

Таблица 2. Формы аутсорсинга при организации МТО в строительстве

Вид аутсорсинга	Факторы, влияющие на выбор вида аутсорсинга	Стратегические цели
1	2	3
Аутсорсер союза нескольких корпораций	Удаленность производств, линейно-направленная транспортная инфраструктура с ограничением по видам перевозки, ограниченная конкуренция	Оптимизация транспортных и складских затрат, кооперация в области закупок, консолидация в области коммерческой деятельности
Сторонний аутсорсер	Развитая производственная и транспортная инфраструктура в регионе, наличие конкуренции среди аутсорсеров и строительных организаций, дифференциация архитектурно-планировочных, конструктивных и инвестиционных решений	Лидерство по срокам строительства, качеству и свойствам применяемых материалов, географическая диверсификация производственной деятельности
Корпоративный аутсорсер	Ограниченная транспортная и коммуникационная инфраструктура в регионе, отсутствие необходимых производственных мощностей внутри организации, ограниченная конкуренция на рынке. Высокий удельный вес типовых проектов, узкая строительная специализация внутрикорпоративных организаций	Централизация управления, стабилизация цен на строительные услуги, лидерство в выбранном сегменте

Использование принципа аутсорсинга в формировании логистической цепи управления закупками, а также ориентировка на достижение стратегических целей – выбор наиболее приемлемых видов аутсорсеров и форм взаимодействия с ними – обеспечит строительной организации не только оптимизацию МТО, но и повышение эффективности управления строительством в целом.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Ананьев, В.В. Микрологистические системы капитального строительства: дис...к-та экон. наук: 08.00.05. – Ростов-на Дону, 2002. – 165 с.
2. Галлямов, А.Н. Аутсорсинг при организации подрядных работ в строительных компаниях: дис... канд. экон. наук: 08.00.05 – СПб., 2006. – 147 с.
3. Ефимова, Г.В. Управление процессами аутсорсинга в системе менеджмента качества организации // Вестник Брянского госу-

дарственного технического университета. – 2010. – № 4(28). Электронная версия журнала. – Режим доступа: <http://www.ru>. – Дата доступа: 28.11.2012.

4. Курбанов, А.Х. Алгоритм управления отношениями с аутсорсером // Современные исследования социальных проблем (электронный научный журнал). – №1(09). – 2012. – Режим доступа: <http://www.sisp.nkras.ru>. – Дата доступа: 02.11.2012.
5. Строительное материаловедение: учебное пособие / Под ред. В.А. Невского– Ростов н/Д: Феникс. Серия: Высшее образование, 2010. – 588 с.
6. Строительные материалы: учебно-справочное пособие / Г.А. Айрапетов, О.К. Безродный, А.Л. Жолобов [и др.]; под ред. Г.В. Несетаева. – 4-е изд., перераб. и доп. – Ростов н/Д: Феникс, 2009. – 608 с.

Материал поступил в редакцию 08.01.13

#### KISEL E.I., KHUTOVA E.N. Modern organizational aspects of material technical supply of the construction organizations

Changes of market conditions, organizational and technological operating conditions of the construction organizations demands improvement of the main and additional processes of production. The process of material technical supply can have considerable impact on use of production potential.

In this paper process of optimization of system of purchases on the basis of the analysis of their maturity is presented; possibilities of use of the logistic concept and the concept of outsourcing of material supply of the construction organizations.

Conditions of effective application of these concepts, logistics and outsourcing forms, the factors influencing their choice, criteria of a choice out-sourcer are defined and systematized. Recommendations will allow the construction organizations to choose the direction of increase of efficiency of material supply.

УДК 681.3: 634.04

**Тур В.В., Семенюк О.С.**

## ПРИМЕНЕНИЕ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРЫ ПРИ ИЗГОТОВЛЕНИИ САМОНАПРЯЖЁННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

**Введение.** При возведении конструкций, эксплуатирующихся в условиях агрессивных сред, а также в зданиях и сооружениях специального назначения широкое распространение получили бетонные элементы, в которых в качестве рабочих стержней применяются полимерные композиты, армированные волокнами (англ. fiber reinforced polymer (FRP) composites). В качестве полимерной матрицы в композитных стержнях применяют различные термореактивные (матрицы, полученные отверждением эпоксидных, эфирных, имидных, кремнийорганических и других олигомеров в процессе изготовления композитов), термопластичные (матрицы, которые расплавляются для пропитки наполнителя – ПЭ, ПП, сульфиды, кетоны), гибридные (матрицы, которые сочетают в себе термореактивные и термопластичные полимеры) полимеры, а для их армирования используют волокнистые материалы из стекла, полимеров, базальта, углерода и других материалов. Подробная классификация и основ-

ные свойства этих материалов могут быть найдены в работе [4], а также технических документах [3].

К достоинствам армированных пластиков следует отнести высокую прочность при низкой плотности; большую коррозионную устойчивость по сравнению со сталью; возможность регулирования в широких пределах тепло- и электропроводности, а также радиопрозрачности в зависимости от типа применяемых армирующих волокон.

Следует отметить, что при достаточно высоких прочностных характеристиках (средняя прочность до 1200 Н/мм<sup>2</sup>), полимерные композиты, армированные волокнами, имеют достаточно низкий, практически соизмеримый с бетоном модуль упругости (от 32 до 55 ГПа), что создаёт сложности с их применением. Основные проблемы на стадии проектирования возникают при проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности (ограничение ширины раскрытия трещин и прогибов). В соответствии с достаточно консерватив-

**Тур Виктор Владимирович**, доктор технических наук, профессор, зав. кафедрой технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

**Семенюк Ольга Сергеевна**, студентка строительного факультета Брестского государственного технического университета. Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Строительство и архитектура

ными рекомендациями fib [4] при проверках предельных состояний несущей способности следует использовать частный коэффициент  $\gamma_{cf} = 1,5$ , существенно снижая расчётное сопротивление такой арматуры по отношению к характеристическому значению прочностности, а при проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности ограничивать уровень напряжений до  $0,3 \cdot f_{cf}$ .

Учитывая, что практически до достижения предельных значений относительных деформаций полимерный композит работает упруго, существует возможность выполнить с его применением предварительное напряжение конструкций, повысив эффективность работы армирующих стержней. Вместе с тем, как показывает опыт, осуществить натяжение таких стержней с помощью традиционных технологий достаточно трудоёмко, а часто просто нереализуемо (необходимость изготовления специальных анкерных приспособлений, натяжных устройств, особые условия твердения при ограничении технологических температур и т.д.).

В этих случаях эффективным, на наш взгляд, может быть применение физико-химического способа предварительного напряжения, основанного на применении напрягающего бетона. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций с применением напрягающего бетона представлены в работах [5]. В работе [6] представлена гипотеза условного армирования, в соответствии с которой любое ограничение, препятствующее свободному развитию деформации расширения, может быть представлено некоторым эквивалентом стального армирования, исходя из равенства жесткостных характеристик ограничивающих связей. Такой подход в первом приближении даёт возможность воспользоваться мультипликативной моделью проф. Михайлова В.В., Литвера С.Л., Будаянца Л.И. [5], усовершенствованной проф. Туром В.В. и внесённой в ТКП 45-5.03-158 [1].

Следует отметить, что при применении стальной ограничивающей арматуры относительно высокие напряжения получают при малых относительных деформациях ограничивающих связей, которые впоследствии могут быть погашены за счёт усадки в воздушно-сухих условиях эксплуатации.

При равных уровнях самонапряжения стержень из полимерного композита, имеющий значительно меньший модуль упругости, и как следствие, меньшую жёсткость по сравнению со стальной арматурой, позволяет получить большие деформации несвободного расширения и тем самым сохранить больший уровень самонапряжения после протекания процессов усадки в условиях воздушно-сухой среды.

В соответствии с [1] относительную деформацию на уровне центра тяжести ограничивающей арматуры следует определять по формуле:

$$\varepsilon_{s,CE} = \frac{1}{\rho_l \cdot E_s} \cdot f_{CE,d} \cdot k_s \cdot k_p \cdot k_e \cdot k_w \cdot k_0, \quad (1)$$

где  $\rho_l$  – суммарный коэффициент армирования сечения;  $f_{CE,d}$  – расчётное самонапряжение бетона (Н/мм<sup>2</sup>);  $E_s$  – модуль упругости стальной арматуры;  $k_s, k_p, k_e, k_w, k_0$  – коэффициенты, определяемые согласно [1].

В случае применения арматуры из полимерных композитов, армированных волокнами, в формуле (1) вместо  $\rho_l$  следует использовать эквивалентный коэффициент армирования  $\rho_{l,eff}$ , который может быть определён из равенства осевых жесткостей ограничивающих связей при работе материалов в упругой стадии:

$$A_{c,f} \cdot E_{c,f} = A_{s,eff} \cdot E_s, \quad (2)$$

где  $A_{c,f}$  – площадь арматуры из полимера, армированного волокнами;  $A_{s,eff}$  – эквивалентная площадь стальной арматуры;  $E_{c,f}$  – модуль упругости арматуры из полимерных композитов, армированных волокнами.

С учётом выражения (2):

$$\rho_{l,eff} = \frac{A_{s,eff}}{A_c} = \frac{\alpha_f \cdot A_{c,f}}{A_c} \quad (3)$$

где  $A_c$  – площадь полного бетонного сечения;  $\alpha_f = \frac{E_{c,f}}{E_s}$ .

Усилие  $P_{0,CE}$ , возникающее в ограничивающей арматуре вследствие расширения напрягающего бетона, с учётом выражения (3), используемого при определении величины  $\varepsilon_{s,CE}$ , определяется по формуле:

$$P_{0,CE} = \varepsilon_{s,CE} \cdot A_{c,f} \cdot E_{c,f}. \quad (4)$$

Самонапряжение  $\sigma_{0,CE}$  на уровне наиболее растянутой при нагружении грани сечения рассчитывается по формуле:

$$\sigma_{0,CE} = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_s}{W_c}. \quad (5)$$

**Экспериментальные исследования.** С целью проверки предложенных теоретических подходов к оцениванию величины самонапряжения в элементах, армированных стержнями из полимерных композитов, были выполнены специальные постановочные лабораторные исследования на балках-образцах прямоугольного сечения, армированных отдельными стержнями. Переменными параметрами в испытаниях являлись: вид бетона, вид ограничения (стальная арматура, базальтопластиковая арматура), условия хранения опытных балок.

Были испытаны следующие образцы: серия I – балка из напрягающего бетона, армированная базальтопластиковой арматурой; серия II – балка из напрягающего бетона с объёмным фибровым армированием, армированная базальтопластиковой арматурой; серия III – балка из обычного бетона, армированная базальтопластиковой арматурой.

Изготавливали балки прямоугольного сечения размером 100x200 мм, длиной 1500 мм, армированные одним базальтопластиковым стержнем, расположенным в растянутой зоне бетона с защитным слоем 40 мм.

В качестве инертных заполнителей для напрягающего бетона использовали гранитный щебень фракции 5–10 мм и песок с модулем крупности 2,4. Водоцементное отношение было назначено равным W/C=0,33. Состав бетонной смеси на 1 м<sup>3</sup> в сухом состоянии: НЦ – 600 кг; щебень – 600 кг; песок 960 кг. Расход материалов на 1 м<sup>3</sup> напрягающего бетона аналогичен расходу материалов для приготовления фибробетона (расход стальной фибры на 1 м<sup>3</sup> фибробетона составлял 185 кг, или 2,37 % по объёму и 7,4 % по массе). Для достижения требуемой удобоукладываемости применяли гиперпластификатор на поликарбоксилатной основе.

Основные физико-механические характеристики напрягающего бетона, использованного при изготовлении опытных балок, определяли по методике, описанной в СТБ 2101-2010 [2]. Применяли напрягающий бетон (самонапряжение в стандартных кондукторах 1,65 Н/мм<sup>2</sup>, средняя призматическая прочность на сжатие в свободном состоянии 35,5 Н/мм<sup>2</sup>) и напрягающий фибробетон (самонапряжение в стандартных кондукторах 1,0 Н/мм<sup>2</sup>, средняя призматическая прочность на сжатие в свободном состоянии 48,0 Н/мм<sup>2</sup>).

Для ограничения деформаций расширения в продольном направлении напрягающего бетона и напрягающего фибробетона образцов-балок использовали базальтопластиковую (временное сопротивление 1200 Н/мм<sup>2</sup>, модуль упругости 55000 Н/мм<sup>2</sup>) и стальную класса S500 (характеристическая прочность  $f_{yk} = 500$  Н/мм<sup>2</sup>, модуль упругости 203000 Н/мм<sup>2</sup>) арматуру диаметром 12 мм.

Изготовленные в соответствии с принятой программой эксперимента опытные образцы до проведения статических испытаний на стадии расширения напрягающего бетона хранили во влажных условиях под плёнкой (кроме балки серии III).

**Результаты испытаний на стадии самонапряжения и их краткий анализ.** Графики, показывающие изменение во времени относительных деформаций ограничивающей арматуры и окружающего бетона, зарегистрированные в процессе твердения напрягающего бетона на стадии расширения, показаны на рис. 1, а максимальные значения относительных деформаций к моменту стабилизации расширения приведены в табл. 1.

Таблица 1. Опытные и теоретические значения относительных деформаций и самоупреждения

Серия	Фактическая площадь бетонного сечения после стабилизации процессов расширения $A_c, \text{см}^2$	Эксцентриситет $e_s$ , см, приложения усилия обжатия $P$ , расположенного на уровне центра тяжести ограничивающей арматуры	Суммарный коэффициент армирования сечения в расчёте на стальную арматуру, $\rho_{l,eff}, \%$	Относительная деформация арматуры $\epsilon_{s,f} \cdot 10^5$ к моменту стабилизации расширения		(6)/(5)	Усилие $P$ , кН, возникающее в арматуре вследствие самоупреждения бетона		Самоупреждение $\sigma_{0,CE}$ , МПа, в бетоне на уровне центра тяжести бетонного сечения	
				опыт	расчёт по формуле (1)		опыт	расчёт по формуле (4)	опыт	расчёт по формуле (5)
I	218,36	6,74	0,13	143	165,2	1,2	8,08	9,32	1,1	1,26
II*	206	6,74	0,14	56,3	$\frac{146,9}{64,26}$	$\frac{2,6}{1,1}$	3,18	$\frac{8,3}{3,63}$	0,46	$\frac{1,19}{0,52}$

Примечание: \*Числитель – показатели при расширении напрягающего бетона без учёта ограничивающего влияния стальной фибры, знаменатель – показатели после пересчёта с учётом ограничивающего влияния стальной фибры.

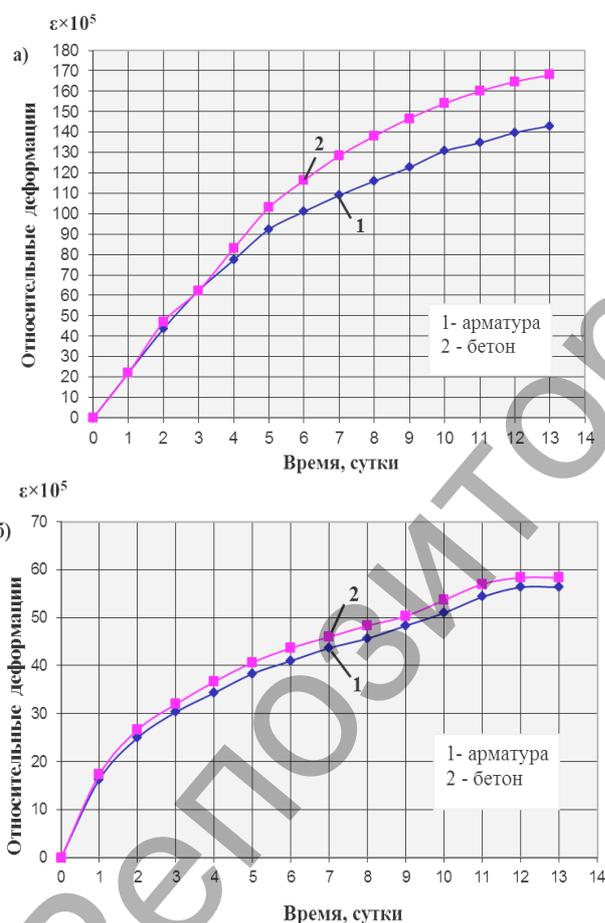


Рис. 1. Графики изменения относительных деформаций на уровне ограничивающей арматуры и бетона опытных образцов во времени

Как видно из полученных данных, наибольшие относительные деформации в ограничивающей арматуре получены для балки серии I, выполненной из напрягающего бетона ( $\epsilon_{s,CE,f} = 143 \cdot 10^{-5}$ ). В балке серии II, выполненной из напрягающего бетона, дополнительно армированной стальной фиброй, относительные деформации ограничивающей арматуры оказались в 2,5 раза меньше по сравнению с балкой серии I и ожидаемыми значениями относительных

деформаций, определяемыми по формуле (1). Следует отметить, что относительные деформации напрягающего бетона, армированного стальной фиброй, зарегистрированные по измерениям в силовых кондукторах по СТБ 2101-2010 [2], оказались в 1,65 раза меньше, чем в стандартных. Исходя из этого можно утверждать, что объёмное армирование в виде стальной фибры создаёт дополнительное ограничение деформациям расширения.

В соответствии с [6] в данном случае ориентировочное значение суммарного коэффициента армирования должно составлять  $\rho_{l,sum} \approx 1,68 \%$ . Тогда в первом приближении можно принять, что для балки серии II, изготовленной из напрягающего бетона со стальной фиброй, суммарный коэффициент армирования в продольном направлении должен составлять  $\rho_{l,sum} \approx 0,143 + 0,68 = 0,823 \%$ . Для данного коэффициента армирования скорректированное значение связанной относительной деформации должно составлять  $\epsilon_{s,CE,f(th)} = 64,3 \cdot 10^{-5}$ . Как видно из данных, представленных в табл. 1, скорректированное расчётное значение значительно ближе к полученному в опытах. Вместе с тем, требуются дополнительные специальные исследования, которые позволят обоснованно подойти к оцениванию самоупреждения в условиях ограничения деформаций расширения стальной фиброй в зависимости от её объёмного (или весового) содержания в бетонной смеси.

Обращает на себя внимание и ещё одно важное, на наш взгляд, обстоятельство: в балке серии II, изготовленной из напрягающего сталефибробетона в процессе расширения не наблюдали существенных отличий в относительных деформациях ограничивающей арматуры и окружающего бетона. Как видно из графика, показанного на рис. 1б, разница в относительных деформациях бетона и арматуры составила около  $3,5 \cdot 10^{-5}$ . В то же время в балке серии I из напрягающего бетона (см. рис. 1а), начиная с пятых суток, наблюдали заметную разницу в относительных деформациях бетона и ограничивающей арматуры. Это может быть связано с тем, что расширение напрягающего бетона развивается как в продольном, так и в поперечных направлениях, что приводит к снижению сцепления и проскальзыванию ограничивающей арматуры на длине зоны передачи напряжений. Значения зафиксированных усилий в ограничивающей арматуре и соответствующие значения самоупреждений на уровне ограничивающей арматуры, рассчитанные по [1], приведены в табл. 1.

**Результаты статических испытаний и их краткий анализ.** После стабилизации процесса расширения балки подвергали статическим испытаниям. Основные задачи при испытании: определение фактического значения момента трещинообразования образцов-балок; определение разрушающей нагрузки балок-образцов; проверка надёжности сцепления базальтопластиковой арматуры с бетоном в

процессе их совместной работы под нагрузкой; выявление преимуществ применения базальтопластиковой арматуры в сочетании с фибробетоном на основе напрягающего цемента.

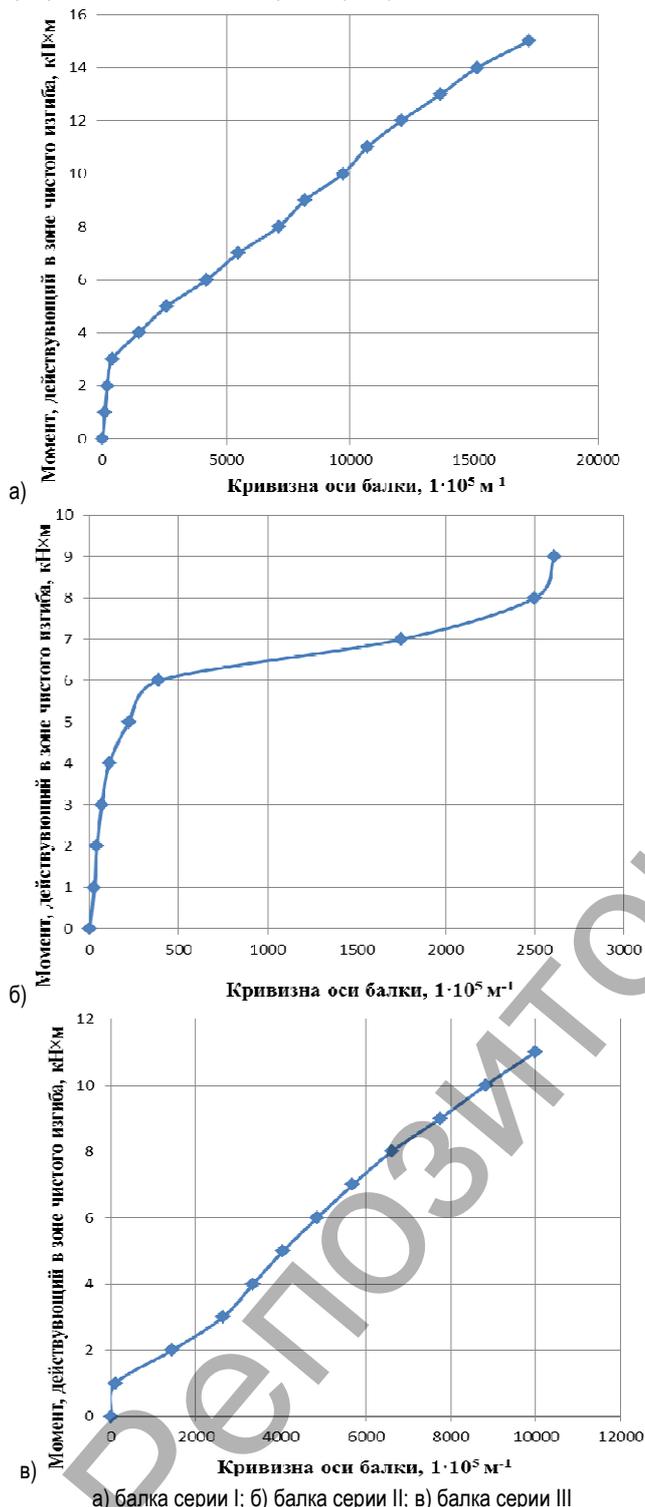


Рис. 2. Графики зависимости «момент-кривизна», полученные при испытании опытных образцов-балок

По зафиксированным в процессе статических испытаний показаниям индикаторов, установленных на уровнях сжатого бетона и растянутой арматуры, были построены графики зависимости изгибающего момента, действующего в зоне чистого изгиба, от кривизны оси балки. На рис. 2 показаны графики зависимости «момент-кривизна» ( $M-1/\rho$ ), полученные при испытаниях опытных образцов-балок. Как видно из приведенных графиков, в начальной стадии

нагрузки до появления первых трещин нормального отрыва в зоне чистого изгиба, изгибная жёсткость балок всех серий была примерно равной. После образования трещин наблюдали изменение изгибной жёсткости. Первые трещины в балках, выполненных из бетона на портландцементе, образовались при нагрузке  $P_{crc}=10$  кН ( $M_{crc}=2,0$  кН·м). При дальнейшем увеличении нагрузки образовавшиеся трещины раскрывались. Изгибная жёсткость при этом оставалась постоянной вплоть до момента разрушения (см. рис. 2). Такой характер деформирования свойственен для элементов, армированных полимерными композитами. На графике зависимости « $M-1/\rho$ » отсутствует участок пластического деформирования, разрушение происходит хрупко в результате раздавливания бетона сжатой зоны. Практически аналогичную картину деформирования наблюдали для балок, выполненных из напрягающего бетона, с тем отличием, что момент образования трещин составил  $M_{crc}=3,74$  кН·м (в 1,87 раз выше по сравнению с базовым образцом из бетона на портландцементе). Наибольшее значение нагрузки трещинообразования ( $P_{crc}=35,0$  кН), а соответственно и момента трещинообразования ( $M_{crc}=7,0$  кН·м), было получено для балок, изготовленных с применением комбинированного армирования стальной фиброй и базальтопластиковой арматурой.

По полученным и обработанным результатам статических испытаний были произведены расчёты усилия  $P_{0,CE}$ , возникающего в арматуре вследствие самоупругивания бетона, и самоупругивания  $\sigma_{CE}$  в бетоне на уровне центра тяжести бетонного сечения. Расчёты производились по следующим формулам:

$$P_{0,CE} = \frac{M_{crc} - f_{ctk} \cdot W_{pl}}{(e_s + r_y)}, \quad (6)$$

где  $M_{crc}$  – момент трещинообразования, определённый по графику зависимости изгибающего момента, действующего в зоне чистого изгиба, от кривизны оси балки;  $f_{ctk}$  – характеристическая прочность бетона на растяжение;  $W_{pl}$  – пластический момент сопротивления бетонного сечения;  $e_s$  – эксцентриситет приложения усилия обжатия  $P_{0,CE}$ , расположенного на уровне центра тяжести ограничивающей арматуры;  $r_y$  – расстояние от центра тяжести бетонного сечения до верхней ядерной точки.

$$\sigma_{0,CE} = \frac{M_{crc}}{W_{pl}} - f_{ctk}. \quad (7)$$

По результатам выполненных статических испытаний, в частности по полученным значениям моментов образования трещин, было выполнено оценивание достигнутой величины усилия в ограничивающей арматуре и самоупругивания бетона на уровне наиболее растянутой грани сечения. Сравнение результатов вычисления усилия  $P_{0,CE}$ , возникающего в арматуре вследствие самоупругивания бетона, и самоупругивания  $\sigma_{0,CE}$  в бетоне на уровне центра тяжести бетонного сечения, полученных на стадии самоупругивания и по результатам обработки данных, полученных в ходе статических испытаний, приведено в табл. 2.

**Заключение.** На основании выполненных постановочных исследований можно сделать следующие предварительные выводы:

1. Применение стержней из полимерных композитов совместно с напрягающим бетоном позволяет получить самоупругиванную конструкцию, которая в отличие от традиционных, армированных стальными стержнями, получает значительно большие по величине относительные деформации ограничивающей связи при практически равной величине достигаемого самоупругивания. В силу низкой осевой жёсткости ограничивающей связи (модуль упругости полимерного композита соизмерим с модулем упругости бетона) появляется возможность выполнить натяжение ограничивающей арматуры физико-химическим способом при значительных относительных деформациях и, тем самым, минимизировать их потери от последующей усадки бетона.

Таблица 2. Сравнение результатов, полученных на стадии самоупреждения и в ходе обработки данных статических испытаний

Серия	Усилия образования трещин		Усилия обжатия $P_{0,CE}$ , кН		Самоупреждения $\sigma_{0,CE}$ , МПа	
	$P_{срс}$ , кН	$M_{срс}$ , кН·м	стадия расширения	статические испытания	стадия расширения	статические испытания
1	2	3	4	5	6	7
Серия I (НЦ)	15,0	3,0	$\frac{8,08}{9,32}$	12,29	$\frac{1,1^*}{1,26}$	1,07
Серия II (НЦ+SF)	20,0	4,0	$\frac{3,18}{8,3}$	16,38	$\frac{0,46}{1,19}$	1,43
Примечание: *Числитель – значение, полученное в ходе опыта, знаменатель – расчёт по формуле (5) согласно [7].						
1	2	3	4	5	6	7
Серия III (ПЦ)	5,0	1,0	–	–	–	–

2. В результате дополнительного объёмного ограничения в виде стальной фибры наблюдали снижение продольных относительных деформаций на уровне ограничивающей арматуры. Вместе с тем, выполненные статические испытания показали, что балки, изготовленные из сталефибробетона на основе напрягающего цемента, имели наибольшие значения самоупреждения по сравнению с балкой серии I (момент образования трещин для сталефибробетонной балки серии II превышал момент образования трещин для балки серии III, выполненной из бетона на основе портландцемента в 4 раза, а для балок серии II из напрягающего бетона – в 1,33 раза).
3. В процессе расширения бетона балок не наблюдалось проскальзывания арматуры, что свидетельствует о наличии достаточных сил сцепления применённой базальтопластиковой арматуры с бетоном (что в свою очередь свидетельствует об эффективности применяемого заводом-изготовителем покрытия поверхности арматуры минеральной посыпкой) и отсутствии значительного разупрочнения контактной зоны вследствие расширения бетонной матрицы (с целью его снижения в приопорных зонах длиной 500 мм было установлено косвенное армирование).

## СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Бетонные и железобетонные конструкции из напрягающего бетона: ТКП 45-5.03-158-2009 / Министерство архитектуры и строительства РБ. – Мн.: Минстройархитектуры, 2010. – 28 с.
2. Бетоны напрягающие: СТБ 2101-2010 / Госстандарт РБ. – Мн.: Госстандарт, 2011. – 19 с.
3. Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars: CNR-DT 2003/2006.
4. FRP Reinforced for reinforced concrete structures: fib / Task Group 9.3 (Fiber Reinforced Polymer) Reinforcement for Concrete Structures. – Lausanne, Switzerland, 2005.
5. Расширяющиеся и напрягающиеся цементы и самоупреждённые конструкции: учебное пособие / В.В. Михайлов, С.Л. Литвер. – М.: Стройиздат, 1974. – 389 с.
6. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона: научное издание / Тур В.В. – Брест: Изд. БрПИ, 1998. – 246 с.
7. Beton Ekspansyw / M. Król, W. Tur. – Warszawa: Arkady, 1999. – 240 s.

Материал поступил в редакцию 17.01.13

## TUR V.V., SIEMIENIUK O.S. Application of basalt FRPC-reinforcement in the manufacturing of self-stressed structural elements

Problem of using fiber reinforced polymer as working bars in self-stressed flexuring structural elements is considered. Comparison of reaching degree of self-stress in concrete, which was got on the stage of self-stressing and was got like result of processing information of static experiences is produced.

УДК 691.327.002

Уласевич В.П., Якубовская О.А., Уласевич З.Н.

### ВЛИЯНИЕ РЕЖИМОВ ТЕПЛОВЛАЖНОСТНОЙ ОБРАБОТКИ НА ПРОЧНОСТЬ ТЯЖЕЛЫХ БЕТОНОВ С ДОБАВКОЙ STG-3, ИЗГОТОВЛЕННЫХ В УСЛОВИЯХ ЗАВОДА КУП «БРЕСТЖИЛСТРОЙ»

**Актуальность проблемы.** В обозримом будущем бетон и железобетон остается одним из основных конструктивных материалов для строительства, что определено практической неограниченностью сырьевых ресурсов для изготовления вяжущих и заполнителей, высокими конструкторскими и эксплуатационными качествами железобетона как строительного материала, его эксплуатационной долговечностью и надежностью. Производство несущих конструкций из железобетона в заводских условиях – многооперационный процесс, зависящий от большого числа режимных технологических парамет-

ров. Среди них: химический состав сырья; физические характеристики перерабатываемых материалов; параметры технологического оборудования и т.д. В их перечне особую важность занимает процесс продолжительности твердения бетона, существенно влияющий на выбор способа производства бетона и железобетона. Производственный процесс тепловой обработки бетонных и железобетонных изделий и конструкций в условиях заводов железобетонных изделий (ЖБИ) является важнейшим технологическим этапом, так как требует существенных энергозатрат и сроков изготовления изделий. Со-

**Уласевич Вячеслав Прокофьевич**, кандидат технических наук, профессор кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

**Якубовская Ольга Александровна**, кандидат технических наук, ст. преподаватель кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

**Уласевич Зинаида Николаевна**, кандидат технических наук, доцент кафедры начертательной геометрии Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.