

*На правах рукописи*



**Алексеева Ирина Дмитриевна**

**АДАПТАЦИЯ ТИПОВЫХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ С  
НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРОЙ К ТРЕБОВАНИЯМ СОВРЕМЕННЫХ  
НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ**

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

**АВТОРЕФЕРАТ**  
диссертации на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Хабаровск – 2023

Работа выполнена в федеральном государственном бюджетном образовательном учреждении высшего образования «Тихоокеанский государственный университет».

Научный руководитель: доктор технических наук, доцент  
**Белуцкий Игорь Юрьевич**

Официальные оппоненты: **Овчинников Игорь Георгиевич**  
доктор технических наук, профессор,  
профессор кафедры «Транспортное строительство»  
ФГБОУ ВО «Саратовский государственный  
технический университет имени Гагарина Ю. А.»

**Цимбельман Никита Яковлевич**  
кандидат технических наук, доцент,  
доцент департамента геоинформационных  
технологий ФГАОУ ВО «Дальневосточный  
федеральный университет»

Ведущая организация: федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего образования  
«Сибирский государственный университет путей  
сообщения»

Защита состоится «04» октября 2023 г. в 15-00 часов на заседании диссертационного совета Д 44.2.001.02, созданного на базе федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Дальневосточный государственный университет путей сообщения», по адресу: 680021, г. Хабаровск, ул. Серышева, д. 47, ауд. 204.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке ФГБОУ ВО «Дальневосточный государственный университет путей сообщения» и на сайте <https://dvgups.ru/>.

Автореферат разослан «14» июля 2023 г.

Ученый секретарь

диссертационного совета  Каликина Татьяна Николаевна

## ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

**Актуальность темы исследования.** Актуальность постановки и исследования вопроса, обозначенного темой и целью работы предопределена: во-первых, выходом в свет нормативных документов ГОСТ 32960-2014 и свода правил СП 35.13330.2011, которые внесли изменения в схемы нагружения пролетных строений временными нагрузками, а также установили автомобильную нагрузку по схеме АК класса  $K = 14$  и одиночную колесную нагрузку по схеме НК классом 14, что на  $\approx 27,3\%$  более к нагрузке по схеме АК и на  $28,5\%$  более в нагрузке по схеме НК, а во-вторых, выходом в свет 03.12.2016 «Изменений № 1» к СП 35.13330.2011, которые внесли коррективы в коэффициент надежности по нагрузке к распределенной составляющей нагрузки АК и в порядок учета коэффициента полосности к тележке и распределенной составляющей нагрузки АК. И еще, может быть, более значимым является то, что в типовых проектах, ориентированных на пропуск грузовиков А11, НК-80, в расчетах наклонных сечений по 2-й группе предельных состояний показано, что проверка главных растягивающих напряжений в расчетах по образованию трещин является актуальной, при этом материалы типового проекта не дают конкретных указаний по обеспечению условий п. 7.103 и табл. 7.25 СП 35.13330.2011, ограничиваясь лишь замечаниями общего плана о необходимости усиленного армирования ребра балки.

В этой связи основными вопросами, решаемыми в рамках настоящего исследования, являются поиск технических решений, которые позволяют предметно, целенаправленно и аргументированно обеспечить условия прочности и трещиностойкости главных несущих конструкций пролетных строений, а также оценка возможности сохранения геометрии поперечного сечения балок с целью изготовления их в существующих опалубочных формах.

**Степень разработанности проблемы.** Научные аспекты работы были сформированы на основе изучения трудов отечественных исследователей и результатов научно-исследовательских разработок ведущих проектных институтов страны.

Исследованию работы элементов железобетонных пролетных строений мостов посвящены работы И. Ю. Белуцкого, С. А. Бокарева, Н. Н. Быковой, А. И. Васильева, Л. И. Иосилевского, И. В. Лазарева, И. Г. Овчинникова, С. Н. Томилова, В. И. Шестерикова.

Существуют технические решения по модернизации типовых конструкций типового проекта серии 3.503.1-81, разработанные АО «ЦНИИС».

Значительный вклад в развитие способов продления сроков нормальной эксплуатации различных сооружений внесли исследования С. А. Бокарева, А. В. Вдовенко, Л. И. Иосилевского, Э. С. Карапетова, В. И. Кулиша.

В основе исследований перечисленных авторов лежат теория накапливаемых повреждений, анализ деградиационных процессов, фундаментальная теория разрушения.

**Цель** диссертационного исследования: адаптация несущих конструкций типового проекта серии 3.503.1-81 к пролетам под нагрузки А14, Н14 по ГОСТ 32960-2014 с обеспечением требований СП 35.13330.2011.

Для достижения цели были поставлены следующие задачи:

1. Анализ существующего научно-технического опыта отечественных специалистов в области применения типовых несущих конструкций и конструкций модернизированной структуры под современные нагрузки. Оценка возможности использования типовых балок пролетных строений для пропуска по ним современных нагрузок;

2. Анализ напряженно-деформированного состояния несущих конструкций, выделение главенствующих факторов при оценке работы пролетного строения;

3. Разработка комплекса мероприятий по увеличению несущей способности балок с сохранением геометрии сечения с целью использования существующих опалубочных форм для изготовления новых конструкций.

4. Экспериментально-теоретические исследования работы конструкций модернизированной структуры.

**Объектом исследования** являются железобетонные балки длиной 21, 24, 33 метра с напрягаемой арматурой для пролетных строений автодорожных мостов.

**Предметом исследования** являются прочность и трещиностойкость железобетонных балок пролетных строений автодорожных мостов при пропуске по ним современных нагрузок.

**Научная новизна** полученных результатов заключается в следующем:

1. Системном подходе к обоснованию необходимости усиления несущих структур, основанном на сборе, анализе, обработке и систематизации факторов, влияющих на снижение несущей способности сооружения, а также выделении главенствующих факторов;

2. В учете совместности деформаций бетона и арматуры балок при оценке напряженно-деформированного состояния несущих конструкций с целью целенаправленной аргументированной интенсификации армирования нижних поясов и наклонных сечений балок для повышения несущей способности, трещиностойкости и долговечности конструкций;

3. В разработке рекомендаций по усилению типовых конструкций с сохранением геометрии сечения при обеспечении требований современных нормативных документов.

**Теоретическая и практическая значимость.** На основе анализа статистических данных выдвинуты предположения об основных «проблемных» местах железобетонных балок, выполнен аналитический поиск решения найденных проблем, а также оценен эффект внедрения предлагаемых решений в производство.

Систематизированы данные и опыт проектирования, строительства и эксплуатации железобетонных мостов на автомобильных дорогах с позиции обеспечения потребительских свойств. Выявлены закономерности и зависимости процесса образования дефектов в конструкциях под действием постоянных и временных нагрузок. Разработан комплекс мероприятий по усилению железобетонных пролетных строений автодорожных мостов.

Результаты научного исследования по теме, обозначенной названием работы, имеют внедрение в производство, что подтверждено «Актами о внедрении».

**Методы исследования.** Поставленные задачи решены в ходе теоретических и эмпирических методов научного познания. Теоретические методы базируются на основных положениях сопротивления материалов и строительной механики, методе расчета конструкций по предельным состояниям. Эмпирические методы

исследования включают наблюдение, измерение, приемы обработки информации, сравнение результатов теоретических и экспериментальных исследований, прогнозирование.

**Положения, выносимые на защиту:**

1. Результаты сравнительного анализа, устанавливающие значимость интенсификации армирования в повышении несущей способности, трещиностойкости;

2. Методика учета совместной работы бетона и арматуры при оценке напряженного состояния несущих элементов по главным площадкам. Анализ эффективности предлагаемых решений – обеспечение трещиностойкости наклонных сечений балок – который указывает на целесообразность сохранения существующих технологий изготовления балок с напрягаемой арматурой.

**Степень достоверности и апробация работы.** Достоверность результатов работы обеспечена применением теоретических основ и объективных методов научного познания, широко распространенных в науке и в практике проектирования мостовых конструкций, основных положений сопротивления материалов и строительной механики, подтверждается согласованностью результатов экспериментальных и теоретических исследований.

Апробация основных результатов диссертационного исследования была представлена очным докладом на следующих конференциях:

– XVII Национальная научно-практическая конференция памяти профессора М.П. Даниловского «Дальний Восток: проблемы развития архитектурно-строительного и дорожного-транспортного комплексов», г. Хабаровск, октябрь 2017 года;

– Международная научно-практическая конференция «Инновационные факторы развития транспорта. Теория и практика», г. Новосибирск, октябрь 2017 года;

– XIX Национальная научно-практическая конференция памяти профессора М.П. Даниловского «Дальний Восток: проблемы развития архитектурно-строительного и дорожного-транспортного комплексов» (г. Хабаровск, октябрь 2019 года);

– Всероссийская научно-практическая конференция, посвящённая 60-летию Лаборатории Мостовых Конструкций НИИЖТ (Сибирского научно-исследовательского института мостов СГУПС), г. Новосибирск, ноябрь 2019 года);

– XXI Национальная научно-практическая конференция памяти профессора М.П. Даниловского «Дальний Восток: проблемы развития архитектурно-строительного и дорожного-транспортного комплексов» (г. Хабаровск, октябрь 2021 года).

**Публикации и изобретения.** По теме исследования опубликовано двадцать работ, в том числе две в ведущих научных рецензируемых изданиях, включенных в перечень ВАК Министерства науки и высшего образования Российской Федерации, и одна – в изданиях, индексируемых международной базой данных Scopus.

**Структуру** диссертационного исследования составляют введение, три раздела, заключение, список литературы. Общий объем работы составляет 111

страниц, включает 35 рисунков, 9 таблиц и 1 приложение. Список литературы состоит из 98 наименований.

## ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

**Во введении** представлена общая характеристика рассматриваемой в диссертационном исследовании научной задачи, раскрывается ее актуальность и научная новизна, формулируются объект и предмет, цель и задачи, методология и методы исследования. Кроме того, указываются положения, выносимые на защиту, степень теоретической и практической значимости, степень достоверности результатов исследования и сведения об апробации результатов исследования.

**В первой главе** изложены статистические данные по парку автодорожных мостов на дорогах общего пользования Дальнего Востока с указанием общей протяженности мостовых сооружений, а также с материала пролетного строения.

Таблица 1 – Статистические данные по составу парка мостов на автомобильных дорогах общего пользования Дальнего Востока

Регион	Общая протяженность мостов, км	Протяженность мостов из обычного железобетона, км	Протяженность мостов из напрягаемого железобетона, км
Хабаровский край	53,14	25,64	18,18
Приморский край	42,13	14,85	18,64
Забайкальский край	19,45	10,36	6,15
Красноярский край	28,63	14,34	8,25
Сахалинская область	12,14	6,24	4,30

Проведен анализ напряженного состояния пролетных строений, сформированных по типовому проекту серии 3.503.1-81.

При оценке напряженного состояния конструкций в средних сечениях балки актуальным становится вопрос проверки условия трещиностойкости вида  $\sigma \leq 1,4R_{bt,ser}$ . В приопорных зонах балки определяющим является условие трещиностойкости наклонных сечений по главным площадкам.

И, если для нормальных сечений типовых конструкций указанные ограничения выполняются, то для наклонных сечений характерным является необеспеченность условия трещиностойкости по траектории главных растягивающих напряжений даже при действии нагрузок А11, НК-80, под которые изначально были созданы типовые проекты серии 3.503.1-81. Тогда, с учетом необходимости обеспечения работоспособности балок пролетных строений при действии современных нагрузок А14, Н14, очевидным становится необходимость усиления конструкций.

Рассмотрен опыт модернизации типовых несущих конструкций в отечественных исследованиях.

Основной вклад в решение поставленной задачи внесли разработки специалистов АО «Научно-исследовательский институт транспортного строительства» (АО «ЦНИИС»), направленные на увеличение несущей способности типовых конструкций путем применения бетонов высоких классов, а также изменения компоновочных решений пролетных строений – уменьшения шага постановки балок в поперечном направлении.

Также данными вопросами с момента ввода в действие нагрузок классом выше, чем того предусматривал типовой проект, занимались специалисты кафедры «Мосты, основания и фундаменты» ТОГУ, чьи технические решения базировались на использовании аппарата математического моделирования для оценки возможности использования типовых конструкций в современном строительстве и разработки рекомендаций по усилению конструкций.

Приведены аргументы в пользу производства пролетных строений с напрягаемой арматурой по условиям типового проекта серии 3.503.1-81. Сопоставительный анализ материалов упомянутых типовых проектов указывает на завершенность и совершенство конструктивно-технологических решений, являясь весомым аргументом в пользу сохранения конструктивных форм и технологических решений, прошедших проверку временем в части технологии их изготовления на многих предприятиях производства мостовых железобетонных конструкций, и долгие годы эксплуатации в составе мостовых сооружений, находящихся под влиянием средовых и силовых воздействий в широком спектре их изменения с учетом широкой географии страны.

На основании изложенного в первой главе определены цель и задачи настоящего исследования.

**Во второй главе** выполнена оценка возможности пропуска по типовым балкам пролетных строений современных нагрузок.

Для поиска самого невыгодного нагружения пролетного строения была проведена оценка пространственной работы сооружений с различным габаритом проезжей части, а также компоновкой балок в поперечном направлении.

Стоит отметить, что к оценке пространственной работы были приняты компоновочные схемы реальных сооружений, проектируемых на автомобильных дорогах общего пользования. Всего было рассмотрено более 20 компоновок.

К расчету принято сооружение, пролетное строение которого имеет габарит Г-10 при шаге балок в поперечном направлении равном 2,1 метра, общее количество балок в поперечном сечении – 7.

Поверочные расчеты были проведены для пролетных строений, скомпонованных из балок длиной 21, 24, 33 метра, имеющих геометрию и схему армирования аналогичные типовому проекту серии 3.503.1-81.

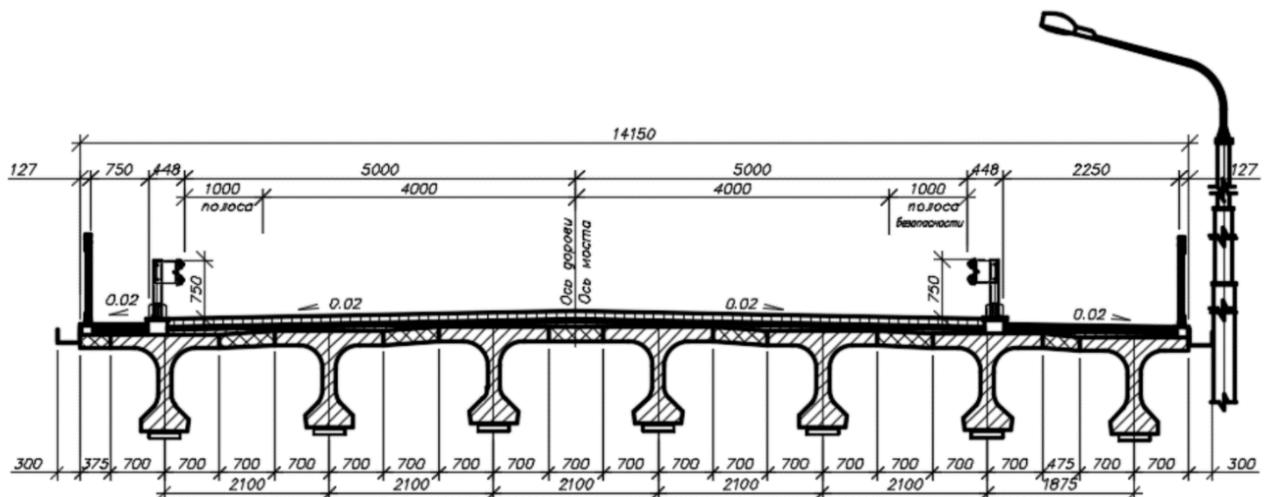


Рисунок 1 – Компоновка исследуемого пролетного строения габаритом Г-10

Установлены главенствующие факторы в обеспечении соответствия конструкций требованиям современных норм.

Поверочные расчеты показали, что фактором, в большинстве случаев определяющим несущую способность пролетного строения, является изгибающий момент от эксплуатационных нагрузок в средних сечениях главных балок.

Кроме того, оценка выполнения условий второй группы предельных состояний позволяет отметить, что для ряда наклонных сечений балок пролетных строений характерным является нарушение требований п. 7.103 СП 35.13330.2011 по ограничению главных растягивающих напряжений в соответствии с регламентом табл. 7.25 СП 35.13330.2011.

Тогда очевидно актуальным становятся вопросы повышения прочности и трещиностойкости нормальных и наклонных сечений балок.

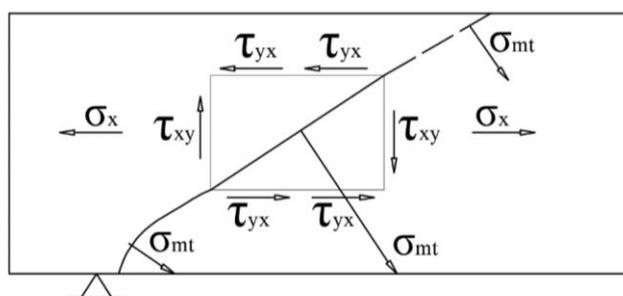


Рисунок 2 – К оценке напряженного состояния в точке

Анализ выражений по оценке слагаемых главных напряжений по п. 7.103 СП 35.13330.2011 не позволяет в явной форме увидеть роль арматурных элементов стенок балок (поперечных стержней хомутов и продольных стержней сеток стенок балок). К тому же состав поперечной арматуры приведенных поперечных сечений балок не имеет отражения в структуре выражений момента инерции и статического момента, которые используются для оценки действующих вдоль оси балки нормальных напряжений  $\sigma_x$  так же, как и касательных напряжений по вертикальным и горизонтальным площадкам. Если при определении напряжений  $\sigma_x$  неучет поперечной арматуры с формальных позиций не кажется неестественным, то в оценке нормальных к продольной оси напряжений  $\sigma_y$  нельзя не видеть участия вертикальных стержней хомутов в совместной работе с бетоном так же, как совершенно очевидно участие и вертикальных стержней хомутов и горизонтальных стержней сетки ребра балки в совместной работе с бетоном по наклонным площадкам.

Указанные обстоятельства инициировали поиск аналитического решения по учету совместной работы арматурных элементов и бетона стенок предварительно напряженных балок пролетных строений по типовому проекту серии 3.503.1-81. Исследование являлось составной частью работы по адаптации к нагрузкам А14, Н14 типовых конструкций, выполненных по типовому проекту серии 3.503.1-81, изначально запроектированных по СНиП 2.05.03-84\* под нагрузки А11, НК-80.

Приведем принципиальные положения задачи, касающейся учета совместной работы бетона и арматурных элементов: вертикальных стержней хомутов и

горизонтальных стержней сеток ребер балок. Внутренняя статическая неопределенность силового взаимодействия бетона и арматурных элементов раскрывается на основе условия совместности деформаций, справедливость которого можно считать вполне обоснованной в расчетах по второй группе предельных состояний, когда принимаются справедливыми гипотезы сопротивления материалов для структур с ненарушенной сплошностью.

Раскроем условие равновесия усилий на площадке единичной ширины длиной  $l$ , по направлению нормали к которой действуют главные растягивающие напряжения  $\sigma_{mt}$ , уравновешенные действующими по траектории  $\sigma_{mt}$  напряжениями в бетоне  $\sigma_{mt,b}$ , усилиями в продольной горизонтальной арматуре  $\bar{N}_{s,x}$  и в поперечной вертикальной арматуре  $\bar{N}_{s,y}$  (рисунок 3).

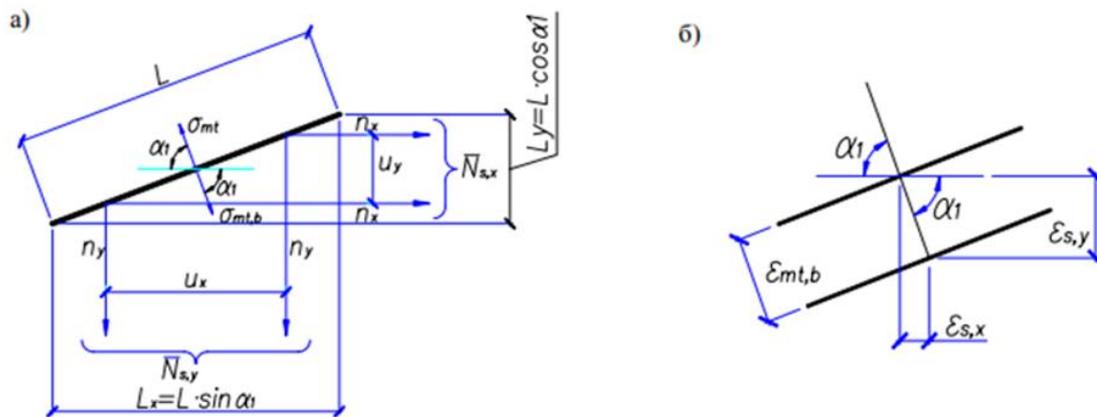


Рисунок 3 – Расчетная схема: а – условие равновесия на площадке единичной ширины, б – схема к определению усилий в стержнях горизонтальной и вертикальной арматуры

Проецируя усилия  $\sigma_{mt}$ ,  $\sigma_{mt,b}$ ,  $\bar{N}_{s,x}$ ,  $\bar{N}_{s,y}$  на нормаль с углом  $\alpha_1$  относительно оси  $x$ , условие равновесия получим в виде:

$$\sigma_{mt}l = \sigma_{mt,b}l + \bar{N}_{s,x} \cos \alpha_1 + \bar{N}_{s,y} \sin \alpha_1 \quad (1)$$

Пусть для стенки балки шириной сечения  $b$  состав горизонтальной арматуры на вертикальной проекции  $l_y$  площадки  $l$  характеризуется шагом  $u_y$ , количеством стержней  $n_x$  в одной горизонтальной плоскости и площадью поперечного сечения одного стержня  $\bar{A}_{s,x}$ ; аналогично состав вертикальной арматуры на горизонтальной проекции  $l_x$  характеризуется шагом  $u_x$  количеством стержней  $n_y$  в одной вертикальной плоскости и площадью поперечного сечения одного стержня  $\bar{A}_{s,y}$  (рисунок 3, а). Тогда при обозначенных составах арматуры на вертикальной  $l_y$  и горизонтальной  $l_x$  проекциях площадки  $l$  с соответствующими размерами:

$$l_x = l \sin \alpha_1 \quad (2)$$

$$l_y = l \cos \alpha_1$$

3)

С учетом напряжений  $\sigma_{s,x}$  и  $\sigma_{s,y}$ , возникающих в стержнях соответствующей ориентации, усилия в горизонтальной  $\bar{N}_{s,x}$  и вертикальной  $\bar{N}_{s,y}$  арматуре в рассматриваемой плоской задаче определяются выражениями:

$$\bar{N}_{s,x} = \sigma_{s,x} \frac{n_x \bar{A}_{s,x}}{u_y b} l_y = \sigma_{s,x} \frac{n_x \bar{A}_{s,x}}{u_y b} l \cos \alpha_1 \quad (4)$$

$$\bar{N}_{s,y} = \sigma_{s,y} \frac{n_y \bar{A}_{s,y}}{u_x b} l_y = \sigma_{s,y} \frac{n_y \bar{A}_{s,y}}{u_x b} l \sin \alpha_1 \quad (5)$$

Напряжения в стержнях горизонтальной  $\sigma_{s,x}$  и вертикальной  $\sigma_{s,y}$ , арматуры определяется из рассмотрения схемы на рисунке 3, б. Пусть действие напряжения  $\sigma_{mt}$  характеризуется относительными деформациями  $\varepsilon_{mt,b}$ , которым соответствуют деформации в стержнях горизонтальной  $\varepsilon_{s,x}$  и вертикальной  $\varepsilon_{s,y}$  арматуры, которые в свою очередь увязывают зависимости (рисунке 3, б):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{s,x} = \varepsilon_{mt,b} \cos \alpha_1; & \Rightarrow \frac{\sigma_{s,x}}{E_s} = \frac{\sigma_{mt,b}}{E_b} \cos \alpha_1; \\ & \Rightarrow \sigma_{s,x} = \frac{E_s}{E_b} \sigma_{mt,b} \cos \alpha_1 \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{s,y} = \varepsilon_{mt,b} \sin \alpha_1; & \Rightarrow \frac{\sigma_{s,y}}{E_s} = \frac{\sigma_{mt,b}}{E_b} \sin \alpha_1; \\ & \Rightarrow \sigma_{s,y} = \frac{E_s}{E_b} \sigma_{mt,b} \sin \alpha_1 \end{aligned} \quad (7)$$

Подстановка  $\sigma_{s,x}$  по (6) и  $\sigma_{s,y}$  по (7) в (4) и (5) соответственно определяет усилия  $\bar{N}_{s,x}$ ,  $\bar{N}_{s,y}$  в виде:

$$\bar{N}_{s,x} = \sigma_{mt,b} \frac{E_s}{E_b} \frac{n_x \bar{A}_{s,x}}{u_y b} l \cos^2 \alpha_1 \quad (8)$$

$$\bar{N}_{s,y} = \sigma_{mt,b} \frac{E_s}{E_b} \frac{n_y \bar{A}_{s,y}}{u_x b} l \sin^2 \alpha_1 \quad (9)$$

Замена выражениями (8), (9) усилий  $\bar{N}_{s,x}$  и  $\bar{N}_{s,y}$  в условии равновесия (1) и его решение относительно  $\sigma_{mt,b}$  дают:

$$\sigma_{mt,b} = \frac{\sigma_{mt}}{\left( 1 + \frac{E_s}{E_b} \frac{n_x \bar{A}_{s,x}}{u_y b} l \cos^3 \alpha_1 + \frac{E_s}{E_b} \frac{n_y \bar{A}_{s,y}}{u_x b} l \sin^3 \alpha_1 \right)} \quad (10)$$

В аналогичном порядке проведен анализ напряженно-деформированного состояния стенки балки по направлению главных сжимающих напряжений  $\sigma_{mc}$  (рисунок 4).

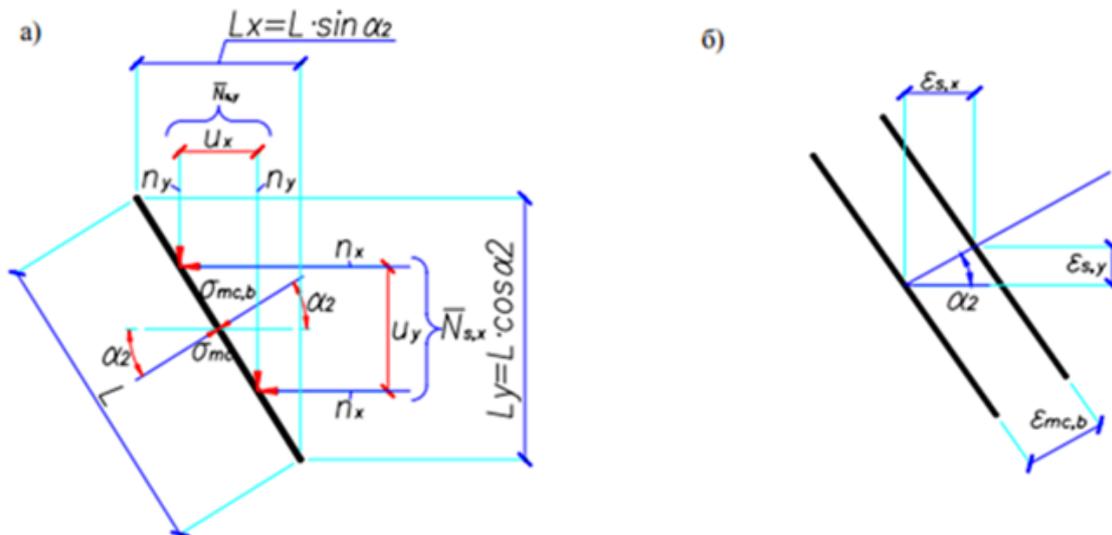


Рисунок 4 – Схема к определению напряженно деформированного состояния стенки балки

Сохраним прежними структуру и символику в обозначении и характеристике состава арматурных элементов рисунка 3, а. Тогда условие равновесия на нормаль к площадке единичной ширины длиной  $l$ , по направлению которой с одной стороны действуют главные сжимающие напряжения  $\sigma_{mc}$ , а с другой стороны их уравнивают напряжения в бетоне  $\sigma_{mc,b}$ , усилия в продольной  $\bar{N}_{s,x}$  и поперечной  $\bar{N}_{s,y}$  арматуре, можно записать в виде:

$$\sigma_{mc}l = \sigma_{mc,b}l + \bar{N}_{s,x} \cos \alpha_2 + \bar{N}_{s,y} \sin \alpha_2 \quad (11)$$

Усилия в горизонтальной арматуре  $\bar{N}_{s,x}$  на площадке проекции  $l_y = l \cos \alpha_2$  и усилия в поперечной арматуре  $\bar{N}_{s,y}$  на площадке проекции  $l_x = l \sin \alpha_2$  равны:

$$\bar{N}_{s,x} = \sigma_{s,x} \frac{n_x \bar{A}_{s,x}}{u_y b} l \cos \alpha_2 \quad (12)$$

$$\bar{N}_{s,y} = \sigma_{s,y} \frac{n_y \bar{A}_{s,y}}{u_y b} l \sin \alpha_2 \quad (13)$$

Из схемы на рисунке 4, б, отражающей условия совместной работы бетона и армоэлементов, получены зависимости (14), (15).

$$\begin{aligned}\varepsilon_{s,x} &= \varepsilon_{mc,b} \cos \alpha_2 ; \Rightarrow \frac{\sigma_{s,x}}{E_s} = \frac{\sigma_{mc,b}}{E_b} \cos \alpha_2 ; \\ \Rightarrow \sigma_{s,x} &= \frac{E_s}{E_b} \sigma_{mc,b} \cos \alpha_2\end{aligned}\quad (14)$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{s,y} &= \varepsilon_{mc,b} \sin \alpha_2 ; \Rightarrow \frac{\sigma_{s,y}}{E_s} = \frac{\sigma_{mc,b}}{E_b} \sin \alpha_2 ; \\ \Rightarrow \sigma_{s,y} &= \frac{E_s}{E_b} \sigma_{mc,b} \sin \alpha_2\end{aligned}\quad (15)$$

Соответствующая подстановка (14), (15) в (12), (13), а последних в условие равновесия (11) позволяет определить напряжение в бетоне

$$\sigma_{mc,b} = \frac{\sigma_{mc}}{\left(1 + \frac{E_s}{E_b} \frac{n_x \bar{A}_{s,x}}{u_y b} l \cos^3 \alpha_2 + \frac{E_s}{E_b} \frac{n_y \bar{A}_{s,y}}{u_x b} l \sin^3 \alpha_2\right)}\quad (16)$$

Таким образом, при решении настоящей задачи по оценке напряжений в бетоне сечения стенки  $\sigma_{mt,b}$  и  $\sigma_{mc,b}$  исходными данными являются главные растягивающие  $\sigma_{mt}$ , главные сжимающие  $\sigma_{mc}$  напряжения, состав поперечной ( $u_x$ ,  $n_y$ ,  $\bar{A}_{s,y}$ ) и продольной ( $u_y$ ,  $n_x$ ,  $\bar{A}_{s,x}$ ) арматуры, углы направлений главных напряжений  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ .

Порядок и регламент определения  $\sigma_{mt}$  и  $\sigma_{mc}$ , зависящих от нормальных напряжений в бетоне, направленных вдоль продольной оси,  $\sigma_{bx}$ , нормальных напряжений в бетоне  $\sigma_{by}$ , перпендикулярных продольной оси, и касательных напряжений  $\tau_b$  изложены в СП 35.13330.2011 [80].

Углы направления действия главных растягивающих и главных сжимающих напряжений  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  (рисунки 3, 4) находятся на основе выражений

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{\sigma_{mt} - \sigma_{bx}}{\tau_b}\quad (17)$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{\sigma_{mc} - \sigma_{bx}}{\tau_b}\quad (18)$$

в которых:

– главные напряжения  $\sigma_{mt}$ ,  $\sigma_{mc}$  и нормальные напряжения  $\sigma_{bx}$  учитывают при растяжении со знаком «+», при сжатии – со знаком «-»;

– касательные напряжения  $\tau_b$  принимаются со знаком «+», если вектор нормальных напряжений  $\sigma_x$  до совмещения с вектором напряжений  $\tau_b$  необходимо повернуть на  $90^\circ$  по ходу часовой стрелки.

Найденные из (17), (18) углы  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  отсчитываются от оси  $x$  при положительном значении по часовой стрелке, при отрицательном значении –

против ее хода. В выражениях (10) и (16) значения углов  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  используется по модулю.

Таким образом, полученные выражения (10), (16) позволяют целенаправленно и аргументировано изменять состав поперечной и продольной арматуры в обеспечении требуемой величины главных напряжений, удовлетворяющих условиям трещиностойкости в расчетах по второй группе предельных состояний – по образованию трещин. Актуальность этой проверки очевидна в отношении конструкций, схема армирования которых не содержит армоэлементов с определенной ориентацией по линии действия главных растягивающих напряжений.

В работе даны предложения по адаптации типовых несущих конструкций к требованиям современных норм проектирования: выполнено предметное усиление несущих элементов, сделан обзор предлагаемых технических решений. Определены ресурсы трещиностойкости нормальных и наклонных сечений балок модернизированной структуры.

– для балок длиной 21 м пропуск нагрузок по схемам А14, Н14 по ГОСТ 32960-2014 возможен при повышении класса бетона до В40 вместо В35, предусмотренного типовым проектом. Интенсификация армирования не требуется, так как условия прочности и трещиностойкости выполняются при учете совместности деформаций бетона и арматуры балки;

– для балок длиной 24 метра для обеспечения требований первой и второй групп предельных состояний при пропуске по пролетным строениям расчетных нагрузок по ГОСТ 32960-2014 необходимо предусмотреть класс бетона пролетных строений В40, усиленное армирование нижнего пояса балки постановкой в среднем сечении четырех дополнительных арматурных стержней диаметром 28 мм из стали А-III длиной, равной половине расчетного пролета, что позволит ликвидировать дефицит несущей способности и трещиностойкости нормальных сечений балки, а также установку сдвоенных хомутов и сдвоенных продольных стержней в сетках ребра балки СР123-ТАIII(II)-9 по типовому проекту 3.503.1-81.7-1-36 в сечениях не более 4,2 м и СР123-ТАIII(II)-10 по типовому проекту 3.503.1-81.7-1-34 в сечениях 5,43 м, что существенно повысит ресурсы трещиностойкости пролетного строения;

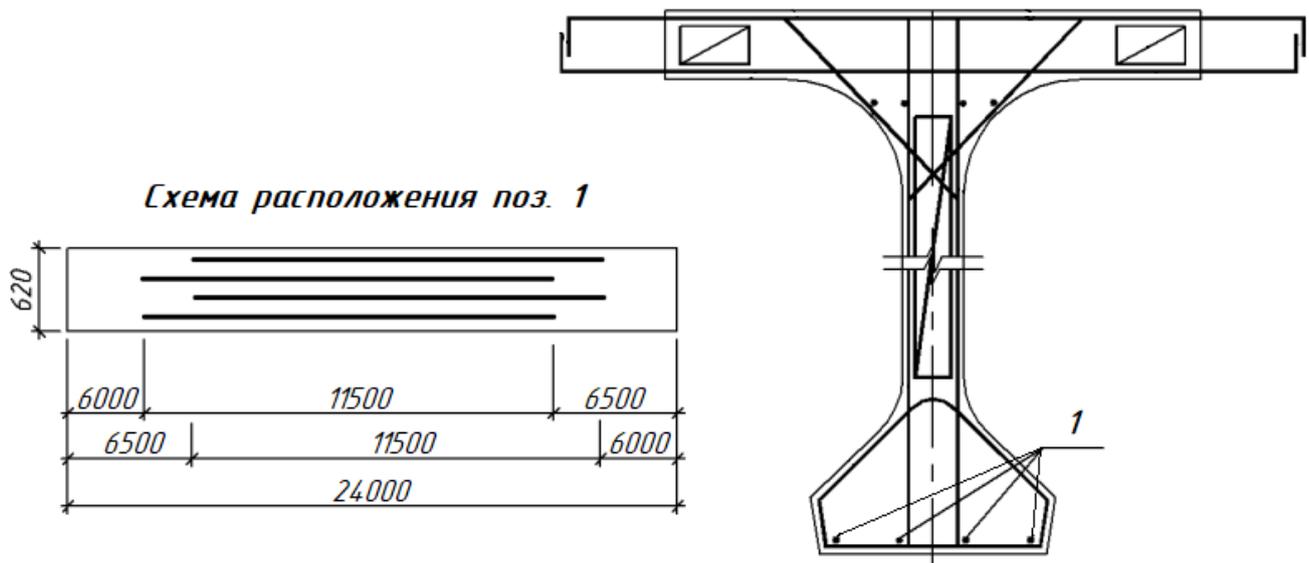


Рисунок 5 – Схема усиления нижнего пояса для балок длиной 24 м

– для балок длиной 33 м пропуск современных нагрузок возможен при повышении класса бетона до В40, а также усилении нижнего пояса постановкой в среднем сечении балок двух дополнительных арматурных стержней диаметром 32 мм из стали А-III длиной, равной половине расчетного пролета. Проблема трещиностойкости наклонных сечений балок по главным площадкам может быть решена путем интенсификации армирования ребра балки постановкой сдвоенных хомутов и сдвоенных продольных стержней в сетках ребра балки СР150-ТАШ(АII)-4 по т.п. 3.503.1-81.6-1-27 в сечениях 8,03 м, СР153-ТАШ(АII)-6 по т.п. 3.503.1-81.7-1-36 в сечениях 4,96 м, 2,6 м, 3,43 м, 4,96 м, СР150-ТАШ(АII)-1 по т.п. 3.503.1-81.6-1-21 в сечениях 1,53 м.

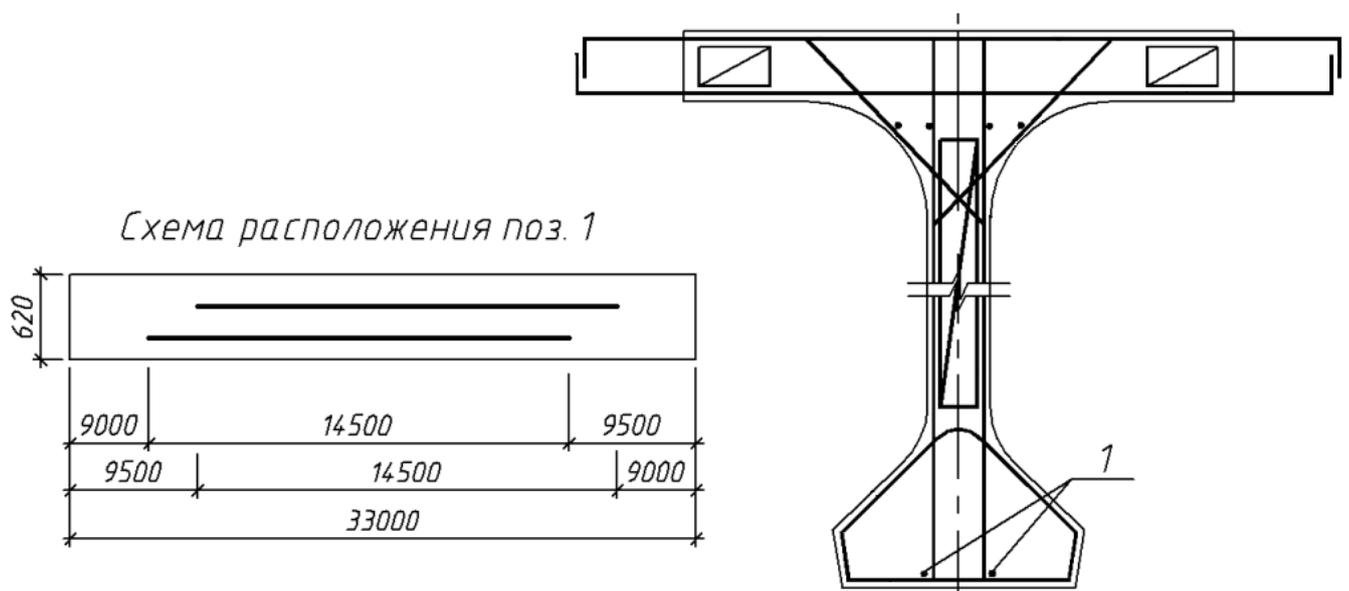


Рисунок 6 – Схема усиления нижнего пояса для балок длиной 33 м

Выполнен анализ эффективности предлагаемых решений. Для обоснования эффективности интенсификации армирования нормальных сечений балок продольной рабочей арматурой в таблице 2 представлены данные типового проекта серии 3.503.1-81 выпуск 0-4 по расчету нормальных сечений балок с напрягаемой арматурой и результаты расчетов с учетом конструктивных предложений по усиленному армированию нижних поясов балок постановкой стержневой арматуры, формирующей по сути смешанное армирование, которое налагает менее жесткое ограничение на условие трещиностойкости нормальных сечений вида  $\sigma \leq 2R_{bt,ser}$  в отличие от  $\sigma \leq 1,4R_{bt,ser}$  при армировании только пучками из высокопрочной проволоки.

Для подтверждения эффекта предлагаемых решений по учету совместной работы армоэлементов и бетона в наклонных сечениях ребра балки с напрягаемой арматурой приведем пример целенаправленного усиленного армирования сеток ребра балки с сохранением уже сформировавшихся компоновочных решений армосеток ребер балок, представленных в типовых проектах: как усиление внедрением в сетки сдвоенных вертикальных стержней (хомутов) и сдвоенных стержней горизонтальной арматуры. Эффект интенсификации армирования наклонных сечений балок в пролете длиной 24 метра представлен данными табл. 3, для пролетов длиной 21 м и 33 м условие трещиностойкости также выполняется.

Таблица 2 – Данные по оценке предельного момента  $M_{пред}$  в поперечных сечениях балок с напрягаемой арматурой и геометрией поперечных сечений по типовому проекту серии 3.503.1-81 выпуск 0-4

Длина пролета <i>L</i> , м	Высота балки <i>h</i> , м	Состав арматуры		Рабочая высота сечения <i>h</i> <sub>0</sub> , м	Высота сжатой зоны бетона <i>x</i> , см	Предельное значение изгибающего момента <i>M</i> <sub>пред</sub> , кН·м	Источник информации
		<i>A</i> <sub>р</sub> , см <sup>2</sup>	<i>A</i> <sub>с</sub> , см <sup>2</sup>				
21	1,23	7 пучков 24Ø5В	-	1,12	8,2	3756,6	3.503.1-81.0-4-18
		32,96	-				
24	1,23	9 пучков 24Ø5В	-	1,09	10,6	4644,3	3.503.1-81.0-4-20
		42,38	-				
24	1,23	9 пучков 24Ø5В	4Ø28AIII	1,09	13,24	5471,6	Поверочные расчеты балок модернизированной структуры длиной 24 м
		42,38	24,63				
33	1,53	12 пучков 24Ø5В	-	1,33	12,3	7558,9	3.503.1-81.0-4-21
		56,52	-				
33	1,53	12 пучков 24Ø5В	2Ø32AIII	1,33	15,89	8001,3	Поверочные расчеты балок модернизированной структуры длиной 33 м
		56,52	12,32				

Таблица 3 – Данные к оценке эффекта интенсификации армирования наклонных сечений балки в пролете длиной 24 метра

Положение балки	Сечение х, м	Данные для уровня центра тяжести сечения					$\sigma_{mt,b}$ МПа	Ограничения при В40 $0,85R_{bt,ser}$ , МПа
		$\sigma_{в}^{III}$ МПа	$\sigma_{н}^{III}$ МПа	$\sigma_x$ МПа	$\tau$ МПа	$\sigma_{mt}$ МПа		
Промежуточная – 3	5,43	5,09	1,28	3,46	3,18	-1,95	-1,52	1,86
	4,2	4,45	-0,74	3,18	3,47	-2,12	-1,59	
	3,63	3,77	0,84	3,18	3,65	-2,19	-1,63	
	2,7	3,02	0,81	3,03	3,72	-2,35	-1,76	
	2,4	2,64	0,11	2,81	3,32	-2,15	-1,62	

Наглядным подтверждением того, что интенсификация армирования формирует условия, способствующие продлению срока долговечности железобетонных конструкций моста, являются данные по расчетной ширине раскрытия нормальных трещин. Для наглядности данные сведены в табл. 4.

Таблица 4 – Сопоставление значений расчетной ширины раскрытия нормальных трещин

Длина пролета L, м	Параметры для сравнения			
	Источник данных	$\sigma_{bn}$ , МПа	$a_{cr}$ , мм	$M_{пред}$ , кН · м
24	3.503.1-81	$1,84 < 1,4R_{bt,ser} = 2,73$	0,075	4644,3
	поверочные расчеты балок модернизированной структуры длиной 24 м	$2,87 < 2R_{bt,ser} = 4,20$	0,011	5471,6
33	3.503.1-81	$2,88 < 1,4R_{bt,ser} = 2,94$	0,103	7558,9
	поверочные расчеты балок модернизированной структуры длиной 33 м	$2,78 < 2R_{bt,ser} = 4,20$	0,010	8001,3

Выводы по результатам сопоставительного анализа данных табл. 4 очевидны, так как интенсификация армирования нижних поясов балок внедрением в их сечение смешанного армирования, сочетающего пучки напрягаемой и стержни ненапрягаемой арматуры составом в балках длиной 24 метра 4Ø28AIII, а 33 метра – 2Ø32AIII приводит к следующим эффектам: уменьшает ширину раскрытия трещин, формирует ресурс в растягивающих напряжениях по отношению к ограничительной части, предопределяет большее значение предельного изгибающего момента в середине пролета  $M_{пред}$ :

- в балках длиной 24 метра на  $\approx 18\%$
- в балках длиной 33 метра на  $\approx 6\%$ .

Наверное, трудно переоценить значимость воплощения предлагаемых решений по интенсификации армирования как нормальных, так и наклонных сечений в балках типового проекта серии 3.503.1-81, устраняющих в них дефицит несущей способности и трещиностойкости нормальных и наклонных сечений балок при обеспечении доступности их применения в пролетных строениях под нагрузки

A14, H14 по ГОСТ 32960-2014, соответствующих положениям СП 35.13330.2011 с учетом «Изменений № 1».

В третьей главе разработана программа стендовых испытаний балки длиной 24 метра. Приведены результаты прямых и косвенных измерений параметров, отражающих напряженно-деформированное состояние конструкции.

Для реализации цели настоящих стендовых испытаний принята схема нагружения испытываемой балки с формированием в балке зоны чистого изгиба и зоны прямого поперечного изгиба (рисунок 7).

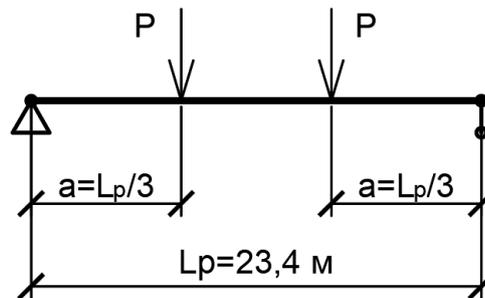


Рисунок 7 – Схема нагружения испытываемой балки

Для выработки аргументированной программы стендовых испытаний балки были рассмотрены вопросы оценки напряжений в нижних фибрах балки нормального сечения и в наклонном сечении по траектории главных растягивающих напряжений на приопорных участках балки, а также прогибов балки.

Для определения значений контрольной нагрузки приняты данные по наибольшему усилию, которые могут испытывать балки в пролетных строениях аналогичной длины под действием нагрузок А14, Н14 при загрузке их по схемам в соответствии с ГОСТ 32960-2014 [41].

Итак, если для расчета по 2-ой группе предельных состояний найден изгибающий момент  $M_{2гр}$ , связанный с ограничением растягивающих напряжений в крайних нижних фибрах балки, то величина испытательной нагрузки  $P_{тр}$  при схеме испытаний по рисунку 7, создающей в совокупности с действием собственного веса балки  $M_{св}$  в сечении в середине пролета изгибающий момент  $M_{2гр}$ , величина  $P_{тр}$  может быть найдена с учетом условия равновесия

$$M_P + M_{св} = M_{2гр} \quad (19)$$

из выражения

$$P_{тр} = \frac{M_{2гр} - M_{св}}{L_p/3} = 410,23 \text{ кН} \quad (20)$$

Далее если для оценки жесткости пролетного строения в совокупной структуре данных для расчета пролетного строения найден изгибающий момент  $M_{2f}$ , то для формирования в процессе испытания в балке изгибающего момента,

адекватного действию  $M_{2f}$ , величина испытательной нагрузки  $P_f$  по аналогии с (20) может быть найдена из следующего выражения:

$$P_f = \frac{M_{2f} - M_{св}}{L_p/3} = 331,34 \text{ кН} \quad (21)$$

Принимая во внимание требование безопасности работ при производстве испытаний и в целях сохранения балки и использования ее на последующих этапах испытания вполне понятным и очевидным является условие

$$P_f \gg P_{тр} \quad (22)$$

Кроме этого, оценка деформированного состояния, входящая в состав расчетов по 2-ой группе предельных состояний, проводится в условиях, когда принимаются справедливыми гипотезы сопротивления материалов и линейная зависимость между напряжениями и деформациями, усилиями и перемещениями.

И в этой ситуации для обоснования справедливости расчетно-теоретических положений достаточно сопоставления замеренных прогибов при испытании балки и их теоретических аналогов от действия нагрузки, по величине и схеме соответствующей моменту испытаний, а при принятых гипотезах принципиального значения не имеет величина испытательной нагрузки.

Испытание балки производилось 24 июня 2019 г. на производственной базе ООО «Трансстроймеханизация» в п. Смоляниново Приморского края. Марка балки – Б2400.140.123-ТК.А400-1Н.№42, 16.12.2018, P=34,0 т. Расчетный пролет балки 23,4 м. Балка была установлена на жесткие шарнирно-неподвижную и шарнирно подвижную опоры, расстояние от торцов балки до оси опирания составило 30 см.

Контрольное значение нагружающего усилия получено за счет штучных грузов, предварительно взвешенных и промаркированных. В качестве грузов использовались бухты с канатами напрягаемой арматуры, при этом каждая бухта имела соответствующий документ с указанием веса бухты.

Для измерения усилий и деформаций при испытании балки 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) Микроскоп МПБ-2 – предназначен для наблюдения и измерения ширины раскрытия трещин.

3) Индикатор часового типа – используется для измерения небольших по величине перемещений.

4) Штангенциркуль – используется для измерения ширины раскрытия трещин.

5) Прогибомер Аистова – применяется для измерения перемещений любой точки конструкции относительно другой неподвижной точки.

6) Нивелир Sokkia – предназначен для определения разности высот между несколькими точками поверхности.

7) Рулетки и линейки

Приборы устанавливались на испытываемую конструкцию в местах, где измеряемые показатели достигают наибольших значений. Испытания проводились ступенями. Запись показаний приборов на каждой ступени осуществляют после 10-ти минутной выдержки приложенной нагрузки. Схема расположения измерительных приборов представлена на рисунке 8.

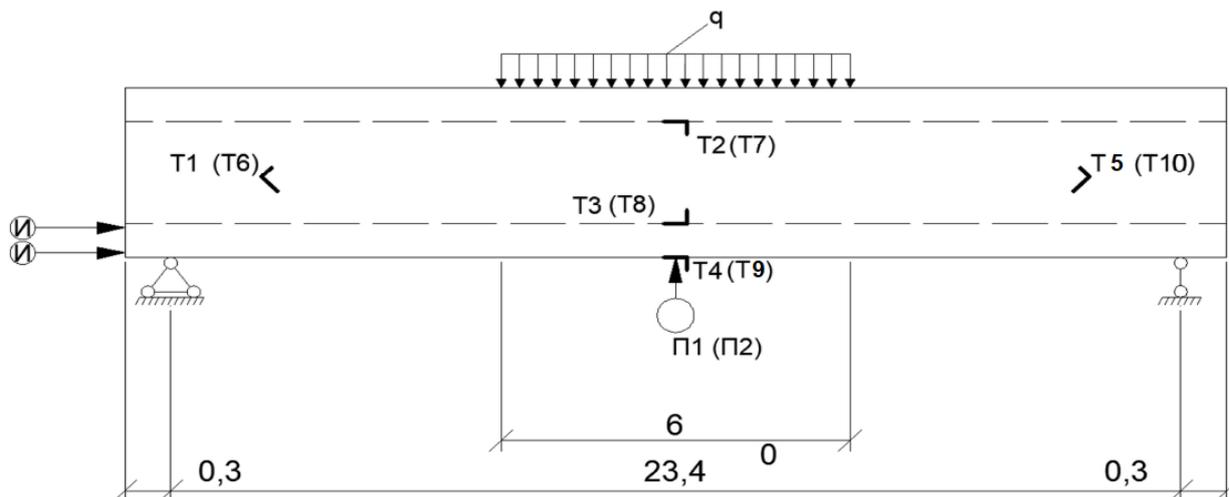


Рисунок 8 – Схема нагружения испытываемой балки

Испытания балки проведены в следующем порядке работ:

- установка балки с обеспечением мер, предотвращающих потерю устойчивости, с опиранием балки одним концом на шарнирно подвижную, другим – на шарнирно неподвижную опорные части;
- установка приборов, пробное нагружение балки  $P_{пн} = 111,81$  кН;
- снятие пробной нагрузки, снятие нулевых отсчетов с приборов;
- дальнейшее нагружение осуществлялось ступенями, каждая ступень соответствовала приращению нагрузки на величину  $\Delta P \approx 83,89$  кН, и таким образом было обеспечено нагружение балки, соответствующее фиксированным величинам  $P_{тр} = 410,23$  кН,  $P_f = 331,34$  кН.



Рисунок 9 – Нагружение № 1 (84,18 кН)



Рисунок 10 – Нагружение № 6 (509,60 тс)

Произведено сопоставление результатов экспериментальных исследований с их теоретическими аналогами. Выполнена оценка соответствия конструкции требованиям современных нормативных документов. Сделаны выводы о возможности использования балок в пролетных строениях под нагрузки А14, Н14 по ГОСТ 32960-2014.

Основой для оценки соответствия конструкций послужили данные, полученные в процессе стендовых испытаний балки в виде результатов тензометрии по траектории, близкой к траектории главных растягивающих напряжений в сечении, отстоящем от оси опирания на расстоянии 2,7 метра и результаты теоретических расчетов, оценивающих напряжения в бетоне по траектории главных растягивающих напряжений с учетом совместной работы бетона, вертикальных стержней хомутов и горизонтальных стержней армосеток ребер, тем самым вскрывающих ресурсы трещиностойкости бетона по главным площадкам, и указывающих на возможности управления напряженным состоянием бетона путем изменения интенсивности армирования или, иными словами, вооружения бетона. Справедливость последних утверждений следует из сопоставления  $\sigma_{mt}$  по испытаниям и  $\sigma_{mt,b}$  по теоретическим расчетам.

Для оценки напряжений  $\sigma_{mt,b}$  как результата участия арматурных элементов в совместной работе арматуры с бетоном должны быть учтены параметры армирования стенок балок в исследуемых сечениях. Сопоставление напряжений  $\sigma_{mt,b}$ , найденного с учетом (16), а также определенного в ходе испытаний  $\sigma^{\text{эксп}}$  показали сходимость результатов 85 %:  $\sigma_{mt,b} = 2,7$  МПа;  $\sigma^{\text{эксп}} = 2,4$  Мпа.

Основой для оценки соответствия послужили данные, полученные в ходе стендовых испытаний балки в виде прогибов балки от действия испытательной нагрузки, адекватно отражающей усилия, действующие на балку в составе пролетного строения в стадии его эксплуатации или действии временных нагрузок, определяющих усилия для расчета по 2-ой группе предельных состояний, в

частности расчетов по оценке жесткости пролетного строения. Теоретические значения прогиба определены с помощью интеграла Мора.

Сходимость результатов, безусловно, очевидна и в количественном выражении составляет 99%:  $f^{теор} = 3,114$  см;  $f^{эксп} = 3,082$  см.

Для характеристики деформированного состояния балки воспользуемся приемами аппроксимации.

Таким образом, если в ходе испытания балки получено максимальное значение прогибов в середине пролета, равное  $f_{max} = 3,082$  см, то вертикальный прогиб балки  $f_x$  в любой точке  $x$  расчетного пролета  $L_p = 2340$  см можно найти, приняв справедливой аппроксимацию вида

$$f_x = f_{max} \sin \frac{\pi x}{L_p} \quad (23)$$

Тогда угол поворота поперечного сечения балки  $\theta_x$  в сечении  $x$  можно найти из выражения

$$\theta_x = y' = y_{max} \frac{\pi}{L_p} \cos \frac{\pi x}{L_p} \quad (24)$$

имеющего максимальные значения в начале и в конце пролета при  $x = 0$  и  $x = L_p$  соответственно.

В данном случае при  $y_{max} = 3,082$  см,  $L_p = 2340$  см получаем  $\theta_0 = \theta_{L_p} = 0,004138$  рад, что не нарушает условие п. 5.45 СП 35.13330.2011, которое требует, чтобы алгебраическая разность сопрягаемых уклонов продольного профиля по осям полос движения нагрузок АК и НК в местах сопряжения пролетных строений между собой и с подходами не превышала бы 0,024.

В аналогичном порядке, если величина строительного подъема, замеренная в ходе стендовых испытаний составила  $f_{стр} = 38$  мм, то ей соответствует угол поворота левого опорного сечения правого пролета, равный

$$\theta_{пр} = f_{стр} \frac{\pi}{L_p} \cos \frac{\pi 0}{L_p} = +0,0051 \text{ рад,}$$

а угол поворота правого опорного сечения левого пролета аналогичной конструкции составит

$$\theta_{лев} = f_{стр} \frac{\pi}{L_p} \cos \frac{\pi L_p}{L_p} = -0,0051 \text{ рад.}$$

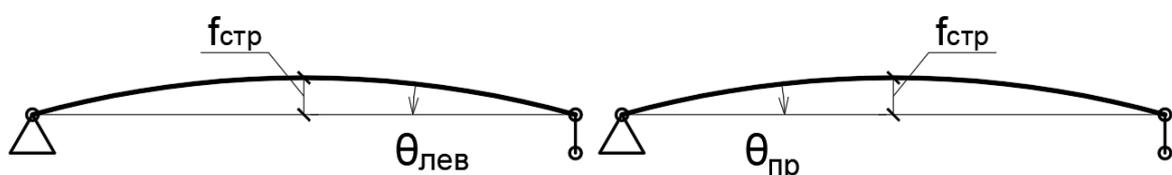


Рисунок 12 – Расчетная схема

А их алгебраическая разность  $\theta_{\text{пр}} - \theta_{\text{лев}} = 0,0102$  рад не нарушает условие п. 5.15 СП 35.13330.2011 [80] для случая отсутствия на мосту временной подвижной нагрузки при движении одиночных легковых автомобилей со скоростью при соответствующих ограничения в алгебраической разности в соответствии с регламентом табл. 5.4 СП 35.13330.2011 с учетом п. 1 примечаний п. 5.45, допускающего превышение алгебраической разницы над значениями, приведенным в табл. 5.4 не более чем в 2 раза.

Обобщая данные приведенных стендовых испытаний балок с напрягаемой арматурой применительно к рабочим чертежам типового проекта серии 3.503.1-81 с усиленным армированием ребра и нижнего пояса балки, а также принимая во внимание результаты сопоставительного анализа данных стендовых испытаний и их теоретических аналогов, полученных на основе расчетно-теоретических положений СП 35.13330.2011 с учетом «Изменений №1» к СП 35.13330.2011, обоснованы следующие выводы:

1) прошедшие стендовые испытания балки длиной 24 м применительно к типовому проекту серии 3.503.1-81 и с усиленным армированием ребра и нижнего пояса соответствуют требованиям СП 35.13330.2011 с учетом «Изменений №1» и могут быть применены для мостовых сооружений в пролетах длиной 24 метра;

2) учитывая высокую сходимость результатов, полученных в результате эксперимента, и их теоретических аналогов, балки длиной 21 м и 33 м, имея аналогичные параметры усиления конструкций, также могут быть применены в мостовом строительстве для пропуска современных нагрузок.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Основные научные выводы и практические рекомендации заключаются в следующем:

1. В работе рассмотрен научно-технический опыт отечественных специалистов в области применения типовых несущих конструкций под современные нагрузки, на основе анализа которого была дана оценка возможности использования типовых балок пролетных строений для пропуска по ним современных нагрузок.

Из представленных в работе материалов можно сделать вывод о том, что типовые проекты серии имеют реальную перспективу стать основой для железобетонных пролетных строений с напрягаемой арматурой под временные нагрузки А14, Н14 по ГОСТ 32960-2014, что обеспечит улучшение функционально-потребительских свойств современных сооружений при минимальных затратах на воплощение предложенных решений, а также при сохранении технологии изготовления несущих железобетонных конструкций с напрягаемой арматурой по типовым проектам серии 3.503.1-81, отработанной десятилетиями.

2. Из оценки работоспособности типовых балок пролетного строения определены главенствующие факторы в снижении прочности и трещиностойкости конструкций.

Поверочные расчеты показали, что в типовых пролетных строениях с напрягаемой арматурой требования СП 35.13330.2011 в части обеспечения условий первой группы предельных состояний выполняются, то есть имеется запас прочности. Но при действии современных нагрузок в ряде сечений не обеспечивается выполнение условий второй группы предельных состояний, а именно: обеспечение трещиностойкости нормальных и наклонных сечений балки. Выделены предпосылки для адресного и целенаправленного усиления балок пролетного строения для пропуска по ним современных нагрузок.

С учетом полученных в ходе поверочных расчетов данных обоснована необходимость усиления несущих структур.

3. Разработан комплекс мероприятий по увеличению несущей способности балок с сохранением геометрии сечения с целью использования существующих опалубочных форм для изготовления новых конструкций, дана оценка эффективности предлагаемых решений.

Обоснована интенсификация армирования сечений балок в середине пролета постановкой стержневой арматуры, формирующей по сути смешанное армирование, которое налагает менее жесткие ограничения на условие трещиностойкости нормальных сечений в отличии армирования только пучками из высокопрочной проволоки и формирует ресурс в растягивающих напряжениях по отношению к ограничительной части.

Кроме того, эффект от внедрения стержневой арматуры также очевиден при сопоставлении значений предельного изгибающего момента в середине пролета: при постановке дополнительных стержней ненапрягаемой арматуры 4Ø28AIII в балках длиной 24 метра предельное значение изгибающего момента в середине

пролета увеличивается на  $\approx 18\%$ , в балках длиной 33 метра с дополнительными стержнями 2 $\Phi$ 32AIII – на  $\approx 6\%$ .

4. Проведены исследования совместной работы армоэлементов сеток стенки балки и бетона по главным площадкам наклонных сечений, получено аналитическое решение в замкнутой форме, оценивающие участие армоэлементов сеток стенок балок в совместной работе с бетоном по главным площадкам, что позволяет в активной форме управлять напряженным состоянием и целенаправленно и аргументированно вносить конструктивные изменения в состав поперечной и продольной арматуры сеток приопорных зон балок с целью обеспечения условия трещиностойкости наклонных сечений.

Выполнена оценка ресурсов трещиностойкости наклонных сечений балок с учетом совместной работы армоэлементов сеток стенки балки и бетона по главным площадкам наклонных сечений; и на их основе показана необходимость и эффективность интенсификации армирования балок. Интенсификация армирования наклонных сечений приопорных зон балок продольной и поперечной арматурой позволяет обеспечить условие трещиностойкости наклонных сечений при одновременном увеличении их несущей способности.

Данное решение также совершенно актуально для конструкций с прямолинейными пучками напрягаемой арматуры и, безусловно, имеет практическое значение для конструкций со стеклокомпозитной арматурой, в которых вопрос устройства замкнутых хомутов из стеклокомпозита и полигональных пучков пока остается нерешенным.

5. Приведены результаты стендовых испытаний балки модернизированной структуры длиной 24 метра.

В соответствии с программой испытаний определены фактические параметры напряженно-деформированного состояния балки. Выполнен анализ данных, полученных в ходе стендовых испытаний. Получено, что прошедшие стендовые испытания балки длиной 24 м, применительно к типовому проекту серии 3.503.1-81 и с усиленным армированием ребра и нижнего пояса соответствуют требованиям СП 35.13330.2011 могут быть применены для мостовых сооружений в пролетах длиной 24 метра.

Результаты эксперимента показали высокую сходимость величин напряжений (85 %) и прогибов (99 %) с их теоретическими аналогами, полученными на основе расчетно-теоретических положений СП 35.13330.2011. Таким образом, балки длиной 21 м и 33 м, имея аналогичные параметры усиления конструкций, также могут быть применены в мостовом строительстве для пропуска современных нагрузок.

Данные обстоятельства доказали возможность использования конструкций применительно к типовому проекту серии 3.503.1-81 и с усиленным армированием ребра и нижнего пояса для проектирования мостовых сооружений по требованиям современных нормативных документов. А полученные результаты, раскрывающие эффективность предложенных расчетных схем, по учету совместной работы бетона и армоэлементов сеток приопорных зон железобетонных балок могут быть использованы при проектировании мостовых сооружений для пропуска по ним тяжелой колесной техники, относимой к разряду сверхнормативной нагрузки.



## **СПИСОК РАБОТ, ОПУБЛИКОВАННЫХ АВТОРОМ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ**

### ***Публикации в ведущих научных рецензируемых изданиях, включенных в перечень ВАК Минобрнауки России***

1. Алексеева, И. Д. Трещиностойкость наклонных сечений в балках пролетных строений / И. Ю. Белуцкий, И. Д. Алексеева // Наука и техника в дорожной отрасли. – 2020. – № 1. С. 9-12.

2. Алексеева, И. Д. Результаты стендовых испытаний балки длиной 24 метра по типовому проекту серии 3.503.1-81 с усиленным армированием стенки и нижнего пояса / И. Д. Алексеева, А. В. Лапин // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. – 2021. – № 3 (54). С. 66-71.

### ***Публикации в изданиях, входящих в международную базу данных Scopus***

3. I Y Belutsky and I D Alekseeva. Analytical Solutions for Tak-ing into Account Composite Action of Reinforcement and Concrete in the Evaluation of Stresses in the Principal Planes of Girder Web Plates with Pre-stressed Reinforcement / I Y Belutsky, I D Alekseeva // Conference FarEastCon-2019, Far Eastern Federal University (FEFU), City of Vladivostok, Russian Federation // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering (IOP Publishing. Great Britain). 2020, p. 1-8, Chapter 3. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/753/4/042074> (дата обращения: 10.05.2023).