

Транспортные сооружения / Russian Journal of Transport Engineering <https://t-s.today>

2025, Том 12, № 4 / 2025, Vol. 12, Iss. 4 <https://t-s.today/issue-4-2025.html>

URL статьи: <https://t-s.today/PDF/16SATS425.pdf>

DOI: 10.15862/16SATS425 (<https://doi.org/10.15862/16SATS425>)

2.1.8. Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей (технические науки)

**Ссылка для цитирования этой статьи:**

Шевченко, Н. С. Работоспособность двухбалочных сталежелезобетонных пролетных строений при специфических случаях нагружения / Н. С. Шевченко, А. В. Каменчуков, А. А. Пиотрович // Транспортные сооружения. — 2025. — Т. 12. — № 4. — URL: <https://t-s.today/PDF/16SATS425.pdf>. DOI: 10.15862/16SATS425.

**For citation:**

Shevchenko N.S., Kamenchukov A.V., Piotrovich A.A. Performance of double-girder composite-concrete superstructures under specific loading cases. *Russian Journal of Transport Engineering*. 2025;12(4): 16SATS425. Available at: <https://t-s.today/PDF/16SATS425.pdf>. DOI: 10.15862/16SATS425. (In Russ., abstract in Eng.).

УДК 624.21/.8

**Шевченко Никита Сергеевич<sup>1</sup>**

ФГБОУ ВО «Тихоокеанский государственный университет», Хабаровск, Россия  
Аспирант Высшей школы транспортного строительства, геодезии и землеустройства  
E-mail: [nik\\_shev\\_most@mail.ru](mailto:nik_shev_most@mail.ru)

ORCID: <https://orcid.org/0009-0003-9725-2828>

РИНЦ: [https://elibrary.ru/author\\_profile.asp?id=1214570](https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=1214570)

**Каменчуков Алексей Викторович**

ФГБОУ ВО «Тихоокеанский государственный университет», Россия, Хабаровск  
Доцент Высшей школы транспортного строительства, геодезии и землеустройства  
Кандидат технических наук, доцент  
E-mail: [006641@togudv.ru](mailto:006641@togudv.ru)

ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-7997-3195>

РИНЦ: [https://elibrary.ru/author\\_profile.asp?id=767839](https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=767839)

SCOPUS: <https://www.scopus.com/authid/detail.url?authorId=57207104736>

**Пиотрович Алексей Анатольевич**

ФГБОУ ВО «Дальневосточный государственный университет путей сообщения», Россия, Хабаровск  
Профессор кафедры «Строительство»  
Доктор технических наук, профессор  
E-mail: [piotrovich@rambler.ru](mailto:piotrovich@rambler.ru)

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-7831-2173>

РИНЦ: [https://elibrary.ru/author\\_profile.asp?id=185314](https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=185314)

SCOPUS: <https://www.scopus.com/authid/detail.url?authorId=57205433776>

## Работоспособность двухбалочных сталежелезобетонных пролетных строений при специфических случаях нагружения

**Аннотация.** В статье представлен комплексный анализ работы конструкции сталежелезобетонного пролетного строения при реализации технологии строительно-монтажных работ по замене железобетонной плиты проезда на новую металлическую ортотропную по половине проезжей части при одновременном пропуске транзитного движения.

<sup>1</sup> <https://vk.com/andigar>

Детально рассмотрены конструктивные параметры двухбалочного сталежелезобетонного пролетного строения по наиболее распространённому на Дальнем Востоке типовому проекту 43282КМ. Обозначены основные случаи специфического нагружения пролетного строения технологическим оборудованием, механизмами и транзитным транспортом.

Авторами представлен комплексный анализ работы конструкции сталежелезобетонного пролетного строения при реализации замены плиты проезда на стадии демонтажа. Выявлено что несущая способность главных балок обеспечена. Однако отдельные конструкции, в частности поперечные связи не обеспечивают условие устойчивости при реализации работ, даны рекомендации к их усилению. В статье однозначно подтверждается, что ключевым условием успешного производства работ по реконструкции сталежелезобетонных мостов по половине проезжей части в технологической части производства является возведение под пролетным строением временной опоры.

Продемонстрированный в статье пример реконструкции сталежелезобетонных пролетных строений по типовому проекту 43282КМ моста через реку Быстрая в Камчатском крае с использованием временной опоры. Что является натурной демонстрацией внедрения отдельных результатов исследования. Полученные положительные значения конструктивного коэффициента в результате проведения статических испытаний подтверждают эффективность предлагаемых решений в плане переустройства пролетного строения в цельнометаллическое.

**Ключевые слова:** сталежелезобетонное пролетное строение; реконструкция; временная опора; временный мост; железобетонная плита проезжей части; металлический ортотропный настил; статические испытания моста; конструктивный коэффициент

## Введение

Сталежелезобетонные мостовые переходы на территории Дальневосточного региона стали особенно востребованы в начале семидесятых годов 20-го века в связи с активной модернизацией транспортного комплекса и динамичного увеличения развития транзитных грузовых, пассажирских перевозок и сервиса [1]. Стоит отметить, что для подавляющее большинство пролетных строений рассматриваемых сооружений выполнено применительно к таким типовым проектам как № 4801, № 43288 и № 3.503-18 для которых характерен расчетный пролет 42,0–42,5 метра при двухбалочной компоновочной схеме.

В среднем после 40–50 лет эксплуатации характерны дефекты на нижней поверхности плиты, проявляющиеся в многочисленных трещинах, расположенные поперек продольной оси и ориентированные по траектории рабочих стержней нижней сетки. Так что если поперечные трещины являются прямым следствием недостаточного армирования продольной арматуры плиты проезда [2], то её отсутствие в поперечном шве в шпоночном исполнении делает такой шов неработоспособным изначально. Дополнительно, следует отметить тот факт, что и для установления класса нагрузки и определения технического состояния в целом всего сооружения нередко определяющим фактором является состояние плиты проезда [3]. Натурное изучение аспектов технического состояния металлоконструкций, не выявило развитие силовых и температурных дефектов, а также усталостных процессов в несущих конструкциях в результате эксплуатации.

При реализации реконструкции на сталежелезобетонных мостах в части модернизация конструкций пролетных строений до требований современных нормативно-технических актов зачастую выбирается вариант с организацией пропуска транзитного транспорта по временному объезду часто пролегающему параллельно основному сооружению [4; 5]. Исходя из сопоставления экономических показателей проведения строительно-монтажных работ на сталежелезобетонных мостах [6,7], доля затрат на возведение конструктивно-технологического обеспечения

проведения реконструкции в виде временного объезда, включающего временный мост, а иногда и технологическую эстакаду для размещения строительной техники в случае исключения применения временных опор, может превышать 25 % от общей стоимости проекта. Зачастую в целях снижения стоимости всего проекта при расчете сметной стоимости преимущественно применяют повышенную оборачиваемость в стоимости временных конструкций, которая снижает стоимость конструкций в 7–10 раз.

Учитывая значительную дифференциацию производственных мощностей мостостроительных организаций в современное время на Дальнем Востоке. Фактор значительного снижения ресурсов, выделяемых на временные сооружения, может стать определяющим для участия предприятия в строительстве. Так как затраты трудовых и финансовых ресурсов на возведение временных мостов и технологической эстакады, фактически оказываются намного больше, чем те которые учтены в проектной документации.

Цель исследования: разработка эффективной технологии производства работ по замене существующей железобетонной плиты проезда на двухбалочных сталежелезобетонных мостах по половине проезжей части на металлический ортотропный настил. При одновременном пропуске транзитного транспорта по одной половине и размещении строительной техники на другой. Которая позволит исключить устройство временных объездных мостов и технологических эстакад.

Задачи, которые решаются в рамках данного исследования:

- Определение исходных конструкций сталежелезобетонных пролетных строений для дальнейшего анализа их работы и обозначение расчетных случаев нагружения.
- Оценка работы главных балок и конструктивных элементов при демонтаже железобетонной плиты проезжей части как наиболее невыгодного расчетного случая.
- Анализ результатов натурных испытаний реконструированного пролетного строения с внедрением отдельных технологических приемов исследуемой технологии.

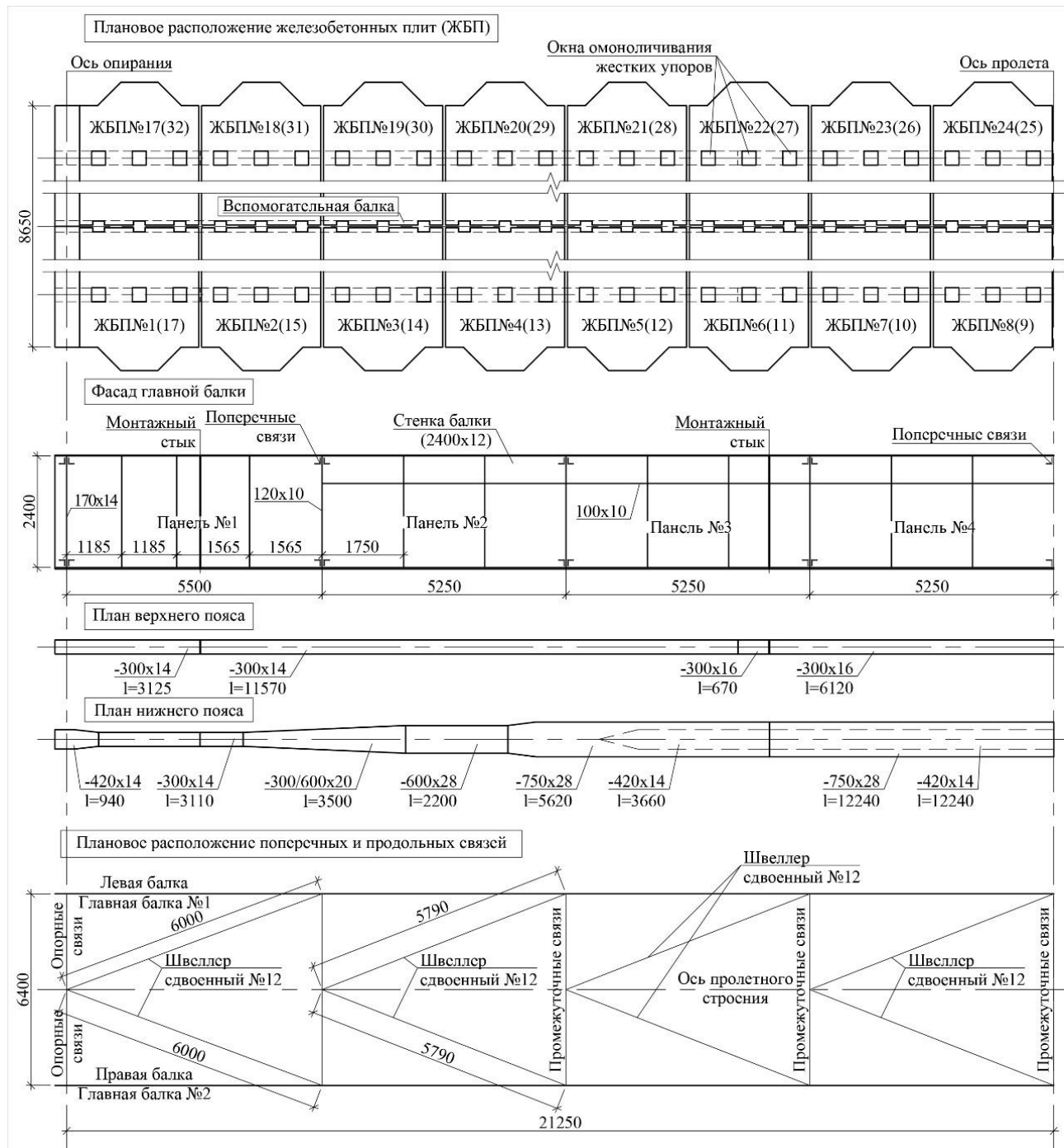
## Основная часть

### *Исходные параметры для анализа работы металлоконструкций*

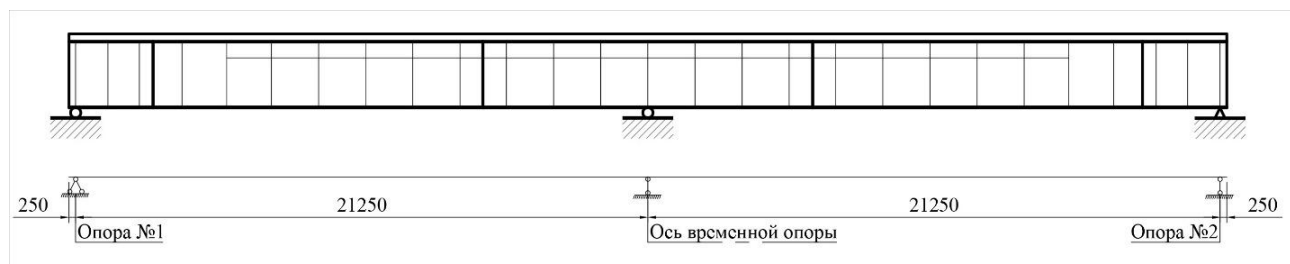
Для адаптации технологических операций было принято двухбалочное сталежелезобетонное пролетное строение с расчетным пролетом 42,5 м в соответствии с типовым проектом № 43282КМ, с габаритом проезжей части 8,0 метров (рис. 1). Данный габарит проезжей части наиболее часто представлен на искусственных сооружениях такого типа в Дальневосточном регионе [1].

Общий вид пролетного строения при проведении работ по реконструкции представлен на рисунке 2.

К дальнейшему детальному рассмотрению принят типовой проект издания 1966 года, ввиду меньшего сечения отдельных конструктивных несущих элементов. В частности, менее развитый по толщине металла верхний пояс и в первых третях пролета нижний пояс, чем в последующих изданиях данного типового проекта. А также как наиболее приближенном к реальным металлоконструкциям мостов, например через протоку озера Гасси или озера Синдинское расположенных на автомобильной дороге А-376 «Хабаровск — Лидога — Ванино — Комсомольск-на-Амуре» и других подобных расположенных в черте Дальневосточного федерального округа.



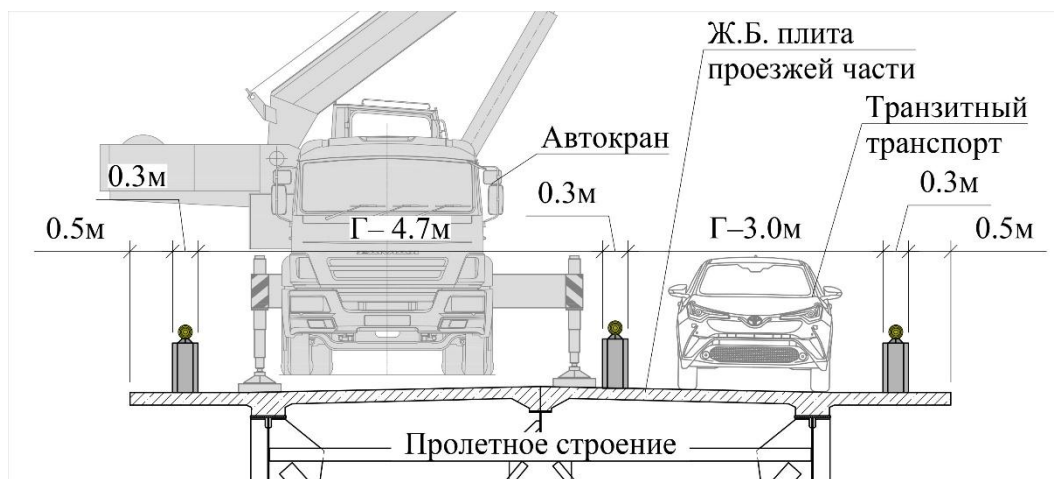
**Рисунок 1.** Конструкций сталежелезобетонного пролетного строения принятые при моделировании (составлен авторами)



**Рисунок 2.** Общий вид пролетного строения с временной опорой (составлен авторами)

В ходе оценки несущей способности при специфических условиях загрузки [8] приняты следующие основные параметры:

- движение транзитного транспорта, временная нагрузка А11, НК80 согласно СП 35.13330.2011<sup>2</sup>;
- габарит проезжей части Г-8,0 по типовому проекту с учетом полосы для движения транзитного транспорта 3,0 м и ширины для производства работ по демонтажу железобетонных плит Г-4,7 с учетом технологических ограждений как показано на рисунке 3;
- автомобильный кран модели КС-55732 грузоподъемностью 25 тонн, с длиной стрелы до 25 метров на шасси КАМАЗ-43118;
- бортовой грузовик на базе КАМАЗ-43253;
- ветровая нагрузка в соответствии с положениями СП 35.13330.2011<sup>2</sup> как для V ветрового района;
- инвентарные конструкции и вспомогательные подмости для проведения работ;
- тормозное усилие от полосы и поперечный удар от нагрузки типа АК11.



*Рисунок 3. Габариты участка строительно-монтажных работ и полосы транзитного транспорта (составлен авторами)*

Расчетная схема конструкции принята в соответствии с проектной геометрической схемой. Усилия и перемещения в элементах определены из условия их работы с сечениями брутто.

Величины нагрузок и воздействий для расчета пролетного строения по первой группе предельных состояний принимаются с коэффициентами, как для расчета по первому предельному состоянию.

Количество расчетных схем (РС) № 1-16 сталежелезобетонного пролетного строения назначено в соответствии с количеством железобетонных плит, на реконструируемой стороне пролета, подлежащих демонтажу. Для тщательной оценки несущей способности металлоконструкций, на начальном этапе демонтажа одной половины плит проезжей части общее число расчетных схем 16, в соответствии с рисунком 4, при тринадцати расчетных случаях нагружения.

<sup>2</sup> СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы» (с изменениями и дополнениями). URL: <https://internet.garant.ru/#/document/6180789> (дата обращения: 01.11.2025).



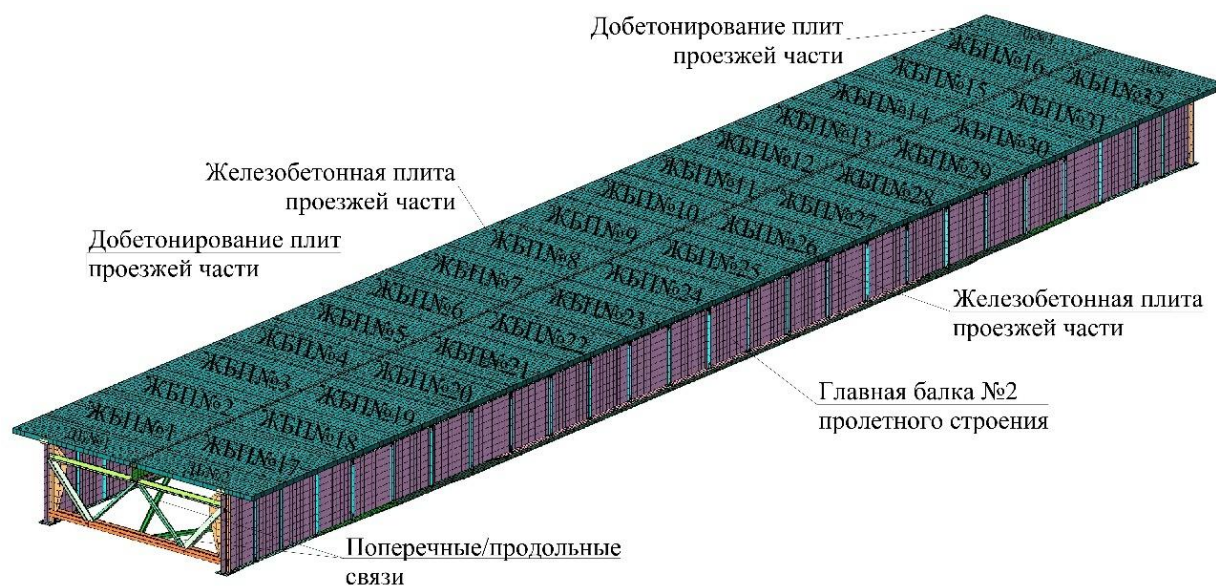
**Рисунок 4.** Схема расположения плит на пролетном строении (составлен авторами)

Таким образом, демонтаж одной плиты с пролетного строения представляет собой один расчетный случай с приложением всех сочетаний нагрузок. Общее количество ручных итераций анализа полученных значений в программных комплексах — 416 раз.

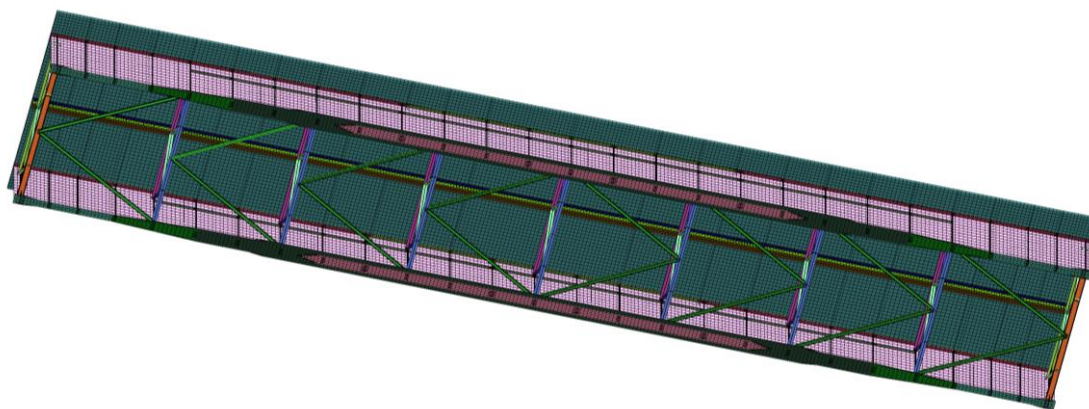
#### Оценка параметров механической надежности главных балок

Оценка несущей способности пролетного строения осуществлена с применением программных комплексов «MIDAS Civil» и «ЛИРА-САПР» [9], построение расчетных моделей и анализ полученных результатов выполнен в соответствии с действующей нормативно технической документацией. Конечно-элементная модель представлена плоскими плитными элементами в виде главных балок и железобетонной плиты, продольные и поперечные связи представлены стержневыми элементами. Общий вид численных моделей представлен на рисунках 5–8.

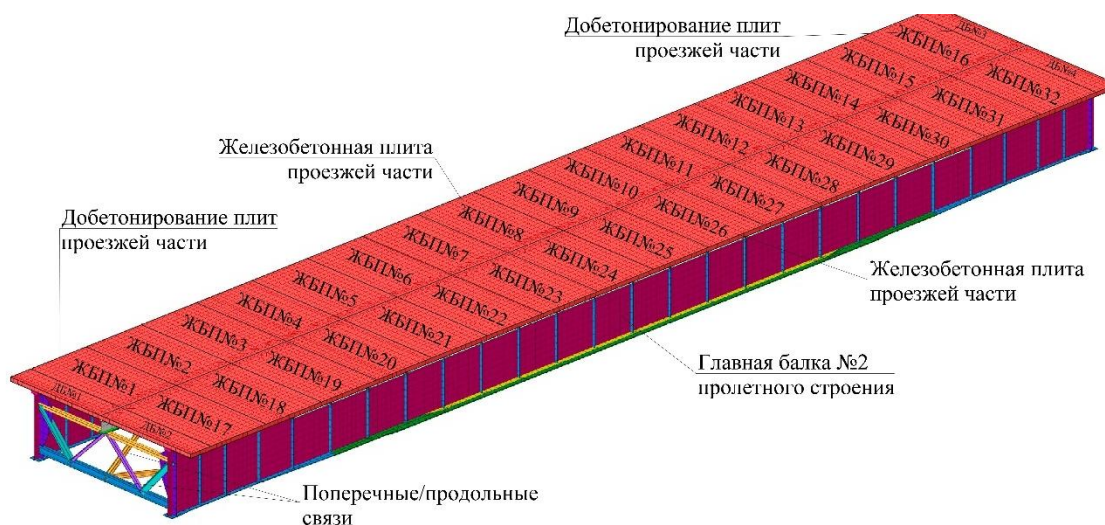
Размеры профилей, площади сечения, вес и справочные величины для конструкций приняты согласно, стандартам, действовавшим на момент разработки типового проекта металлоконструкций. Сталь главных балок — 15ХСНД, поперечные/продольные связи — 16Д.



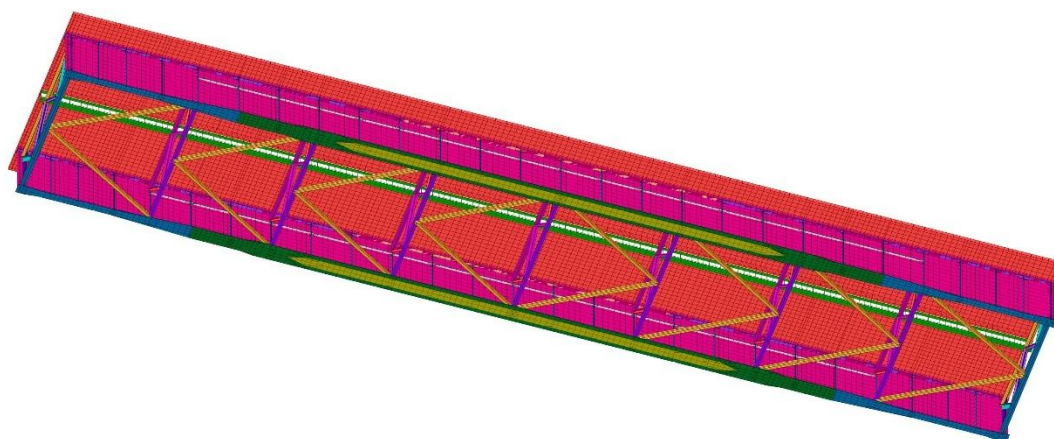
**Рисунок 5.** Вид сверху на расчетную схему пролетного строения с разбивкой сборных железобетонных плит проезжей части в ПК ЛИРА-САПР (составлен авторами)



**Рисунок 6.** Вид снизу на конечно-элементную модель пролетного строения в ПК ЛИРА-САПР (составлен авторами)



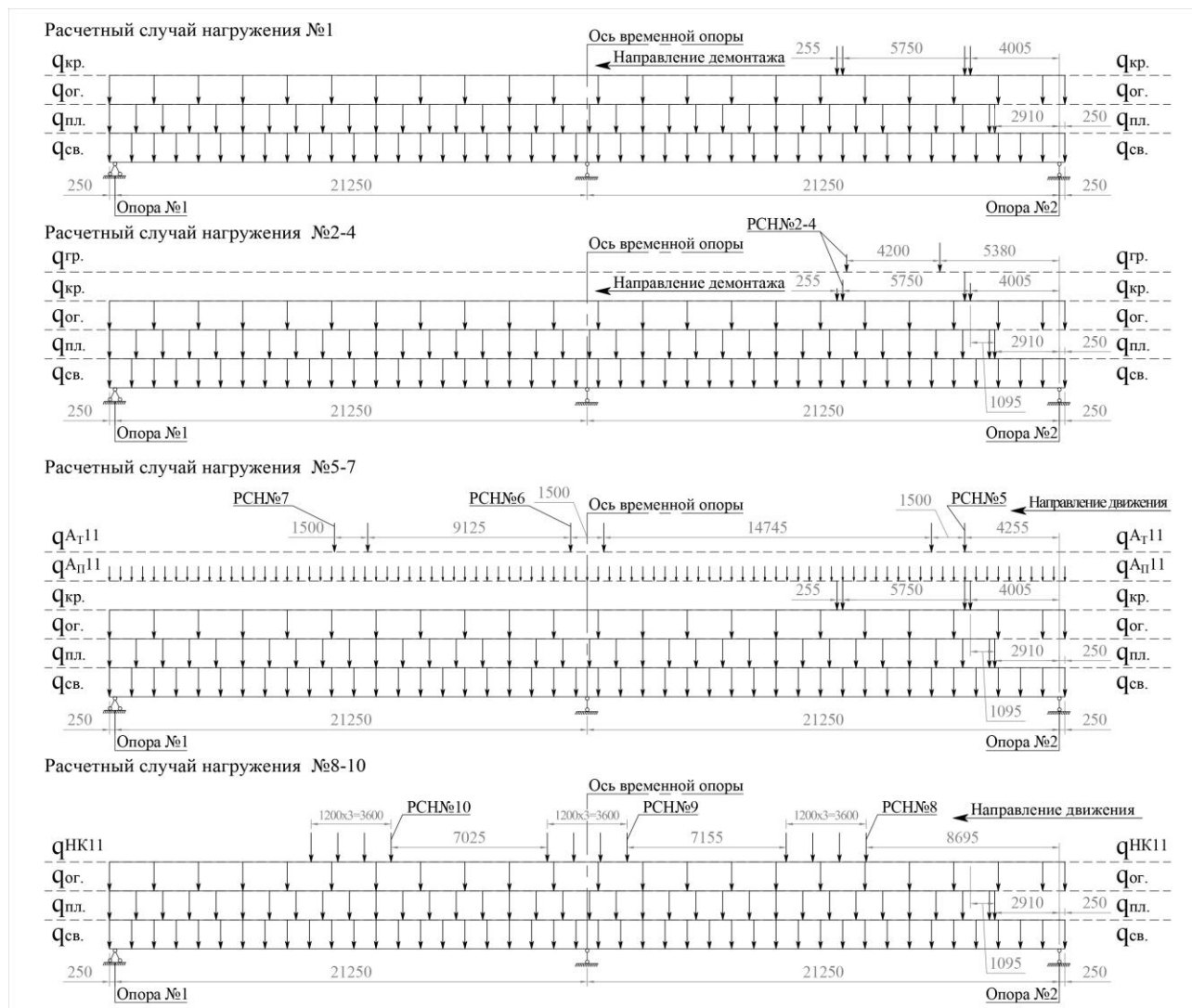
**Рисунок 7.** Вид сверху расчетной схемы пролетного строения с разбивкой сборных железобетонных плит проезжей части в ПК Midas Civil (составлен авторами)



**Рисунок 8.** Вид снизу на конечно-элементную модель сталежелезобетонного пролетного строения в ПК Midas Civil (составлен авторами)

Расчетные схемы приложения нагрузок в продольном направлении к пространственной модели при демонтаже первой железобетонной плиты (ЖБП) № 16 представлены на рисунке 9. Дальнейшие итерации в модели по удалению блоков сборных плит проезжей части аналогичны

перемещению крановой техники в направлении демонтажных работ. Работа по демонтажу существующих плит предполагается проводить автокраном методом «на себя» в технологические «окна», на время производства работ движение транзитного транспорта на мосту прекращается.

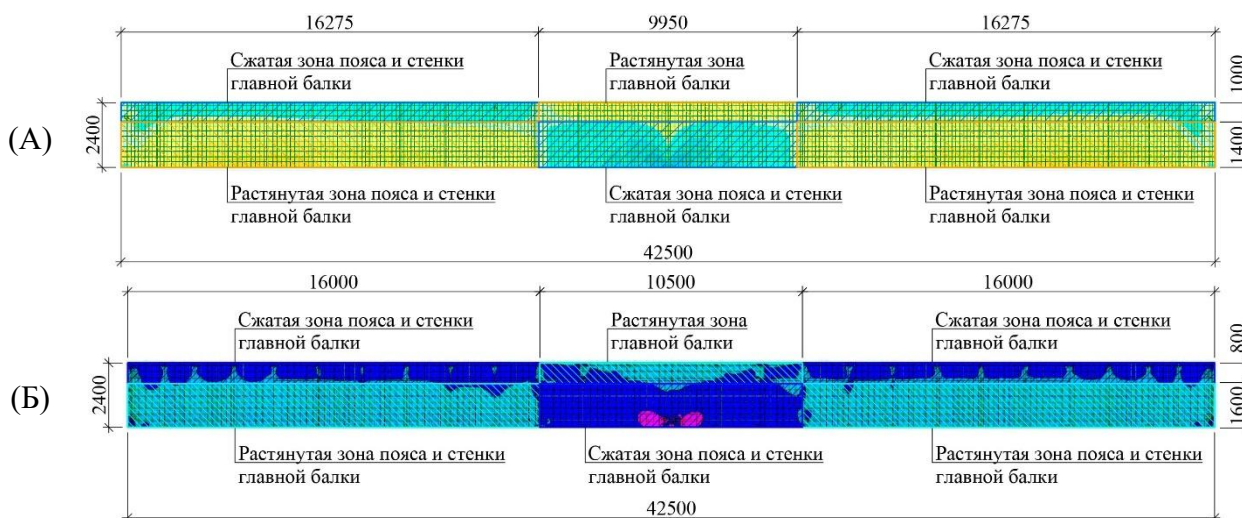


**Рисунок 9.** Продольные схемы загрузки пролетного строения при демонтаже существующих железобетонных плит проезжей части (составлен авторами)

Принимаются во внимание замечания И.Ю. Белуцкого [7; 8; 10] о необходимости сопровождения рассматриваемых работ подведением под реконструируемые пролетные строения двух временных опор. С целью развития технологической части предлагается применение одной временной опоры. Так, выполняется трансформация одного пролетного строения большой протяженности в двухбалочную неразрезную систему, о чем свидетельствуют распределение изополей на модели. На рисунке 10 представлена схема сжато-растянутых зон при реализации конечно-элементной модели.

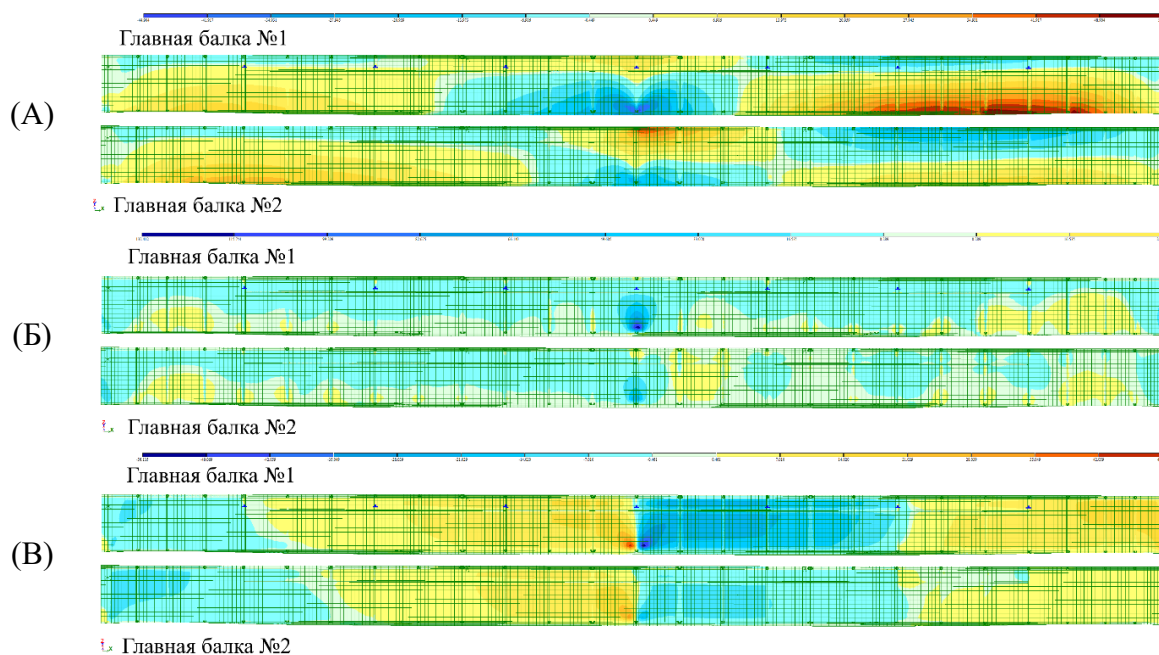
Особенностью сталежелезобетонных пролетных строений автодорожных мостов является возможность и обоснованность последовательного вовлечения их элементов в совместную работу при возведении пролёта, в соответствии с результатами Н.Н. Стрелецкого и других авторов [11; 12]. Так в стадии эксплуатации работа композитного сечения характеризуется сложным взаимодействием обжатого верхнего пояса двутавровых главных балок и железобетонной плиты. Подведение временной опоры по центру пролета в совокупности с возможностями решения обратной задачи по регулированию внутренних

усилий в сжатом верхнем поясе путем выдомкрачивания в два этапа предлагаемых И.Ю. Белуцким [10] с целью формирования ресурса грузоподъемности. Что позволяет производить решение плоской задачи, без учета напряженно-деформированного в плитной конечно-элементной модели.

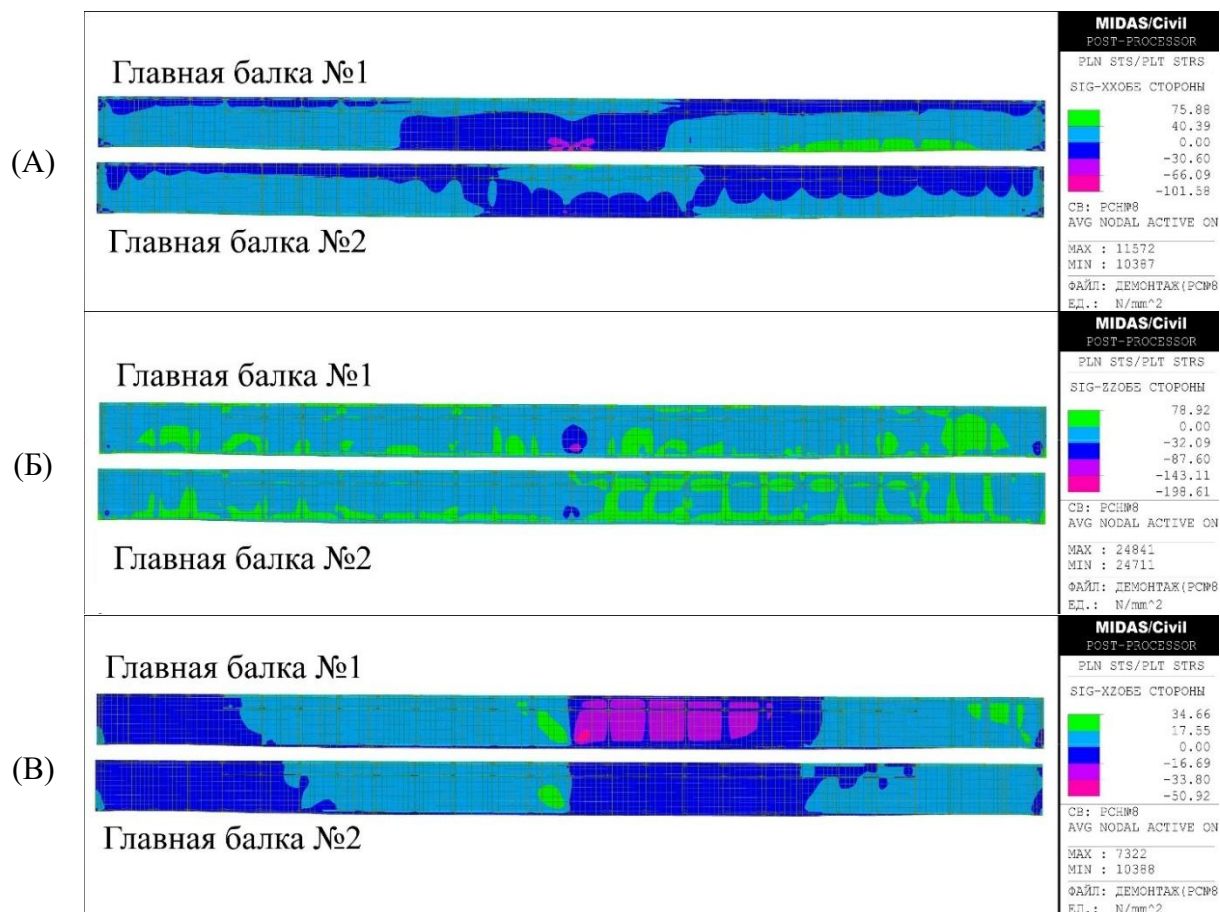


**Рисунок 10.** Схема сжато-растянутых зон главных балок по технологической схеме проведения работ из программных комплексов: (А) ПК ЛИРА-САПР; (Б) MIDAS Civil (составлен авторами)

Расчет пролетного строения с учетом специфического нагружения и последовательного демонтажа одной стороны железобетонных плит в программах позволил получить основные параметры работы конструкции. По представленным ранее исходным данным анализ каждого расчетного случая, выявил самым неблагоприятным №8 при расчетной схеме нагружения № 8 когда происходит демонтаж 1/4 всех плит и при этом происходит пропуск тяжелой тележки НК11 в положении № 1. Графические результаты представлены на рисунке 11 и 12.



**Рисунок 11.** Изополя распределения напряжений, конечно-элементной модели главных балок из программного комплекса ЛИРА-САПР при расчетном случае №8, расчетном случае нагружения № 8: (А) Нормальные напряжения  $\sigma_{x-x}$  (-44,90/55,95 МПа); (Б) Нормальные напряжения  $\sigma_{y-y}$  (-132,41/28,93 МПа); (В) Касательные напряжения  $\tau_{x-y}$  (-56,14/46,17 МПа) (составлен авторами)



**Рисунок 12.** Изополя распределения напряжений, конечно-элементной модели главных балок из программного комплекса Midas Civil при расчетном случае № 8, расчетном случае нагружения № 8: (А) Нормальные напряжения  $\sigma_{x-x}$  (-101,58/75,88 МПа); (Б) Нормальные напряжения  $\sigma_{y-y}$  (-198,61/78,92 МПа); (В) Касательные напряжения  $\tau_{x-y}$  (-50,92/34,66 МПа) (составлен авторами)

Разделение сталежелезобетонного сечения характеризует не стандартную работу металлоконструкций, по мимо напряжений от изгибающего момента в упругой стадии, характеризующейся нормальными напряжениями в локальной оси X-X конечного элемента, в результате обретения верхним поясом свободы выпучивания в горизонтальной плоскости и достаточно плотным объединением поперечными и продольными связями главных балок в уровне нижнего и верхнего пояса, возникают напряжения не связанные с стандартной работой металлоконструкции заложенной в нее разработчиками типового проекта. О чем свидетельствуют результаты расчета напряжений по осям X-X и Y-Y в конечных элементах представленные на рисунке 12 и 13.

Сопоставить сложное двусное напряженное состояние с предельным состоянием для изотропного материала при одноосном растяжении (предел текучести для стали 15ХСНД) выполнялось при помощи эквивалентных напряжений. Процессор расчетных программ с помощью которых осуществляется анализ работы пролетного строения позволяет производить сравнение нормальных напряжений по второй теории прочности наибольших касательных напряжений (теория прочности Треска — Сен-Венана) и четвертой энергетической теории Губера — Мизеса (критерий текучести фон Мизеса).<sup>3</sup>

<sup>3</sup> Степин П.А. Сопротивление материалов: Учеб. для немашиностроит. спец. вузов. — 8-е изд. — М.: Высшая школа, 1988. — 367 с.

Условие по которой выполняется проверка на исчерпание предела текучести в ПК Midas Civil по теории эквивалентных (приведенных) напряжений по Мизесу и критерию Треска производится по формулам 1 и 2 соответственно:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 2\sigma_y^2 \quad (1)$$

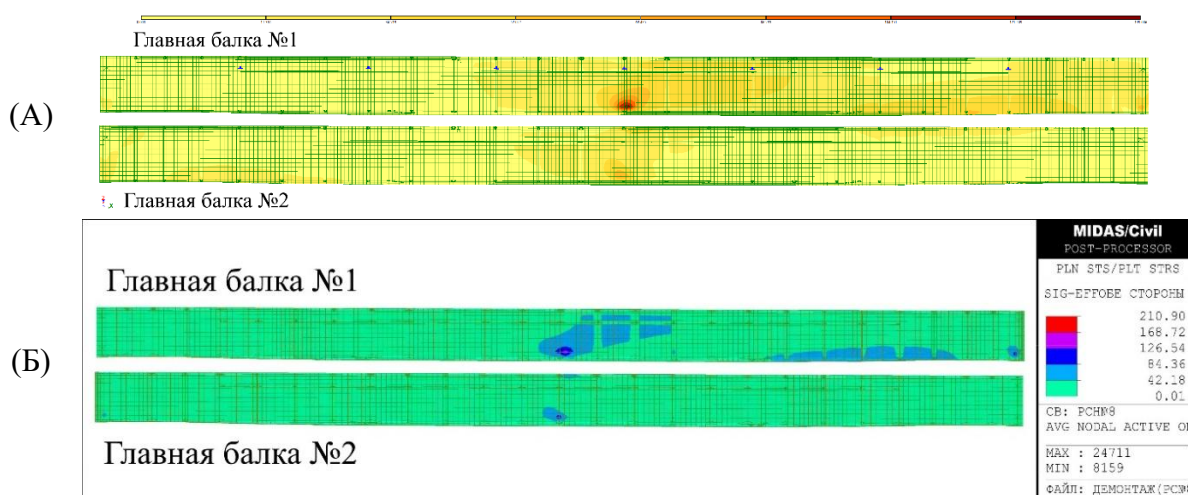
$$\tau_{\max} = \frac{|\sigma_1 - \sigma_3|}{2} \leq \tau_{\text{adm}} \quad (2)$$

В программном комплексе ЛИРА САПР расчетный процессор ЛИТЕРА предназначен для вычисления главных и эквивалентных напряжений в конечных элементах. Для сравнительного анализа программ представлены энергетической теорией (Губер-Хенки-Мизес) и наибольших касательных напряжений, которые представлены формулами 3 и 4:

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} \quad (3)$$

$$\sigma_{\text{red}} = \sigma_1 - \sigma_3 = 2\tau_{\max} \quad (4)$$

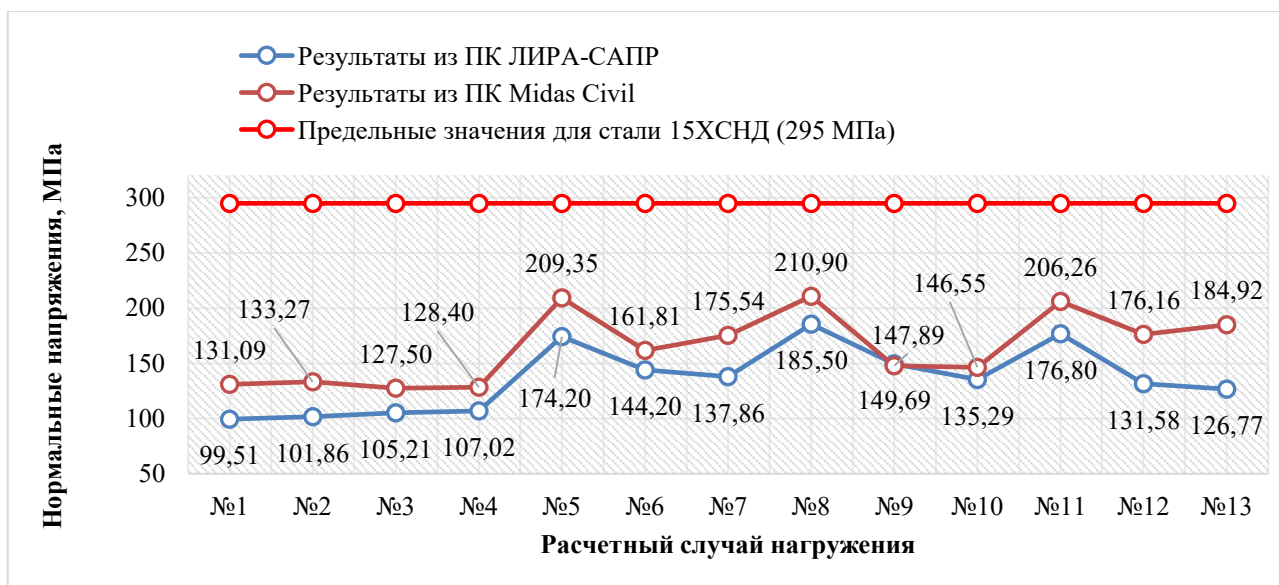
Распределение изополей эквивалентных напряжений в главных балках представлено на рисунке 13. График зависимости распределения максимальных эквивалентных напряжений от сочетаний нагрузок для самого неблагоприятного расчетного случая показан на рисунке 14 и 15.



**Рисунок 13.** Изополя распределения эквивалентных (приведенных) напряжений: (А) ПК ЛИРА-САПР; (Б) MIDAS Civil (составлен авторами)

Ввиду изменения работы металлоконструкций на неразрезную двухпролетную балку, центральное поперечное сечение главных балок испытывает значительные усилия явно нехарактерные для рядовой эксплуатации сооружения, о чем свидетельствуют изополя нормальных напряжений (рис. 11 и 12). В целом анализ результатов расчета в двух программах показывает, что оба программных комплекса дают достаточно близкие значения рассчитываемых величин усилий и напряжений. Различия в значениях не превышают 20 % [13; 14]. Однако программный комплекс Midas Civil показывает менее податливое пролетное строение в сравнении с его аналогом, так для дальнейшей проверки принимаются результаты этой программы.

При наиболее невыгодном расчетном случае максимальное приведённое нормальное/касательное напряжение имеет значение 210,9/115,2 МПа, что меньше предельного регламентируемого пунктом 8.8 и 8.9 СП 35.13330.2011<sup>2</sup> как 295/171,76 МПа соответственно. Проверка по прочности главных балок выполняется. Дополнительные мероприятия по усилению конструкций на время производства работ не требуется.



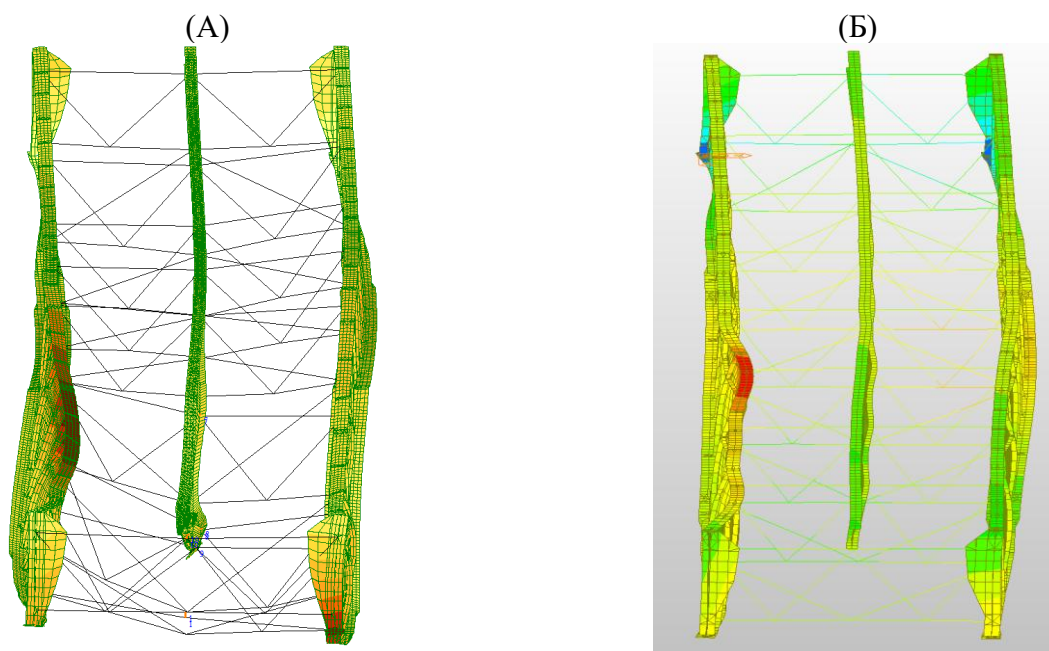
**Рисунок 14.** График распределения эквивалентных нормальных напряжений в главных балках согласно четвертой энергетической теории (гипотеза Губера-Мизеса) для расчетного случая № 8 (составлен авторами)



**Рисунок 15.** График распределения эквивалентных касательных напряжений в главных балках согласно третьей энергетической теории наибольших касательных напряжений (Напряжения по Треска) для расчетного случая № 8 (составлен авторами)

В заключении стоит подчеркнуть, что при изучении деформаций главных балок в условиях их специфического нагружения обнаружено существенное влияние крутильных деформаций, помимо изгибных, на главную балку, по которой осуществляется демонтаж плит. Это деформированное состояние наглядно представлено на рисунке 16.

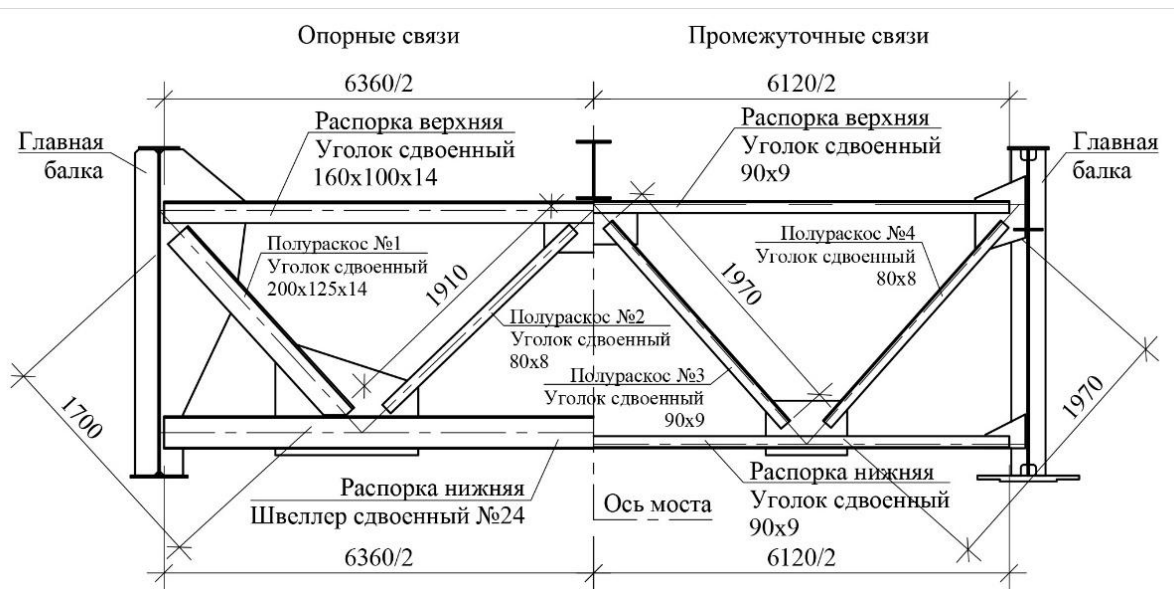
Результат однозначно устанавливает актуальность проверки условия устойчивости широких полок в двутавровом сечении, не подкреплённых ребром жесткости, и устойчивости изгибно-крутильной формы сплошностенчатых балок [15], что соответствует случаю расчета сталежелезобетонного пролетного строения на технологические нагрузки при варианте смены плиты проезжей части и как более невыгодный вариант загрузки пролетного строения — дополнительный пропуск транзитного транспорта при реализации метода проведения строительно-монтажных работ по половине проезжей части [16].



**Рисунок 16.** Схема деформированного состояния главных балок: (А) ПК ЛИРА-САПР; (Б) MIDAS Civil (составлен авторами)

### Проверка свойств поперечного сечения как замкнутого контура

Пристального внимания заслуживают поперечные и продольные связи которые в сталежелезобетонном сечении придают ему свойства замкнутого контура. Ведь при постепенном удалении железобетонной части пролета, связи значительно изменяют схему своей работы. Геометрические параметры опорных/промежуточных поперечных связей пролетного строения представлены на рисунке 17. Продольные ветровые связи представлены на рисунке 1.



**Рисунок 17.** Геометрические параметры поперечных связей пролетного строения (составлен авторами)

Оценку устойчивости продольных и поперечных связей проведем аналитическим методом в соответствии с пунктом 8.36 СП 35.13330.2011.<sup>2</sup>

При определении предельных значений расчетная длина  $L_{ef}$  определена по п. 8.54 СП 35.13330.2011<sup>2</sup> с учетом геометрии связей главных балок. Аналитическое решение по поиску предельных усилий в элементах связей сведена в таблицу 1.

Таблица 1

Предельные значения сжато-растянутых усилий для продольных и поперечных связей

Наименование элемента	$I_{x-x}$ , см <sup>4</sup>	$r_x$ , м	$L_{ef}$ , м	$\lambda_{ef}$	$A_{сеч.}$ , см <sup>2</sup>	$\sigma$ , Н/мм <sup>2</sup>	$N_{раст.}$ , кН	$\varphi$	$N_{сжат.}$ , кН
Продольные связи									
Полураскос в панелях 1,8 (Сдвоенный швеллер № 12)	608	0,048	6,00	125,50	26,6	215	571,9	0,407	-232,59
Полураскос в панелях 2–7 (Сдвоенный швеллер № 12)	608	0,048	5,79	121,11	26,6	215	571,9	0,429	-245,06
Опорные связи									
Распорка верхняя (Сдвоенный уголок 160×100×14)	1794	0,051	6,36	125,09	69,4	215	1 492,1	0,405	-603,62
Полураскос № 1 (Сдвоенный уголок 200×125×14)	3602	0,064	1,70	26,54	87,8	215	1 887,7	0,887	-1674,24
Полураскос № 2 (Сдвоенный уголок 80×80×8)	147	0,024	1,91	78,19	24,6	215	528,9	0,699	-369,73
Распорка нижняя (Сдвоенный швеллер № 24)	5800	0,097	6,36	65,33	61,2	215	1 315,8	0,759	-998,27
Промежуточные связи									
Распорка нижняя/верхняя (Сдвоенный уголок 90×90×9)	236	0,028	6,12	222,52	31,2	215	670,80	0,145	<b>-97,24</b>
Полураскос № 3 (Сдвоенный уголок 90×90×9)	236	0,028	1,97	71,63	31,2	215	670,80	0,732	-490,92
Полураскос № 4 (Сдвоенный уголок 80×80×8)	146,8	0,024	1,97	80,64	24,6	215	528,90	0,686	-362,91

Составлена авторами

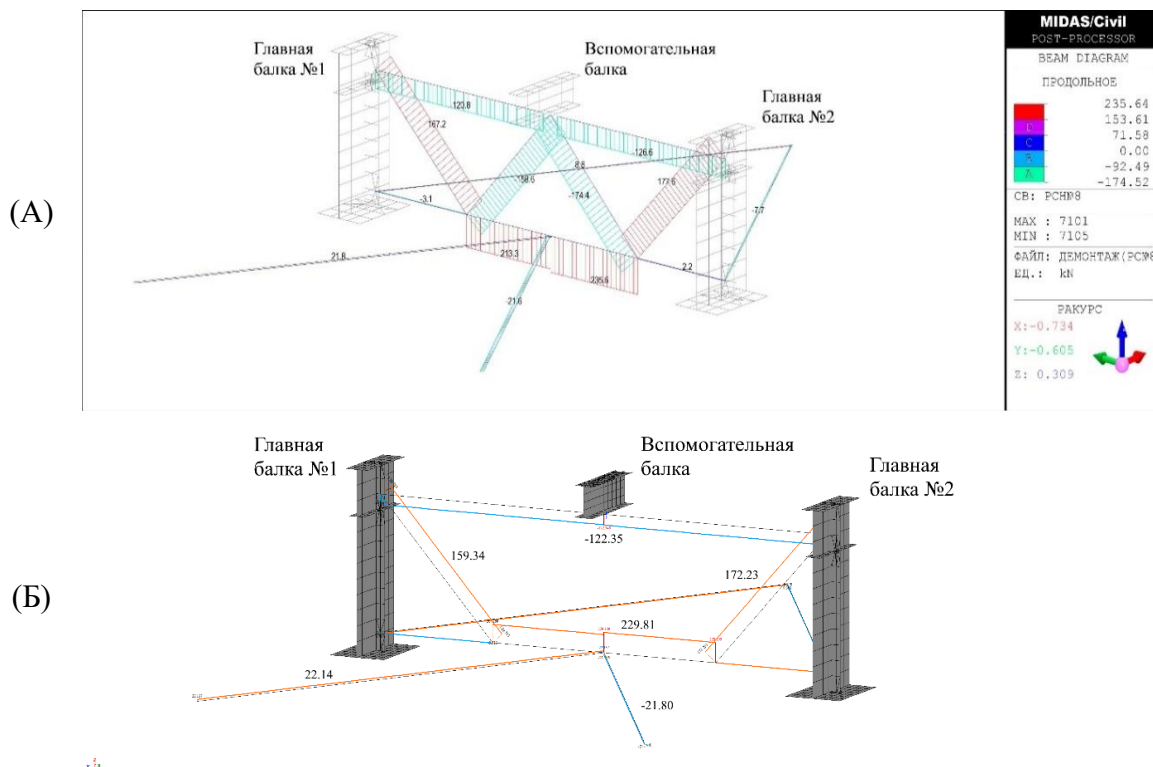


Рисунок 18. Эпюры максимальных продольных усилий в элементах поперечных связей, кН: (А) MIDAS Civil; (Б) ПК ЛИРА-САПР (составлен авторами)

Наибольший интерес представляют распорки промежуточных связей как наиболее уязвимый к сжатию элемент. Как отмечено ранее, за счет снятия железобетонной плиты балки распорки промежуточных связей будут испытывать большие усилия за счет появления свободы деформации из нормальной плоскости работы у главных балок. Так у нижней распорки имеется дублирующий элемент в виде продольных связей, воспринимающий частично сжимающие усилия и распределяющий между смежными панелями, у верхней данным элементом, значительно влияющим на жесткость, была железобетонная плита. Схема работы поперечных связей представлена на рисунке 18.

Исходя из полученных в программах результатов, продольные усилия в сжатой верхней распорке поперечных связей достигают значения — 127,6 кН, что значительно больше допускаемых значений, для рассматриваемых в таблице 1. Вывод — условие по несущей способности элементов не выполняется. Соответственно подтверждается теория о том, что в следствии демонтажа железобетонного элемента и обретения верхними поясами свободы выпучивания в поперечной плоскости увеличивается нагрузка на конструктивные элементы, которые не предполагали несущей роли.

Для составления картины развития усилий рассматривается поперечная связь между панелями № 2 и № 3, график роста усилий представлен на рисунке 19.



**Рисунок 19.** График распределения сжимающих усилий в верхней распорке промежуточных связей в зависимости от расчетного случая (составлен авторами)

Из анализа кривой возрастания сжимающих усилий, можно сделать вывод о резком увеличении нагрузки на связи по мере снятия плит и приближения к центру пролета. В решении вопроса обеспечения несущей способности связующих элементов постоянное усиление верхних распорок не экономически и технически целесообразно, ввиду того что после монтажа блоков ортотропных плит и объединения их в единую структуру с главными балками, распорки будут играть исключительно конструктивную роль поддержки для вспомогательной балки. Таким образом, в перечень подготовительных работ, предшествующих началу демонтажа, включается установка вспомогательных связей в уровне верхнего пояса для вовлечения в систему поперечных связей дублирующих элементов для верхних распорок по аналогии с ветровыми связями для нижних. Аналог данного усиления представлен и в типовом проекте, для реализации продольной надвижки металлоконструкций и, следовательно, есть вероятность при реконструкции обнаружить уже готовые монтажные отверстия, что значительно упростит их монтаж в условиях стеснённости.

**Пример реновации сталежелезобетонного пролета  
по типовому проекту 43282КМ с использованием временной опоры**

С целью демонстрации натурального использования временных опор как технологического сопровождения при модернизации сталежелезобетонного пролетного строения в цельнометаллическую структуру рассматривается пример капитального ремонта моста через реку Быстрая расположенного на автомобильной дороге «Начикинский с/х — Усть-Большерецк — п. Октябрьский» в Камчатском крае. Несущие конструкции моста представляют собой первую итерацию проекта 43282КМ. Схема моста —  $5 \times 43,0$  м, габарит — Г-8,0 м. Схема расположения моста приведена на рисунке 20. Общий вид моста до проведения работ представлен на рисунке 21 и 22.

В ходе обследования данного моста, спустя 50 лет эксплуатации, были выявлены многочисленные дефекты в железобетонной плите проезжей части, значительно влияющие на эксплуатационные характеристики моста в целом [2].



(Координаты WGS-84 — X: 52.923169, Y: 156.601056)

**Рисунок 20.** Обзорная схема расположения моста через реку Быстрая  
(составлен авторами на основе картографических материалов сервиса Яндекс.Карты)

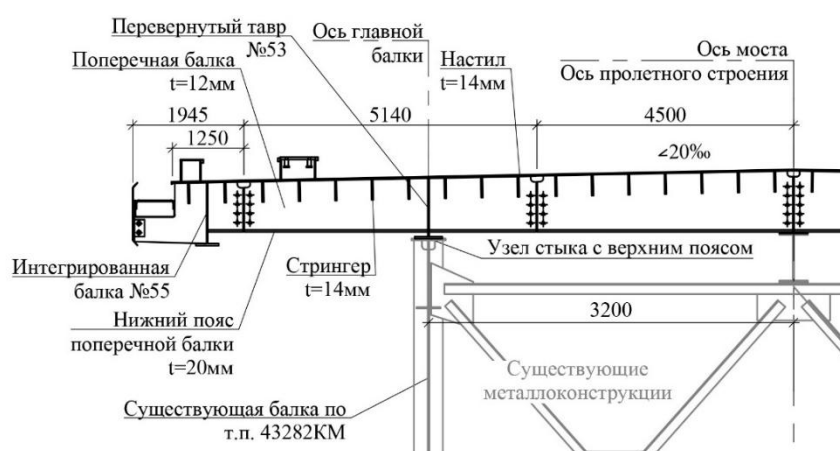


**Рисунок 21.** Вид сверху на мост через реку Быстрая до ремонтных работ (фото автора)



**Рисунок 22.** Общий вид фасада моста через  
реку Быстрая до ремонтных работ (фото автора)

Проектом предусматривалась замена существующих железобетонных плит на металлический ортотропный настил, с сохранением главных балок, отвечающий современным нормам по грузоподъемности. Габарит моста оставался прежним Г-8,0. Проектные нагрузки — А-11, НК-80. Общий вид металлоконструкций представлен на рисунке 23.



*Рисунок 23. Геометрические характеристики поперечного сечения металлического пролетного строения после ремонта моста через реку Быстрая (составлен авторами)*



*Рисунок 24. Демонтаж существующих железобетонных плит проезжей части моста через реку Быстрая (фото автора)*

Проезжая часть была выполнена из сборных железобетонных плит проезжей части опирающихся на верхние пояса двух главных балок и по центру на вспомогательную балку. Железобетонные плиты объединялись посредством жестких упоров в количестве трех штук на длину сборной плиты. Плиты объединены по поперечным швам шпоночным соединением. Процесс демонтажа существующих плит представлен на рисунке 24.

Контроль начального напряженно-деформированного состояния металлоконструкций пролетного строения двух балочной структуры выполнялся с применением технологии регулирования внутренних усилий (выдомкрачивание) с временной опоры по центру расчетного пролета. Конструкция опор представляла собой две сваи оболочки, объединенные поверху металлической насадкой, погружение столбов выполнялось с помощью вибропогружателя снаружи пролета и сквозь него. Конструкции объединялись на сварке. Установка временных опор выполнялась перед началом выполнения монтажа блоков ортотропной плиты, параллельно с подготовкой балок к объединению. Фото производства работ по установке временной опоры приведены на рисунке 25.



*Рисунок 25. Сооружение временных опор под пролетными строениями моста через реку Быстрая (фото автора)*

Монтаж металлических блоков ортотропных плит выполнялся с поверхности проезжей части, стреловым гусеничным краном Hitachi KH180 снаряженной массой 46,9 тонны. Работы выполнялись последовательно от начала моста к концу, блоки объединялись на высокопрочных болтах с балками по мере монтажа поперечной секции. На время постановки болтов и накладок кран убирался с пролета. Процесс монтажных работ представлен на рисунке 26.



*Рисунок 26. Монтаж блоков ортотропных плит на пролетных строениях моста через реку Быстрая стреловым краном с помощью временной опоры (фото автора)*

По завершении монтажа блоков и их объединении фрикционными соединениями на высокопрочных болтах, конструкции временных опор демонтировались. Общий вид конструкций после ремонта представлен на рисунке 27.



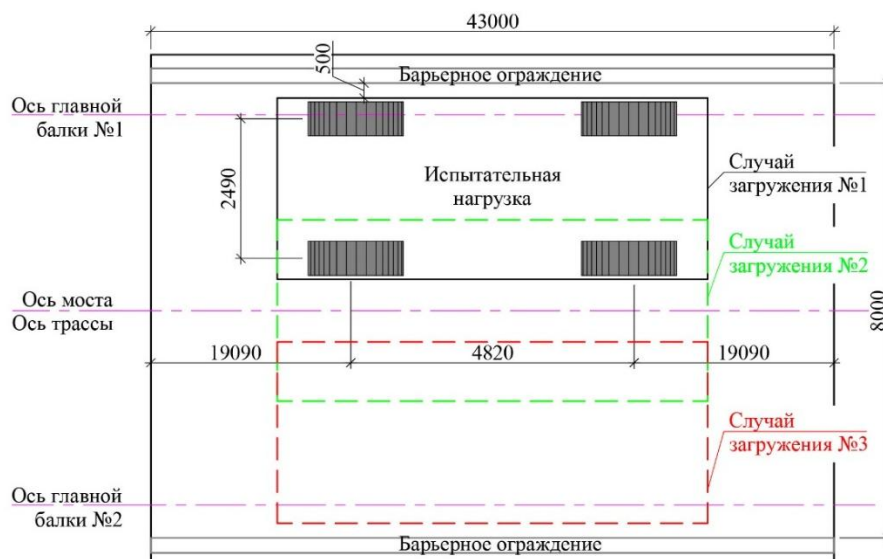
*Рисунок 27. Общий вид фасада металлических пролетных строений моста через реку Быстрая (фото автора)*

По завершению основных ремонтных работ производились статические испытания нагружением контрольной временной подвижной нагрузкой, с целью комплексной проверки вовлечения в общую работу металлоконструкций при перераспределении внутренних усилий на этапе возведения с помощью временной опоры расположенной по центру расчетного пролета. Жесткость пролетного строения оценивается путем сравнения фактической работой металлоконструкций главных балок под контрольной нагрузкой, с расчетным значением прогиба на основе стержневой и плитной конечно-элементной модели в программном комплексе MIDAS Civil и ЛИРА САПР соответственно.

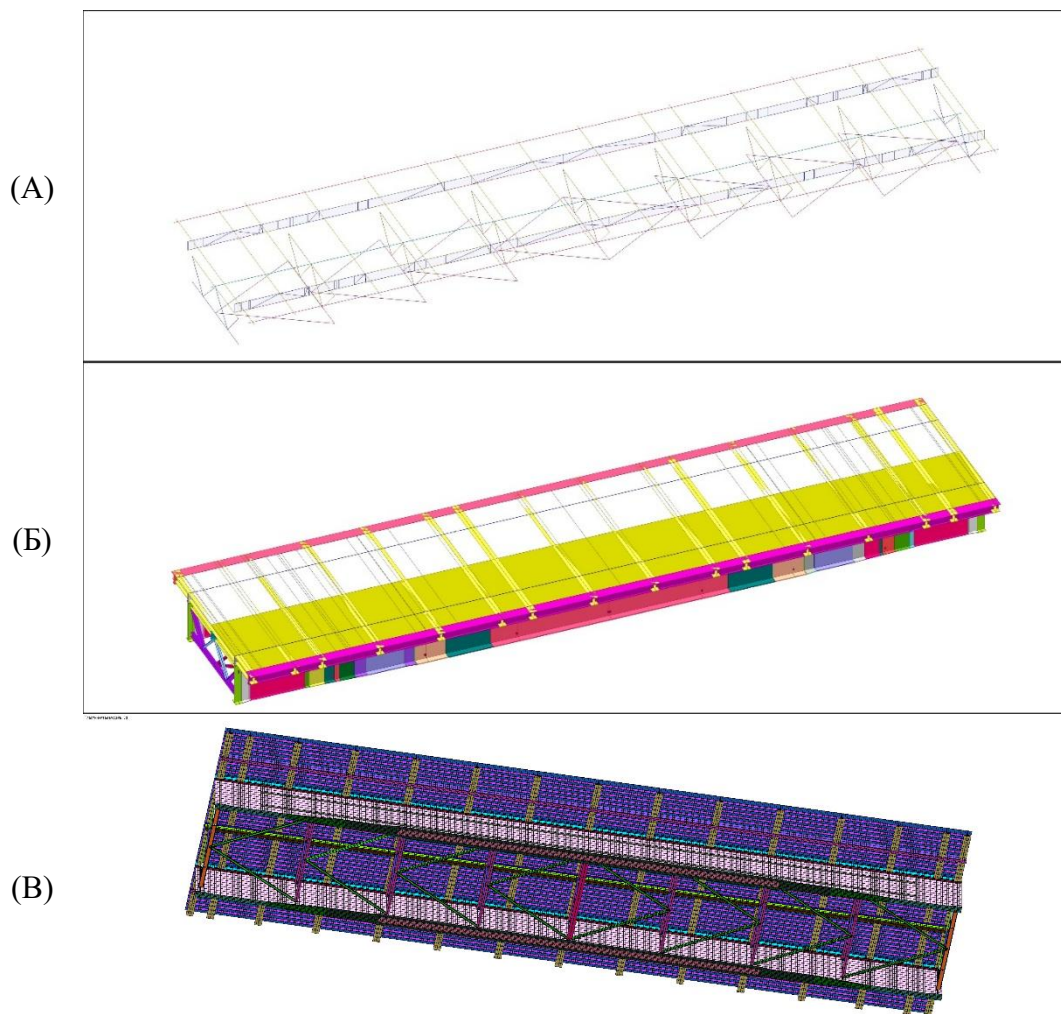
Для реализации цели настоящего испытания принята схема нагружения испытываемого пролетного строения контрольной статичной нагрузкой в виде мобильного короткобазного крана Kobelco RK450 общей снаряженной массой 37,460 тонн.<sup>4</sup>

Расчетные случаи загрузки представляются тремя схемами. Графическое изображение расположения крана при реализации испытаний отражена на рисунке 28. Аксонометрия модели в расчетных программных комплексах представлена на рисунке 29.

<sup>4</sup> Specifications rough terrain crane Kobelco Model: RK450-2. KOBELCO Kobe Steel, LTD.

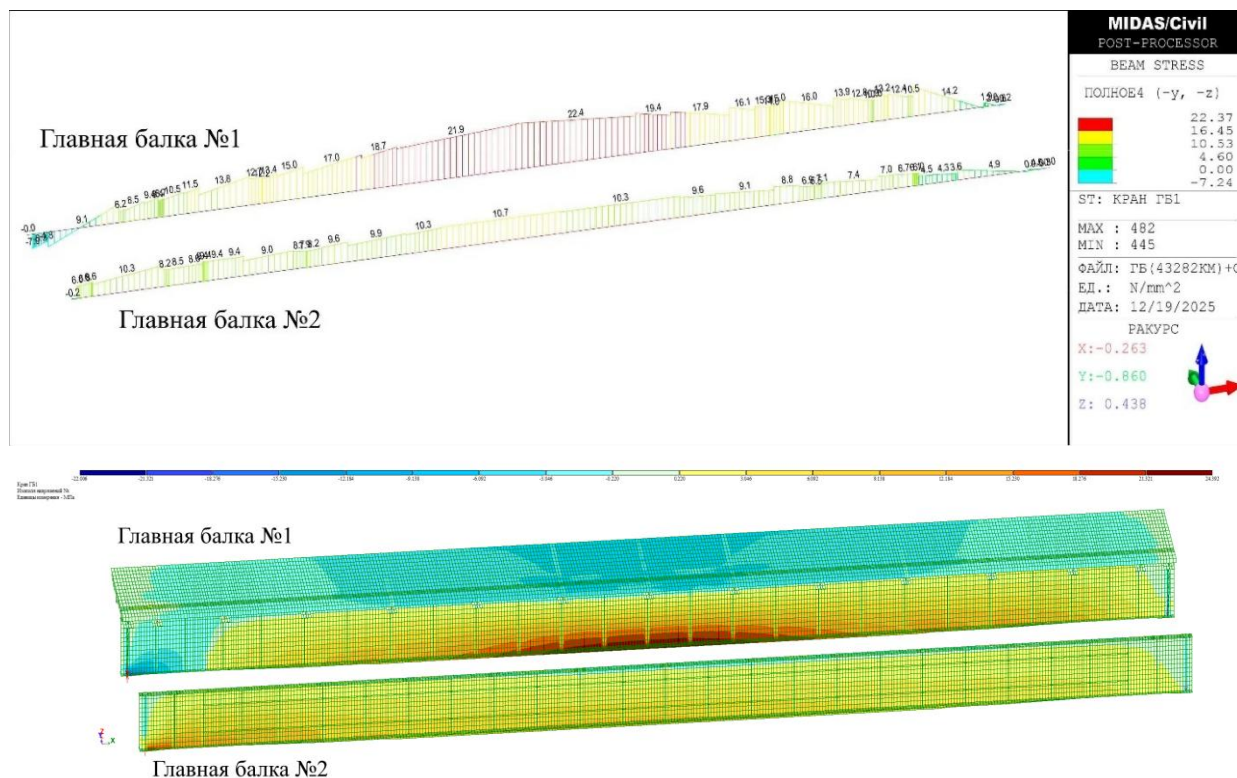


**Рисунок 28.** Размещение контрольной тележки при проведении испытания на пролетном строении (составлен авторами)



**Рисунок 29.** Аксонометрия расчетной схемы пролетного строения с главными балками по типовому проекту 43282КМ и металлической ортотропной плитой: (А-Б) MIDAS Civil; (В) ПК ЛИРА-САПР (составлен авторами)

Контрольные максимальные значения полученные при реализации численной модели представляются нормальными сжато-растягивающими напряжениями возникающим возникающие в крайних фибрах главной балки № 1(2) пролетного строения при реализации первой и второй схемы нагружения. А также вертикальные упругие деформации, выраженные в миллиметрах. Результаты расчетных максимальных контрольных значений от испытательной нагрузки представлены в таблице 2 и 3. Распределение оцениваемых параметров в моделях главных балок представлено на рисунке 30.

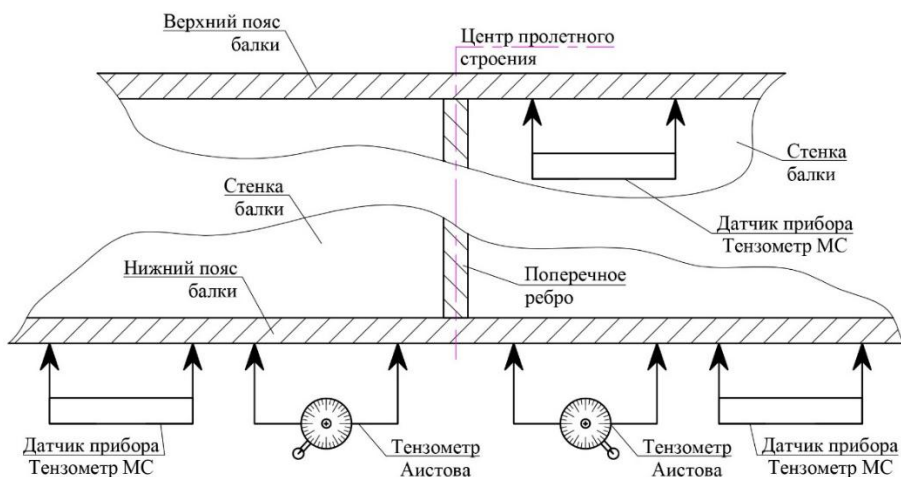


**Рисунок 30.** Максимальные теоретические нормальные напряжения в нижнем поясе главных балок от воздействия испытательной нагрузки при первой схеме: (А) эпюры на стержневой модели MIDAS Civil (22,37МПа); (В) изополя пластинчатой модели ЛИРА-САПР (24,39 МПа) (составлен авторами)

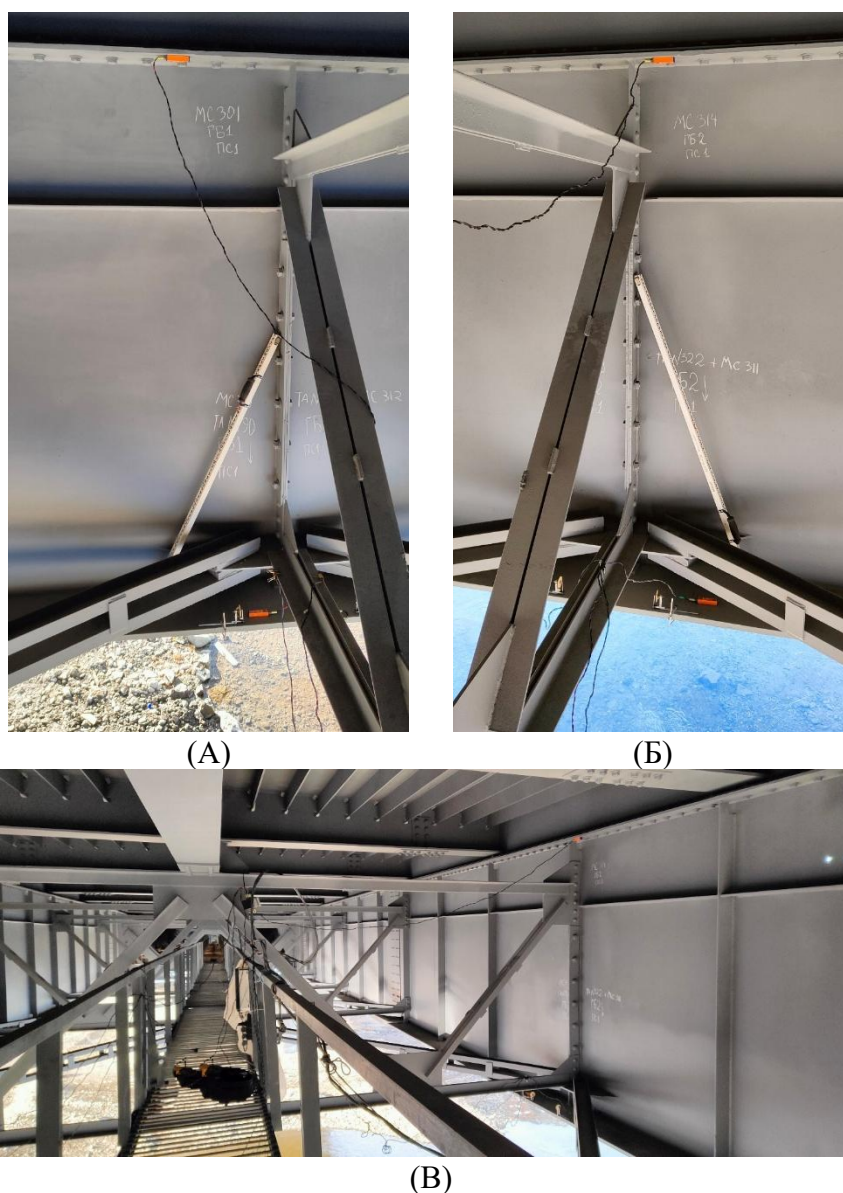
Для измерения усилий и деформаций использовались следующие приборы:

1. Тензомер Аистова — электромеханический прибор, измеряющий деформации с точностью до 0,0001 мм. База увеличивается до 100, 200 мм и более удлинителями. Прибор прикрепляется к конструкции различными струбцинами.
2. Комплекс измерительный многофункциональный Тензор МС — предназначены для измерений различных параметров, таких как: линейные перемещения, деформация, виброперемещения, активность акустической эмиссии, давление, давление в сопряженных деталях.
3. Цифровой нивелир — используется для измерения небольших по величине перемещений путем отсчета высотного положения конструкций с точностью до 0,5 миллиметра.

Схема размещения измерительных приборов на металлоконструкциях испытуемого пролетного строения представлена на рисунке 31. Приборы размещались во внутриволновом пространстве, по центру пролета.



**Рисунок 31.** Схема размещения измерительных приборов на конструкциях пролета (составлен авторами)



**Рисунок 32.** Размещение измерительных приборов на конструкциях пролета: (А) датчики на главной балке № 1 (слева); (Б) то же на главной балке № 2 (справа); (В) общий вид в внутрипролетном пространстве (фото автора)

Работа сооружения при статических испытаниях оценивалась с помощью конструктивного коэффициента  $K$ , согласно СП 79.13330.2012.<sup>5</sup> Которые определяются для наиболее нагруженных элементов при каждом положении испытательной нагрузки. По данным статических испытаний значения коэффициента  $K$  для пролетного строения должен находится в диапазоне от 0,7 до 1,0.

Приборы устанавливали на испытываемую конструкцию в местах, где измеряемые показатели достигают наибольших значений согласно расчетным положениям. Фотофиксация установки приборов на конструкциях пролета отражена на рисунке 32. Размещение испытательной нагрузки на пролетном строении отражено на рисунке 33.



**Рисунок 33.** Размещение испытательной нагрузки на пролетном строении:  
(А) общий вид размещения испытательной нагрузки с фасада моста; (Б) размещение испытательной нагрузки с мостового полотна (третья схема) (фото автора)

Результаты испытаний статической нагрузкой, пролетного строения №, такие как: анализируемые значения с тензоментров Аистова и графиков прибора Тензор МС, результаты упругих прогибов балок, полученные опытным путем представлены в таблице 2 и 3. Некоторые опытные графики зависимости внутренних напряжений в металлоконструкциях, полученные прибором Тензор МС отражены на рисунке 34.

<sup>5</sup> Свод правил СП 79.13330.2012 «Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний» (с изменениями и дополнениями) <https://internet.garant.ru/#/document/70367242> (дата обращения: 01.11.2025).

Таблица 2

Сопоставление нормальных напряжений по теоретическим расчетам и экспериментальным данным для пролетного строения № 1

Схема нагружения № 1					
Наименование результата		Пролетное строение № 1			
		Главная балка № 1		Главная балка № 2	
		нижний пояс	верхний пояс	нижний пояс	верхний пояс
Теоретические значения	Midas Civil	22,70	-8,80	10,70	-2,10
	ЛИРА САПР	24,41	-9,30	8,76	-2,80
Средние теоретические значения		23,56	-9,05	8,76	-2,80
Опытные значения	Тензомер Аистова	17,82	—	8,97	—
	Тензор МС	19,07	-7,70	7,12	-2,28
Средневзвешенные опытные значения		18,45	-7,70	8,05	-2,28
Конструктивный коэффициент		<b>0,78</b>	<b>0,85</b>	<b>0,83</b>	<b>0,93</b>
Схема нагружения № 2					
Наименование результата		Пролетное строение № 1			
		Главная балка № 1		Главная балка № 2	
		нижний пояс	верхний пояс	нижний пояс	верхний пояс
Теоретические значения	Midas Civil	16,77	-5,90	16,76	-5,70
	ЛИРА САПР	16,76	-1,27	16,75	-1,23
Средние теоретические значения		16,77	-3,59	16,76	-3,47
Опытные значения	Тензомер Аистова	13,70	—	15,25	—
	Тензор МС	14,37	-3,70	15,76	-3,70
Средневзвешенные опытные значения		14,04	-3,70	15,51	-3,70
Конструктивный коэффициент		<b>0,84</b>	<b>1,03</b>	<b>0,93</b>	<b>0,79</b>
Схема нагружения № 3					
Наименование результата		Пролетное строение № 1			
		Главная балка № 1		Главная балка № 2	
		нижний пояс	верхний пояс	нижний пояс	верхний пояс
Теоретические значения	Midas Civil	10,70	-2,10	22,70	-8,8
	ЛИРА САПР	8,76	-2,80	24,41	-9,30
Средние теоретические значения		9,73	-2,45	23,56	-9,05
Опытные значения	Тензомер Аистова	8,97	—	17,82	—
	Тензор МС	9,17	-2,30	17,98	-7,78
Средневзвешенные опытные значения		9,07	-2,30	17,90	-7,78
Конструктивный коэффициент		<b>0,93</b>	<b>0,94</b>	<b>0,76</b>	<b>0,86</b>

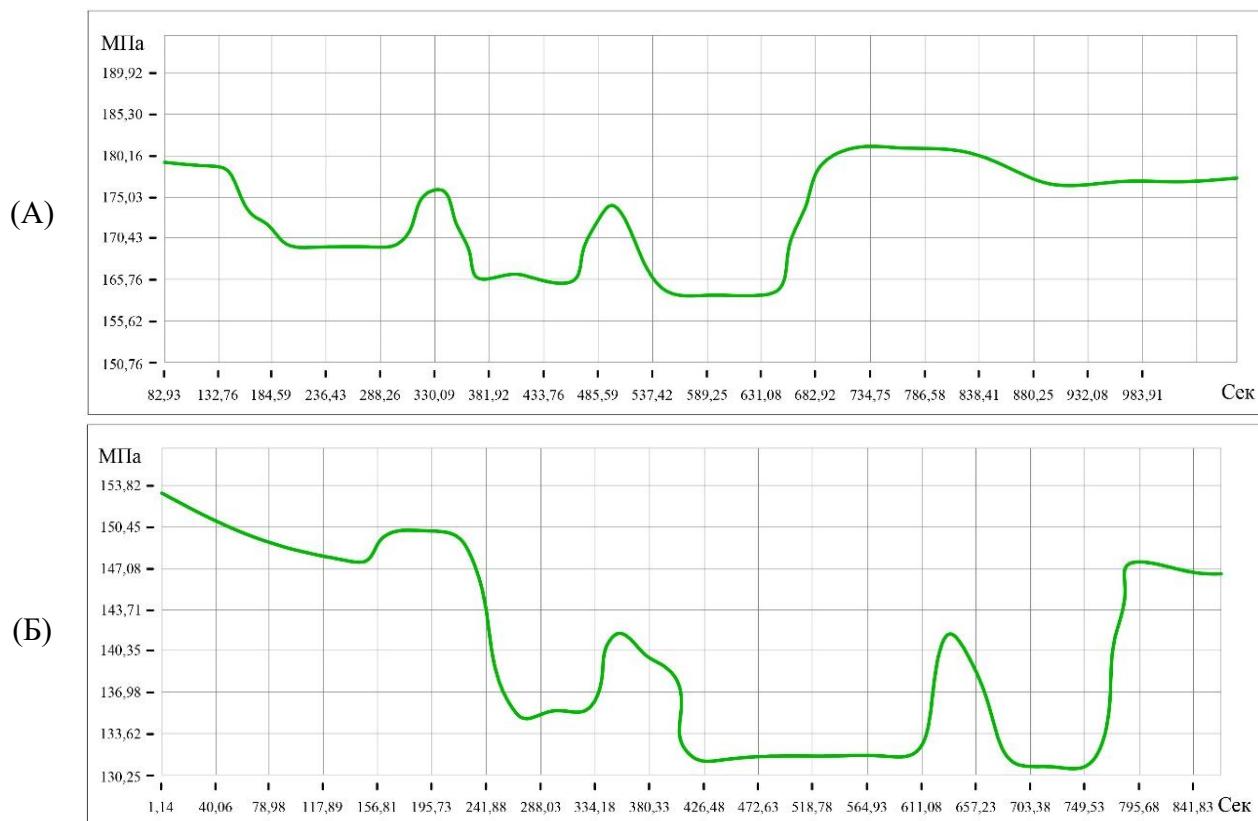
Составлена авторами

Таблица 3

Сопоставление вертикальных прогибов по теоретическим расчетам и экспериментальным данным для пролетного строения № 1

Номер балки	Фактические прогибы, мм	Теоретические прогибы, мм			Конструктивный коэффициент
		Midas Civil	ЛИРА САПР	Среднее значение	
Схема нагружения № 1					
Главная балка № 1	-9,0	-9,86	-12,15	-11,01	<b>0,82</b>
Главная балка № 2	-4,0	-4,51	-6,07	-5,29	<b>0,76</b>
Схема нагружения № 2					
Главная балка № 1	-4,5	-7,31	-7,30	-7,31	<b>0,62</b>
Главная балка № 2	-4,0	-6,89	-7,20	-7,05	<b>0,57</b>
Схема нагружения № 3					
Главная балка № 1	-4,5	-4,51	-6,07	-5,29	<b>0,85</b>
Главная балка № 2	-8,0	-9,86	-12,15	-11,01	<b>0,73</b>

Составлена авторами



**Рисунок 34.** График зависимости внутренних напряжений в нижнем поясе от времени по датчикам прибора Тензор МС при проведении испытаний моста через реку Быстрая: (А) пролетное строение № 1 главная балка № 1, загрузка № 1; (Б) пролетное строение № 1 главная балка № 2, загрузка № 3 (составлен авторами)

Анализируя полученные результаты с цифрового прибора Тензор МС и механических тензометров Аистова, расхождение результатов внутренних напряжений в нижнем поясе пролетного строения не превышает 10 % для итоговых значений при испытании моста через реку Быстрая, что входит в доверительную вероятность, обеспечиваемую коэффициентами надежности при расчете пролетных строений мостов. Что позволяет сделать вывод о корректности и достоверности полученных опытным путем результатов.

По итогам испытаний установлено, что средневзвешенный коэффициент конструктивной прочности, рассчитанный на основе максимальных фибровых напряжений в верхнем и нижнем поясах главных балок, а также упругих вертикальных деформаций, для моста через реку Быстрая составляет 0,82. Данный результат показывает у элементов металлического пролетного строения резервы несущей способности (коэффициент значительно ниже единицы) в результате проведения ремонтных работ с применением временной опоры по центру расчетного пролета. Испытания показали, что двухбалочное цельнометаллическое пролетное строение с главными балками, выполненными по типовому проекту № 43282КМ и объединенными поверху металлической ортотропной плитой, функционирует исправно. А также эффективность использования временных опор, сыгравших не последнюю роль в общей картине напряженно-деформированного состояния пролета. Фактическая жесткость главных балок после проведения ремонтных работ соответствует расчетной, и они способны выдерживать проектные нагрузки класса А-11 и НК-80, обеспечивая при этом требуемые транспортно-эксплуатационные характеристики, соответствующие современной нормативно-технической документации.

### Выводы и заключение

В результате комплексного анализа механической надежности сталежелезобетонного пролетного строения при основных технологических операций по демонтажу железобетонной плиты проезда, предусматривающей пропуск рабочего движения по одной полосе проезжей части и одновременно с этим пропуск транзитного движения по другой полосе проезжей части, подтверждается безопасность и обеспечение несущей способности металлоконструкциями при специфических нагружениях.

По итогу конструкции показывают значительный запас прочности, однако в порядке обобщения необходимо отметить, что ключевым условием успешного производства работ по реконструкции сталежелезобетонных мостов в технологической части производства является возведение под пролетным строением временной опоры по центру расчётного пролёта. А также при проведении работ необходимо введение дублирующих элементов в уровне верхних распорок поперечных связей главных балок для равномерного распределения сжимающих усилий между ними в результате обретения верхним поясом свободы деформации в поперечной плоскости.

Произведенный анализ работы конструкции пролетного строения по типовому проекту № 43282КМ устанавливает предпосылки к тщательной проработке следующих аспектов разрабатываемой технологии:

- характер деформации главных балок пролета на стороне демонтажа железобетонных плит однозначно устанавливает необходимость проверки устойчивости изгибно-крутильной формы сплошностенчатыми балками;
- формирует предпосылки к детальной проработке технологических операций регулирования внутренних усилий в сталежелезобетонном сечении для разгрузки обжатого верхнего пояса главных балок и плавного преобразования системы «сталежелезобетон» в «сталь + бетон».

Весомым аргументом в пользу реального воплощения выдвинутых предложений является успешная реализация отдельных постулатов разрабатываемой технологии при производстве капитального ремонта моста через реку Быстрая в Камчатском крае. В частности использование временных опор, технологические операции по демонтажу железобетонных плит и монтажу металлического ортотропного настила Эффективность предлагаемых решений подтверждают внушительные результаты натурного испытания переформированного цельнометаллического сечения, так как средневзвешенный коэффициент конструктивной прочности составляет 0,82, при нормативно допускаемых значениях от 0,7 до 1,0. Представленный пример реализации реконструкции с использованием временной опоры, является натурной демонстрацией внедрения отдельных постулатов рассматриваемой технологии.

### ЛИТЕРАТУРА

1. Шевченко, Н.С. Статистический обзор по сталежелезобетонным мостам как аргументы в пользу их реновации и выборе ее эффективной реализации / Н.С. Шевченко, Е.В. Смагина, И.Ю. Белуцкий // Дальний Восток: проблемы развития архитектурно-строительного комплекса. — 2022. — № 1. — С. 112–120. — URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=50246443>. — EDN: [NICANL](https://nicanl.ru). (дата обращения: 12.12.2025).
2. Белуцкий, И.Ю. Трещиностойкость и несущая способность поперечных сечений плиты проезда сталежелезобетонных мостов / И.Ю. Белуцкий, И.В. Лазарев // Строительная механика и расчет сооружений. — 2022. — № 3. — С. 2–8. — URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=49159596>. — DOI: [10.37538/0039-2383.2022.3.2.8](https://doi.org/10.37538/0039-2383.2022.3.2.8). — EDN: [POPGXN](https://popgxn.ru). (дата обращения: 12.12.2025).

3. Шестовицкий, Д.А. Обоснование надёжности и сроков службы проектируемых мостов / Д.А. Шестовицкий // Дороги и мосты. — 2021. — № 2(46). — С. 203–227. — URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=47340780>. — EDN: [IAJNYA](https://elibrary.ru/item.asp?id=47340780). (дата обращения: 12.12.2025).
4. Шевченко, Н.С. Методы организации движения транзитного транспорта при реконструкции сталежелезобетонных мостов / Н.С. Шевченко, А.В. Каменчуков // Дальний Восток: проблемы развития архитектурно-строительного комплекса. — 2024. — № 1. — С. 221–226. — URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=80282260>. — EDN: [СКФКIV](https://elibrary.ru/item.asp?id=80282260). (дата обращения: 12.12.2025).
5. Савицкий, В.В. Обоснование способов пропуска транзитного транспорта при реконструкции автомобильной дороги / В.В. Савицкий, В.Е. Николаевский // Проектирование автомобильных дорог: Сборник докладов 80-й Международной научно-методической и научно-исследовательской конференции МАДИ, Москва, 24–28 января 2022 года. — Москва: Общество с ограниченной ответственностью "А-проджект", 2022. — С. 35–45. — URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=49054983>. — EDN: [SMPCTZ](https://elibrary.ru/item.asp?id=49054983). (дата обращения: 12.12.2025).
6. Белуцкий, И.Ю. Организационно-технологические аспекты смены плиты проезда на сталежелезобетонных мостах в условиях транзитного движения / И.Ю. Белуцкий, Н.С. Шевченко, Е.В. Смагина // Дальний Восток: проблемы развития архитектурно-строительного и дорожно-транспортного комплекса: материалы национальной научно-практической конференции. — Хабаровск: Изд-во ТОГУ, 2023. — Вып. 23. — С. 84–92. — URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=60038907>. — EDN: [PLBZDX](https://elibrary.ru/item.asp?id=60038907). (дата обращения: 12.12.2025).
7. Белуцкий, И.Ю. Совершенствование специальных вспомогательных сооружений и устройств и технологий, сопутствующих реконструкции сталежелезобетонных мостов через водотоки / И.Ю. Белуцкий, И.В. Лазарев // Научные труды КубГТУ. — Краснодар: Изд-во Кубанского гос. тех. ун-та, 2022. — № 1. — С. 1–12. — URL: <https://ntk.kubstu.ru/data/mc/0087/4336.pdf>. (дата обращения: 12.12.2025).
8. Белуцкий, И.Ю. Организационно-технологические аспекты смены плиты проезда на сталежелезобетонных мостах в условиях транзитного движения / И.Ю. Белуцкий, Н.С. Шевченко, Е.В. Смагина // Дальний Восток: проблемы развития архитектурно-строительного комплекса. — 2023. — № 1. — С. 84–92. — URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=60038907>. — EDN: [PLBZDX](https://elibrary.ru/item.asp?id=60038907). (дата обращения: 12.12.2025).
9. Ньюхина, Н.С. Обзор программных комплексов для расчета и проектирования мостовых сооружений / Н.С. Ньюхина, Е.В. Мазур, А.А. Ибрагимова // Транспортные сооружения. — 2024. — Т. 11, № 2. — URL: <https://t-s.today/06SATS224.html>. — DOI: [10.15862/06SATS224](https://doi.org/10.15862/06SATS224). — EDN: [OFREWF](https://t-s.today/06SATS224.html). (дата обращения: 12.12.2025).
10. Belutsky I.Y., Kudryavtsev S.A., Lazarev I.V. Justification of the parameters of regulation of forces for steel-reinforced concrete span structures from project "43282 km" by TSNIPSK / I.Y. Belutsky, S.A. Kudryavtsev, I.V. Lazarev // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. — 2022. — № 18. — С. 407–416. — URL: <https://journals.rudn.ru/structural-mechanics/article/view/33407>. — DOI: [10.22363/1815-5235-2022-18-5-407-416](https://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-407-416). — EDN: [OBFDGN](https://journals.rudn.ru/structural-mechanics/article/view/33407). (дата обращения: 12.12.2025).
11. Стрелецкий, Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов / Н.Н. Стрелецкий. — М.: Транспорт, 1981. — 360 с.

12. Боровиков, А.Г. Оценка грузоподъемности сталежелезобетонных пролетных строений автодорожных мостов / А.Г. Боровиков, В.М. Картопольцев // Вестник ТГАСУ. — 2013. — № 4. — С. 273–279. — URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=20935834>. — EDN: [PWILNL](#). (дата обращения: 12.12.2025).
13. Скосырская, А.Д. Сравнительный анализ программных комплексов по расчету и моделированию мостовых сооружений / А.Д. Скосырская, Д.Ю. Диц, А.Н. Маринин // Вестник евразийской науки. — 2024. — Т. 16, № 3. — С. 77. — URL: <https://esj.today/54SAVN324.html>. — EDN: [DCBGNI](#). (дата обращения: 12.12.2025).
14. Обеспечение достоверности результатов компьютерного моделирования поведения мостовых конструкций / А.М. Адылов, И.И. Овчинников, И.Г. Овчинников, Б.Б. Мандрик-Котов // Транспортные сооружения. — 2019. — Т. 6, № 3. — С. 28. — URL: <https://t-s.today/32SATS319.html>. — DOI: [10.15862/32SATS319](https://doi.org/10.15862/32SATS319). — EDN: [YTFSCS](#). (дата обращения: 12.12.2025).
15. Белуцкий, И.Ю. Совершенствование методов оценки работоспособности эксплуатируемых сталежелезобетонных пролетных строений / И.Ю. Белуцкий. — Владивосток: Дальнаука, 2003. — 280 с. — URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=19633774>. — ISBN: 5-8044-0353-2. — EDN: [QNQULN](#). (дата обращения: 12.12.2025).
16. Шевченко, Н.С. Актуальность всесторонней оценки условий устойчивости в элементах металлоконструкции сталежелезобетонных пролетных строений при реконструкции плиты проезжей части / Н.С. Шевченко, И.Ю. Белуцкий // Дальний Восток. Автомобильные дороги и безопасность движения: Сборник научных трудов. — Хабаровск: Тихоокеанский государственный университет, 2024. — С. 110–116. — URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=66227012>. — EDN: [RPIFEN](#). (дата обращения: 12.12.2025).

**Shevchenko Nikita Sergeevich**

Pacific National University, Khabarovsk, Russia

E-mail: [nik\\_shev\\_most@mail.ru](mailto:nik_shev_most@mail.ru)

ORCID: <https://orcid.org/0009-0003-9725-2828>

RSCI: [https://elibrary.ru/author\\_profile.asp?id=1214570](https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=1214570)

**Kamenchukov Aleksey Viktorovich**

Pacific National University, Khabarovsk, Russia

E-mail: [006641@togudv.ru](mailto:006641@togudv.ru)

ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-7997-3195>

RSCI: [https://elibrary.ru/author\\_profile.asp?id=767839](https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=767839)

SCOPUS: <https://www.scopus.com/authid/detail.url?authorId=57207104736>

**Piotrovich Aleksey Anatolyevich**

Far Eastern State Transport University, Khabarovsk, Russia

E-mail: [piotrovich@rambler.ru](mailto:piotrovich@rambler.ru)

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-7831-2173>

RSCI: [https://elibrary.ru/author\\_profile.asp?id=185314](https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=185314)

SCOPUS: <https://www.scopus.com/authid/detail.url?authorId=57205433776>

## Performance of double-girder composite-concrete superstructures under specific loading cases

**Abstract.** This article presents a comprehensive analysis of the performance of a composite superstructure during the implementation of a construction and installation technology for replacing a reinforced concrete driveway slab with a new orthotropic metal superstructure along half the roadway while simultaneously accommodating transit traffic.

The design parameters of a double-girder composite superstructure, using the 43282KM standard design, the most common in the Far East, are examined in detail. The main cases of specific superstructure loading by process equipment, mechanisms, and transit traffic are identified.

The authors present a comprehensive analysis of the performance of a composite superstructure during the driveway slab replacement during the dismantling phase. It is determined that the load-bearing capacity of the main beams is ensured. However, certain structures, particularly transverse ties, do not ensure stability during the implementation of the work; recommendations for their reinforcement are provided. The article clearly confirms that the key condition for the successful reconstruction of composite bridges along half the roadway during the production process is the construction of a temporary support under the superstructure.

The article presents an example of the reconstruction of composite superstructures according to standard design 43282KM for the bridge across the Bystraya River in Kamchatka Krai using a temporary support. This serves as a full-scale demonstration of the implementation of individual research results. The positive values obtained for the design coefficient as a result of static tests confirm the effectiveness of the proposed solutions for converting the superstructure to an all-metal one.

**Keywords:** composite superstructure; reconstruction; temporary support; temporary bridge; reinforced concrete roadway slab; orthotropic metal deck; bridge static tests; design coefficient