Проектирование и строительство дорог и мостов

DOI: <http://www.dx.doi.org/10.24866/2227-6858/2020-3-15>
УДК 624.21.012.45

С.Н. Томилов

ТОМИЛОВ СЕРГЕЙ НИКОЛАЕВИЧ – к.т.н., доцент, SPIN: 5948-3490,
e-mail: serg_tomilov@mail.ru
Тихоокеанский государственный университет
Хабаровск, Россия

Особенности деформаций главных балок железобетонных пролетных строений автодорожных мостов при их усилении внешней арматурой

Аннотация: Так как в настоящее время в эксплуатации находится достаточно много автодорожных мостов, запроектированных и построенных в различные периоды, их, как и всю дорожную сеть, необходимо поддерживать в состоянии, соответствующем нормативам, а для этого проводить ремонт с использованием элементов усиления несущих конструкций. При качественном возведении и надлежащем уходе высокая степень сохранности мостов позволяет продлить срок их службы путем решения ряда конструктивных вопросов, наиболее актуальным из которых считают обеспечение нормативной грузоподъемности. Усиление с целью повышения грузоподъемности эксплуатируемых мостов достигается путем добавления элементов внешних или внедренных в состав существующего конструктива в зависимости от типа сооружения, его состояния и доступной технологии производства. Однако не только грузоподъемность, но и подверженность конструкций деформациям определяет транспортно-эксплуатационные параметры сооружения, характеризующие послеремонтное состояние моста. Цель настоящего исследования – анализ известного и широко востребованного способа усиления железобетонных балок внешним армированием как обеспечивающего минимальное вмешательство в существующие основные конструкции, технологичного и доступного в исполнении. Впервые дана оценка влияния стадийности включения в работу элементов усиления на общие деформации – прогибы главных балок.

Ключевые слова: главная балка, грузоподъемность, усиление, внешняя арматура, свободная затяжка, стадийность работы, относительная деформация, прогиб.

Введение

Продление ресурса эксплуатируемых мостов при условии обеспечения современных потребительских свойств может достигаться ремонтно-восстановительными работами с добавлением элементов усиления в существующие конструкции, что соответствует положениям п. 4.6 и п. 4.7 принятой в 2005 г. «Национальной программе модернизации и развития сети автомобильных дорог Российской Федерации до 2025 года» [3].

В настоящее время на дорогах общего пользования в сегменте малых и средних мостов продолжают эксплуатироваться еще достаточно много вполне работоспособных сооружений, выполненных по типовому проекту серии 3.503-14 Союздорпроекта с полными длинами главных балок 12, 15, 18 м. В части обеспечения грузоподъемности, отвечающей требованиям современных норм, такие мосты требуют усиления, конструктивная реализация которого является предметом исследований в нашей стране [4, 6, 7] и за рубежом [10, 11].

Минимальное ремонтное воздействие и сохранение целостности наиболее ответственных частей в сечениях главных балок оказывает добавление внешней арматуры на нижнюю грань ребра, при этом технология предполагает наклейку внешней арматуры с фиксацией ее гибкими или жесткими наклонными и вертикальными тягами (рис. 1).

Рис. 1. Фасад балки, усиленной внешним армированием:
1 – прокатный швеллер как элемент добавленного армирования; 2 – наклонные тяги;
3 – вертикальные тяги.

Жесткая фиксация добавленной арматуры на поверхность защитного слоя бетона низа ребра балки предполагает совместную работу модернизированного сечения и достижения максимального эффекта усиления, что далеко не всегда может быть обеспечено состоянием бетона поверхности защитного слоя в силу накопленных за годы эксплуатации деградационных повреждений.

Настоящая работа посвящена анализу применения внешнего армирования с необеспеченным клеевым контактом добавленной арматуры с поверхностью бетона низа ребра балки. Предлагаемая статья развивает предыдущие исследование автора [6], где добавленная арматура рассмотрена как свободная затяжка, прикрепленная к наклонным тягам, и дана оценка характера включения ее в работу и эффективности такого усиления. Кроме того, установлена стадийность работы начального и усиленного сечения железобетонной балки, характер восприятия ими изгибающего момента и возникающего напряженного состояния в основных несущих элементах [6].

Прежде всего мы рассмотрим общие деформации (прогибы), возникающие на различных стадиях включения элементов усиления. Величины прогибов балок от постоянной и временной нагрузки во многом определяют возможность нормальной эксплуатации моста, в частности пропускной способности, комфортности и безопасности, в связи с чем существуют ограничения максимальных прогибов как в отечественных [5], так и зарубежных [9] нормах проектирования.

При известной нагрузке на балку и возникающем от нее изгибающем моменте прогиб рассчитывается по аналитическому выражению [5, 11]

$$f = \int_0^L \overline{M}_x \left(\frac{1}{r} \right)_x dx, \quad (1)$$

где $\overline{M}_x$ – функция изгибающего момента от единичной силы, приложенной в направлении искомого прогиба; $(1/r)_x$ – функция кривизны изгибаемого элемента; L – расчетная длина пролета балки.

Радиус кривизны r зависит от изгибной жесткости сечения B , которую нормы проектирования [5] допускают определять по простому выражению

$$B = 0,8E_b I_b, \quad (2)$$

где E_b – модуль упругости бетона на сжатие; I_b – момент инерции бетонного сечения.

Так как отмеченный выше момент инерции I_b является геометрической характеристикой контура бетонного сечения балки и не учитывает наличие, количество и роль основной и добавленной арматуры, в нашем случае выражение (2) неприемлемо. Также отметим, что при изгибе балки в бетоне возникают трещины, значительно осложняющие достоверную оценку жесткости сечения.

Возможные пути решения данного вопроса – численное моделирование на основе метода конечных элементов с раскрытием параметров напряженно-деформированного состоя-

ния изгибаемой железобетонной балки [2, 10] или экспериментальный метод оценки прогибов балки через контроль развития трещин с помощью тензометров [8].

Представим модель деформирования железобетонной балки, позволяющую увязать продольные деформации арматуры e_s и бетона e_b в сечении с радиусом кривизны r [1] (рис. 2).

Рис. 2. Схема деформирования железобетонной балки.

Радиус кривизны r и длина участка l приняты относительно оси изгиба, длина которой в процессе деформации остается неизменной. Из геометрических построений (рис. 2) следует зависимость

$$\frac{h_0}{e_s + e_b} = \frac{r}{l}, \quad (3)$$

где h_0 – рабочая высота сечения как расстояние от его верхней границы до центра тяжести растянутой рабочей арматуры.

Полагая $e_s = l \cdot \varepsilon_s$ и $e_b = l \cdot \varepsilon_b$, выразим кривизну изогнутой оси балки из (3):

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_s + \varepsilon_b}{h_0} \quad (4)$$

где ε_s , ε_b – относительная деформация арматуры и бетона соответственно.

Разбив длину расчетного пролета балки на характерные участки и определив для каждого из них через параметры напряженного состояния величины ε_s и ε_b , можно для каждого участка по формуле (4) подсчитать значения кривизны $1/r$ и далее вычислить прогиб по численному представлению выражения (1) [5]:

$$f = \sum_1^n \overline{M}_x \left(\frac{1}{r} \right)_x l_x, \quad (5)$$

где n – число участков расчетного пролета балки; $\overline{M}_x$ – средняя величина единичного момента на участке; $(1/r)_x$ – средняя кривизна оси балки на участке; l_x – длина участка.

Численную реализацию метода выполним в развитие примера, рассмотренного автором в предшествующей статье [6], где представлены три способа устройства добавленной внешней арматуры: без перерыва движения и с полной постоянной нагрузкой; с частичной разгрузкой путем демонтажа мостового полотна; с полной разгрузкой путем вывешивания пролетного строения.

Усиление внешней арматурой рассмотрено по схеме свободной затяжки (рис. 1) железобетонной балки расчетной длины 14,4 м по типовому проекту серии 3.503-14 (инв. № 710/5) Союздорпроекта. В соответствии с проектом принят бетон класса прочности В22,5 с $R_b = 11,75$ МПа и рабочая арматура А300 с $R_s = 265,0$ МПа. Необходимые деформативные характеристики материалов: модуль упругости арматуры $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа; модуль упругости бетона $E_b = 28,5 \cdot 10^3$ МПа; модуль деформации бетона $E_{bt} = 7,04 \cdot 10^3$ МПа (по п. 7.114 [5] и по п. 7.4.3 [9]). В соответствии с идентичными указаниями отечественных [5] и зарубежных [9] норм при длительных нагрузках следует учитывать усадку и ползучесть бетона, поэтому любой из приведенных в примере вариантов расчетов будет начинаться с оценки начального

прогиба от длительного воздействия постоянной нагрузки с применением модуля деформации E_{bt} , а дальнейшие перемещения, связанные с ремонтным воздействием и временной нагрузкой, – с учетом модуля упругости бетона E_b .

Так как оценка прогибов отнесена ко второй группе предельных состояний, расчет выполняется на нормативные нагрузки: постоянную – в соответствии с типовым проектом; временную А14, Н14 – в соответствии с действующими нормами [5].

При определении максимальной деформации сжатого бетона ε_b следует учесть наличие в верхней зоне двух стержней арматуры периодического профиля, предельная деформация которых при сжатии ε_{sc} должна ограничить деформацию бетона при условии целостности контакта арматуры и бетона.

Таким образом, предельная деформация бетона при длительном воздействии нагрузки:

$$\varepsilon_b = \min(\varepsilon_{bt}; \varepsilon_s) = \min(0,00167; 0,00126) = 0,00126,$$

$$\text{где } \varepsilon_{bt} = \frac{R_b}{E_{bt}} = \frac{11,75}{7,04 \cdot 10^3} = 0,00167; \varepsilon_{sc} = \frac{R_{sc}}{E_s} = \frac{265}{2,1 \cdot 10^5} = 0,00126; R_{sc} = R_s = 265,0 \text{ МПа.}$$

При кратковременном воздействии максимальную деформацию сжатия бетона определяем как

$$\varepsilon_b = \frac{R_b}{E_b} = \frac{11,75}{28,5 \cdot 10^3} = 0,00041.$$

Для составления расчетной схемы избранной в качестве примера балки разобьем ее расчетный пролет на участки, характеризующиеся изменением рабочей высоты сечения вследствие отгибов рабочей арматуры в верхнюю зону по направлению от середины пролета (рис. 3).

Рис. 3. Разбивка расчетного пролета балки на участки по критерию рабочей высоты сечения h_0

В предложенном примере полупролет балки разбит на шесть участков, для каждого из них определена рабочая высота сечения h_0 , длина участка l , координата середины участка x , подсчитана средняя величина единичного момента $\overline{M}_x$ (рис. 3). Для подсчета кривизны изогнутой оси балки на каждом участке по формуле (4) относительное удлинение растянутой арматуры ε_s :

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s},$$

где σ_s – нормальные напряжения в основной арматуре с учетом влияния добавленной внешней арматуры, как это было представлено в результатах расчета на прочность (таблицы 1–3 [6]).

Для оценки влияния последовательности ремонтных работ при постановке добавленной внешней арматуры усиления балки на ее прогиб рассмотрены три варианта выполнения монтажа:

- 1) без перерыва движения, т.е. с полной постоянной нагрузкой;

2) с разборкой мостового полотна, т.е. с постоянной нагрузкой только от веса балок и продольных швов их объединения;

3) с полной разгрузкой балок от постоянной нагрузки, например путем их вывешивания домкратами на период монтажа элементов усиления.

Не следует рассматривать разборку мостового полотна во втором варианте как усложняющий фактор, потому что усиление главных балок – это часть комплекса ремонтных работ, при которых практически всегда происходит замена элементов мостового полотна как наиболее изнашиваемой части пролетного строения.

Прогибы рассмотренной в примере балки рассчитаны и просуммированы по участкам с помощью формулы (5) для всех стадий ремонтного воздействия в каждом варианте с представлением основных результатов (таблицы 1–3).

Таблица 1

**Расчет прогиба балки: вариант постановки усиления
без перерыва движения, т.е. с полной постоянной нагрузкой**

Стадия	Нагрузка, сечение	Нормативная распределенная нагрузка, кН/м	Параметр деформации бетона, МПа	Относительная деформация бетона ϵ_b	Прогиб по стадии $f_{ст}$, м	Суммарный прогиб f , м
I	Полная постоянная. Начальное сечение	18,19	$E_{bt}=7,04 \cdot 10^3$	0,00126	0,052	0,081
II	Временная до включения затяжки. Начальное сечение	16,98	$E_b=28,5 \cdot 10^3$	0,00041	0,029	
III	Оставшаяся часть временной. Усиленное сечение	15,68				

Таблица 2

**Расчет прогиба балки: вариант постановки усиления
с разборкой мостового полотна**

Стадия	Нагрузка, сечение	Нормативная распределенная нагрузка, кН/м	Параметр деформации бетона, МПа	Относительная деформация бетона ϵ_b	Прогиб по стадии $f_{ст}$, м	Суммарный прогиб f , м
I	Полная постоянная. Начальное сечение	18,19	$E_{bt}=7,04 \cdot 10^3$	0,00126	0,052	0,080
II	Снятие мостового полотна. Начальное сечение	-7,84	$E_b=28,5 \cdot 10^3$	0,00041	-0,018	
III	Постоянная от мостового полотна и часть временной до включения затяжки. Начальное сечение	7,84+8,71=16,55	$E_b=28,5 \cdot 10^3$	0,00041	0,046	
IV	Оставшаяся часть временной. Усиленное сечение	23,95				

Таблица 3

**Расчет прогиба балки: вариант постановки усиления
при полностью разгруженном пролетном строении**

Стадия	Нагрузка, сечение	Нормативная распределенная нагрузка, кН/м	Параметр деформации бетона, МПа	Относительная деформация бетона ϵ_b	Прогиб по стадии $f_{ст}$, м	Суммарный прогиб f , м
I	Полная постоянная. Начальное сечение	18,19	$E_{bt}=7,04 \cdot 10^3$	0,00126	0,052	0,066
II	Снятие всей постоянной. Начальное сечение	-18,19	$E_b=28,5 \cdot 10^3$	0,00041	-0,023	
III	Часть постоянной до включения затяжки. Начальное сечение	18,19–1,27=16,92	$E_b=28,5 \cdot 10^3$	0,00041	0,037	
IV	Оставшаяся часть постоянной и вся временная. Усиленное сечение	33,93				

Заключение

Выполненная нами ранее оценка напряженного состояния железобетонной балки, усиленной внешней арматурой, работающей по схеме затяжки [6], показала существенный эффект, достаточный для обеспечения современных требований по грузоподъемности. Анализ работы усиленных балок с оценкой их общих деформаций (прогибов), рассмотренные в настоящей статье, а также результаты приведенного примера железобетонной балки пролетного строения расчетной длины 14,4 м в процессе ее усиления внешней арматурой и воздействия современных временных нагрузок А14, Н14 позволяют сделать следующие выводы.

1. Полученные нами результаты вполне согласуются с реальными величинами прогибов аналогичных конструкций, замеренными при обследовании мостов, что свидетельствует о работоспособности описанного метода расчета.

2. Отмечено уменьшение итоговых прогибов при снижении постоянной нагрузки на усиливаемые балки в период монтажных работ, однако заметный эффект может быть получен при большей разгрузке, чем снятие мостового полотна, вплоть до полного вывешивания пролетного строения.

Дальнейшие исследования могут быть направлены на обзор и анализ работ в области изгибаемых железобетонных элементов в совокупности с материалами обследований и испытаний сооружений на автомобильных дорогах с целью совершенствования расчетных моделей деформирования балок пролетных строений мостов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Белуцкий И.Ю., Лапин А.В., Сим А.Д. Особенности оценки напряженно-деформированного состояния балок с напрягаемой арматурой в формате стендовых испытаний // Научные чтения памяти профессора М.П. Даниловского: материалы Восемнадцатой Национальной науч.-практ. конф. в 2 т. Т. 1. Хабаровск: Изд-во Тихоокеан. гос. ун-та, 2018. С. 214–219.

2. Иванова Е.И., Котов А.А. Жесткость железобетонных балок в конечноэлементных расчетных моделях каркасных сооружений // Современное строительство и архитектура. 2019. № 1(13). С. 19–25.
3. Национальная программа модернизации и развития сети автомобильных дорог Российской Федерации до 2025 года / Министерство транспорта и связи Российской Федерации. Федеральное дорожное агентство. М., 2005.
4. Пат. 2208105 Российская Федерация, МПК E04C3/10. Способ усиления железобетонной балки шпренгелем / В.В. Егоров, А.П. Ледяев, Е.Н. Алексахин; Петербургский гос. ун-т путей сообщения; заявл. 2002.10.30.
5. Свод правил. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84* (с Изменениями № 1, 2) / ОАО ЦНИИС. М.: Стандартинформ, 2019.
6. Томилов С.Н. Оценка стадийности включения в работу элементов усиления эксплуатируемых пролетных строений автодорожных мостов // Вестник Инженерной школы Дальневост. федерал. ун-та. Владивосток. 2020. № 1(42). С. 147–154. DOI: <http://www.dx.doi.org/10.24866/2227-6858/2020-1-15>
7. Томилов С.Н., Никитин Д.Ф. Оценка усиления железобетонных балок внешней арматурой // Дальний Восток. Автомобильные дороги и безопасность движения: междунар. сб. науч. тр. Хабаровск: Изд-во Тихоокеан. гос. ун-та. 2017. № 17. С. 222–223.
8. Уткин В.С., Карпушова К.А. Расчет надежности железобетонной балки с нормальной трещиной по прогибу на стадии эксплуатации // Экология и строительство. 2017. № 1. С. 4–9.
9. Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings (Incorporating corrigenda January 2008 and November 2010) / European Committee for Standardization, 2004.
10. Iakovenko I., Kolchunov V., Lymar I. Rigidity of reinforced concrete structures in the presence of different cracks. MATEC Web of Conferences. 2017, vol. 116, 02016. DOI: <https://doi.org/10.1051/mateconf/20171160201>. Transbud-2017.
11. Kochkarev D., Azizov T., Galinska T. Bending deflection reinforced concrete elements determination. MATEC Web of Conferences. 2018, vol. 230, 02012. DOI: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201823002012>. Transbud-2018.

FEFU: SCHOOL of ENGINEERING BULLETIN. 2020. N 3/44

Design and Construction of Roads and Bridges

www.dvfu.ru/en/vestnikis

DOI: <http://www.dx.doi.org/10.24866/2227-6858/2020-3-15>

Tomilov S.

SERGEY TOMILOV, Candidate of Engineering Sciences, Associate Professor,

e-mail: serg_tomilov@mail.ru

Pacific National University

Khabarovsk, Russia

Features of deformation of the main beams of reinforced concrete spans of motor road bridges strengthened with external reinforcement

Abstract: Currently, there are quite a lot of road bridges in operation, designed and built in different periods. It is necessary to maintain the road network including bridge structures in a condition that meets up-to-date standards, and for this repair should be carried out using reinforcing elements of the supporting structures. With high-quality construction and proper maintenance, a high degree of safety of bridges allows to extend their service life by solving a number of design issues, the most important of which is considered to be the provision of standard load capacity. Strengthening in order to increase the carrying capacity of operated bridges is achieved by adding elements external or incorporated into the existing structure, depending on the type of structure, its condition and available production technology. However, not only the carrying capacity, but also the susceptibility of structures to deformations determines the transport and operational parameters

of the structure, which characterize the post-repair state of the bridge. The purpose of this study is to analyze the well-known and widely demanded method of reinforcing reinforced concrete beams with external reinforcement as providing minimal interference with the existing basic structures, technological and affordable in execution. For the first time, an assessment of the influence of the staging of the inclusion of reinforcement elements in the work on the general deformations – deflections of the main beams.

Keywords: main beam, carrying capacity, reinforcement, external reinforcement, free rod, staging of work, relative deformation, deflection.

REFERENCES

1. Belutsky I.Yu., Lapin A.V., Sim A.D. Features of the assessment of the stress-strain state of beams with prestressing reinforcement in the format of bench tests. Scientific readings in memory of Professor M.P. Danilovsky: proceedings of the Eighteenth National Scientific and Practical Conference, in 2 vols., vol 1. Khabarovsk, Pacific State Univ. 2018, p. 214–219.
2. Ivanova E.I., Kotov A.A. The stiffness of reinforced concrete beams in finite element analysis models of prefabricated buildings. *Modern Construction and Architecture*. 2019(13):19–25.
3. National Programme for the Modernization and Development of the Road Network of the Russian Federation until 2025. Ministry of Transport and Communications of the Russian Federation. Federal Road Agency. M., 2005.
4. Pat. 2208105 Russian Federation, International Patent Classification E04C3/10. A method of reinforcing a reinforced concrete beam with a sprengel. Egorov V.V., Ledyayev A.P., Alexashkin E.N. Petersburg State Transport University, declared 2002-10-30.
5. Set of rules. 35.13330.2011. Bridges and pipes. Updated edition of SNiP 2.05.03-84 (with changes N 1, 2). M., Standardinform, 2019.
6. Tomilov S. Assessment of the stage-by-stage inclusion of reinforcing spans of road bridges in operation. *FEFU: School of Engineering Bulletin*. 2020(42):147–154. DOI: <http://www.dx.doi.org/10.24866/2227-6858/2020-1-15>
7. Tomilov S.N., Nikitin D.F. Evaluation of reinforcement of reinforced concrete beams by external reinforcement. *Far East. Roads and Traffic Safety, An International Science Proceeding*. Khabarovsk, Pacific State Univ. 2017(17):222–223.
8. Utkin V.S., Karpushova C.A. Calculation of reliability of the reinforced concrete beam with the normal crack on the deflection at the operation stage. *Ekologiya & Stroitelstvo*. 2017(1):4–9.
9. Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings (Incorporating corrigenda January 2008 and November 2010). European Committee for Standardization, 2004.
10. Iakovenko I., Kolchunov V., Lyamar I. Rigidity of reinforced concrete structures in the presence of different cracks. *MATEC Web of Conferences*. 2017, vol. 116, 02016. DOI: <https://doi.org/10.1051/mateconf/20171160201>. Transbud-2017.
11. Kochkarev D., Azizov T., Galinska T. Bending deflection reinforced concrete elements determination. *MATEC Web of Conferences*. 2018, vol. 230, 02012. DOI: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201823002012>. Transbud-2018.