

В. И. ГОЛОВАНОВ, д-р техн. наук, главный научный сотрудник, ФГБУ ВНИИПО МЧС России (Россия, 143903, г. Балашиха, мкр. ВНИИПО, 12; e-mail: vniipo@mail.ru)

В. В. ПАВЛОВ, начальник сектора, ФГБУ ВНИИПО МЧС России (Россия, 143903, г. Балашиха, мкр. ВНИИПО, 12; e-mail: vniipo@mail.ru)

А. В. ПЕХОТИКОВ, канд. техн. наук, заместитель начальника отдела, ФГБУ ВНИИПО МЧС России (Россия, 143903, г. Балашиха, мкр. ВНИИПО, 12; e-mail: vniipo@mail.ru)

УДК 614.841.332:624.012.4

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И АНАЛИТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРИ ОГНЕВОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

Приведены результаты исследований огнестойкости большепролетных железобетонных балок, изготовленных по технологии постнапряжения с использованием напрягаемых арматурных канатов, заключенных в стальные каналобразователи, при условии теплового воздействия по температурному режиму стандартного пожара. Определены фактические пределы огнестойкости указанных железобетонных конструкций при огневых испытаниях и расчетом. Подтверждено предположение о том, что расчет предела огнестойкости железобетонных балок с постнапряженной арматурой можно проводить так же, как для обычных железобетонных конструкций, без учета предварительного напряжения в арматуре при условии наступления предельного состояния в результате образования пластического шарнира в середине пролета балки в нормальном сечении.

Ключевые слова: огнестойкость железобетонных конструкций; потеря несущей способности; пластический шарнир; температурный режим стандартного пожара.

DOI: 10.18322/PVB.2015.24.11.31-38

В современной практике строительства широкое применение получили железобетонные большепролетные конструкции, возводимые по технологии постнапряжения. Использование данной технологии в строительстве позволяет существенно сократить сроки строительства, а также повысить надежность работы железобетонных конструкций.

Железобетонные конструкции обладают достаточно высокой огнестойкостью в отличие от стальных и деревянных. Огнестойкость железобетонных конструкций утрачивается в результате потери несущей способности из-за снижения прочности, теплового расширения и температурной ползучести арматуры и бетона при нагревании [1–6]. Потеря несущей способности изгибаемых элементов при огневом воздействии происходит в основном вследствие образования пластического шарнира в середине пролета в нормальном сечении по достижении критической температуры на рабочей арматуре [7–13].

Вместе с тем огнестойкость монолитных железобетонных конструкций с постнапряженной арматурой на настоящий момент изучена недостаточно. В связи с тем что данные конструкции предполага-

ется использовать на таком уникальном реконструируемом объекте, как стадион “Динамо”, было принято решение о проведении огневых испытаний железобетонных балок с постнапряженной арматурой на испытательной базе ВНИИПО МЧС России.

В соответствии с требованиями специальных технических условий на проектирование противопожарной защиты объекта Спортивный и концертно-развлекательный комплекс “ВТБ Арена — Центральный стадион «Динамо»” требуемый предел огнестойкости несущих строительных конструкций должен соответствовать R150.

Для проведения исследований железобетонных постнапряженных конструкций для реконструируемого стадиона “Динамо” были изготовлены опытные образцы балок непосредственно на строительных площадках г. Москвы по технологиям постнапряжения, разработанным французской и итальянской фирмами. Для проведения огневых испытаний каждой фирмой были изготовлены по два образца, характеристики которых представлены в табл. 1.

В процессе изготовления опытных образцов (по технологии постнапряжения) в арматурных вязаных

Таблица 1. Конструктивные характеристики опытных образцов

Характеристика опытного образца	Габаритные размеры опытного образца, мм	Длина рабочего пролета, мм	Характеристика арматурной стали; количество продольных арматурных стержней и канатов; нормативное сопротивление арматуры R_{sp}		Минимальная толщина* защитного слоя бетона до центра тяжести арматуры, мм		Класс, марка бетона	Средняя влажность, % масс.	Нагрузка** без учета собственного веса опытного образца, кН (тс)	Начальный прогиб после нагружения 1-го/2-го об- разца, мм
			ненапрягаемой	напрягаемой	ненапря- гаемой	напряга- емой				
Балка (фран- цузская фирма)	5700×400×400	5500	Периодического профиля класса A500С, марки ст3сп Ø10 мм — 3 стерж- ня в нижней зоне и 2 — в верхней; 500 МПа	Семипрово- лочные канаты класса K1700, Ø15,7 мм из про- волоки Ø5 мм — 3 каната в двух каналообразова- телях; 1475 МПа	65	70	B40, П4F300W14	3,5	217,5 (22,2)	8,0/8,0
Балка (италь- янская фирма)	5700×400×400	5500	Периодического профиля класса A500С, марки ст3сп Ø10 мм — 4 стерж- ня в нижней зоне и 3 — в верхней; 500 МПа	Семипроволоч- ные канаты класса K1700, Ø15,7 мм из про- волоки Ø5 мм — 3 каната в одном каналообразова- теле; 1475 МПа	65 и 85	70 и 180	B40, П4F300W14	3,0	148,48 (15,14)	7,5/8,0

* С нижней и боковых сторон балки.

** Нагрузка равномерно распределена по четырем точкам по длине рабочего пролета балки.

каркасах, выполненных из стержневой арматуры периодического профиля, устанавливали стальные каналообразователи из тонколистовой оцинкованной стали: два — для балок, изготовленных по французской технологии, и один — по итальянской.

В качестве примера на рис. 1 и 2 представлена схема армирования и расположения каналообразователей по сечению опытного образца балки, изготовленного по итальянской технологии постнапряжения.

Арматурные канаты, предназначенные для создания в опытных образцах проектных напряжений, протягивались через каналообразователи, по обоим концам которых производилась установка устройств, обеспечивающих передачу напряжения на бетон конструкции.

После укладки бетонной смеси в опалубочные элементы опытных образцов и достижения бетоном проектной передаточной прочности производилось натяжение канатов с помощью гидравлических домкратов, после чего канаты закреплялись в удерживающих приспособлениях, что обеспечивало связь между бетоном и напрягающими элементами, а также проектные напряжения обжата бетона в растянутой зоне конструкции. Пустоты каналообразователей заполнялись раствором, подаваемым через специальные трубки под давлением, что обеспечи-



Рис. 1. Арматурный каркас опытного образца балки перед бетонированием (по технологии итальянской фирмы): в опалубочную форму установлены продольные и поперечные стержни ненапрягаемой арматуры, а также каналообразователь с протянутыми арматурными канатами при использовании технологии постнапряжения

вало сцепление армирующих канатов с бетоном испытываемых конструкций.

В процессе изготовления опытных образцов балок для замера температуры в бетоне и на арматуре устанавливались термопары, показания которых автоматически регистрировались в ходе проведения огневых испытаний.

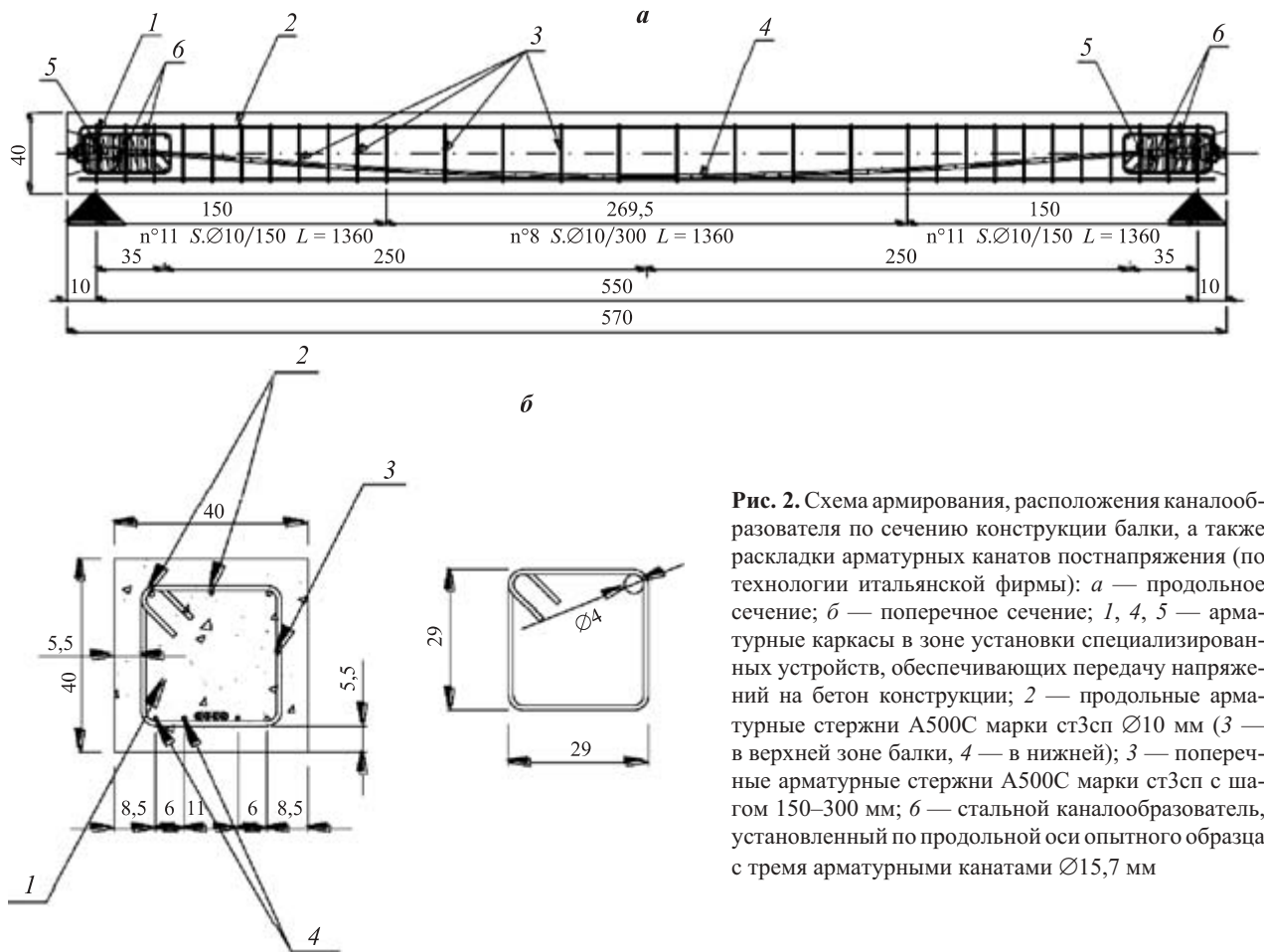


Рис. 2. Схема армирования, расположения каналаообразователя по сечению конструкции балки, а также раскладки арматурных канатов постнапряжения (по технологии итальянской фирмы): а — продольное сечение; б — поперечное сечение; 1, 4, 5 — арматурные каркасы в зоне установки специализированных устройств, обеспечивающих передачу напряжений на бетон конструкции; 2 — продольные арматурные стержни А500С марки ст3сп $\varnothing 10$ мм (3 — в верхней зоне балки, 4 — в нижней); 3 — поперечные арматурные стержни А500С марки ст3сп с шагом 150–300 мм; 6 — стальной каналаообразователь, установленный по продольной оси опытного образца с тремя арматурными канатами $\varnothing 15,7$ мм

На основании проведенных заказчиком физико-механических испытаний арматуры установлено, что временное сопротивление арматурных напрягаемых канатов составляет 1665–1860 МПа, арматурных стержней ненапрягаемой арматуры — 500 МПа, арматурной проволоки класса Вр-II — 1570 МПа. В целом результаты испытаний показали, что по нормируемым характеристикам данные арматурные стали соответствуют требованиям, предъявляемым к арматурной стали классов А500 и К1700 соответственно для стержневой и канатной семипроволочной арматуры.

На момент проведения испытаний возраст бетона образцов составлял более 28 сут. Прочность бетона определялась при испытаниях контрольных кубов и соответствовала классу В40.

Влажность бетона опытных образцов контролировалась перед каждым испытанием и измерялась при помощи влагомера ВСКМ-12У, имеющего глубину зоны контроля 20–50 мм. Влажность для всех образцов составляла не более 3,5 %.

Образцы железобетонных конструкций помещались на испытательную установку с опиранием на шарнирно-подвижную и шарнирно-неподвижные опоры с расстоянием от центра опор до краев опытных образцов 100–150 мм. Таким образом, рабочие

пролеты опытных образцов железобетонных балок составляли 5500 мм.

Опытные образцы балок испытывались под воздействием постоянной сосредоточенной нагрузки в четырех точках рабочих пролетов железобетонных конструкций.

Передача проектной нагрузки на балки и плиты осуществлялась с помощью системы нагружения, имеющей в своем составе гидравлический домкрат мощностью 2000 кН, приспособление для приложения нагрузки к опытному образцу, а также стальную раму для восприятия нагружающего усилия. Нормативные нагрузки на опытные образцы, указанные в табл. 1, устанавливались за 60 мин до начала огневых испытаний и поддерживались постоянными (с точностью не менее ± 5 %) в течение всего времени испытаний.

Прогибы опытных образцов железобетонных конструкций измеряли в ходе нагружения и проведения огневых испытаний при помощи прогибомера МП-3. Начальные прогибы (до огневых испытаний) железобетонных конструкций после приложения нагрузок указаны в табл. 1.

Согласно п. 7.4 ГОСТ 30247.1–94 опытный образец балки подвергался трехстороннему тепловому воздействию. Испытания всех опытных образцов

железобетонных конструкций проводились по температурному режиму согласно ГОСТ 30247.0–94 (единая температурная кривая ЕТК).

Температура в огневой камере печи измерялась термопарами, равномерно распределенными по длине и ширине образцов, в шести точках. В процессе испытаний проводилась регистрация показаний термопар, установленных на арматурных каркасах, по высоте сечения опытных образцов.

Испытания конструкций проводились до наступления предельного состояния образцов по потере несущей способности (R), в соответствии с требованиями табл. 21 приложения Федерального закона № 123 и п. 8.2 ГОСТ 30247.1–94. Согласно техническому заданию заказчика время огневого воздействия на балки, изготовленные по технологии французской фирмы, ограничивалось 185 мин, а в эксперименте с балками, изготовленными по технологии итальянской фирмы, — 155 мин.

При влажности бетона менее 3,5 % хрупкого разрушения железобетонных конструкций не происходило.

Поведение опытных образцов балок, изготовленных по технологии французской фирмы, в ходе испытаний характеризовалось следующими особенностями:

- на 30–35-й минутах испытания зафиксировано незначительное выпаривание влаги по торцам железобетонных балок;
- в дальнейшем видимых изменений, за исключением роста прогиба, в состоянии образцов не зафиксировано;
- на 185-й минуте огневого воздействия обрушения образцов железобетонных балок не произошло, прогиб составил 86,5 и 92,3 мм для 1-го и 2-го образцов соответственно;
- средняя температура по показаниям термопар, установленных на арматурных канатах, составила 380 °С.

Поведение опытных образцов балок, изготовленных по технологии итальянской фирмы, в ходе испытаний характеризовалось следующими особенностями:

- на 25–30-й минутах испытания зафиксировано незначительное выпаривание влаги по торцам железобетонных балок;
- в дальнейшем видимых изменений, за исключением роста прогиба, в состоянии образцов не зафиксировано;
- на 155-й минуте огневого воздействия обрушения образцов железобетонных балок не произошло, прогиб составил 96,5 и 94,2 мм для 1-го и 2-го образцов соответственно;

- средняя температура по показаниям термопар, установленных на арматурных канатах, составила 350 °С.

В результате визуального осмотра железобетонных конструкций после снятия опытных образцов с испытательной установки установлено следующее:

- на верхней горизонтальной поверхности железобетонных балок отмечено наличие нитевидных трещин, расположенных перпендикулярно к продольным осям балок с шагом 300–400 мм по длине конструкции;
- значительного повреждения необогреваемой поверхности балок не зафиксировано;
- обогреваемая поверхность нижних и боковых частей балок разрушена практически по всей длине рабочих пролетов балок на глубину (в отдельных местах опытных образцов) до продольных ненапрягаемых арматурных стержней;
- разрыва арматурных канатов и продольных стержней ненапрягаемой арматуры в нижней зоне не зафиксировано.

После снятия испытательной нагрузки и остывания опытных образцов наблюдалось постепенное восстановление конструкции, которое характеризовалось уменьшением деформации (прогиба) железобетонной балки.

По результатам экспериментальных исследований установлено, что фактический предел огнестойкости железобетонных балок по потере несущей способности (R) по классификации ГОСТ 30247.0–94 (п. 10) соответствует:

- для железобетонной балки (технология французской фирмы), испытанной под действием постоянной статической нагрузки 217,5 кН без учета собственного веса, распределенной по четырем точкам рабочего пролета балки, — R180;
- для железобетонной балки (технология итальянской фирмы), испытанной под действием постоянной статической нагрузки 148,48 кН, распределенной по четырем точкам рабочего пролета балки, — R150.

Аналитическая оценка огнестойкости железобетонной балки, изготовленной по технологии итальянской фирмы

Расчет несущей способности железобетонной балки, изготовленной по технологии итальянской фирмы, проводился при воздействии температурного режима стандартного пожара в течение 150 мин в целях сравнения результатов эксперимента и расчета.

Анализ экспериментальных данных по огневым испытаниям двух балок в течение 150 мин показал, что средняя температура в трех канатах из проволоочной арматуры составила 350 °С, а прогиб — 95,4 мм, что дает основание говорить о полной по-

тере предварительного напряжения [14, 15]. Расчет огнестойкости проводим исходя из того, что потеря несущей способности железобетонной балки произойдет в результате образования пластического шарнира по нормальному сечению в середине пролета.

Вследствие этого на основании анализа ранее проведенных исследований и данных других авторов предполагаем, что предварительное напряжение арматуры не оказывает влияния на огнестойкость изгибаемых конструкций. Таким образом, расчет предела огнестойкости железобетонной балки по потере несущей способности проводим так же, как для обычной изгибаемой конструкции. Расчет выполняем без учета влияния стержневой арматуры на несущую способность балки, что идет в запас при оценке огнестойкости. Исходные данные для расчета принимаем в соответствии с табл. 1. Изгибающий момент при нормативной нагрузке в середине пролета балки $M_n = 152 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

На рис. 3 показано расчетное сечение балки с расположением стальных предварительно напряженных канатов.

Теплотехническую задачу определения температур прогрева бетона и арматуры, а также несущую способность балки при воздействии температурного режима стандартного пожара решали используя готовую программу.

На рис. 4 и 5 представлены температурные поля в расчетном сечении по осям z и y при 150-минутном воздействии режима стандартного пожара.

Изменение коэффициента запаса прочности сечения балки γ_u при воздействии температурного режима стандартного пожара T и нормативной нагрузки представлено в табл. 2. Коэффициент γ_u рассчитываем по формуле

$$\gamma_u = M_{p,t} / M_n,$$

где $M_{p,t}$ — несущая способность сечения при огневом воздействии, $\text{кН}\cdot\text{м}$.

Принимаем, что данные по прогреву защитного слоя бетона до центра арматуры имеют одинаковые показатели с прогревом арматуры. В результате расчета прогрева балки по режиму стандартного пожа-

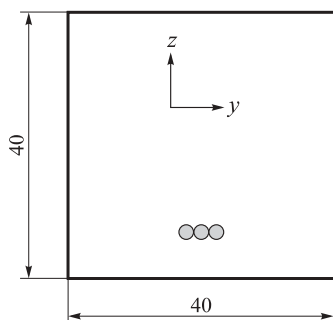


Рис. 3. Расчетное сечение балки с расположением стальных предварительно напряженных канатов

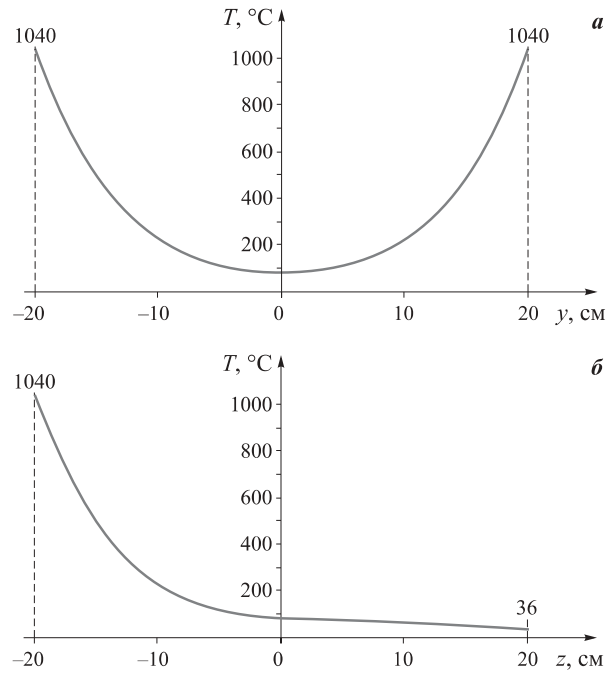


Рис. 4. Температура T в расчетном сечении по осям y (а) и z (б)

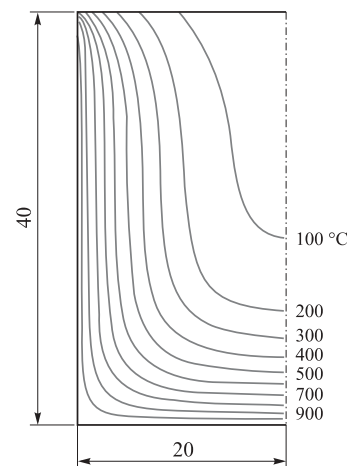


Рис. 5. Изотермы в расчетном сечении

ра в течение 150 мин получаем, что средняя температура арматурных канатов при защитном слое бетона 70 мм составляет $385 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

Нагрузка, которую способно воспринимать сечение в середине пролета балки через 150 мин огнестойкого воздействия, превышает нагрузку, приложенную к балке с коэффициентом запаса $\gamma_u = 1,406$ (см. табл. 2). Следовательно, несущая способность пролетного сечения обеспечена.

Таким образом, установлено, что расчетный предел огнестойкости железобетонной балки, изготовленной по технологии итальянской фирмы, с постнапряженной арматурой соответствует **R150**.

Для железобетонной балки, изготовленной по технологии французской фирмы, также был проведен расчет огнестойкости. Расчетный предел огнестойкости железобетонной балки с постнапряженной арматурой соответствует **R150**.

Таблица 2. Коэффициент запаса прочности сечения балки при нагреве γ_u

№ п/п	Время огневого воздействия t , мин	Температура T , °C	γ_u
1	0	20	1,709
2	12	705	1,711
3	24	809	1,694
4	36	869	1,686
5	48	912	1,641
6	60	945	1,596
7	72	973	1,556
8	84	996	1,521
9	96	1016	1,495
10	108	1033	1,472
11	120	1049	1,452
12	132	1063	1,431
13	144	1076	1,412
14	150	1082	1,406

Заключение

1. Проведена работа по оценке огнестойкости железобетонных балок, изготовленных по технологиям французской и итальянской фирм, с постнапряженной арматурой.

2. Установлено, что нормируемый предел огнестойкости **R150** железобетонных балок, изготовленных по технологиям французской и итальянской фирм, сечением 400×400 мм с постнапряженной арматурой класса K1700 из семипроволочных канатов Ø15,7 мм при проектном классе бетона В40 и проектных параметрах нагрузок обеспечен.

3. Исследованиями подтверждено предположение о том, что расчет предела огнестойкости железобетонных балок с постнапряженной арматурой можно проводить так же, как для обычных железобетонных конструкций, без учета предварительного напряжения в арматуре при условии наступления предельного состояния в результате образования пластического шарнира в середине пролета балки в нормальном сечении.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Яковлев А. И. Расчет огнестойкости строительных конструкций. — М.: Стройиздат, 1988. — 143 с.
2. Голованов В. И., Павлов В. В., Пехотиков А. В. Обеспечение огнестойкости несущих строительных конструкций // Пожарная безопасность. — 2002. — № 3. — С. 48–57.
3. Ройтман В. М., Голованов В. И. Необходимость технического регулирования огнестойкости зданий с учетом возможности комбинированных особых воздействий с участием пожара // Пожарная безопасность. — 2014. — № 1. — С. 86–93.
4. Голованов В. И., Павлов В. В., Пехотиков А. В. Эффективность средств огнезащиты железобетонных блоков сборной обделки Лефортовских тоннелей // Пожарная безопасность. — 2004. — № 2. — С. 47–57.
5. Kordina K. Brände in unterirdischen Verkehrsanlagen // Bautechnik. — 2003. — Vol. 80, Issue 5. — P. 327–338. DOI: 10.1002/bate.200302620.
6. Голованов В. И., Павлов В. В., Пехотиков А. В. Метод определения эффективности средств огнезащиты железобетонных конструкций тоннельных сооружений // Пожарная безопасность. — 2005. — № 3. — С. 30–37.
7. Хасанов И. Р., Голованов В. И. Обеспечение огнестойкости строительных конструкций // Юбилейный сборник трудов ФГБУ ВНИИПО МЧС России. — М.: ВНИИПО, 2012. — С. 81–101.
8. Голованов В. И., Павлов В. В., Пехотиков А. В. Экспериментальные и аналитические исследования огнестойкости сплошной бетонной плиты со стальной и композитной арматурой // Пожарная безопасность. — 2013. — № 2. — С. 44–51.
9. Голованов В. И., Павлов В. В., Пехотиков А. В. Огнестойкость железобетонных изгибаемых конструкций, изготовленных по технологии постнапряжения // Пожарная безопасность. — 2014. — № 3. — С. 122–131.
10. Голованов В. И., Павлов В. В., Пехотиков А. В. Защита железобетонных туннелей автодорожных тоннелей от хрупкого разрушения при пожаре // Пожарная безопасность. — 2008. — № 2. — С. 50–55.
11. Both C., Molag M. Safety aspects of tunnels // Proceedings of International Tunnel Fire and Safety Conference, Rotterdam, December 1999.
12. Dehn F., Werther N., Knitl J. Großbrandversuche für den City-Tunnel Leipzig // Beton- und Stahlbetonbau. — 2006. — Vol. 101, Issue 8. — P. 631–636. DOI: 10.1002/best.200608186.
13. Werther N. Brandversuche an Tunnelinnenschalenbetonen für den M 30-Nordtunnel in Madrid // Beton- und Stahlbetonbau. — 2006. — Vol. 101, Issue 9. — P. 729–731. DOI: 10.1002/best.200608187.

14. СТО 36554501-006–2006. Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций. — Введ. 01.11.2006. — М. : ФГУП НИЦ “Строительство”, 2006.
15. Фёдоров В. С., Левинский В. Е., Молчадский И. С., Александров А. В. Огнестойкость и пожарная опасность строительных конструкций. — М. : Изд-во АСВ, 2009. — 408 с.

Материал поступил в редакцию 31 августа 2015 г.

Для цитирования: Голованов В. И., Павлов В. В., Пехотики А. В. Экспериментальные и аналитические исследования несущей способности большепролетных железобетонных балок при огневом воздействии // Пожаровзрывобезопасность. — 2015. — Т. 24, № 11. — С. 31–38. DOI: 10.18322/PVB.2015.24.11.31-38.

English

EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL STUDIES OF THE BEARING CAPACITY LONG-SPAN REINFORCED CONCRETE DURING FIRE EXPOSURE

GOLOVANOV V. I., Doctor of Technical Sciences, Main Researcher,
All-Russian Research Institute for Fire Protection of Emercom of Russia
(VNIPO, 12, Balashikha, Moscow Region, 143903, Russian Federation;
e-mail address: vniipo@mail.ru)

PAVLOV V. V., Head of Sector, All-Russian Research Institute for Fire
Protection of Emercom of Russia (VNIPO, 12, Balashikha, Moscow Region,
143903, Russian Federation; e-mail address: vniipo@mail.ru)

PEKHOTIKOV A. V., Candidate of Technical Sciences, Chief of Department,
All-Russian Research Institute for Fire Protection of Emercom of Russia (VNIPO, 12,
Balashikha, Moscow Region, 143903, Russian Federation; e-mail address: vniipo@mail.ru)

ABSTRACT

The paper presents the results of experimental and theoretical studies of bendable concrete structures reinforced with post-tensioning tendons placed into steel ducts, and regular unstressed rebars.

The behavior of concrete beam prototypes under standard temperature regimes was investigated. The actual limits of fire resistance of these prototypes for the loss of bearing capacity of the structure were determined.

On the basis of experimental data, it is shown that concrete structures reinforced with post-tensioning tendons placed into steel ducts, which provide traction reinforcement with concrete, have sufficiently high fire resistance limits.

This behavior can be explained by tendon placement on structure cross-section, which provides sufficient protective layers of concrete on the lower (stretched) zone, as well as endurance of post-stressed structures in stress-strain state, which excludes or minimizes development of cracks in the tension zone.

The experimental and analytical studies confirm the assumption that the calculation of the fire resistance of bendable post-tensioned concrete structures can be performed as for conventional ones, without taking into account pre-stress in the reinforcement, provided the limit state is formed at mid-span of the beam due to formation of a plastic hinge.

Keywords: fire resistance of concrete structures; loss of bearing capacity; plastic hinge; temperature of standard fire.

REFERENCES

1. Yakovlev A. I. *Raschet ognestoykosti stroitelnykh konstruktsiy* [Calculation of fire resistance of building structures]. Moscow, Stroyizdat, 1988. 143 p.
2. Golovanov V. I., Pavlov V. V., Pekhotikov A. V. Obespecheniye ognestoykosti nesushchikh stroitelnykh konstruktsiy [Fire resistance of load-carrying building constructions]. *Pozharnaya bezopasnost — Fire Safety*, 2002, no. 3, pp. 48–57.

3. Roytman V. M., Golovanov V. I. Neobkhodimost tekhnicheskogo regulirovaniya ognestoykosti zdaniy s uchetom vozmozhnosti kombinirovannykh osobyykh vozdeystviy s uchastiyem pozhara [Need for technical regulation of the buildings fire resistance taking into account the possible combined hazardous fire exposure]. *Pozharnaya bezopasnost — Fire Safety*, 2014, no. 1, pp. 86–93.
4. Golovanov V. I., Pavlov V. V., Pekhotikov A. V. Effektivnost sredstv ognezashchity zhelezobetonnykh blokov sbornoy obdelki Lefortovskikh tonneley [Efficiency of fire retardance of reinforced concrete slabs of precast lining of Lefortovo tunnels]. *Pozharnaya bezopasnost — Fire Safety*, 2004, no. 2, pp. 47–57.
5. Kordina K. Brände in unterirdischen Verkehrsanlagen. *Bautechnik*, 2003, vol. 80, issue 5, pp. 327–338. DOI: 10.1002/bate.200302620.
6. Golovanov V. I., Pavlov V. V., Pekhotikov A. V. Metod opredeleniya effektivnosti sredstv ognezashchity zhelezobetonnykh konstruktsey tonnelnykh sooruzheniy [Method of determination of efficiency of fire retardance means for reinforced concrete constructions of tunnels under conditions]. *Pozharnaya bezopasnost — Fire Safety*, 2005, no. 3, pp. 30–37.
7. Khasanov I. R., Golovanov V. I. Obespecheniye ognestoykosti stroitelnykh konstruktsey [Fire resistance of building structures]. *Yubileyny sbornik trudov FGBU VNIPO MChS Rossii* [Anniversary Proceedings of All-Russian Research Institute for Fire Protection of Emercom of Russia]. Moscow, All-Russian Research Institute for Fire Protection Publ., 2012, pp. 81–101.
8. Golovanov V. I., Pavlov V. V., Pekhotikov A. V. Eksperimentalnyye i analiticheskiye issledovaniya ognestoykosti sploshnoy betonnoy plity so stalnoy i kompozitnoy armaturoy [Experimental and analytical researches into fire resistance of continuous concrete slab with steel and composite reinforcement]. *Pozharnaya bezopasnost — Fire Safety*, 2013, no. 2, pp. 44–51.
9. Golovanov V. I., Pavlov V. V., Pekhotikov A. V. Ognestoykost zhelezobetonnykh izgibayemykh konstruktsey, izgotovlennykh po tekhnologii postnapryazheniya [Fire resistance of bendable reinforced concrete structures made by after stress technology]. *Pozharnaya bezopasnost — Fire Safety*, 2014, no. 3, pp. 122–131.
10. Golovanov V. I., Pavlov V. V., Pekhotikov A. V. Zashchita zhelezobetonnykh tyubingov avtodorozhnykh tonneley ot khrupkogo razrusheniya pri pozhare [Protection of concrete tubing highway tunnels by brittle fracture during a fire]. *Pozharnaya bezopasnost — Fire Safety*, 2008, no. 2, pp. 50–55.
11. Both C., Molag M. Safety aspects of tunnels. *Proceedings of the International Tunnel Fire and Safety Conference*, December, 1999. Rotterdam, 1999.
12. Dehn F., Werther N., Knitl J. Großbrandversuche für den City-Tunnel Leipzig. *Beton- und Stahlbetonbau*, 2006, vol. 101, issue 8, pp. 631–636. DOI: 10.1002/best.200608186.
13. Werther N. Brandversuche an Tunnelinnenschalenbetonen für den M 30-Nordtunnel in Madrid. *Beton- und Stahlbetonbau*, 2006, vol. 101, issue 9, pp. 729–731. DOI: 10.1002/best.200608187.
14. *Standard of the organization 36554501-006–2006. Fire resistance of reinforced concrete structures code*. Moscow, Scientific Research Centre “Stroitelstvo” Publ., 2006 (in Russian).
15. Fedorov V. S., Levinskiy V. E., Molchadskiy I. S., Aleksandrov A. V. *Ognestoykost i pozharnaya opasnost stroitelnykh konstruktsey* [Fire behavior and fire danger of building designs]. Moscow, ASV Publ., 2009. 408 p.

For citation: Golovanov V. I., Pavlov V. V., Pekhotikov A. V. Eksperimentalnyye i analiticheskiye issledovaniya nesushchey sposobnosti bolsheproletnykh zhelezobetonnykh balok pri ognevom vozdeystvii [Experimental and analytical studies of the bearing capacity long-span reinforced concrete during fire exposure]. *Pozharovzryvobezopasnost — Fire and Explosion Safety*, 2015, vol. 24, no. 11, pp. 31–38. DOI: 10.18322/PVB.2015.24.11.31-38.