

DOI: 10.15593/24111678/2019.03.03

УДК 624.26.059.3:624.078.7

Л.В. Гулицкая¹, О.С. Шиманская¹, Д.Е. Гусев²

¹ Белорусский национальный технический университет, Минск, Республика Беларусь

² ООО «Экомост», Минск, Республика Беларусь

АКТУАЛЬНЫЕ АСПЕКТЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МОНОЛИТНОЙ ПЛИТЫ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

Сформулирована актуальная задача для мостовой отрасли Республики Беларусь – обновление мостового парка путем реконструкции эксплуатируемых железобетонных автодорожных мостов с повышением грузоподъемности пролетных строений до уровня нормативных нагрузок. Одним из эффективных решений для повышения грузоподъемности мостового сооружения является применение монолитной железобетонной плиты усиления, включенной устройством анкеров в совместную работу с существующими элементами пролетных строений – балками или плитами, с дополнительной возможностью преобразовать пролетное строение из разрезной схемы в неразрезную систему.

Проведенный авторами мониторинг применения проектных решений усиления мостовых сооружений в рамках обследования сооружений перед вводом их в эксплуатацию после завершения капитального ремонта либо реконструкции позволил сформулировать вывод о необходимости применения расчетных методик для определения оптимальных параметров установки анкеров при проектировании железобетонной плиты усиления пролетных строений.

В статье приведены результаты теоретического исследования работы анкеров в конструкциях пролетных строений мостовых сооружений, усиливаемых накладной железобетонной плитой, которое было проведено с целью оптимизации эффективного использования анкеров с учетом их расстановки, а также для определения оптимальной глубины заделки анкеров в таких конструкциях.

Результаты проведенного исследования могут быть использованы при проектировании контактных стыков конструкций, усиливаемых накладной железобетонной плитой, с параметрами и предпосылками расчета, принятыми в данном исследовании. Необходимые рекомендации по проектированию контактных стыков с параметрами, отличающимися от рассмотренных в данном исследовании, могут быть получены по методикам, приведенным в данном исследовании.

В статье сделан вывод, что все проектные решения по армированию зон усиления должны быть подтверждены расчетами, исключаящими неэффективную работу новых конструкций и неэффективное использование ресурсов.

Ключевые слова: мостовые сооружения, грузоподъемность, пролетные строения, железобетонная плита усиления, неразрезное пролетное строение, анкер, глубина заделки анкеров, шаг анкеров, количество анкеров, класс бетона, нагрузка, предельное усилие.

L.V. Gulitskaya¹, O.S. Shimanskaya¹, D.E. Gusev²

¹ Belarusian National Technical University, Minsk, Republic of Belarus

² Ekomost LLC, Minsk, Republic of Belarus

TOPICAL ASPECTS OF DESIGNING A MONOLITHIC REINFORCEMENT SLAB FOR REINFORCED CONCRETE SPANS OF BRIDGE STRUCTURES

In the article an actual task for the bridge industry of the Republic of Belarus, namely updating the bridge park by reconstructing the existing reinforced concrete road bridges with an increase in the carrying capacity of the span structures to the level of regulatory loads is formulated. One of the effective solutions for increasing the carrying capacity of a bridge structure is the use of a monolithic reinforced concrete slab, incorporated by anchors in joint action with the existing elements of spans – beams or slabs, with the additional ability to convert the span from a split circuit to a continuous system.

The monitoring of the use of design concepts to reinforce bridges as part of a survey of structures before putting them into operation after completion of a major overhaul or reconstruction, carried out by the authors, allowed to formulate a con-

clusion about the need to use calculation methods to determine the optimal parameters for installing anchors when designing reinforced concrete slab reinforcing spans.

In the article the results of a theoretical study of the action of anchors in the structures of spans of bridge structures, reinforced with a concrete slab, which were conducted in order to optimize the effective use of anchors with regard to their placement, as well as to determine the optimal depth of embedding anchors in such structures, are presented.

The results of the study can be used in the design of contact joints of structures, reinforced by laid-on reinforced concrete slab, with the parameters and prerequisites for the calculation adopted in this study. The necessary recommendations for the design of contact joints with parameters different from those considered in this study can be obtained by the methods given in this study.

A conclusion has been made in the article, that all the design solutions for the reinforcement of reinforcement zones should be confirmed by calculations that exclude the inefficient action of new structures and the inefficient use of resources.

Keywords: bridge structures, carrying capacity, span structures, reinforced concrete slab, continuous span structure, anchor, anchor embedment depth, anchor step, number of anchors, concrete class, load, ultimate force.

Большинство мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования в Республике Беларусь выполнено с применением железобетонных балочных или плитных разрезных пролетных строений. С возрастанием нагрузок от транспортного потока и под воздействием природно-климатических факторов с течением времени происходит постепенное ухудшение технико-эксплуатационного состояния основных несущих конструкций мостовых сооружений, появляются дефекты конструкций, которые могут снижать грузоподъемность пролетных строений ниже действующих нормативных требований [1–5].

В настоящее время наиболее актуальным для мостовой отрасли Республики Беларусь является обновление мостового парка путем реконструкции эксплуатируемых железобетонных автодорожных мостов с повышением грузоподъемности пролетных строений до уровня нормативных нагрузок А14 и НК112 [6–8].

Одним из эффективных решений для повышения грузоподъемности мостового сооружения является применение монолитной железобетонной плиты усиления, включенной в совместную работу с существующими элементами пролетных строений – балками или плитами. Эффект в этом случае достигается за счет увеличения рабочей высоты сечения, а следовательно, возрастания в них предельных усилий [9, 10].

Для повышения эффективности применения накладной плиты пролетные строения, на которых она устраивается, необходимо преобразовать из разрезной схемы в неразрезную систему. Данное решение приводит к уменьшению положительных изгибающих моментов в средней части пролетов. При воздействии временной нагрузки на опорах появляются изгибающие моменты, в результате чего пролетные моменты уменьшаются. По сравнению с разрезными балками величина предельного разрушающего момента может быть увеличена до 30 % [11]. Появляющиеся при работе по неразрезной схеме отрицательные моменты могут быть восприняты дополнительной арматурой, установленной в накладной плите в зонах над опорами. Количество этой дополнительной арматуры определяется расчетом, а в накладной плите имеется достаточно места для ее размещения с учетом всех конструктивных требований. Кроме этого, при устройстве неразрезных систем мы избавляемся от наиболее уязвимого элемента моста – деформационного шва, потеря герметичности которого является причиной большинства дефектов конструкций мостовых сооружений.

Сотрудниками научно-исследовательской лаборатории мостов и инженерных сооружений (НИЛ МИС) Белорусского национального технического университета на протяжении шести лет проводится мониторинг применения проектных решений усиления мостовых сооружений в рамках обследования сооружений перед вводом их в эксплуатацию после заверенных капитальных ремонтов либо реконструкций. Полученные результаты этих исследований позволили сформулировать следующие выводы:

1. Не всегда авторы проектов, предусматривающих устройство накладной плиты с устройством неразрезного пролетного строения, закладывают установку дополнительной арматуры в накладной плите в зонах над опорами для восприятия отрицательных моментов. В этом случае неразрезная конструкция над опорами не работает, так как недостаточное армирование

в этих зонах не воспринимает отрицательные опорные моменты и расчетная схема принимается как для разрезной системы, а следовательно, теряется эффект уменьшения пролетных моментов.

2. Анкера, объединяющие старые конструкции с монолитной накладной плитой усиления, устанавливаются, как правило, с постоянным шагом, без учета особенностей работы неразрезной системы.

Сотрудниками лаборатории было проведено теоретическое исследование работы анкеров в конструкциях, усиливаемых накладной железобетонной плитой, с целью оптимизации эффективного использования анкеров с учетом их расстановки, а также для определения оптимальной глубины заделки анкеров в таких конструкциях [12–14].

В качестве объекта исследования был принят проект капитального ремонта моста через р. Турья на автомобильной дороге Р51 Острино – Щучин – Волковыск, км 23,429. Пролетные строения данного моста выполнены из П-образных ребристых плит длиной 9 м по типовому проекту серии 3.503-29, который в настоящее время заменен серией 3.503.1-75. Поперечное сечение мостового полотна приведено на рис. 1.

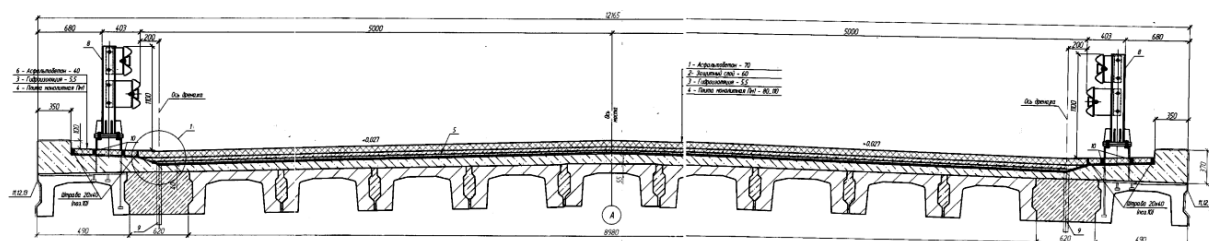


Рис. 1. Поперечный разрез пролетного строения

В расчете приняты следующие параметры и предпосылки [15]:

- пролетные строения из П-образных ребристых плит пролетом 9 м изготовлены из бетона класса В25, усилены монолитной плитой, толщиной 80–150 мм, из бетона класса В25, с вертикальными анкерами;
- анкера представляют собой металлические стержни диаметром 20 мм из арматуры S240 по СТБ 1704–2012 «Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия»;
- анкера включаются в работу после набора проектной прочности бетоном плиты усиления и работают на постоянную нагрузку от слоев мостового полотна (без учета монолитной плиты усиления и сборной плиты пролетного строения) и временную нагрузку А14 и НК-112.

Для обоснования глубины заделки анкера в бетон выделен участок ребра, непосредственно прилегающий к анкеру. Исследовано два варианта заделки анкера – глубиной 300 и 150 мм.

Для расчета использован ПК «Лира». Расчетная схема для участка с заделанным анкером составлена из объемных нелинейно-деформируемых элементов с характеристиками, соответствующими бетону класса В25. Стержень анкера смоделирован объемными элементами с характеристиками стали S240 [15]. Объемный вид расчетной схемы приведен на рис. 2.

Загружение расчетной схемы следующее: на стержень прикладывалась горизонтальная нагрузка вдоль ребра в уровне верха сборной плиты. Величина этой силы (37,8 кН) подобрана методом сравнительных расчетов таким образом, чтобы максималь-

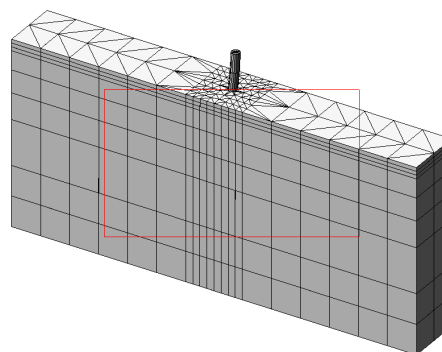


Рис. 2. Объемный вид расчетной схемы для фрагмента ребра плиты с анкером

ные напряжения в бетоне под рабочей поверхностью анкера не превысили расчетное сопротивление локальному смятию 18,5 МПа [15].

В результате расчета анкеров с различной глубиной заделки (300 и 150 мм) установлено, что нижняя часть анкера с глубиной заделки 300 мм практически не работает. Напряжения в бетоне, вызванные обжатием под анкерами диаметром 20 мм, затухают на глубине 50–100 мм. Поэтому для анкеров данного диаметра глубина анкеровки может быть принята равной 100–150 мм [15].

Предельным усилием для анкера диаметром 20 мм в бетоне класса В25 можно считать сдвигающую силу на анкер – 37,8 кН. Для бетонов классов В27,5, В30, В35, В40 эти же значения составят соответственно 41,8; 43,8; 45,8; 47,7 кН [15].

При рассмотрении теоретического варианта отсутствия сцепления между старым бетоном плит и новым бетоном монолитной плиты усиления расчетом установлено, что расстановка анкеров с равным шагом неэффективна, а с переменным шагом – значительно повышает количество требуемых анкеров. На основании этого был сделан вывод о необходимости учета сил сцепления между старым и новым бетоном.

Поскольку в ТНПА для мостовых сооружений подобный расчет не приводится, была использована методика расчета, изложенная в ТКП 45-5.03-97-2009 «Железобетонные сборно-монолитные конструкции. Правила проектирования».

Поверхность стыка принята шероховатой. Шероховатая поверхность – поверхность, достигаемая после бетонирования в виде естественной шероховатости либо создаваемая при помощи специальных мероприятий, обеспечивающих получение поверхности с глубиной выступов-впадин не менее 3 мм, расположенных на расстоянии не менее 40 мм, или получаемая при обнажении крупного заполнителя (по ТКП 45-5.03-97-2009). Такая поверхность гарантированно получается на существующих плитах после снятия слоев покрытия мостового полотна. В данном случае шлифовка поверхности старых плит не рекомендуется.

Сдвиговые напряжения в контактном стыке определялись по формуле (46) ТКП 45-5.03-97-2009, при этом ширина поверхности контакта между монолитным бетоном и сборным элементом $b_j = 94$ см – ширина плиты. В нашем случае контактный стык находится ниже границы сжатой зоны, поэтому $\beta = 1,0$.

Расчетное сопротивление сдвигу на единице площади контакта определялось по формулам (47) и (48) ТКП 45-5.03-97-2009.

Наихудшее воздействие на данную конструкцию оказывает нагрузка НК-112 по ТКП 45-3.03-232-2018 «Мосты и трубы. Строительные нормы проектирования». Воздействие нагрузки на плиту моделировалось штампом. Распределение нагрузки от штампа от верха покрытия до контактного стыка принято под углом 45° . Толщина всех слоев с учетом плиты усиления составляет 25 см. Размер штампа нагрузки НК-112 в уровне верха покрытия составляет $0,2 \times 0,8$ м. Размер штампа в уровне контактного стыка – $(0,2 + 2 \cdot 0,25) \times (0,8 + 2 \cdot 0,25) = 0,7 \cdot 1,3$ м.

Расчетное давление от колеса нагрузки НК-112 в месте ее приложения на уровне контактного стыка с учетом коэффициента надежности составляет 0,169 МПа. От постоянных нагрузок – 0,00723 МПа. Суммарное значение составляет 0,176 МПа.

Коэффициент поперечного армирования ρ_j определялся по формуле (49) ТКП 45-5.03-97-2009.

Расчетное армирование анкерами из условия восприятия продольного среза в контакте необходимо устанавливать, если не выполняется условие формулы (50) ТКП 45-5.03-97-2009. Площадь сечения анкеров на единицу длины контактного стыка подбирается по формуле (47) ТКП 45-5.03-97-2009.

Дефицит несущей способности в опорной зоне в нашем случае составляет $0,783 - 0,337 = 0,446$ МПа. Это усилие должно быть воспринято анкерами, т.е.

$$\rho_j f_{yd} \cdot (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = 0,446, \text{ отсюда } \rho_j = 0,446/210/0,7 = 0,0030.$$

Шаг анкеров на опоре при этом составляет $s_j = 6,28/94/0,0030 = 22,2$ см [15].

Эпюра поперечных сил принята по треугольному закону. С использованием эпюры рассчитан шаг анкеров для каждого участка. Максимальное значение поперечной силы Q от временных и постоянных нагрузок на опоре составляет 308 кН, в 20 см от опоры – 241 кН, в середине пролета – 108 кН. Рассчитанные значения справедливы при условии действия максимальных поперечных сил, взятых из объемлющей эпюры поперечных сил для наиболее загруженной плиты. В этом случае на стык воздействует удерживающая сила трения от действия временной нагрузки, так как при максимальных значениях штампы нагрузок находятся над расчетными участками.

Когда штамп от колес нагрузки не расположен над расчетным участком, значение поперечной силы от данной нагрузки меньше максимального значения для этого сечения. С одной стороны, уменьшается действующее касательное напряжение в стыке, с другой – отсутствует удерживающая составляющая от сил трения, вызываемых временной нагрузкой [15].

Значения объемлющей эпюры поперечных сил в случае отсутствия штампа колеса над рассматриваемым участком составляет: над опорой – 273 кН, в 20 см от опоры – 218 кН, в середине пролета – 108 кН [15].

$$\tau_{sdj} = 0,225 \cdot 0,95 + 0,7 \cdot 0,00723 = 0,219 \text{ МПа.}$$

При расчете видно, что во втором случае требуется меньший шаг анкеров.

Для конкретного пролетного строения, приведенного на рис. 1, определена оптимальная установка анкеров со следующими значениями [15]:

- диаметр анкеров – 20 мм;
- шаг анкеров считая от оси опирания, мм, –
 $200 + 2 \cdot 300 + 2 \cdot 350 + 2 \cdot 400 + 500 + 650 + 2 \cdot 850 + 650 + 500 + 2 \cdot 400 + 2 \cdot 350 + 2 \cdot 300 + 200$;
- глубина заделки анкеров – 150 мм;
- количество анкеров в поперечном сечении на 1 плиту – 2 шт.;
- места установки анкеров по ширине – над ребрами плит.

Конкретные числовые значения, полученные в данном исследовании, не распространяются на другие конструкции поперечного сечения или длины пролетных строений, а также другие типы и диаметры анкеров. Необходимые рекомендации по проектированию контактных стыков с параметрами, отличающимися от рассмотренных в данном исследовании, могут быть получены по методикам, приведенным в данном исследовании.

Выводы:

1. Альтернативой полной либо частичной перестройке сооружений, не отвечающих требованиям современных норм по грузоподъемности и пропускной способности, является устройство монолитной накладной плиты усиления пролетных строений с одновременным преобразованием разрезной схемы пролетных строений в неразрезную систему для увеличения эффективности применения накладной плиты.

2. Все проектные решения по армированию зон усиления должны быть подтверждены расчетами, исключаящими неэффективную работу новых конструкций и неэффективное использование ресурсов.

3. Результаты проведенного исследования могут быть использованы при проектировании контактных стыков конструкций, усиливаемых накладной железобетонной плитой, с параметрами и предпосылками расчета, принятыми в данном исследовании. Необходимые рекомендации по проектированию контактных стыков с параметрами, отличающимися от рассмотренных в данном исследовании, могут быть получены по методикам, описанным в данной статье.

4. Расчет по методике, предусматривающей отсутствие сил сцепления и трения по контактному стыку, приводит к перерасходу анкеров и может быть принят лишь при наличии гладкого шлифованного контакта между сборной плитой и монолитной конструкцией.

5. Расчет количества и шага анкеров допускается производить по методике ТКП 45-5.03-97–2009. При этом максимальные объемлющие поперечные силы от временных и постоянных нагрузок допускается определять пространственным расчетом пролетного строения. Закон распределения поперечных сил по длине допускается принимать кусочно-линейным. При этом приопорные значения необходимо уменьшать на 10 % для случая, когда над рассчитываемым участком отсутствует давление от временной нагрузки. В этом случае разгружающее напряжение, вызванное силами трения от временных нагрузок, не учитывается.

6. Расчетное сопротивление, вызванное трением от постоянных нагрузок на мостовом полотне, на несколько порядков меньше, чем суммарное расчетное сопротивление стыка, поэтому гарантированное предельное напряжение в запас прочности допускается определять по формуле (47) ТКП 45-5.03-97–2009 без учета влияния трения по контактной поверхности.

7. При расчете контактного стыка большое значение имеет класс бетона. В данном исследовании класс бетона плит был принят близким к проектному значению. Результаты обследований показывают, что фактический класс бетона большинства сборных железобетонных конструкций в результате набора прочности значительно выше проектного. В этом случае следует принимать во внимание данный факт и назначать класс бетона усиления равным фактическому классу бетона существующих конструкций. В результате значительно повышается расчетное сопротивление срезу контактного стыка и уменьшается количество анкеров.

Список литературы

1. Осипов В.О., Кузьмин Ю.Г. Содержание, реконструкция, усиление и ремонт мостов и труб. – М.: Транспорт, 1996. – 471 с.
2. Неволин А.П., Богоявленский Н.А., Сырков А.В. Эксплуатация мостов: учеб.-метод. пособие. Ч. 1. Особенности эксплуатации железобетонных конструкций мостов. – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2012. – 173 с.
3. Васильев А.И. Оценка технического состояния мостовых сооружений: учеб. пособие. – М.: Кнорус, 2017. – 255 с.
4. Андрианов Ю.А. Актуальность проблемы эксплуатационной надежности мостов // Вестник Московского автомобильно-дорожного государственного технического университета. – 2014. – № 2 (37). – С. 77–81.
5. Кожушко В.П. Оценка несущей способности пролетных строений эксплуатируемых автодорожных мостов // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. – 2006. – № 34–35. – С. 30–34.
6. Гулицкая Л.В., Гусев Д.Е., Шиманская О.С. Актуальные вопросы повышения грузоподъемности типовых сборных плитных мостов на автомобильных дорогах // Автомобильные дороги и мосты. – 2015. – № 1 (15). – С. 9–13.
7. Усиление железобетонных балочных пролетных строений автодорожных мостов. Обзорная информация. – М.: ЦБНТИ Минавтодора РСФСР, 1987. – Вып. 2. – 55 с.
8. Дементьев В.А., Волокитин В.П., Анисимова Н.А. Усиление и реконструкция мостов на автомобильных дорогах: учеб. пособие / Воронеж. гос. архит.-строит. ун-т. – Воронеж, 2006. – 116 с.
9. Кваша В.Г., Салийчук Л.В. Реконструкция малых железобетонных мостов // Автомобильные дороги и мосты. – 2014. – № 2. – С. 40–45.
10. Овчинников И.И., Блинков М.А. Анализ изменения напряженно-деформированного состояния малого мостового сооружения при усилении его накладной плитой // Техническое регулирование в транспортном строительстве. – 2016. – № 2. – С. 73–84.
11. Усиление и уширение автодорожных мостов. Тематическая подборка [Электронный ресурс]. – URL: <http://www.complexdoc.ru/ntdtext/538451/28>.

12. Коваль П.М., Стоянович С.В. Напряжение в сборно-монолитных железобетонных пролетных строениях мостов при учете стадийности работы // Наука и прогресс транспорта. Вестник Днепропетровского национального университета железнодорожного транспорта. – 2011. – № 39. – С. 61–65.

13. Попович Н.Н., Миронюк А.С., Борщов В.И. Усиление железобетонных балочных пролетных строений с использованием шпренгелей и предварительно напряженных стержней // Наука и прогресс транспорта. Вестник Днепропетровского национального университета железнодорожного транспорта. – 2005. – № 6. – С. 131–132.

14. Панченко О.В., Кваша В.Г., Салийчук Л.В. Гибкие стержневые анкеры при расширении и усилении железобетонных мостов // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. – 2012. – № 58. – С. 46–53.

15. Гулицкая Л.В., Гусев Д.Е., Шиманская О.С. Расчетное исследование по обоснованию конструкции монолитной плиты усиления на пролетном строении из сборных железобетонных плит длиной 9 м // Автомобильные дороги и мосты. – 2016. – № 1 (17). – С. 43–48.

References

1. Osipov V.O., Kuz'min Iu.G. Soderzhanie, rekonstruktsiia, usilenie i remont mostov i trub [Maintenance, reconstruction, reinforcement and repair of bridges and pipes]. Moscow, Transport, 1996, 471 p.

2. Nevolin A.P., Bogoiavlenskii N.A., Syrkov A.V. Eksploatatsiia mostov: ucheb.-metod. posobie. Ch.1. Osobnosti eksploatatsii zhelezobetonnykh konstruksii mostov [Operation of bridges: a teaching aid part 1. Features of operation of reinforced concrete structures of bridges]. Perm': Izdatelstvo Permskogo natsional'nogo issledovatel'skogo politekhnicheskogo universiteta, 2012, 173 p.

3. Vasil'ev A.I. Otsenka tekhnicheskogo sostoiianiia mostovykh sooruzhenii: ucheb. Posobie [Evaluation of the technical condition of bridges: studies allowance]. Moscow, KnoRus, 2017, 255 p.

4. Andrianov Iu.A. Aktual'nost' problemy eksploatatsionnoi nadezhnosti mostov [Relevance of the problem of operational reliability of bridges]. *Vestnik Moskovskogo avtomobil'no-dorozhnogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta*, 2014, no. 2 (37), pp. 77-81.

5. Kozhushko V.P. Otsenka nesushchei sposobnosti proletnykh stroenii eksploatiruemykh avtodorozhnykh mostov [Evaluation of bearing capacity of span structures of operated road bridges]. *Vestnik Khar'kovskogo natsional'nogo avtomobil'no-dorozhnogo universiteta*, 2006, no. 34-35, pp. 30-34.

6. Gulitskaia L.V., Gusev D.E., Shimanskaia O.S. Aktual'nye voprosy povysheniia gruzopod'emnosti tipovykh sbornykh plitnykh mostov na avtomobil'nykh dorogakh [Current issues of carrying capacity improvement of standard prefabricated slab highway bridges]. *Avtomobil'nye dorogi i mosty*, 2015, no. 1(15), pp. 9-13.

7. Usilenie zhelezobetonnykh balochnykh proletnykh stroenii avtodorozhnykh mostov. Obzornaia informatsiia [Strengthening of reinforced concrete beam span structures of road bridges. Overview Information]. Moscow: Tsentral'naia biblioteka nauchno-tekhnicheskoi informatsii Minavtodora RSFSR, 1987, vol. 2, 55 p.

8. Dement'ev V.A., Volokitin V.P., Anisimova N.A. Usilenie i rekonstruktsiia mostov na avtomobil'nykh dorogakh: ucheb. Posobie [Strengthening and reconstruction of bridges on highways: studies allowance]. Voronezhskii gosudarstvennyi arkhitekturno-stroitel'nyi universitet, 2006, 116 p.

9. Kvasha V.G., Saliichuk L.V. Rekonstruktsiia malykh zhelezobetonnykh mostov [Reconstruction of small concrete bridges]. *Avtomobil'nye dorogi i mosty*, 2014, no.2, pp. 40-45.

10. Ovchinnikov I.I., Blinkov M.A. Analiz izmeneniia napriazhenno-deformirovannogo sostoiianiia malogo mostovogo sooruzheniia pri usilenii ego nakladnoi plitoy [Analysis of changes in the stress-strain state of a small bridge structure when it is reinforced with an overlay plate]. *Tekhnicheskoe regulirovanie v transportnom stroitel'stve*, 2016, no.2, pp. 73-84.

11. Usilenie i ushirenie avtodorozhnykh mostov. Tematicheskaiia podborka [Strengthening and broadening of road bridges. Subject Collection] [Electronic resource], available at: <http://www.complexdoc.ru/ntdtext/538451/28>. (accessed 30 May 2019)

12. Koval' P.M., Stoianovich S.V. Napriazhenie v sborno-monolitnykh zhelezobetonnykh proletnykh stroeniiakh mostov pri uchete stadiinosti raboty [Stress in prefabricated monolithic reinforced concrete span structures of bridges, taking into account work staging]. *Nauka i progress transporta. Vestnik Dnepropetrovskogo natsional'nogo universiteta zheleznodorozhnogo transporta*, 2011, no. 39, pp. 61-65.

13. Popovych N.N., Mironiuk A.S., Borshchov V.I. Usilenie zhelezobetonnykh balochnykh proletnykh stroenii s ispol'zovaniem shprengel'ei i predvaritel'no napriazhennykh sterzhnei [Reinforcement of reinforced concrete girders with sprengel and prestressed rods]. *Nauka i progress transporta. Vestnik Dnepropetrovskogo natsional'nogo universiteta zheleznodorozhnogo transporta*, 2005, no. 6, pp. 131-132.

14. Panchenko O.V., Kvasha V.G., Saliichuk L.V. Gibkie sterzhnevye ankery pri rasshirenii i usilenii zhelezobetonnykh mostov [Flexible rod anchors for expanding and strengthening reinforced concrete bridges]. *Vestnik Khar'kovskogo natsional'nogo avtomobil'no-dorozhnogo universiteta*, 2012, no. 58, pp. 46-53.

15. Gulitskaia L.V., Gusev D.E., Shimanskaia O.S. Raschetnoe issledovanie po obosnovaniuu konstruktzii monolitnoi plity usileniia na proletnom stroenii iz sbornykh zhelezobetonnykh plit dlinoi 9 m [Computational study to substantiate the design of a monolithic reinforcement slab on a span of prefabricated reinforced concrete slabs 9 m long]. *Avtomobil'nye dorogi i mosty*, 2016, no. 1(17), pp. 43-48.

Получено 17.05.2019

Об авторах

Гулицкая Лариса Владимировна (Минск, Республика Беларусь) – кандидат технических наук, руководитель научно-исследовательской лаборатории мостов и инженерных сооружений (НИЛ МИС) Белорусского национального технического университета (220013, г. Минск, пр. Независимости, 65, Белорусский национальный технический университет, e-mail: nilmis@mail.ru).

Шиманская Ольга Степановна (Минск, Республика Беларусь) – старший научный сотрудник научно-исследовательской лаборатории мостов и инженерных сооружений (НИЛ МИС) Белорусского национального технического университета (220013, г. Минск, пр. Независимости, 65, e-mail: nilmis@mail.ru).

Гусев Дмитрий Евгеньевич (Минск, Республика Беларусь) – кандидат технических наук, главный специалист ООО «Экомост» (220030, г. Минск, ул. Тимошенко, 8–12, e-mail: nilmis@mail.ru).

About the authors

Larisa V. Gulitskaya (Minsk, Republic of Belarus) – Ph.D. in Technical Sciences, Head of the Scientific and Research Laboratory of Bridges and Engineering Structures of the Belarusian National Technical University (65, Nezavisimosti av., Minsk, 220013, Republic of Belarus, e-mail: nilmis@mail.ru).

Olga S. Shimanskaya (Minsk, Republic of Belarus) – Senior Researcher of the Research Laboratory of Bridges and Engineering Structures, Belarusian National Technical University (65, Independence av., Minsk, 220013, Republic of Belarus, e-mail: nilmis@mail.ru).

Dmitry E. Gusev (Minsk, Republic of Belarus) – Ph.D. in Technical Sciences, Chief Specialist of LLC “Ekomost” (8–12, Timoshenko st., Minsk, 220030, Republic of Belarus, e-mail: nilmis@mail.ru).