

При статических испытаниях получены следующие результаты. Средняя величина конструктивного коэффициента по прогибам — 0,9. Характер распределения временной нагрузки между фермами пролетного строения проиллюстрирован рис. 5 (фактическое распределение нагрузки между фермами более равномерное, чем обычно принимаемое в инженерных расчетах распределение по методу «рычага»).

Напряжения в элементах ферм распределяются по поперечному сечению неравномерно, особенно в сечениях, расположенных на расстоянии 0,5–0,8 м от фасонки (именно в этих местах отмечены погибы элементов). Максимальные напряжения в крайних фибрах около фасонки превышают на величину до 30 % средний уровень, что подтверждает возможность появления местных деформаций при общем высоком уровне загруженности. К середине длины элемента напряжения выравниваются. Средний конструктивный коэффициент по напря-

жениям равен 0,5. Низкое значение конструктивного коэффициента объясняется включением в совместную работу с главными фермами ортотропной плиты и балочной клетки проезжей части моста.

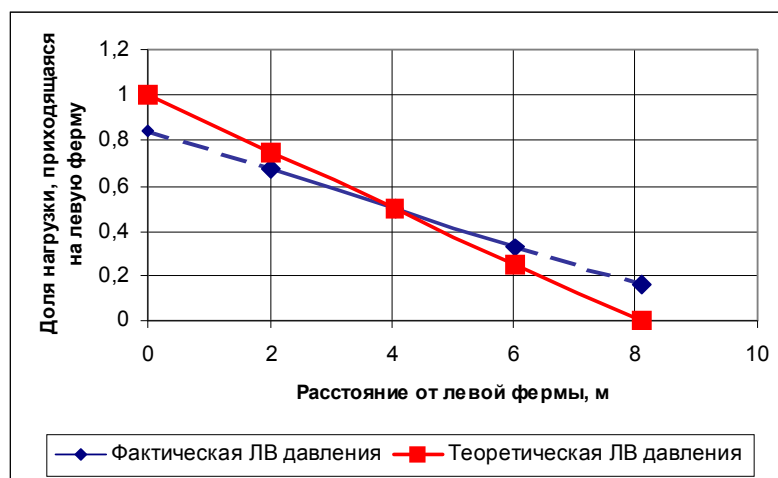


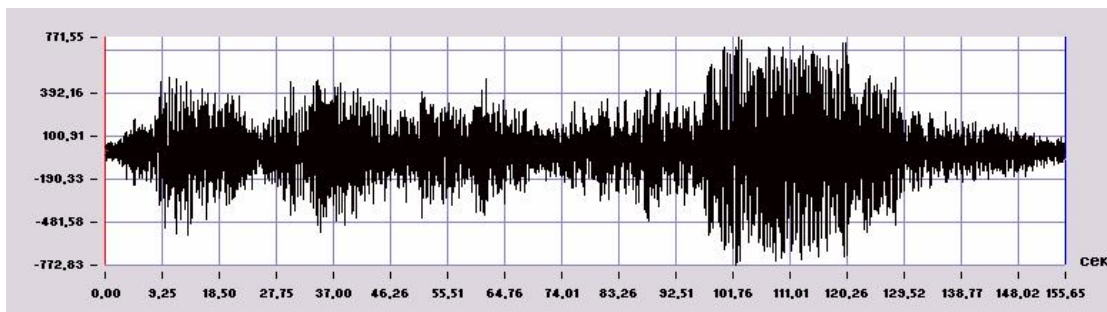
Рис. 5. Линии влияния давления для ферм пролетного строения

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 с использованием сейсмодатчиков типа А1613 и вибродатчиков ДВ-1С были записаны виброграммы собственных и вынужденных колебаний пролетного строения. Изменения напряжений в элементах ферм при проезде нагрузки были зафиксированы по показаниям тензодатчиков. Полученные результаты позволили выделить собственные частоты колебаний пролетного строения, оценить величину динамического коэффициента и скорость затухания колебаний. Характерные виброграммы, записанные при проезде нагрузки по мосту, показаны на рис. 6. Там же приведены в виде спектрограмм результаты спектрального анализа колебаний.

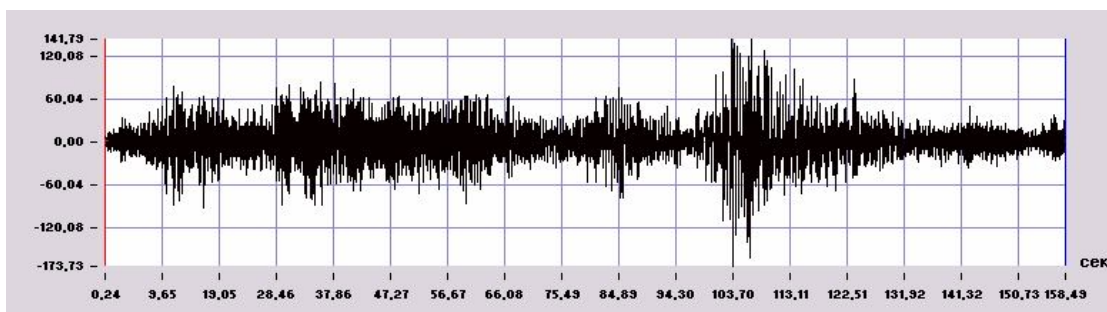
На виброграммах хорошо видно, что на участке 100–130 с, соответствующем проходу нагрузки по выбоинам в пролетах 2–3–4, в исследуемом пролете 5–6 возникают значительные колебания. Скорость затухания колебаний — низкая. На виброграммах отмечается волнообразный характер изменения амплитуд, свидетельствующий о наличии «биений», т.е. негармонических колебаний системы с двумя частотами, близкими по величине. Вертикальные и поперечные горизонтальные колебания (см. рис. 6, в, г) 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.

Анализ показаний тензодатчиков подтверждает результаты, полученные с помощью сейсмодатчиков. Пример записи показаний тензодатчика при проходе одиночной нагрузки показан на рис. 7, а. 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

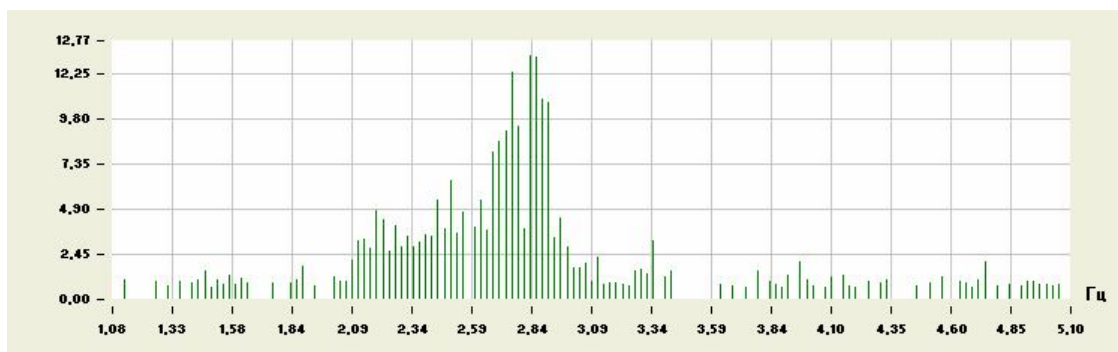
а)



б)



в)



г)

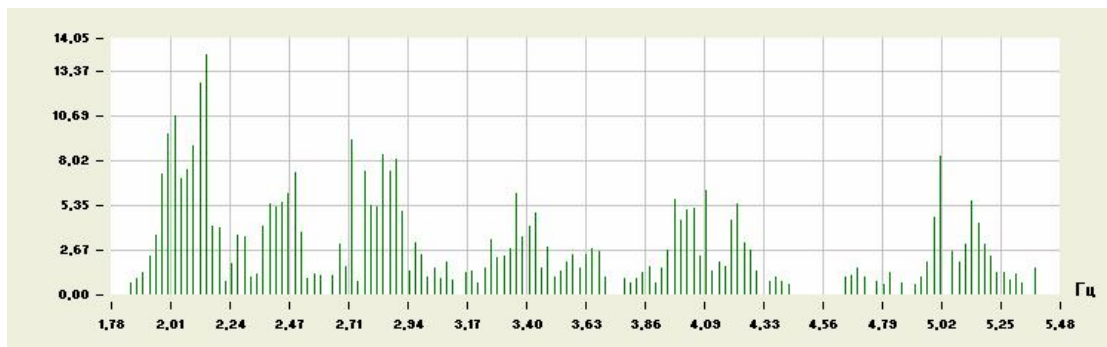


Рис. 6. Результаты динамических испытаний (по показаниям сейсмодатчиков):
 а — виброграмма вертикальных колебаний; б — виброграмма горизонтальных поперечных колебаний; в — спектрограмма вертикальных колебаний; г — спектрограмма горизонтальных поперечных колебаний

происходит рост сжимающих напряжений и т.д. в соответствии с расчетной схемой 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 (110...130 с), вызванный проходом автомобиля по неровностям покрытия проезжей части. Если в этот момент в пятом пролете будут находиться другие автомобили, они окажут повышенное динамическое воздействие на конструкцию. Это явление особенно опасно при проходе тяжелых колонн, когда вероятно совпадение неблагоприятных факторов. В результате спектрального анализа виброграмм, записанных по показаниям тензодатчиков, первая частота вертикальных колебаний имеет величину около 2,2 Гц (рис. 7, б).

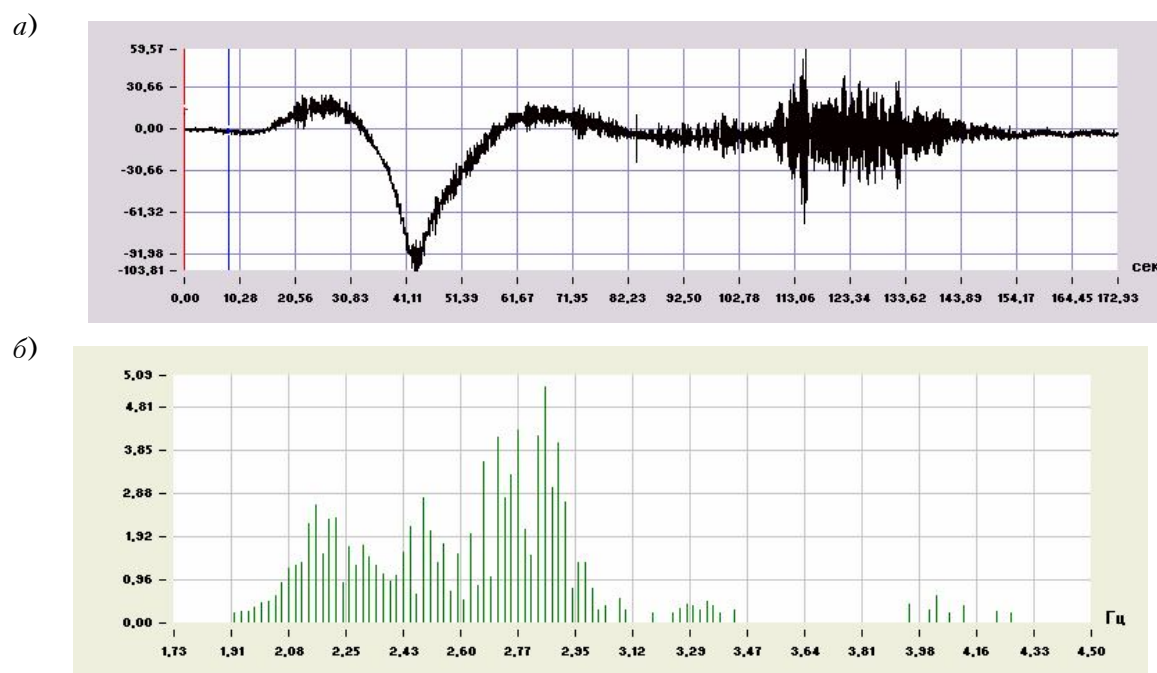


Рис. 7. Результаты динамических испытаний:

а — запись показаний тензодатчика; б — спектрограмма вертикальных колебаний по показаниям тензодатчиков

Значения динамических коэффициентов, вычисленные по результатам анализа фактических напряжений в элементах ферм при различных заездах испытательной нагрузки, показали, что фактический огибающий динамический коэффициент существенно выше расчетного. Например, при проезде колонны его величина в среднем составляет около 1,7, а в отдельных случаях достигает величины 1,9 (при расчетном значении по СНиП 2.05.03–84* [5] $1 + \mu = 1,041$). При испытаниях отмечена низкая демпфирующая способность конструкции, поэтому каждая новая нагрузка вызывает дополнительные колебания при еще полностью не затухших колебаниях от предыдущей нагрузки.

По составленной пространственной конечноэлементной схеме были выполнены расчеты конструкции на фактическую испытательную нагрузку. Рассмотрены две характерные схемы загрузки, реализованные при испытании: схема, при которой крайняя полоса нагрузки расположена на расстоянии 1,5 м от ограждения безопасности, и схема, при которой нагрузка располагалась по оси пролетного строения. Полученные результаты в сравнении с результатами

испытаний свидетельствуют о том, что разработанная расчетная модель хорошо отражает фактическую работу конструкции (конструктивный коэффициент близок к единице).

Для дальнейшего исследования работы конструкции от воздействия временных нагрузок было выполнено загрузке модели пролетного строения следующими сочетаниями нагрузок:

1) расчетное значение собственного веса плюс нагрузка А11 с учетом всех коэффициентов;

2) расчетное значение собственного веса плюс тяжелая одиночная нагрузка в виде автопоезда полной массой 129,2 т в составе тягача МАЗ-543 с прицепом «ЧМЗАП-5530», перевозящим блок-бокс дизельной электростанции массой 62 т с учетом динамического коэффициента 1,1 в контролируемом режиме. Схема нагрузки представлена на рис. 8. Данное нагружение принято для расчета как один из возможных вариантов тяжелой нагрузки.

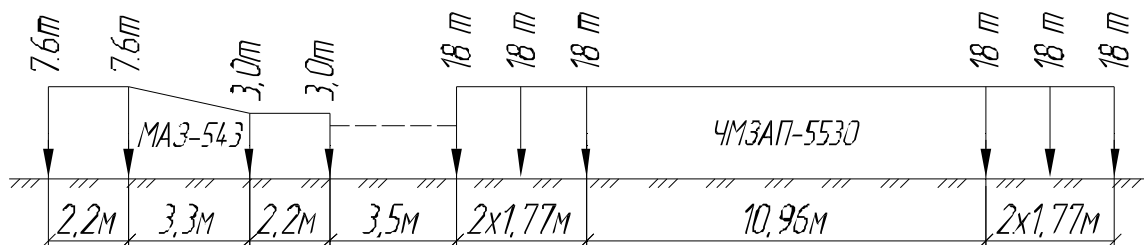


Рис. 8. Схема тяжелой нагрузки

Расчеты показали, что воздействие тяжелой нагрузки вызывает в приузловой зоне ряда сжатых элементов напряжения большие, чем расчетное сопротивление металла с учетом коэффициента продольного изгиба φ . Напряжения от нагрузки А11 при нормативном динамическом коэффициенте оказываются ниже расчетных сопротивлений металла, но с учетом особенностей динамической работы конструкции могут в некоторых элементах превышать расчетное сопротивление.

Распределение напряжений от тяжелой нагрузки в поперечном сечении элемента верхнего пояса фермы представлены на рис. 9. Напряжения в приузловой зоне превышают осевые на 20–30 %. Выравнивание напряжений по сечению происходит на расстоянии около 50–100 см от кромки фасонки.

Как видно из рис. 9, 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. 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 элементах верхнего пояса) могут возникать напряжения, близкие по величине к предельным или превышающие их.

По результатам расчета и испытаний выделены элементы, в которых могут развиваться погиби вертикальных полок уголков при проходе тяжелых временных нагрузок. Общее количество таких элементов составляет 58 шт. на одну ферму, и они могут быть разделены по грузоподъемности на три группы:

1-я — элементы, не обеспечивающие неконтролируемый пропуск груженых автомобилей типа КамАЗ-5511 (18 шт.);

2-я — элементы, обеспечивающие пропуск тяжелой обращающейся нагрузки (груженых автосамосвалов типа КамАЗ-5511), но имеющие грузоподъемность менее 90 % А11 и НК-80 (26 шт.);

3-я — элементы, имеющие грузоподъемность более 90 % А11 и НК-80 (14 шт.).

Такое ранжирование позволяет установить и стадийность работ по необходимому усилению конструкции для обеспечения пропуска современных нагрузок.

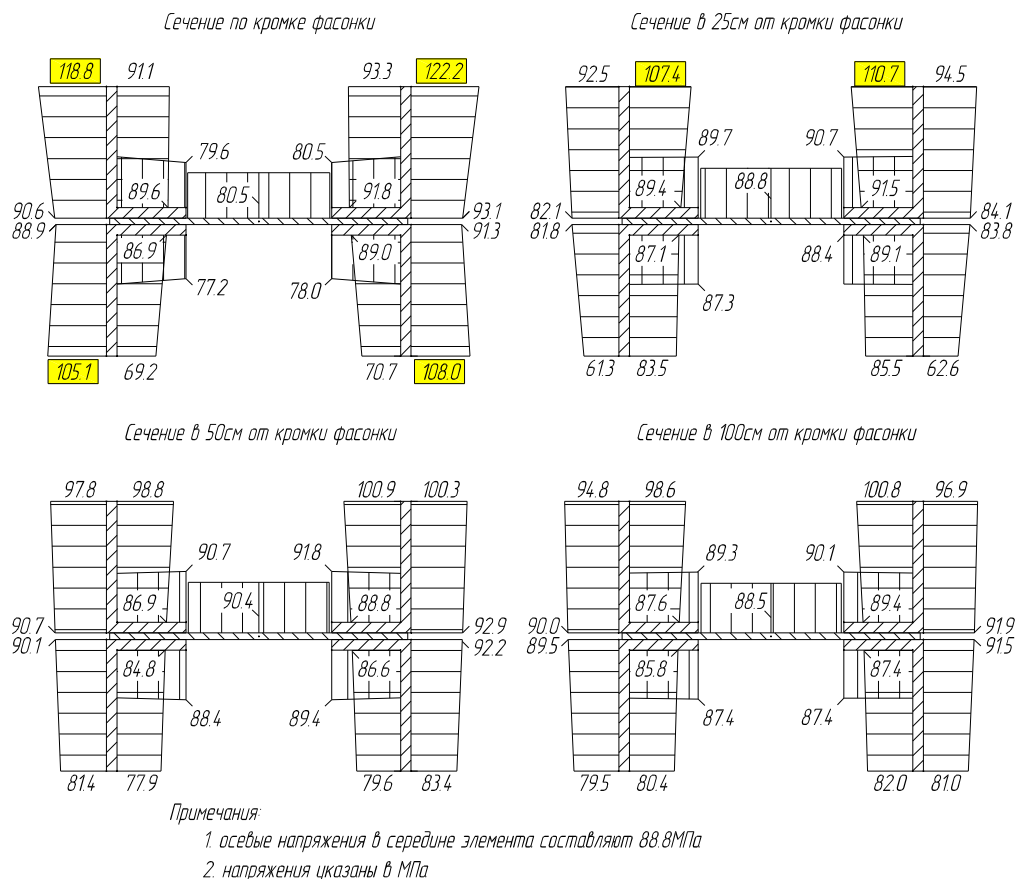


Рис. 9. Величины напряжений в приузловой зоне при загрузении вторым сочетанием нагрузок (тяжелый автопоезд)

Анализ погибей показал, что для ряда элементов наличие характерных деформаций не может быть объяснено только воздействием эксплуатационных нагрузок. В частности, к таким элементам относятся некоторые элементы нижнего и верхнего поясов и раскосов, которые являются преимущественно растянутыми с минимальными сжимающими усилиями либо вообще не испытывающими сжатия. Наиболее вероятной причиной потери местной устойчивости в этом случае являются монтажные усилия.

Точных сведений о технологии монтажа пролетного строения не сохранилось, но со слов очевидцев известно, что его собирали на левом берегу и затягивали на правый берег тросами. Особенностью пролетного строения является его очертание в профиле по дуге радиусом $R = 7389$ м. При этом отметка опирания на левобережном устое на 2,8 м ниже, чем на правобережном устое. Такое очертание не позволяет при продвижке просто протащить по накаточным устройствам пролет через все промежуточные опоры — неизбежно потребуются специальные вспомогательные устройства на промежуточных опорах и поддомкрачивание

пролетного строения на этих обустройствах на различных стадиях надвигки. Именно при подъемах-опусканиях неразрезной плети пролетного строения могли происходить перераспределения усилий в конструкции, приводящие к возникновению значительных сжимающих напряжений как в поясах ферм, так и в раскосах. Скорее всего, повреждения в таких элементах существовали со времен строительства, но значения им при предыдущих обследованиях не придавалось.

На основании проведенных работ можно утверждать, что пролетное строение не имеет достаточных запасов несущей способности для восприятия реально обращающихся по мосту нагрузок, что могло привести к образованию деформаций полок уголков в части элементов ферм вследствие перенапряжения и потери устойчивости на стадии эксплуатации. Значительное влияние на уровень несущей способности при этом оказывают динамические характеристики пролетного строения и особенности устройства проезжей части, подверженной образованиям регулярных выбоин в покрытии (по стыкам ортотропных плит), что приводит к значительному увеличению динамической составляющей воздействия нагрузок. На снижение динамической составляющей за счет постоянного поддержания проезжей части в исправном состоянии в этих условиях рассчитывать нецелесообразно. Поэтому для доведения грузоподъемности пролетного строения до уровня восприятия современной проектной нагрузки А11 необходимо выполнить усиление ряда элементов.

Расчеты конструкций усиления были выполнены методом конечных элементов с помощью программного комплекса COSMOS/М. Было смоделировано несколько возможных вариантов усиления конструкции. Первый вариант — накладки, прикрепляемые на высокопрочных болтах и перекрывающие стык горизонтальных листов смежных элементов поясов в узлах ферм. Второй вариант — накладка-усиление для вертикальных полок уголков в зоне максимальных концентраций напряжений. Третий вариант — накладка на всю длину элемента между узловыми фасонками. Самым оптимальным вариантом оказался третий, при котором распределение напряжений наиболее равномерно по всей длине элемента. При остальных возможных вариантах усиления в сечениях элементов главных ферм остаются зоны с напряжениями, превышающими расчетные сопротивления металла пролетных строений.

Выполненные исследования напряженно-деформированного состояния конструкций пролетного строения автодорожного моста позволили определить причины появления погибов в элементах главных ферм и разработать мероприятия для обеспечения надежности и долговечности сооружения.

Литература

1. *Определение* транспортно-эксплуатационных показателей моста ч/р. Томь у п. Байдаевка: Промежуточный отчет / ТИСИ; № ГР 78030067. Томск, 1981. 85 с.
2. *Барченков А.Г.* Динамический расчет автодорожных мостов. М., 1976. 199 с.
3. *Взаимодействие* железнодорожных мостов с подвижным составом / Н.Г. Бондарь, Ю.Г. Козьмин и др.; Под ред. Н.Г. Бондаря. М., 1984. 272 с.
4. *Казей И.И., Лесохин Б.Ф.* Исследование пролетных строений Проектстальконструкции на действующих мостах. М., 1953. 32 с.
5. *СНиП 2.05.03–84**. Мосты и трубы / Минстрой России. М., 1996. 214 с.