

DOI: <https://doi.org/10.33408/2519-237X.2020.4-2.142>

УДК 614.841:691.328.1::666.97.033.17

РЕЗУЛЬТАТЫ НАТУРНЫХ ОГНЕВЫХ ИСПЫТАНИЙ ЦЕНТРИФУГИРОВАННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН КОЛЬЦЕВОГО СЕЧЕНИЯ

Полева И.И., Нехань Д.С.

Цель. Оценить огнестойкость и поведение под совместной температурно-силовой нагрузкой центрифугированных железобетонных колонн кольцевого сечения путем проведения натуральных экспериментальных исследований.

Методы. Проведение натуральных огневых испытаний колонн в составе фрагмента каркасного здания. Визуальное наблюдение за поведением колонн в процессе испытаний. Измерение температур огневой газовой среды, арматуры, бетона на внутренней поверхности колонн, в том числе в месте узла соединения с монолитным перекрытием. Измерение температуры и избыточного давления газовой среды в полости колонн.

Результаты. Получены экспериментальные зависимости изменения температур арматуры, бетона на внутренней поверхности колонн, в том числе в месте узла соединения с монолитным перекрытием. Получен характер изменения температуры и избыточного давления в полости колонн. Выявлено, что стенки центрифугированных железобетонных колонн со свободной воздушной полостью имеют более высокую скорость прогрева, чем стенки с монолитной шпонкой в полости. Существенное влияние нарастающего давления газовой среды в полости колонн на их несущую способность не зафиксировано. Взрывообразное разрушение бетона колонн в ходе испытаний не зафиксировано. Разрушение одной из колонн в процессе огневых испытаний произошло в средней части высоты после образования магистральных трещин, направленных под углом 75–80° к продольной оси конструкции, и нарастание деформаций изгиба. Фактический предел огнестойкости опытных центрифугированных железобетонных колонн кольцевого сечения при внецентренно приложенной нагрузке в 18,25 т составил R60.

Область применения исследований. Результаты исследования могут быть использованы при определении теплофизических характеристик центрифугированного бетона и разработке расчетной модели огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн кольцевого сечения.

Ключевые слова: натурные огневые испытания, центрифугированные железобетонные колонны, огнестойкость, предел огнестойкости, температурный режим пожара, прогрев конструкции, фрагмент здания, каркасная конструктивная схема здания, давление газовой среды.

(Поступила в редакцию 30 апреля 2020 г.)

Введение

Неотъемлемой составляющей строительной индустрии является применение тонкостенных элементов в строительстве, что обеспечивает снижение массы изделий, являющейся основным недостатком железобетона. Использование метода центрифугирования позволяет изготавливать тонкостенные железобетонные конструкции, а также сократить количество материала без ухудшения основных физико-механических показателей конструкции в целом, что влечет экономический эффект^{1,2} [1; 2]. В связи с этим центрифугированные железобетонные конструкции нашли широкое применение в качестве сжато-изгибаемых элементов в зданиях и сооружениях [3].

¹ Euro poles. Spun concrete. Benefits. BUILDINGS&SECURITY [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://www.europoles.com/fileadmin/user_upload/09-downloads/product-information-europoles-columns-benefits-spun-concrete.pdf – Дата доступа: 10.04.2020.

² Пастушков, Г.П. Многоэтажные каркасные здания с несущими железобетонными центрифугированными элементами: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01; 05.23.05 / Г.П. Пастушков. – Минск, 2004. – 487 л.

Огнестойкость железобетонных строительных конструкций – ключевое понятие в области пожарной безопасности, определяющее область их применения в строительстве. Анализ литературных источников указывает на недостаточную изученность огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн. Поведение при пожаре данных колонн, являющихся по сути тонкостенными, с присущей радиальной анизотропностью бетона и наличием замкнутой воздушной полости, в странах постсоветского пространства не изучалось. Результаты работы [4] описаны для сильно армированных центрифугированных железобетонных колонн (степень армирования от 9 до 20 %), что не отвечает требованиям действующих на территории Республики Беларусь технических нормативных правовых актов (далее – ТНПА)³. При определении предела огнестойкости в работе [4] никак не учитываются тип защемления колонны, уровень ее нагрузки, толщина защитного слоя и другие аспекты, влияющие на его значение. Актуальными сегодня остаются вопросы изучения прогрева центрифугированных железобетонных колонн кольцевого сечения, нарастания избыточного давления газовой среды в их полости, взрывообразного разрушения бетона при пожаре. Проведение исследований подобного рода позволит решить имеющиеся проблемы и тем самым повысить безопасность применения данных конструкций в строительстве.

Основная часть

Методика проведения испытаний. Для решения вышеуказанных проблем была разработана методика проведения натуральных огневых испытаний центрифугированных железобетонных колонн. Для воссоздания реальных условий эксплуатации колонн их поведение изучалось в составе фрагмента здания, выполненного по каркасной конструктивной схеме, получившей в настоящее время широкое распространение [5–7]. Методика учитывала положения ТНПА^{4,5}, включая российские⁶, регламентирующие требования к проведению испытаний на огнестойкость, в том числе натуральных огневых испытаний.

Конструкция экспериментальных колонн была подобрана по сортаменту выпускаемых изделий на Светлогорском заводе железобетонных изделий и конструкций, имеющем специальное оборудование для изготовления железобетонных конструкций методом центрифугирования. Для исследований принята широко распространенная конструкция с минимальным теоретическим пределом огнестойкости. Конструкция колонны отвечает требованиям по проектированию сборных железобетонных конструкций⁷, в том числе центрифугированных кольцевого сечения^{8,9} (рис. 1). Зона верхнего оголовка конструкции колонн была адаптирована для текущих испытаний.

³ Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02 – Взамен СНиП 2.03.01-84; введ. 01.07.03. – Минск: Минсктиппроект, 2003. – 140 с.

⁴ Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования: ГОСТ 30247.0-94. – Взамен СТ СЭВ 1000-78; введ. 01.01.1996. – М.: ИПК Издательство стандартов, 2003. – 11 с.

⁵ Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Несущие и ограждающие конструкции: ГОСТ 30247.1-97. – Взамен СТ СЭВ 1000-78, СТ СЭВ 5062-85; введ. 01.10.98. – М.: ИПК Издательство стандартов, 1997. – 7 с.

⁶ Здания и фрагменты зданий. Метод натуральных огневых испытаний. Общие требования [Электронный ресурс]: ГОСТ Р 53309-2009. – Введ. 01.05.09. – М.: Стандартинформ, 2009. – Режим доступа: <http://docs.cntd.ru/document/1200071873>. – Дата доступа: 10.04.2020.

⁷ См. сноску 3.

⁸ Стойки железобетонные центрифугированные кольцевого сечения для производственных зданий и инженерных сооружений. Технические условия: ГОСТ 23444-79. – Введ. 29.12.78. – М.: ИПК Издательство стандартов, 1979. – 152 с.

⁹ Руководство по проектированию, изготовлению и применению железобетонных центрифугированных конструкций кольцевого сечения / Науч.-исслед. ин-т бетона и железобетона Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1979. – 144 с.

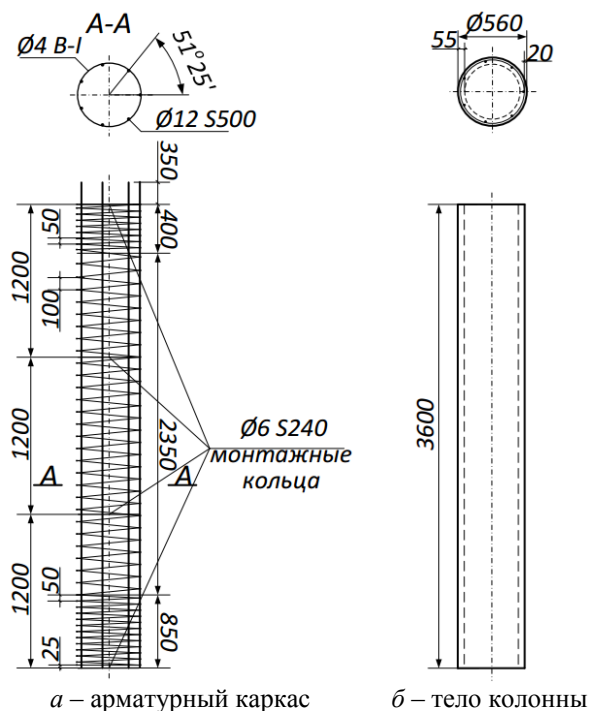


Рисунок 1. – Конструкция экспериментальных колонн

Длина колонн составила 3600 мм, наружный диаметр – 560 мм, толщина стенки – 55 мм. Колонны армировались пространственным каркасом, состоящим из 7 равномерно распределенных по окружности стержней класса S500 диаметром 12 мм и приваренной к ним поперечной спиральной арматуры (проволока В-1 диаметром 4 мм). Толщина защитного слоя для продольной арматуры принята 20 мм. Шаг спирали у торцов колонн на высоты 400 и 850 мм составил 50 мм, в остальной части – 100 мм. Равномерно по длине конструкций располагали 4 монтажных кольца из арматуры S240 диаметром 6 мм. В верхнем оголовке колонн предусмотрены выпуски продольной арматуры длиной 350 мм.

Колонны изготовляли из бетона класса по прочности на сжатие $C^{32/40}$ (B40), марки по водонепроницаемости W8, морозостойкости F300. Для получения бетона указанного класса и марки расход материалов на 1 м^3 исходной бетонной смеси составлял: 484 кг портландцемента ПЦ-500; 1270 кг гранитного щебня фракций 5–20 мм; 558 кг кварцевого песка; 160 л воды затворения; 2,58 кг суперпластификатора СП-1 «ПолипластХим». Центрифугирование осуществлялось на роликовой центрифуге МР-270 по режиму, соответствующему требованиям^{10, 11, 12}, включающему загрузку, распределение и уплотнение бетонной смеси на необходимых скоростях вращения. В процессе изготовления наблюдалось интенсивное выделение шлама, являющееся обязательным условием технологического процесса. Уплотнение завершалось после прекращения его отделения. Отпускная плотность бетона в колоннах составила 2500 кг/м^3 , влажность перед проведением испытаний находилась в пределах 2,0–2,4 %.

Для создания усилий внецентренного сжатия в колоннах была предусмотрена монолитная железобетонная бескапитальная безбалочная плита перекрытия (далее – плита) с консольными свесами 1220 мм, которая совокупно с ограждающими конструкциями образовывала огневую камеру, обеспечивающую всесторонний обогрев опытных колонн как наиболее неблагоприятный случай при пожаре в здании. Расстояние между осями колонн

¹⁰ См. сноску 8.

¹¹ См. сноску 9.

¹² Стойки железобетонные центрифугированные для опор высоковольтных линий электропередачи: ГОСТ 22687.0-85. – Взамен ГОСТ 22687-77, ГОСТ 24762-81; введ. 01.01.86. – М.: Издательство стандартов, 1986. – 13 с.

в соответствии с работой [8] было принято 6000 мм. Собственная масса плиты составила 12,5 т.

Общий вид железобетонного фрагмента до начала испытаний представлен на рисунке 2.



Рисунок 2. – Общий вид железобетонного фрагмента каркаса

Колонны устанавливали в заранее изготовленные и заглубленные на всю высоту в грунт монолитные фундаментные стаканы, выполненные из бетона класса по прочности на сжатие $C^{16}/20$ с пространственным армированием в виде сеток из стержней класса S500. После установки колонн в проектное положение их зачеканили бетоном того же класса. Глубина заделки нижней части колонн составила 850 мм, что обеспечивало ее жесткое защемление¹³. Сопряжение монолитной плиты со сборными колоннами было выполнено жестким [8] за счет углубленных на 400 мм в полость колонн железобетонных монолитных шпонок, составляющих с плитой единое целое, загибов выпусков арматуры из колонн в тело плиты, усиленного армирования плиты и устройства дополнительных деталей в месте ее примыкания к колоннам. Это обеспечивало передачу усилий с плиты на колонны.

Статическая нагрузка на конструкции создавалась путем размещения 50 фундаментных блоков ФБС 9.4.6 массой 470–490 кг на плите через деревянные бруски размером 50×50×400 мм за 6 суток до начала испытаний. Нагрузка была размещена симметрично относительно центра фрагмента (рис. 3). Ее смещение в сторону консолей было обусловлено необходимостью увеличения изгибающих моментов в колоннах. С целью обеспечения техники безопасности и сохранения геометрического положения нагрузки в процессе испытаний фундаментные блоки были связаны между собой канатным тросом диаметром 6 мм.



Рисунок 3. – Размещение статической нагрузки на плите фрагмента

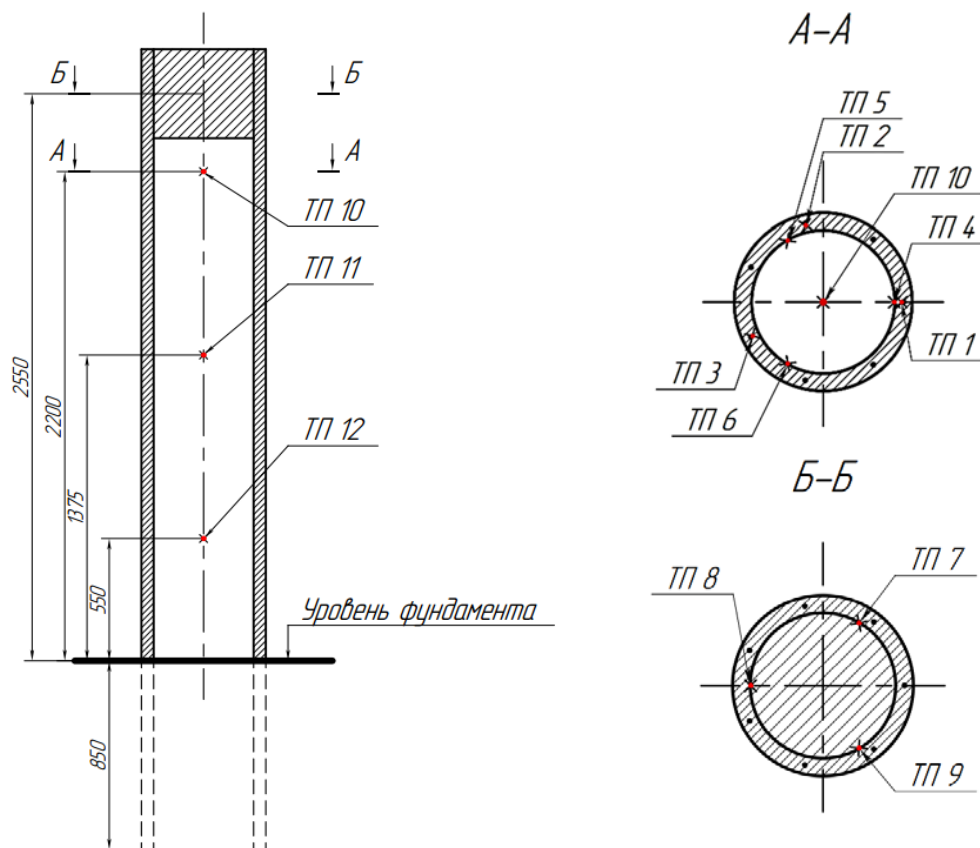
Средняя плотность распределения нагрузки на плите составила 720 кг/м². Для увеличения усилий сжатия в опытных колоннах плотность размещения нагрузки на участках

¹³ См. сноску 9.

плиты $0,9 \times 0,9$ м над колоннами была повышена до 3560 кг/м^2 . С учетом собственной массы плиты каждая из колонн была нагруженной $18,25 \text{ т}$.

Детальное описание самонесущих стен, воздвигнутых по наружному периметру фрагмента, параметров пожарной нагрузки и некоторых других аспектов приведены в работе [9].

В процессе испытаний измеряли температуру огневой газовой среды [9], температуру арматуры, бетона на внутренней поверхности колонн, в том числе в месте узла соединения с плитой, и газовой среды в полости (рис. 4), а также давление в полости.



Примечание: в качестве ТП 1-6 применены датчики температуры КТНН 02.01-050-к1-И-Т740-2-1100/11000, ТП 7-9 – КТНН 02.01-050-к1-И-Т740-2-800/11000, ТП 10 – КТНН 02.01-050-к1-И-Т740-3-1100/11000, ТП 11 – КТНН 02.01-050-к1-И-Т740-3-1800/11000, ТП 12 – КТНН 02.01-050-к1-И-Т740-3-2600/11000 (ТУ 4211-002-10854341-2013)

Рисунок 4. – Схема размещения горячих спаяв термонар (далее – ТП) в колоннах

Для измерения температуры арматуры на расстоянии 2200 мм от уровня верхнего среза фундамента внутри колонн делали пропилы глубиной 23 мм и шириной не более 5 мм , после чего в каждый пропил помещали горячий спай ТП и фиксировали его посредством раствора. Для измерения температуры бетона на внутренней поверхности колонн, в том числе в месте узла соединения (последующего замоноличивания шпонки), на расстояниях 2200 и 2550 мм соответственно от уровня фундамента осесимметрично установлены по 3 горячих спая ТП. Для измерения температуры в полости колонн через отверстия в опалубке для шпонки в ней установлены горячие спай 3 ТП на расстояниях 550 , 1375 и 2200 мм от уровня фундамента соответственно.

Для измерения избыточного давления в полости колонн в процессе испытаний сквозь монолитную плиту и шпонку была установлена металлическая трубка длиной 700 мм внутренним диаметром 20 мм , на которую посредством резьбового соединения крепили отвод-охладитель ОС100-ОХ50 (ТУ 1462-001-255-41174-2016) и преобразователь давления (далее – ПД) ПД 100-ДИ4,0-111-1,0 (ТУ 4212-002-46526536-2009).

Для преобразования электрических сигналов от ТП и ПД использованы универсальные измерители-регуляторы ТРМ138-Р (ТУ 4217-015-46526536-2008) и ТРМ202-Щ1.РИ (ТУ 4217-026-46526536-2011) соответственно. Передача данных на персональные компьютеры осуществлена через преобразователь интерфейса АС4-М (ТУ 4218-003-46526536-2006). Время, установленное на персональных компьютерах, было предварительно синхронизировано между собой. Отсчет времени начат с момента объемного воспламенения очагов древесины. Для измерения длительности испытаний применяли электронный секундомер «Интеграл С-01». Непрерывно вели фото- и видеосъемку.

Результаты испытаний. Натурные огневые испытания проводили на полигоне Университета гражданской защиты МЧС Беларуси (рис. 5).



Рисунок 5. – Общий вид фрагмента при проведении натурных огневых испытаний

Продолжительность испытаний составила 68 мин 15 с. Моментом окончания испытаний явилось последовательное разрушение колонн и обрушение плиты.

Температурный режим пожара. Для более детальной оценки температурный режим был рассмотрен для каждой колонны в отдельности (в соответствии со схемой расстановки ТП в объеме огневой газовой среды фрагмента [9]) (рис. 6).

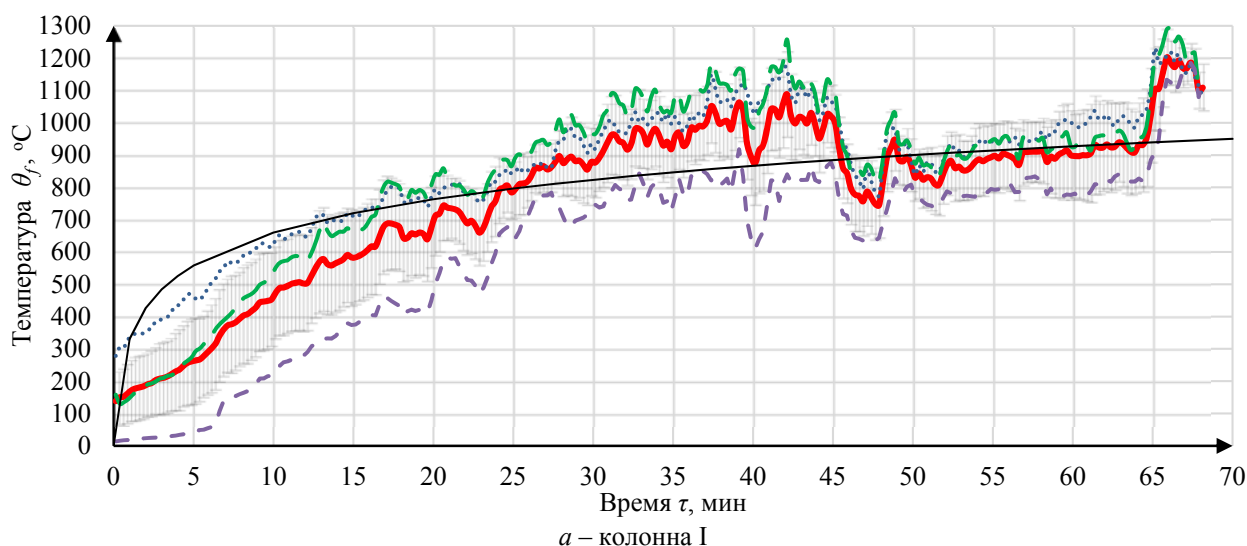


Рисунок 6. – Температура газовой среды, воздействующей на колонны



Введенные обозначения колонн условные (необходимость разграничения температурных воздействий на колонны возникла из-за имеющейся разницы средних температур газовой среды).

Рисунок 6. – Температура газовой среды, воздействующей на колонны

Для сравнения поведения конструкций с другими аналогичными при стандартном огневом воздействии были определены эквивалентные продолжительности пожара (приведенных испытаний) при данном распределении температур газовой среды методом сопоставления площадей, заключенных между температурной кривой, ординатами температуры начала и окончания испытаний и осью абсцисс. Для колонны I эквивалентная продолжительность составила 66,5 мин стандартного пожара (на 2,6 % меньше реальной длительности испытаний), для колонны II – 72,4 мин (на 6,1 % больше реальной длительности испытаний) [9].

Поведение колонн. Состояние колонн в процессе пожара приведено на рисунке 7.

На протяжении первых 5–10 мин испытаний наблюдалось выделение незначительного количества пара из колонн по всей их высоте. При этом в процессе всего времени огневого воздействия визуально (с видов А–Г) не было зафиксировано взрывообразной потери целостности бетона в колоннах, связанной с выделением пара при нестационарном процессе тепло- и массопереноса внутри прогреваемой конструкции. На 16–23 мин от начала испытаний в месте стыка колонн с плитой наблюдалось выделение незначительного количества цементного молока (рис. 7).

В процессе прогрева сечения колонн их поверхность покрывалась трещинами и меняла окраску. Ввиду неполного сгорания пожарной нагрузки в начальной стадии колонны стали несколько подкопчены. Поверхности колонн, начиная с 10 и 15 мин для колонн II и I, стали постепенно приобретать розовый оттенок по всей их высоте (в начале в верхней и средней зонах, а затем в нижней). Спустя 9 мин поверхность колонн приобрела более красноватый оттенок, который с ходом испытаний становился ярче. Через 40 мин после начала огневого воздействия поверхность колонны II в средней и верхней зонах, а впоследствии – и нижней имела бледно-серый с желтоватым оттенком цвет. Для опытной колонны I подобная ситуация имела место в интервале 45–50 мин от начала испытаний.

Перемещения, деформации изгиба и магистральные трещины в колонне I невооруженным глазом зафиксированы не были. В колонне II в средней части на 62-й мин были зафиксированы две интенсивно развивающиеся спиралевидные магистральные трещины. Уже на 64-й мин их длина составила 40–50 см, а ширина раскрытия около 1 см. К моменту обрушения длина трещин составила 70–120 см, а ширина раскрытия – приблизительно

2 см. Угол наклона трещин к продольной оси колонны составил около 75–80°. При этом за минуту до разрушения колонны II зафиксировано возникновение еще одной макротрещины (предположительно, ответвление от одной из существующих) длиной не более 15 см с шириной раскрытия в несколько миллиметров (рис. 7б). С развитием макротрещин в колонне II можно было наблюдать увеличение изгиба конструкции. Максимальные деформации изгиба зафиксированы в ее средней части по высоте.

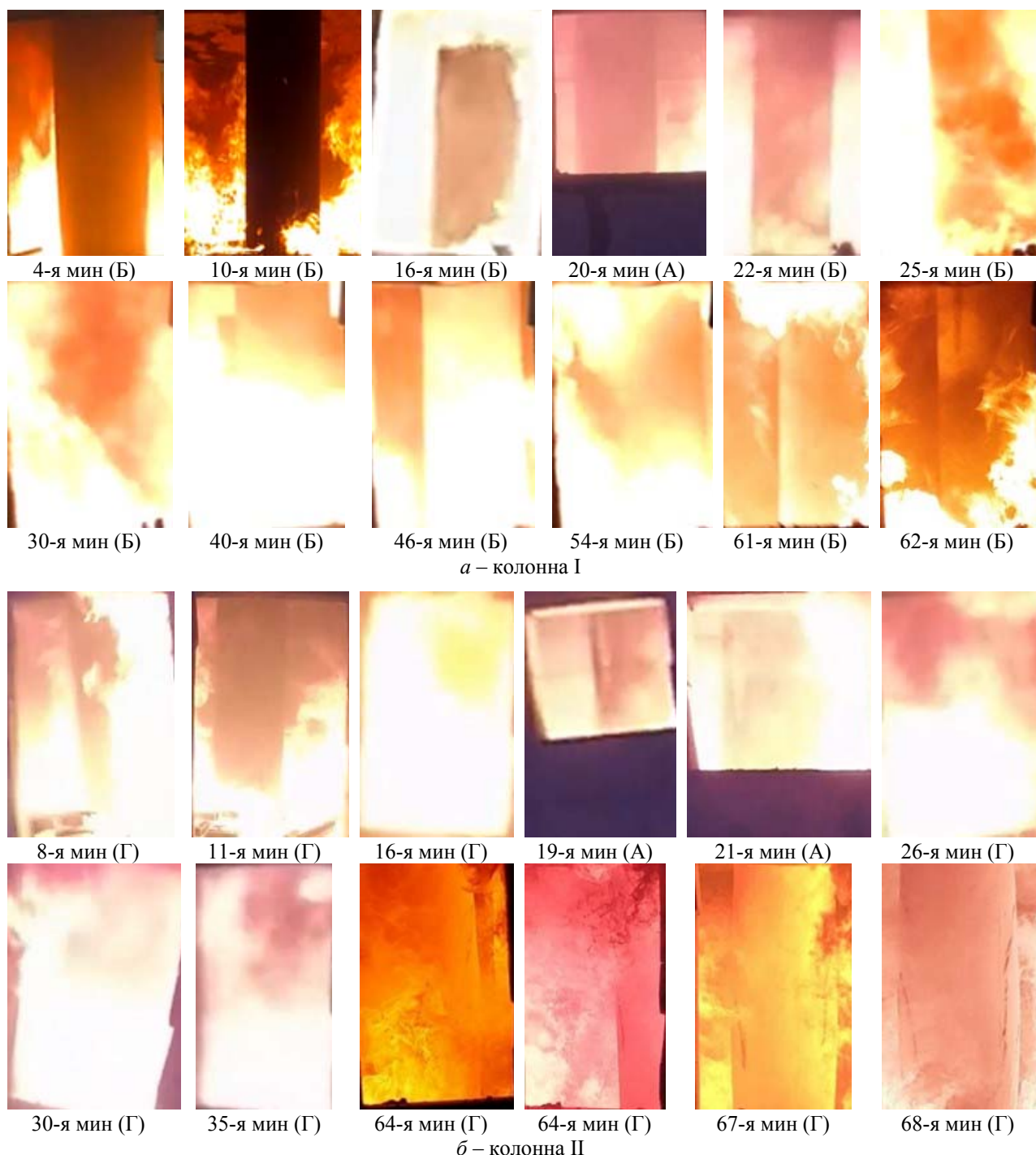
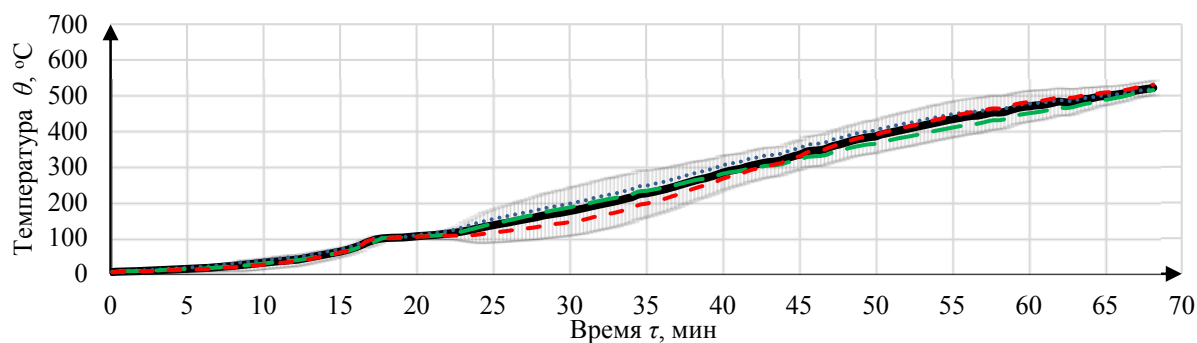
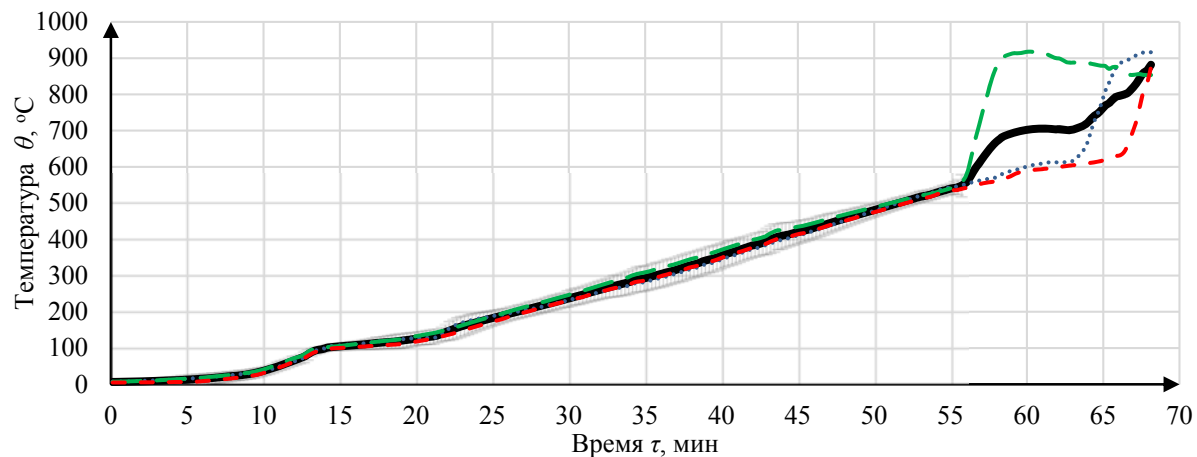


Рисунок 7. – Состояние колонн в процессе испытаний
(в скобках указан вид, с которого сделано фото)

На рисунке 8 приведены графики изменения температуры на арматуре.



а – колонна I



б – колонна II

Рисунок 8. – Температура арматуры в колоннах

На начальном этапе зафиксирован нелинейный рост температуры арматуры до 100 °С. При этом скорость роста изменялась от 3 до 20 °С/мин (в колонне I) и 25 °С/мин (в колонне II). В соответствии с тепловым режимом колонна II прогревалась быстрее, и температура в 100 °С на арматуре данной колонны была достигнута уже на 14-й мин, в то время как в колонне I – на 17-й мин. После достижения температуры 100 °С происходило резкое замедление прогрева, продолжающееся около 5 мин. После этого рост температуры арматуры в колоннах характеризовался линейной зависимостью с более высоким углом наклона к оси абсцисс. В образце I средняя скорость нарастания температуры до момента окончания испытаний составила около 9 °С/мин. При этом после 60 мин наблюдалось некоторое замедление прогрева. В образце II для всех исследуемых стержней с 20 по 56 мин наблюдался примерно одинаковый линейный характер роста температуры арматуры со скоростью 11–12 °С/мин. Начиная с 56 мин, вероятно, пламя начало воздействовать на оголенные стержни вследствие протекающих процессов развития макротрещин, что проявилось резким ростом температуры отдельных стержней спустя 56, 64 и 66 мин после начала испытаний.

В момент обрушения фрагмента температура арматурных стержней в колонне I составила $(516...531) \pm 4$ °С, в колонне II – $(854...917) \pm 6$ °С.

Характер изменения температуры бетона на внутренней поверхности колонн представлен на рисунке 9.

Начальный этап характеризуется нелинейным ростом температуры до 100–120 °С. При этом до 5-й мин рост температуры вообще практически отсутствовал. На 18-й мин наблюдается первый перегиб кривых, переходящих в практически параллельные оси абсцисс участки для всех измеряемых точек, продолжающиеся в течение 7 мин. Второй перегиб кривых на 25 мин отражает дальнейший прогрев внутренней поверхности колонн. Сле-

дует отметить, что для колонны II первый и второй перегибы наблюдаются при более высокой температуре (на 15–20 °С выше).

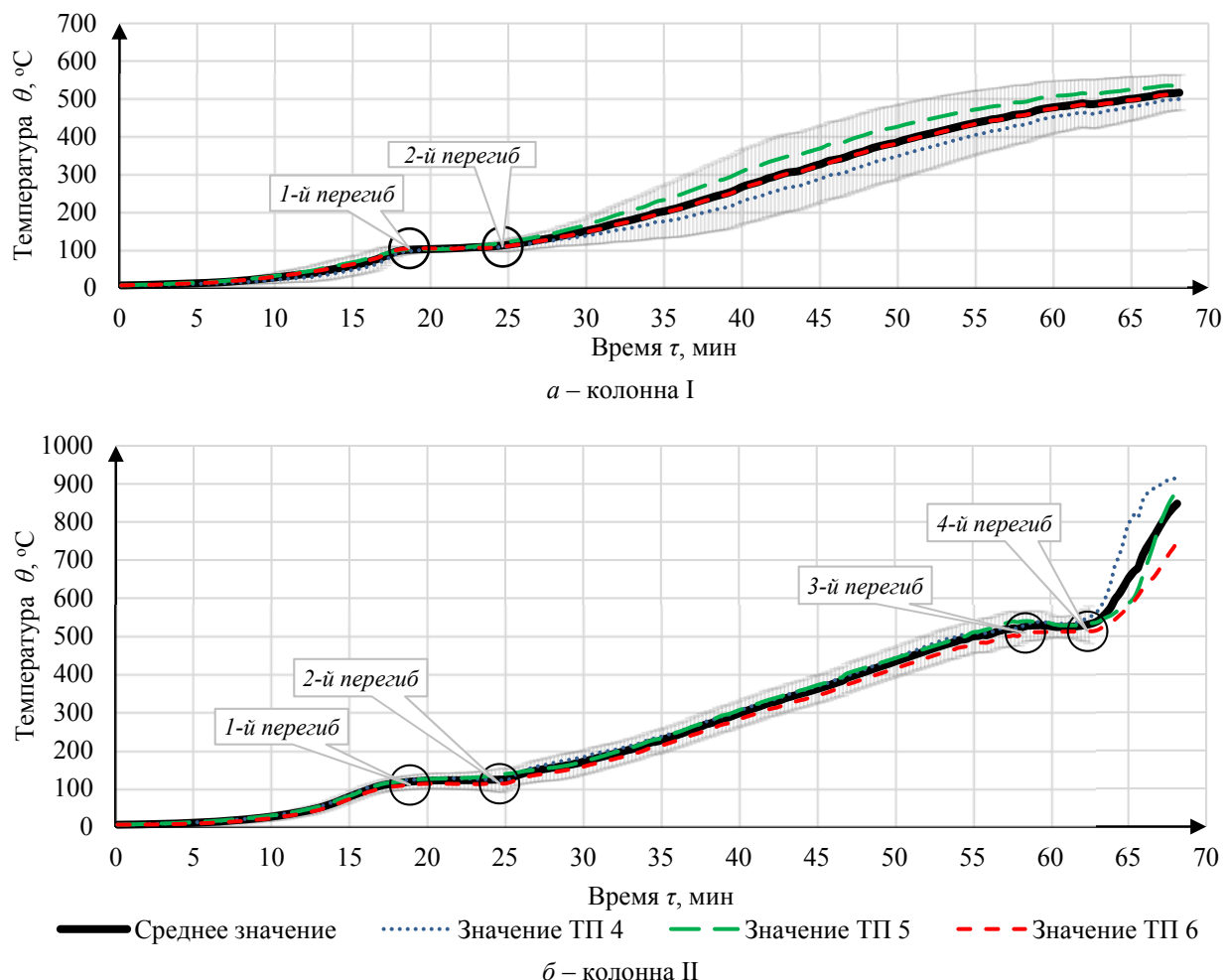


Рисунок 9. – Температура бетона на внутренней поверхности колонн

Для опытной колонны I линейный рост температуры бетона на внутренней поверхности продолжается с 25 по 60 мин с более низкой средней скоростью, составляющей около 10 °С/мин. При достижении температуры на внутренней поверхности 460–500 °С наблюдается замедление прогрева. Средняя скорость роста температуры бетона на внутренней поверхности в окончании испытаний снижается более чем в 2 раза (составляет менее 5 °С/мин, в последнюю минуту – около 3 °С/мин). При этом наблюдаются непродолжительные незначительные температурные снижения, фиксируемые отдельными ТП. Окончательный переход кривых в параллельную оси абсцисс линию не зафиксирован, хотя данное стремление наблюдается. Измеренная температура бетона на внутренней поверхности колонны I в момент обрушения фрагмента составляет $(500...537) \pm 4$ °С.

Средняя скорость роста температуры бетона на внутренней поверхности колонны II с 25 до 57 мин от начала испытаний составляет около 12 °С/мин. Затем прогрев замедляется (3-й перегиб на рис. 9б), после чего в интервале 57–61 мин температура бетона на внутренней поверхности практически не увеличивается и принимает значения в интервале 510–535 °С. Перегиб 4 графика (рис. 9б) отражает спонтанный рост температуры на внутренней поверхности на 62–63 мин. Данный процесс обусловлен развитым, в том числе сквозным, трещинообразованием в конструкции. В связи с этим происходят прямое огневое воздействие на горячий спай термопар и дополнительная теплопередача изнутри (из полости конструкции). Предельные зафиксированные в данных испытаниях значения температуры бетона на внутренней поверхности колонны II составляют $(746...915) \pm 6$ °С.

На рисунке 10 приведены графики изменения температуры бетона на внутренней поверхности колонн в месте узла соединения (монолитной железобетонной шпонки).

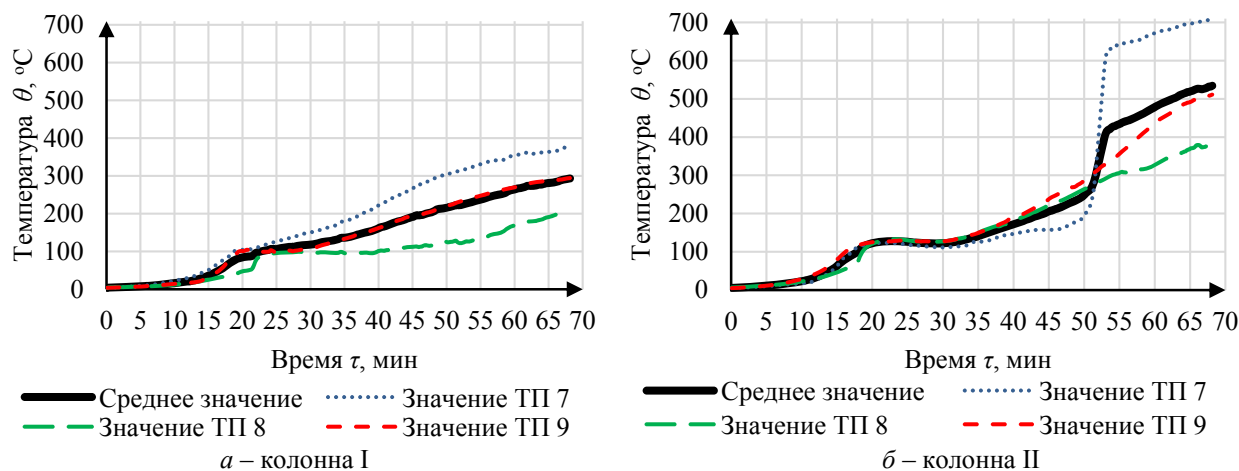


Рисунок 10. – Температура бетона на внутренней поверхности колонн в месте узла соединения (монолитной железобетонной шпонки)

Значения температур и скорость их роста в узле соединения (рис. 10) значительно ниже, чем на внутренней поверхности непосредственно колонн (рис. 9). При этом наблюдаются более длительные участки, когда значение температуры находилось в пределах 100–120 °С, что говорит о более интенсивном парообразовании в месте узла соединения ввиду наличия большего количества бетона в нем. Фильтрация пара в месте узла соединения осуществляется в основном в сторону обогреваемой поверхности, что приводит к дополнительному поглощению им теплоты и охлаждению стенок конструкции. Скачок температуры, измеряемой одной из термопар в узле колонны II (рис. 10б), свидетельствует об образовании трещины или отслоении бетона в стенке колонны в верхней зоне, обращенной к центру фрагмента, на 50-й мин. В момент окончания испытаний температура бетона на внутренних поверхностях колонн I и II в местах наличия железобетонной шпонки составляет $(208...378) \pm 2$ °С и $(386...706) \pm 4$ °С соответственно, что в среднем на 224 и 314 °С ниже, чем в местах, где железобетонная шпонка отсутствовала. Это говорит о том, что полые железобетонные тонкостенные конструкции имеют гораздо более высокую скорость прогрева при прочих равных условиях.

На рисунке 11 представлен характер изменения температуры и избыточного давления газовой среды в полости исследуемых колонн в процессе испытаний.

Прогрев газовой среды в полости имеет схожий с прогревом внутренней поверхности характер. Из рисунка 11 следует, что температура в полости колонн по высоте распределяется неравномерно. Наиболее высокие значения температур зафиксированы в средней плоскости. Замедление прогрева газовой среды в полости колонны I начинается спустя 20 мин от начала испытаний и продолжается в течение 10 мин, в то время как в полости колонны II начинается спустя 18 мин и продолжается в течение 8 мин. По отношению к внутренней поверхности зафиксировано незначительное запоздание начала и окончания данного процесса, которое для колонны II менее заметно. При этом температуры, при которых происходит замедление прогрева, как в полости, так и на внутренней поверхности, совпадают и составляют для колонны I – 100–110 °С, для колонны II – 120–125 °С. Дальнейший рост температур в полости носит практически постоянный линейный характер. Для колонны I имеет место постепенное затухание роста температуры в полости к окончанию эксперимента. Нарастание трещин в сечении колонны II в процессе ее прогрева привело к тому, что на 56-й мин (совпадает с временем скачкообразного нарастания температуры одного из арматурных стержней) возникла как минимум одна сквозная трещина, вследствие чего стало возможным попадание внутрь колонны горячих продуктов сгорания. Об этом свиде-

тельствуют скачки температур различной амплитуды в полости на отметках 1375 и 2200 мм, а также дальнейшее изначально плавное, а затем резкое нарастание температуры на отметке 550 мм (рис. 11б) вследствие еще большей интенсификации конвекции в полости. Отсутствие данного рода скачков на рисунке 11а говорит о том, что сечение колонны I не претерпело сквозного трещинообразования.

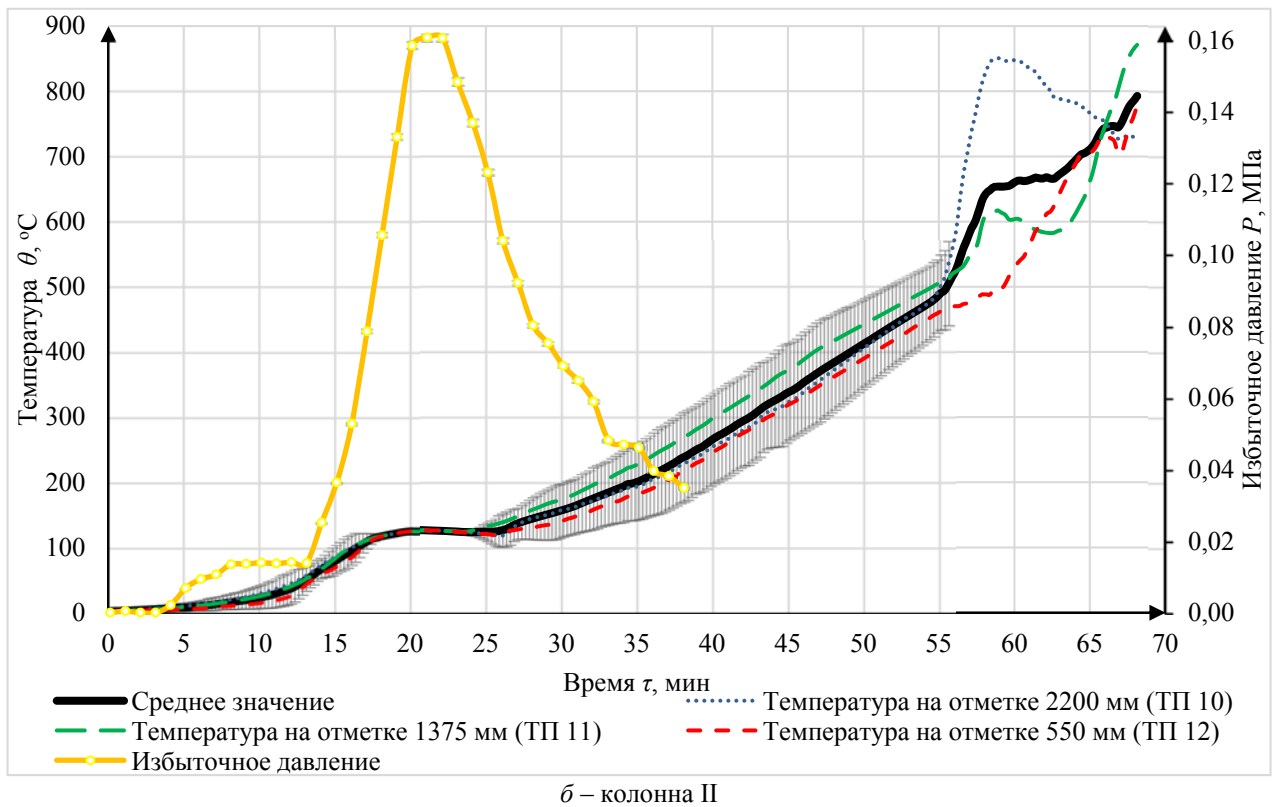
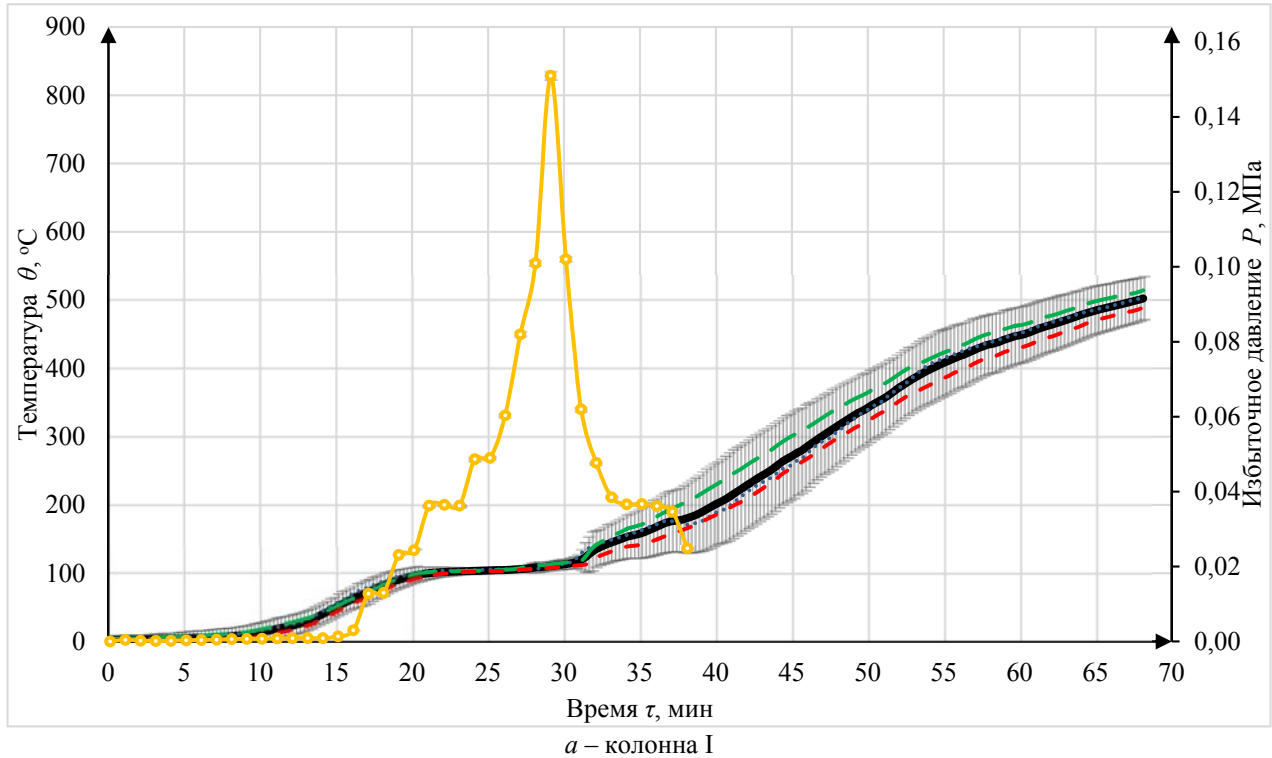


Рисунок 11. – Температура и избыточное давление газовой среды в полости колонн

Температура газовой среды в полости колонны I в момент окончания эксперимента составила $(489...514) \pm 4$ °С, колонны II – и $(728...872) \pm 6$ °С.

Изменение избыточного давления в полостях колонн имеет схожий вид, однако его нарастание в колонне I имеет некоторое запоздание по отношению к колонне II (рис. 11). Начало роста избыточного давления в полостях зафиксировано с разницей более 10 мин, однако его рост свыше 0,01 МПа начинается с интервалом в 5 мин (в колонне I – спустя 18 мин от начала испытаний, в колонне II – спустя 13 мин), когда температура в полости составляет 55–85 °С, и наблюдается в течение 9–10 мин. Пики роста в обеих колоннах характеризуются примерно одинаковыми значениями, равными 0,15–0,16 МПа. Данные значения в полости колонны I наблюдаются на 28–29 мин от начала испытаний, колонны II – на 20–22 мин. Когда все сечение колонн прогревается свыше температур 125–140 °С, а температура газовой среды в полости составляет примерно 110–120 °С, избыточное давление газовой среды в полости стравливается. Это становится возможным благодаря возникновению трещин в наружных и средних слоях колонн и наличию радиальных канальцев во внутренней части сечения колонн. Прогрев сечения колонн способствует повышению газопроницаемости бетона. Вместе с тем достигнутые значения в пиках давления в полостях колонн малы по сравнению с прочностью бетона и арматуры на растяжение, что, вероятно, не сказалось на потере колоннами несущей способности.

В момент разрушения колонны II наблюдалась вспышка, сопровождающаяся характерным хлопком, за которой моментально последовал выброс пламени из проемов фрагмента. В начальный момент это объясняется выбросом остатка избыточного давления из полости данной конструкции, а в последующем – падением плиты, которая в ходе вертикального перемещения «выдавливала» пламя через отверстия фрагмента.

При рассмотрении фрагмента после испытаний было видно, что от колонн сохранились части, примыкающие к монолитным шпонкам, заглубленные в фундамент, а также находящиеся вблизи него. Сохранившаяся верхняя часть колонн, обращенная к центру фрагмента, имела отслоения защитного слоя бетона. При этом в колонне II характер такого разрушения был более заметен. Вблизи стыка колонн с плитой наблюдалось частичное и полное отслоение бетона в плите. На поверхности сохранившихся верхних частей колонн были заметны следы потеков цементного молока. Бетонное сечение имело развитую сеть трещин. Механическими усилиями можно было легко вызвать отслаивание заполнителя от цементного камня. После остывания поверхность колонн сохранила бледно-серый с желтоватым оттенком цвет (рис. 12).



а – вид колонны I со стороны заднего фасада (вид В) *б* – вид колонны I с торцевой стороны (вид Б)

Рисунок 12. – Состояние колонн после окончания испытаний



в – вид колонны II со стороны заднего фасада (вид В) г – вид колонны II с торцевой стороны (вид Г)

Рисунок 12. – Состояние колонн после окончания испытаний

Учитывая, что колонна I разрушилась следом за разрушением колонны II, эквивалентные температурные режимы, действовавшие на колонны, и принятый стандартный ряд цифровых показателей в обозначении предела огнестойкости¹⁴, считаем, что фактический предел огнестойкости опытных колонн составил R60.

Заключение

В результате проведенных исследований:

1. Разработана методика проведения натуральных огневых испытаний центрифугированных железобетонных колонн кольцевого сечения в составе фрагмента каркасного здания. Определена и оптимизирована для проведения данных испытаний конструкция колонн.

2. Изучено поведение и зафиксированы параметры центрифугированных железобетонных колонн кольцевого сечения при пожаре. Разрушение колонн происходит в центральной части. Ему предшествует образование магистральных трещин, направленных под углом 75–80° к продольной оси данных конструкций, и нарастание деформаций изгиба.

3. Получены экспериментальные данные прогрева сечения двух центрифугированных железобетонных колонн кольцевого сечения, включая температуры арматуры, бетона на их внутренней поверхности, в том числе в месте узла соединения с плитой (монолитной железобетонной шпонки), газовой среды в их полости. Разрушение колонн произошло спустя 68,25 мин от начала испытаний, когда: температура арматурных стержней в одной из колонн достигла значений $(516...531) \pm 4$ °С, в другой – $(854...917) \pm 6$ °С; температура на внутренней поверхности бетона одной из колонн составила $(500...537) \pm 4$ °С, другой – $(746...915) \pm 6$ °С, в том числе в месте узла соединения (монолитной железобетонной шпонки) – $(208...378) \pm 2$ °С и $(386...706) \pm 4$ °С соответственно; температура газовой среды в полости колонн составила $(489...514) \pm 4$ °С и $(728...872) \pm 6$ °С соответственно.

4. Получены экспериментальные данные изменения избыточного давления газовой среды в полости данных колонн. Его максимальные значения составляют 0,15–0,16 МПа, когда все сечение колонн прогревается свыше температур 125–140 °С, а температура газовой среды в полости составляет примерно 110–120 °С, что, вероятно, не сказывается на потере колоннами несущей способности при пожаре.

5. Выявлено, что стенки центрифугированных железобетонных колонн со свободной воздушной полостью имеют более высокую скорость прогрева, чем стенки с монолитной шпонкой в полости.

6. Фактический предел огнестойкости испытанных центрифугированных железобетонных колонн составил R60. Взрывообразное разрушение бетона колонн в процессе испытаний не было зафиксировано.

¹⁴ См. сноску 5.

Полученные данные позволят определить теплофизические характеристики центрифугированного бетона и разработать расчетную модель огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн кольцевого сечения.

Авторы выражают огромную благодарность за помощь в организации и проведении испытаний Т.М. Пецольду, В.А. Кудряшову, С.М. Жамойдику, М.М. Журову, И.Ю. Кураченко, Н.М. Олесиюку, Л.А. Крееру, Д.С. Игнатовичу, А.А. Дробышу, С.Г. Короткевичу, А.О. Лихоманову, А.Е. Лупандину.

ЛИТЕРАТУРА

1. Нажуев, М.П. Анализ зарубежного опыта развития технологии виброцентрифугированных строительных конструкций и изделий из бетона [Электронный ресурс] / М.П. Нажуев [и др.] // Вестник евразийской науки. – 2018. – Т. 10, № 3. – Режим доступа: <https://esj.today/PDF/58SAVN318.pdf>. – Дата доступа: 10.04.2020.
2. Пастушков, В.Г. Опыт применения центрифугированных линейных элементов с поперечными сечениями различного профиля при строительстве многоэтажных зданий / В.Г. Пастушков, Г.П. Пастушков // Архитектура и строительные науки. – 2014. – Т. 18, 19, № 1, 2. – С. 36–38.
3. Нехань, Д.С. Моделирование прогрева центрифугированной железобетонной колонны с учетом анизотропии теплофизических характеристик бетона по сечению / Д.С. Нехань, С.М. Жамойдик, И.И. Полевода // Вестник Университета гражданской защиты МЧС Беларуси. – 2019. – Т. 3, № 4. – С. 366–377. DOI: 10.33408/2519-237X.2019.3-4.366.
4. Barnas, A. Entwicklung hochbewehrter Schleuderbetonstützen – Brandverhalten und Bemessungssoftware / A. Barnas, G. Rinnhofner // Zement+Beton. – 2004. – S. 16–21.
5. Шубин, А.А. Формула индустриализации строительства: высокая скорость + низкая себестоимость = УДС / А.А. Шубин // Технологии бетонов. – 2013. – № 9. – С. 32–35.
6. Antonova, A. Framing Systems in Residential Construction / A. Antonova, M. Molodtsova, V. Molodtsova // Procedia Engineering. – 2016. – No. 150. – Pp. 2138–2145. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.07.254.
7. Абрамян, С.Г. Сборные и сборно-монолитные каркасные системы высотных зданий с плоскими плитами перекрытия [Электронный ресурс] / С.Г. Абрамян, Д.В. Гнатюк // Интернет-журнал «Науковедение». – 2017. – Т. 9, № 1. – Режим доступа: <http://naukovedenie.ru/PDF/83TVN117.pdf>. – Дата доступа: 10.04.2020.
8. Свинцов, А.П. Безбалочные железобетонные перекрытия: особенности конструкции и технологии возведения / А.П. Свинцов [и др.] // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2009. – № 2. – С. 74–80.
9. Исследования температуры газовой среды при проведении натуральных огневых испытаний строительных конструкций / Д.С. Нехань [и др.] // Вестник Университета гражданской защиты МЧС Беларуси. – 2020. – Т. 4, № 2. – С. 130–141. DOI: 10.33408/2519-237X.2020.4-2.130.

**Результаты натуральных огневых испытаний центрифугированных
железобетонных колонн кольцевого сечения**
Results of full-scale fire test of spun reinforced concrete columns of annular section

Полехода Иван Иванович

кандидат технических наук, доцент
Государственное учреждение образования
«Университет гражданской защиты
Министерства по чрезвычайным ситуациям
Республики Беларусь»,
начальник университета

Адрес: ул. Машиностроителей, 25,
220118, г. Минск, Беларусь
e-mail: ip@ucp.by
ORCID: 0000-0003-2469-3553

Ivan I. Polevoda

PhD in Technical Sciences, Associate Professor
State Educational Establishment «University
of Civil Protection of the Ministry for Emergency
Situations of the Republic of Belarus»,
Head of University

Address: ul. Mashinostroiteley, 25,
220118, Minsk, Belarus
e-mail: ip@ucp.by
ORCID: 0000-0003-2469-3553

Нехань Денис Сергеевич

Государственное учреждение образования
«Университет гражданской защиты
Министерства по чрезвычайным ситуациям
Республики Беларусь», факультет подготовки
научных кадров, адъюнкт

Адрес: ул. Машиностроителей, 25,
220118, г. Минск, Беларусь
e-mail: denis_nechany@mail.ru
ORCID: 0000-0001-7838-4663

Denis S. Nekhan'

State Educational Establishment «University
of Civil Protection of the Ministry for Emergency
Situations of the Republic of Belarus»,
Faculty of Postgraduate Scientific Education,
Adjunct

Address: ul. Mashinostroiteley, 25,
220118, Minsk, Belarus
e-mail: denis_nechany@mail.ru
ORCID: 0000-0001-7838-4663

DOI: <https://doi.org/10.33408/2519-237X.2020.4-2.142>

RESULTS OF FULL-SCALE FIRE TEST OF SPUN REINFORCED CONCRETE COLUMNS OF ANNULAR SECTION

Polevoda I.I., Nekhan' D.S.

Purpose. To evaluate the fire resistance of spun reinforced concrete columns of annular section under joint temperature and power load through full-scale experimental studies.

Methods. Conducting full-scale fire tests of columns as a part of a fragment of a framed building. Visual observation of the behavior of the columns during the fire test. Temperature measurement of fire gaseous medium, reinforcement, concrete on the inner surface of columns, including in the place of the connection node with monolithic overlap. The measurement of the temperature and excess pressure of the gaseous medium in the hollow of the columns.

Findings. Experimental dependences of changes in temperature of reinforcement and concrete on the inner surface of columns, including at the site of the node connection with monolithic overlap were obtained. The behavior of temperature and excess pressure change in the hollow of the columns is obtained. It was revealed that walls of spun reinforced concrete columns with free air hollow have higher rate of heating than the walls with monolithic concrete coter in the hollow. The significant effect of increasing pressure of the gaseous medium in the hollow of the columns on their bearing capacity is not fixed. Explosive destruction of concrete of the columns during the fire tests is not fixed. The destruction of one of the columns during the fire tests occurred in the middle part of the height after the formation of main cracks, directed at an angle of 75–80° to the longitudinal axis of the construction, and increasing of bending deformation. The factual fire resistance limit of the experimental spun reinforced concrete columns of annular section with an eccentric applied load of 18.25 t was R60.

Application field of research. The results of the study can be used to determine the thermophysical characteristics of spun concrete and to develop calculation model of fire resistance of spun reinforced concrete columns of annular section.

Keywords: full-scale fire tests, spun reinforced column, fire resistance, fire resistance limit, temperature-time curve of fire, construction heating, fragment of building, framed structural diagram of building, gas medium pressure.

(The date of submitting: April 30, 2020)

REFERENCES

1. Nazhnev M.P., Yanovskaya A.V., Kholodnyak M.G., Stel'makh S.A., Shcherban' E.M., Osadchenko S.A. Analiz zarubezhnogo opyta razvitiya tekhnologii vibrotsentrifugirovannykh stroitel'nykh konstruktsey i izdeliy iz betona [Analysis of foreign experience in the development of technology of vibration-centrifuged building structures and products from concrete]. *The Eurasian Scientific Journal*, [online], 2018. Vol. 10. No. 3, available at: <https://esj.today/PDF/58SAVN318.pdf> (accessed: April 10, 2020). (rus)
2. Pastushkov V.G., Pastushkov G.P. Opyt primeneniya tsentrifugirovannykh lineynykh elementov s poperechnymi secheniyami razlichnogo profilya pri stroitel'stve mnogoetazhnykh zdaniy [The experience of using spun linear elements with cross sections of various profiles in the construction of multi-storey buildings]. *Arkhitektura i stroitel'nye nauki*, 2014. Vol.18, 19, No. 1, 2. Pp. 36–38. (rus)
3. Nekhan' D.S., Zhamoydik S.M., Polevoda I.I. Modelirovanie progreva tsentrifugirovannoy zhelezobetonnay kolonny s uchetom anizotropii teplofizicheskikh kharakteristik betona po secheniyu [Modeling of heating of a centrifuged reinforced concrete column taking into account anisotropy of thermophysical characteristics of concrete in cross section]. *Journal of Civil Protection*, 2019. Vol. 3, No 4. Pp. 366–377. (rus). DOI: 10.33408/2519-237X.2019.3-4.366.
4. Barnas A., Rinnhofer G. Entwicklung hochbewehrter Schleuderbetonstützen – Brandverhalten und Bemessungssoftware [Development of highly reinforced spun concrete columns – fire behavior and design software]. *Zement+Betton*, 2004. Pp. 16–21. (deu)
5. Shubin A.A. Formula industrializatsii stroitel'stva: vysokaya skorost' + nizkaya sebestoimost' = UDS [The formula for the industrialization of construction: high speed + low cost = UHS]. *Tekhnologii betonov*, 2013. No. 9. Pp. 32–35. (rus)

6. Antonova A., Molodtsova M., Molodtsova V. Framing Systems in Residential Construction. *Procedia Engineering*, 2016. No. 150. Pp. 2138-2145. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.07.254.
7. Abramyan S.G., Gnatyuk D.V. Sbornye i sborno-monolitnye karkasnye sistemy vysotnykh zdaniy s ploskimi plitami perekrytiya [Precast and cast-in-situ frame systems of high-rise buildings with flat slabs]. *Internet journal «Naukovedenie»*, 2017. Vol. 9, No. 1, available at: <http://naukovedenie.ru/PDF/83TVN117.pdf> (accessed: April 10, 2020). (rus)
8. Svintsov A.P., Malov A.N., Nikolenko Yu.V., Ganin A.A. Bezbalochnye zhelezobetonnye perekrytiya: osobennosti konstruksii i tekhnologii vozvedeniya [Beam-free reinforced concrete floors: design features and construction technologies]. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 2009. No. 2. Pp. 74–80. (rus)
9. Nekhan' D.S., Kurachenko I.Yu., Olesiyuk N.M., Kreer L.A. Issledovaniya temperatury gazovoy sredy pri provedenii naturnykh ognevykh ispytaniy stroitel'nykh konstruksiy [Temperature studies of the gaseous medium during full-scale fire tests of building constructions]. *Journal of Civil Protection*, 2020. Vol. 4, No. 2. Pp. 130–141. (rus). DOI: 10.33408/2519-237X.2020.4-2.130.