

УДК 624.012.454

А.А. Быков, А.В. Калугин, И.Л. Тонков

Пермский национальный исследовательский политехнический университет

ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ УСИЛЕНИЯ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ КОМПОЗИТОМ

Изложен опыт проектирования усиления ребристой плиты покрытия композитом. Рассмотрены достоинства и недостатки технологии усиления. Кратко представлена разработанная авторами в среде Matlab 7.0.1 расчетная деформационная модель и алгоритм расчета. Выполнен анализ предельной деформации композита в соответствии с существующими методиками проектирования. Предложено конструктивное решение по усилению плит и обозначены цели дальнейшего исследования.

Ключевые слова: усиление композиционными материалами, деформационная модель, предельные деформации, отслоение из-за трещинообразования, поперечные хомуты.

Введение

Технология усиления строительных железобетонных конструкций композиционными материалами получила распространение в России в последнее время. При проектировании усиления проектировщик вынужден опираться на собственное понимание работы конструкции и ряд стандартов организаций (руководств), так как утвержденных в России нормативных документов по этой тематике до сих пор нет. Стандарты организаций, как правило, разработаны самими компаниями – поставщиками технологии и материалов в нашей стране или отечественными институтами по заказам этих компаний. Основные расчетные положения, использованные в стандартах организаций, в основном заимствованы из «Руководства по усилению железобетонных конструкций композитными материалами» [1], опубликованного в 2006 году и разработанного ГУП «НИИЖБ» и ООО «Интераква». Это руководство в большей своей части основано на зарубежных нормах и тематических публикациях 1999–2003 годов и адаптировано для российской нормативной базы. Несомненно, руководство стало большим подспорьем для проектировщиков, однако оно опирается на зарубежные разработки десятилетней давности, тогда как во всем мире ежегодно публикуются десятки экспериментальных и теоретических ра-

бот, посвященных теме усиления конструкций композитом. В России развитие нормативной базы в некоторых ключевых аспектах пошло по пути заимствования зарубежных публикаций. Среди немногих отечественных экспериментальных работ можно отметить [2–5]. Таким образом, до сих пор актуальным остаются вопросы экспериментального и теоретического исследования конструкций, усиленных композитом, и вопросы, связанные с проектированием такого рода усилений.

Усиление плиты покрытия производственного корпуса

При обследовании строительных конструкций одного из производственных корпусов химического предприятия г. Перми было установлено, что ряд плит покрытия требует усиления. Плиты покрытия выполнены по серии 1.465-7 вып. 1 ч. 1 и находятся в зоне снегового мешка. Плиты размерами 3×6 марки ПАПВ-5. Расчеты показали, что перенапряжение по изгибающему моменту в середине пролета от действия расчетных нагрузок составляет 52 %. Обрушение плит в период эксплуатации корпуса не произошло вследствие некачественного утепления кровли, которое способствовало значительным теплотерям и таянию снега в зоне снегового мешка. Таким образом, фактические нагрузки для плит покрытия за длительный период эксплуатации не достигли расчетных значений. При реконструкции корпуса планируется заменить состав кровельного пирога и усилить плиты покрытия. Усиление плит путем установки металлических поддерживающих балок невозможно в связи со стесненностью условий и невозможностью остановки производственного процесса. Усиление плит покрытия было решено произвести методом внешнего армирования композитом. *К достоинствам данной технологии можно отнести следующее:*

1. Благодаря небольшому весу конструкции усиления нет необходимости использовать грузоподъемное оборудование при монтаже. Усиление можно выполнить без остановки производственных процессов на предприятии.

2. Существует возможность создания конструкции усиления «по месту», т.е. использование на криволинейных плоскостях.

3. При незначительной толщине конструкция усиления не меняет объемно-планировочного решения помещения или геометрию усиленных конструкций, не ухудшает внешний вид, не уменьшает полезную

высоту помещений, элементы усиления хорошо поддаются отделке (маскировке).

4. Благодаря высокой химической стойкости композита конструкция усиления обладает хорошей антикоррозионной способностью, а также выполняет функцию антикоррозионного покрытия для бетона и стальной арматуры.

5. Существует возможность регулировать (проектировать) свойства элементов усиления на этапе выбора наполнителя и связующего для композита.

Недостатками технологии являются:

1. Область применения технологии усиления ограничена температурой стеклования связующего, выше которой полимерный композиционный материал переходит в пластичное состояние со снижением физико-механических характеристик.

2. Сложность в подготовке основания для конструкций, длительное время эксплуатируемых в агрессивных средах. Основной является проблема обеспечения надежной адгезии ремонтного состава со «старым» бетоном.

3. Жесткие рамки параметров среды: температура поверхности должна быть не менее 5–12 °С и не более 30–40 °С, а также на 3 °С выше точки росы. Температура окружающей среды должна быть не менее 5 °С и не более 30 °С. Влажность поверхности должна быть не более 4 %.

4. Взаимосвязь темпов работ со временем жизнеспособности связующего.

5. Непереносимость композитом УФ-лучей без дополнительной защиты.

6. Потребность в высококвалифицированных обученных и опытных рабочих для выполнения работ.

7. Сложность приемочного контроля качества работ.

8. Риск повреждения от пожара, вандализма, случайных воздействий.

9. Необходимость последующего мониторинга технического состояния усиленных конструкций для особо ответственных объектов, что связано с недостаточной изученностью вопросов длительной эксплуатации, особенно в агрессивных средах и влажных средах с перепадами температур.

Как видно, технология усиления композитами обладает как достоинствами, так и недостатками, о которых, как правило, умалчивают поставщики – производители материалов в России. Однако в данном конкретном случае большая часть недостатков была снята, так как плиты покрытия находились внутри отапливаемых помещений с неагрессивной средой, по пожарной и взрывопожарной опасности помещения относятся к категории В4.

Расчет типовой наиболее нагруженной плиты покрытия производился в два этапа по деформационной модели, разработанной авторами в среде Matlab 7.0.1. На первом этапе плита загружалась нагрузкой от собственного веса и веса кровельного пирога, определялись напряжения и деформации в стальной арматуре и бетоне. На втором этапе плита, усиленная композитом, загружалась постоянной и временной нагрузкой, определялись напряжения и деформации в стальной арматуре, бетоне и композите. Напряжения и деформации в стальной арматуре и бетоне определялись с учетом их НДС, полученного на первом этапе. Деформационная модель, принятая авторами, основана на следующих допущениях:

1. В предельном состоянии изгибаемого элемента усилия в сжатой зоне воспринимаются бетоном и сжатой стальной арматурой, а в растянутой – стальной арматурой и композитом.

2. Расчет деформаций по высоте сечения конструкции выполняется на основе гипотезы плоских сечений.

3. Между стальной арматурой и бетоном, а также между композитом и бетонным основанием отсутствуют взаимные смещения.

В качестве существенных достоинств предложенной деформационной модели можно отметить следующее:

1. Реализована возможность выбора кривой нагружения « σ – ε » для бетона и стальной арматуры. Для бетона с учетом длительности нагружения и знака деформаций в бетоне представлены двух- и трехлинейная диаграммы [6], криволинейная диаграмма [7] и полная диаграмма [8–10]. Для стальной арматуры представлены двух- и трехлинейная диаграммы [6], [11] и полная диаграмма [9], а также соответствующие диаграммы деформирования для сечения с трещиной. Формы записи диаграмм позволяют при необходимости исполь-

зовать в них величины, полученные прямыми измерениями по результатам обследования.

2. Реализована возможность включения в работу «нового» бетона растянутой зоны в случае, если геометрия конструкции восстанавливалась ремонтными полимерцементными и прочими составами.

3. Реализована возможность включения в работу композита, приклеенного не только к нижней грани, но и заведенного на боковые грани элемента.

4. Реализована возможность выбора в качестве критерия расчета не условные предельные деформации в бетоне и стальной арматуре, а условие расходящегося итерационного процесса.

5. Реализована возможность выполнять расчет для сечений любой формы с любым армированием.

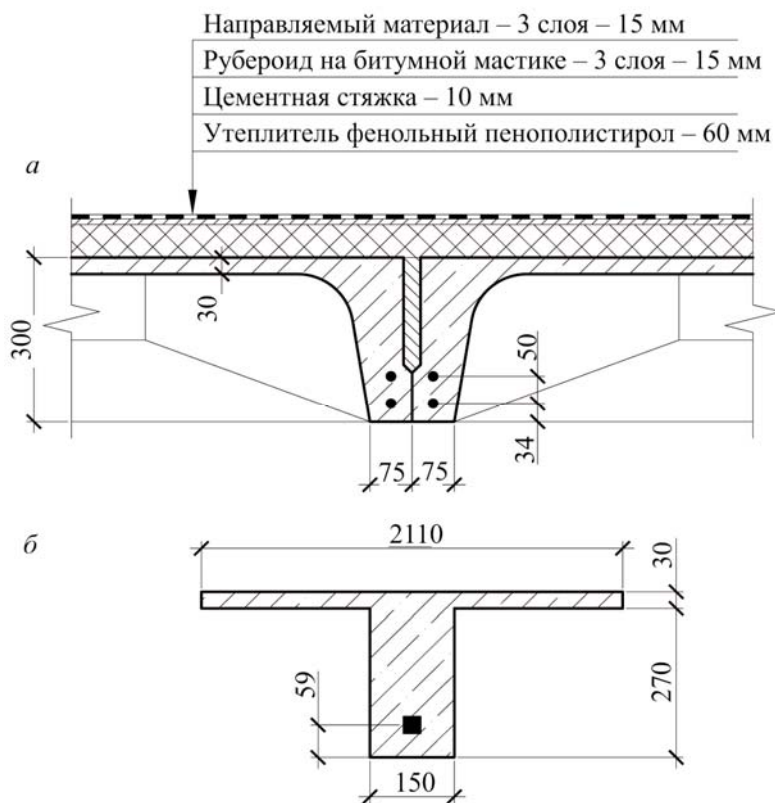


Рис. 1. Поперечный разрез плиты покрытия

При расчете фактическое сечение продольного ребра плиты приводилось к эквивалентному тавровому сечению путем мысленного совмещения двух продольных ребер одной плиты. На рис. 1 представлен фрагмент поперечного разреза покрытия (рис. 1, а) и расчетное поперечное сечение плиты (рис. 1, б).

В качестве материала усиления были приняты ламели компании Sika марки Sika CarboDur S512 толщиной $t_f = 1,2$ мм, шириной $b_f = 50$ мм, по две штуки на плиту. По данным поставщика-производителя, модуль упругости ламели $E_f = 165$ ГПа, предельная деформация разрыва $\varepsilon_{fu} = 1,7\%$, прочность при растяжении $R_f = 2800$ МПа. Расчет выполнен с учетом длительного действия нагрузки.

По результатам расчета по деформационной модели получены деформации и напряжения в бетоне, стальной арматуре и композите (таблица). Для примера на рис. 2 представлены эпюры напряжений в бетоне до и после усиления – от действия только постоянных и суммы постоянных и временных нагрузок соответственно.

Деформации и напряжения в материалах

Характеристика	Значение до усиления	Значение после усиления	Предельное значение
Деформация наиболее сжатого волокна бетона, $\times 10^3$	-1,2	-0,3	-4,8
Напряжение наиболее сжатого волокна бетона, МПа	-8,36	-2,46	-13,05
Деформация наиболее растянутого волокна бетона, $\times 10^3$	2,95	0,88	0,31
Напряжение наиболее растянутого волокна бетона, МПа	0,0	0,0	0,945
Высота сжатой зоны, см	8,5	7,4	–
Деформация в растянутой арматуре, $\times 10^3$	2,1	0,7	15
Напряжение в растянутой арматуре, МПа	387	118	441
Деформация в композите, $\times 10^3$	6,0	0,0	17
Напряжение в композите, МПа	990	0,0	2800

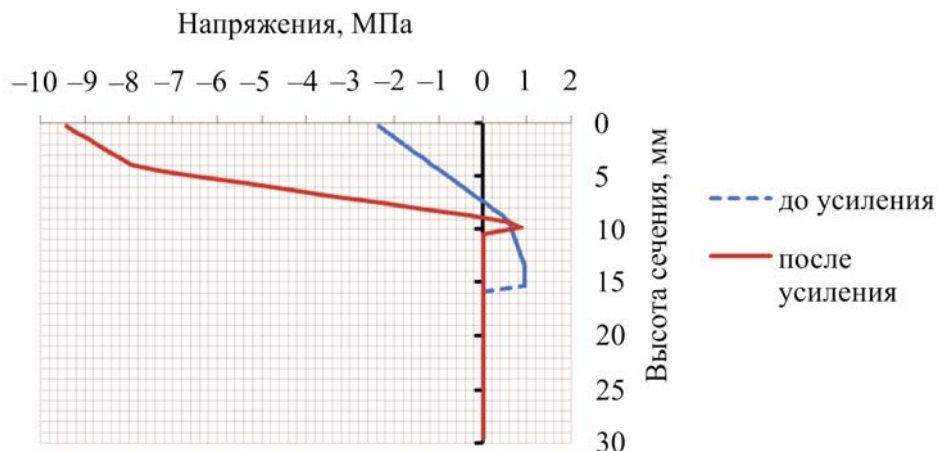


Рис. 2. Эпюры напряжений в бетоне

Как видно из таблицы и рис. 2, состояние сечения, усиленного указанным материалом, при действии расчетных нагрузок далеко от предельного. Дополнительный расчет показал, что сечение способно воспринять дополнительное увеличение изгибающего момента на 30 %. Однако не следует забывать, что расчетная модель предполагает отсутствие взаимного смещения между композитом и бетонным основанием, то есть отсутствие отслоения. А как известно, определяющим при проектировании вариантом отказа для подобных конструкций будет отслоение композита из-за раскрытия трещин в средней зоне пролета [12]. Иными словами, деформации в композите ϵ_f не должны превышать предельного значения ϵ_{fd} . Ниже приведены значения предельной деформации композита, рассчитанные в соответствии с существующими нормативными зарубежными и рекомендательными отечественными методиками. Более подробный анализ методик расчета приведен в [12].

$\epsilon_{fd} \cdot 10^3$	Документ
4,0	ACI 440.2R-08 [13]
2,7	CNR-DT 200/2004 [14]
2,2	JSCE [15]
7,6	Руководство и др. [1], [16], [17], [18]
5,1	СТО БАСФ [19]
7,6	Проект СП [20]

Как было показано в [12], наиболее перспективной и надежной можно считать методику итальянского стандарта [14], однако в рассматриваемом случае для продольной жесткости $t_f E_f = 198\,000$ Н/мм приемлемое значение предельной деформации можно получить по американской методике [13].

Примем в качестве предельной деформации значение $\varepsilon_{fd} \cdot 10^3 = 4,0$, но тогда условие безотказности конструкции вследствие отслоения композита не соблюдается – деформация композита при действии расчетных нагрузок больше, чем предельная деформация, превышение которой означает отслоение композита из-за образования трещин:

$$\varepsilon_f = 0,006 > \varepsilon_{fd} = 0,004. \quad (1)$$

В общем случае для предотвращения отслоения композита руководством [1] рекомендуется устраивать конструктивное поперечное армирование в виде хомутов из лент, расстояние между которыми не должно превышать 2,5 м. Очевидно, что подобные рекомендации сложно применить для конструкции пролетом 6 м, учитывая также требования для базового расстояния между трещинами в интервале 10–40 см [6]. Таким образом, на основании расчетов было принято следующее решение по усилению плит (рис. 3). В качестве поперечных хомутов был использован холст SikaWrap-230 C/45. Ширина хомутов принята в соответствии с выпускаемыми типоразмерами холста.

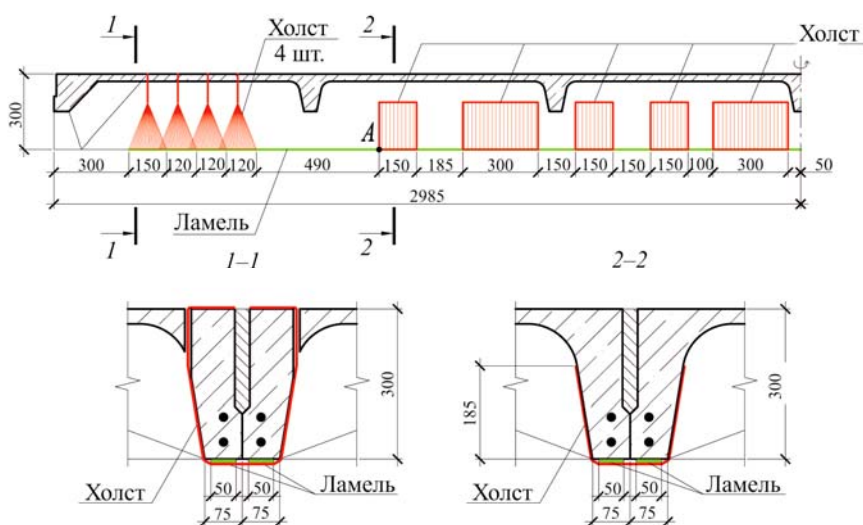


Рис. 3. Конструктивное решение усиления плиты покрытия

Деформация в композите на участке слева от точки A (см. рис. 3) при действии расчетных нагрузок не превышает деформацию отслоения ε_{fd} в соответствии с эпюрой изгибающего момента.

При проектировании усиления плиты покрытия обнаружился один недостаток всех существующих подходов: проектировщик вынужден значительно ограничивать деформацию композита, чтобы избежать отслоения из-за трещинообразования. Таким образом, прочностные характеристики композита используются лишь наполовину. Возможность увеличить деформацию композита в предельном состоянии сдерживается отсутствием приемлемых рекомендаций по расстановке (шаге) поперечных хомутов. Также в нормах и рекомендациях отсутствуют указания о требуемой ширине, жесткости (количестве слоев) хомутов, необходимости анкеровать хомуты в сжатой зоне сечения и степени их влияния на деформацию отслоения продольного армирования. Так, например, в работе [21] отмечено, что при испытании ребристых преднапряженных мостовых балок пролетом 9,14 м деформация отслоения для балки с поперечными хомутами (шаг хомутов $\approx 0,91$ м, ширина $\approx 0,1$ м) составила 1,22 %, а для балок без поперечных хомутов в среднем 1,03 %. Другими словами, наличие хомутов увеличило деформацию отслоения всего на 18 %.

Из-за неопределенности в конструктивных требованиях к поперечным хомутам для плит покрытия было предложено достаточно консервативное решение относительно запаса прочности, что повлекло за собой повышенный расход материала холста.

Рассмотренный пример усиления плит покрытия показал, что расчет подобных конструкций удобно выполнять по разработанной авторами деформационной модели, но обязательно во взаимной увязке с требованиями к предельной деформации композита. Одним из путей более рационального использования прочности композитов при усилении конструкций является предотвращение его отслоения из-за трещинообразования. Для этого могут использоваться или поперечные хомуты, или заведение продольного армирования на боковые грани элемента. Для оценки влияния указанных конструктивных мер на деформацию отслоения продольного композитного армирования требуются дополнительные исследования, для чего авторами планируется провести ряд численных и натурных экспериментов. Результаты исследования этих вопросов позволят выработать критерии проектирования экономичных и надежных конструкций усиления изгибаемых элементов железобетонных конструкций.

Библиографический список

1. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами / ГУП НИИЖБ, ООО «Интераква». – М., 2006.
2. Смердов Д.Н. Оценка несущей способности железобетонных пролетных строений мостов, усиленных композитными материалами: автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Новосибирск, 2010. – 24 с.
3. Костенко А.Н. Прочность и деформативность центрально и внецентренно сжатых кирпичных и железобетонных колонн, усиленных угле- и стекловолокном: автореф. дис. ... канд. техн. наук. – М., 2010. – 29 с.
4. Жуков А.Н. Восстановление работоспособности элементов каркаса зданий первой категории по ответственности: автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Пенза, 2012. – 24 с.
5. Гапонов В.В. Обоснование и разработка технологии усиления железобетонных конструкций подземных сооружений с использованием композиционных материалов: автореф. дис. ... канд. техн. наук. – М., 2012. – 25 с.
6. СП 52-101–2003. Свод правил по проектированию и строительству. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России, ГУП НИИЖБ, ФГУП ЦПП. – М., 2004. – 78 с.
7. СЕВ – FIP Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1: General Rules and Rules for Buildings, ENV 1992–1-1. – Brussels: CEN, 1991. – 253 p.
8. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
9. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ. – М., 1986. – С. 7–25.
10. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н. Диаграммы деформирования бетона, их трансформации в зависимости от различных факторов и использование в расчете конструкций // Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений: материалы конференций и совещаний по гидротехнике / ВНИИГ. – Л.: Энергоатомиздат, 1987. – С. 170–185.

11. СП 52-102–2004. Свод правил по проектированию и строительству. Предварительно напряженные железобетонные конструкции / Госстрой России, ФГУП ЦПП. – М., 2005. – 52 с.

12. Быков А.А., Третьякова А.Н., Калугин А.В. Оценка предельных деформаций отслоения композита // Вестник Томск. гос. архит.-строит. ун-та. – 2013. – № 3.

13. ACI 440.2R-08. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. – 2008.

14. CNR-DT 200/2004. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. – Rome, 2004.

15. Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of Continuous Fiber Sheet // Concrete Engineering Series 41. – Tokyo: Japan Society of Civil Engineers, 2001.

16. Рекомендации по расчету усиления железобетонных конструкций системой внешнего армирования из полимерных композитов FibARM. Договор № 12/1-1-12/ЖБ от 12.01.2012 / НИИЖБ. – М., 2012.

17. СТО 34.01.01–2011. Усиление пролетных строений мостов материалами на основе высокопрочных углеродных волокон. – Волгоград, 2011.

18. СТО 13613997-001–2011. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами фирмы Sika / ОАО «ЦНИИПРОМЗДАНИЙ». – М., 2011.

19. СТО 70386662-101–2012. Применение системы внешнего армирования Mbrace для усиления главных балок железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов / ООО «БАСФ Строительные системы». – М., 2012.

20. Свод правил «Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами» [Электронный ресурс] / ОАО «НИЦ «Строительство» – НИИЖБ им. А.А.Гвоздева, ЗАО «Триада-Холдинг», ЗАО «ХК Композит», ЗАО «БАСФ-Строительные системы», ОАО «РОСНАНО», ООО «ЭмСи Баухеми». – М., 2012. – URL: <http://www.cstroy.ru/files/ntdoc/spusilzbnk.pdf>.

21. Rosenboom O., Rizkalla S.H. Experimental Study of Intermediate Crack Debonding in Fiber-Reinforced Polymer Strengthened Beams // ACI Structural Journal. – January 2008. – Vol. 105, iss. 1. – P. 41–55.

A.A. Bykov, A.V. Kalugin, I.L. Tonkov

**THE EXPERIENCE OF DESIGNING
OF STRENGTHENING RIBBED SLAB BY EXTERNALLY
BONDED FRP SYSTEM**

The experience of designing of strengthening ribbed slab by Externally Bonded FRP System is outlined. The advantages and disadvantages of the strengthening technology are considered. Developed by the authors in the environment of Matlab 7.0.1 calculated deformation model and algorithm is summarized. The analysis of the ultimate strain of the composite in accordance with the existing methods of design is executed. Design solution to enhance the ribbed slab is proposed and purposes of further study are designated.

Keywords: strengthening with FRP, deformation model, effective strain in FRP reinforcement, intermediate crack debonding, transversal stirrup.

Сведения об авторах

Быков Антон Алексеевич (Пермь, Россия) – аспирант кафедры «Строительные конструкции» ФГБОУ ВПО ПНИПУ (e-mail: ViolentHarpy@yandex.ru).

Калугин Александр Васильевич (Пермь, Россия) – канд. экон. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции» ФГБОУ ВПО ПНИПУ (e-mail: kafedrisk@mail.ru).

Тонков Игорь Леонидович (Пермь, Россия) – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции» ФГБОУ ВПО ПНИПУ (e-mail: kafedrisk@mail.ru).

About the authors

Bykov Anton Alekseevich (Perm, Russia) – postgraduate student, Department of Building constructions, Perm National Research Polytechnic University (e-mail: ViolentHarpy@yandex.ru).

Kalugin Aleksandr Vasilyevich (Perm, Russia) – Candidate of Economic, Associate Professor, Department of Building constructions, Perm National Research Polytechnic University (e-mail: kafedrisk@mail.ru).

Tonkov Igor Leonidovich (Perm, Russia) – Candidate of Technics, Associate Professor, Department of Building constructions, Perm National Research Polytechnic University (e-mail: kafedrisk@mail.ru).

Получено 18.03.2013