

УДК 666.9.017:666.97.033.17-046.56

**ПОВЕДЕНИЕ ЦЕНТРИФУГИРОВАННОГО БЕТОНА ПРИ ПОЖАРЕ****Полева И.И., Нехань Д.С., Батан Д.С.**

Разработана методика оценки прочности центрифугированного бетона при высокотемпературном нагреве. Проведены исследования по влиянию анизотропности центрифугированного бетона на коэффициент условий работы бетона при пожаре, который необходим в статической части расчета пределов огнестойкости. Представлены результаты экспериментальных и теоретических исследований стойкости центрифугированного бетона к высоким температурам. Получены эмпирические зависимости по оценке коэффициента условий работы центрифугированного бетона  $k_c(\theta)$ . Найдены значения поправочного коэффициента  $k_{cor}$  для оценки  $k_c(\theta)$  при пожаре по действующим техническим нормативным правовым актам.

*Ключевые слова:* прочность, огнестойкость, высокотемпературный нагрев, коэффициент условий работы бетона при пожаре, центрифугированный бетон, анизотропность (неоднородность), относительная толщина, приведенный коэффициент снижения прочности, поправочный коэффициент.

(Поступила в редакцию 24 октября 2018 г.)

**Введение.** Одним из путей технического прогресса в области железобетонных конструкций является широкое применение тонкостенных пространственных конструкций, эффективных форм и сечений, применение конструкций, производимых по прогрессивным технологиям, например, изготовление методом центрифугирования [1]. Снижение затрат на производство данным методом является существенным, поскольку расход бетона и стали уменьшается на 30–50 % и 20–40 % соответственно без уменьшения прочности центрифугированного бетона и статической эффективности кольцевого сечения по отношению к способу изготовления путем вибрирования. Энергоемкость конструкции снижается до 15 %, а стоимость перевозок ввиду уменьшения массы конструкции – в 2 раза. Из-за низкой пористости они также менее подвержены коррозии [2–4].

Вместе с тем внедрение в строительство конструкций, которые не отвечают требованиям пожарной безопасности, недопустимо, насколько ни был бы высок экономический эффект. Поэтому необходима оценка на предмет соответствия данных конструкций требованиям безопасности в условиях пожара.

В последнее время большое внимание уделяется разработке методов расчетной оценки огнестойкости строительных конструкций, внедренных в действующие ТНПА [5–7]. Вместе с тем существующие методы расчета не могут быть эффективно использованы для оценки пределов огнестойкости центрифугированных конструкций. Это обусловлено главным образом основным недостатком таких конструкций – появлением в результате центрифугирования анизотропности по сечению, а следовательно, и изменением физико-механических, теплофизических и иных характеристик бетона по толщине. При этом анизотропность влечет возникновение особенностей в изменении свойств бетона при нагревании, которые на сегодняшний день не изучены. Это не позволяет с приемлемым уровнем достоверности применять коэффициенты условий работы бетона при пожаре на конструкции, изготовленные методом центрифугирования.

**Основная часть.** Изменение сопротивления бетона на осевое сжатие с увеличением температуры как в мировой, так и в отечественной практике учитывается коэффициентом условий работы бетона  $k_c(\theta)$  (в отечественной литературе часто обозначается  $\gamma_c$ ), который показывает, какая часть прочности бетона осталась при температуре  $\theta$  от начальной.

**Подготовка и методика проведения эксперимента.** Эксперимент был запланирован следующим образом:

1. Разработка экспериментальной смеси и определение режима изготовления конструкции.
2. Изготовление бетонной конструкции.
3. Выпиливание опытных образцов.
4. Проведение исследований по определению физико-механических характеристик образцов в нормальных (начальных) условиях.
5. Нагрев, выдержка и охлаждение опытных образцов.
6. Испытание образцов на прочность.

#### 7. Обработка экспериментальных данных.

Экспериментальная смесь и режим центрифугирования подбирались в соответствии с рекомендациями лаборатории ОАО «Светлогорский завод железобетонных изделий и конструкций» для получения бетона марки В40, получившей наиболее широкое применение при изготовлении центрифугированных железобетонных изделий.

Исходная бетонная смесь для изготовления стойки с учетом отжатия шлама в процессе изготовления имела следующий состав:

- портландцемент ПЦ-500 ( $\rho = 3100 \text{ кг/м}^3$ ) – 515 кг/м<sup>3</sup>;
- песок кварцевый ( $\rho = 2650 \text{ кг/м}^3$ ) – 517 кг/м<sup>3</sup>;
- щебень гранитный ( $\rho = 2670 \text{ кг/м}^3$ , фракции размером 5–20 мм) – 1270 кг/м<sup>3</sup>;
- вода затворения без примесей – 190 л/м<sup>3</sup>;
- суперпластификатор Полипласт СП-1 – 2,58 кг/м<sup>3</sup>.

Процесс центрифугирования осуществлялся на машине (центрифуге) РТЦ-5 в режиме:

1. Загрузка бетонной смеси при вращении формы со скоростью 45 об/мин в течение 1,5 минут.
2. Распределение бетонной смеси при скорости вращения формы 105 об/мин в течение 4 минут.
3. Уплотнение бетонной смеси на скорости 545 об/мин в течении 16 минут.

После изготовления бетонной стойки (рис. 1) наружным и внутренним диаметром 950 и 630 мм (толщина 160 мм) соответственно производили выпиливание образцов согласно ГОСТ 28570-90 при помощи алмазных дисковых пил (бензорез STIHL TS 420 с алмазным кругом по бетону Wurth, пила дисковая BOSCH GWS 22-230 Н с кругом отрезным YOURtools из синтетических алмазов).



Рисунок 1. – Центрифугированная бетонная стойка

Для удовлетворения комплексной, многопараметрической и инвариантной оценки основных показателей бетона на этапах деформирования и разрушения в качестве объектов для данных испытаний использованы образцы секторального сечения, приведенные к форме куба размером 100×100×100 мм, которые наиболее адекватно отражают свойства неоднородности центрифугированного бетона [8]. При изучении  $k_c(\theta)$  по толщине сечения выпиливание осуществлялось послойно в следующем порядке (рис. 2):

- изготовленная стойка разрезалась пополам;
- полученные части резались на полукольца высотой 100 мм;
- получали полукольца 3 частей (внутренние, средние, наружные) толщиной 100 мм, характеристики которых представлены в таблице 1;
- полученные полукольца разрезались на кубы секторального сечения шириной по средней линии 100 мм.

Затем образцы помещались в камеру нормального твердения. При достижении 28-дневной (марочной) прочности каждая часть образцов делилась на пять серий, для одной из которых нагрев не производился, остальные нагревались до температур 200, 400, 600 и 800 °С соответственно. Испытания для каждой из температур проводились на 5 образцах. Для нагрева образцов использовалась камерная закалочная печь ПКС-80/12. Для целенаправленного исследования поведения бетона путем повышения температуры в электрической печи со скоростью 120–150 °С/час исключались всевозможные «структурные» факторы: тепловые градиенты, растрескивание. При достижении требуемой температуры образ-

цы выдерживались в течение 4 часов для равномерности прогрева, после чего охлаждались в лабораторных условиях.



Рисунок 2. – Образцы для проведения испытаний

Таблица 1. – Размеры образцов для проведения испытаний

Расположение	Внутренний диаметр, мм	Наружный диаметр, мм	Относительная толщина $\delta$
Внутреннее	630	830	0,3125
Среднее	690	890	0,5
Наружное	750	950	0,6875

Испытание образцов на прочность производилось в течение 24 часов после их охлаждения. В качестве опорной грани использовалась грань, на которую образец устанавливался в печи. После нагрева допускалось наличие трещин, раковин и отколов ребер (рис. 3). К испытаниям допускались образцы, которые произвольно не разделялись на части (рис. 4). При этом образцы устанавливались так, чтобы сжимающая сила при испытании была направлена строго параллельно образцу (перпендикулярно срезу при извлечении образца из изделия).



Рисунок 3. – Образцы после нагрева до 200, 400, 600 °С (слева направо)



Рисунок 4. – Образцы после нагрева до 800 °С

В процессе испытания кубов на сжатие регистрировалось минимальное усилие, разрушающее образец при его статической нагрузке (рис. 5). Скорость нарастания нагрузки на образец в процессе нагружения составляла  $(0,6 \pm 0,2)$  МПа/с. В качестве испытательного пресса был использован Pilot 50-C5642.



Рисунок 5. – Испытание образцов на прочность

Прочность образца  $P$  определялась по формуле

$$P = 1000 \alpha_m \frac{F}{S}, \text{ МПа,}$$

где  $F$  – разрушающая нагрузка, кН;  $S$  – площадь сечения образца, мм<sup>2</sup>;  $\alpha_m$  – масштабный коэффициент для приведения прочности бетона к прочности бетона в образцах базовых размера и формы.

Площадь сечения образца определялась путем обведения образцов на миллиметровой бумаге. В качестве масштабного коэффициента для всех образцов принят  $\alpha_m = 0,95$  [9].

Коэффициент условий работы определялся по формуле

$$k_c(\theta) = \frac{f_c(\theta)}{f_c(20)},$$

где  $f_c(\theta)$  – сопротивление бетона при температуре нагрева  $\theta$ ;  $f_c(20)$  – сопротивление бетона при нормальной температуре.

Интервал между первым и последним испытанием на прочность контрольных образцов одной серии не превышал 30 мин. После нагрева и испытания образец подвергался визуальному осмотру на предмет определения характера и выявления удовлетворительности разрушения в соответствии с приложением В ГОСТ 10180–2012 [9].

**Результаты эксперимента.** Статистическая обработка результатов измерений проводилась в соответствии с ГОСТ Р 8.736–2011 [10].

Результаты испытаний образцов (табл. 2) позволили исследовать характер изменения прочности центрифугированного бетона при повышении температуры.

Сравнение средних значений  $k_c(\theta)$  в целом по конструкции со значениями, приведенными в ТНПА и полученными другими учеными для вибрированных бетонов, приведено на рисунке 6.

Применяемые в расчетах огнестойкости коэффициенты условий работы бетона при пожаре по нормам [6, 7] несколько занижены как по сравнению со средними значениями  $k_c(\theta)$  проведенных исследований центрифугированного бетона, так и со значениями  $k_c(\theta)$ , полученными другими авторами для вибрированных бетонов. Вместе с тем значения  $k_c(\theta)$ , приведенные в [6, 7], практически совпадают с нижней границей доверительного интервала (при 95 %-ном уровне доверительной вероятности) проведенных исследований. Поскольку значения характеристик материалов следует определять с учетом статистической изменчивости свойств материалов [14], делаем вывод о том, что в ТКП 45-2.02-110-2008 [6] с целью повышения безопасности при проведении расчетов приведены значения  $k_c(\theta)$  нижней границы доверительного интервала.

Таблица 2. – Коэффициент условий работы centrifугированного бетона  $k_c(\theta)$  при пожаре

Слой	Температура, °C	Среднее значение прочности, МПа	Среднеквадратичное отклонение прочности, МПа	Доверительный интервал при определении прочности, МПа	Относительная погрешность при определении прочности, %	Относительная погрешность при определении $k_c(\theta)$ , %	$k_c(\theta)$	Абсолютная погрешность при определении $k_c(\theta)$
Внутренний	20	33,6	1,96	5,4	16,2	–	1,000	–
	200	31,8	1,14	3,2	10,0	19,0	0,946	0,180
	400	31,6	1,40	3,9	12,4	20,4	0,940	0,192
	600	20,5	3,03	8,4	41,1	44,1	0,611	0,270
	800	2,1	0,55	1,5	72,5	84,3	0,062	0,046
Средний	20	41,3	2,08	5,8	14,0	–	1,000	–
	200	42,5	2,23	6,2	14,6	20,2	1,028	0,208
	400	44,3	1,50	4,2	9,4	16,9	1,071	0,181
	600	28,3	0,96	2,7	9,5	16,9	0,685	0,116
	800	0,3	0,29	0,5	181,1	181,6	0,007	0,013
Наружный	20	45,1	3,27	9,1	20,1	–	1,000	–
	200	51,2	3,40	9,4	18,4	27,3	1,136	0,310
	400	52,7	1,38	3,8	7,3	21,4	1,170	0,250
	600	32,8	2,21	6,1	18,7	27,5	0,727	0,200
	800	0,0	0,01	0,0	179,0	180,1	0,000	0,001
Среднее значение	20	40,0	1,80	3,9	9,6	–	1,000	–
	200	41,8	2,47	5,3	12,6	15,9	1,213	0,166
	400	42,9	2,48	5,3	12,4	15,7	1,241	0,169
	600	27,1	1,73	3,7	13,7	16,7	0,792	0,114
	800	0,8	0,30	0,7	81,3	81,8	0,036	0,016

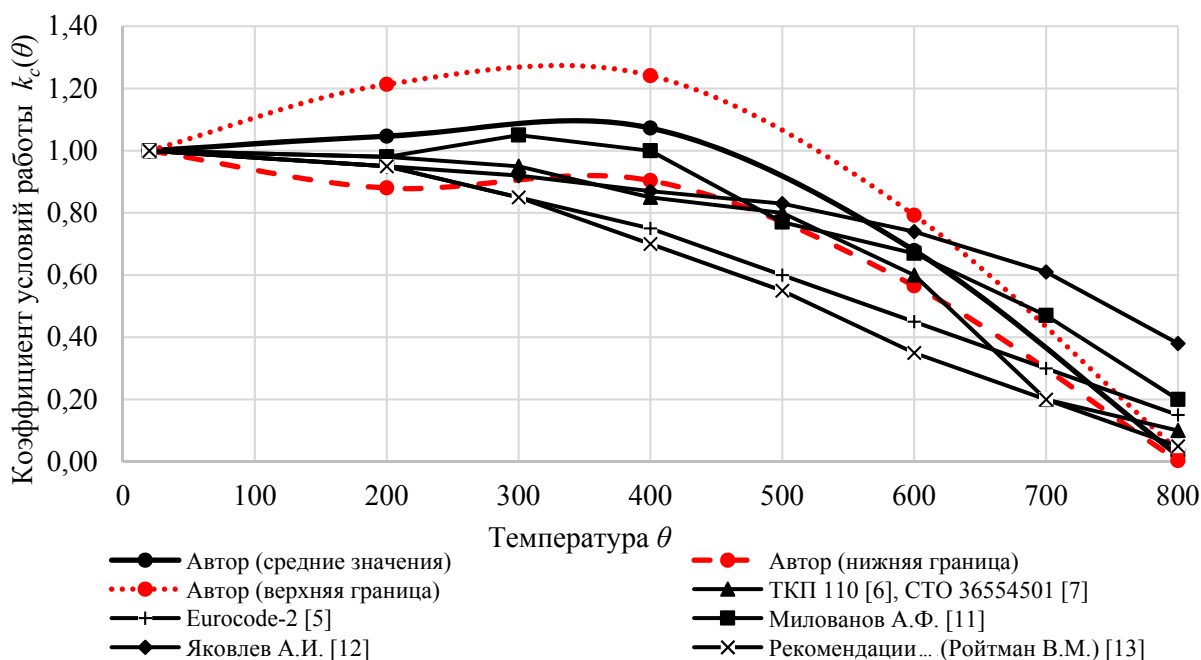


Рисунок 6. – Сравнительная оценка коэффициентов условий работы

Значения  $k_c(\theta)$ , приведенные в ТКП EN 1992-1-2-2009 [5], еще более занижены, что обеспечивает более высокий уровень безопасности при проведении практических расчетов по огнестойкости, понижает уровень значимости (повышает уровень доверительной вероятности). Схожая практика была предложена и В.М. Ройтманом, который в рекомендациях по расчету огнестойкости [13] приводил еще более заниженные значения  $k_c(\theta)$ . Данные, полученные А.Ф. Миловановым, В.В. Жуковым, А.И. Яковлевым [11, 12, 15], подтверждают

это. Вместе с тем W. Kusterle, W. Lindbauer, G. Hampejs, A. Heel в работе [16] утверждают и показывают на результатах других исследователей, что кривые значений  $k_c(\theta)$  в европейских нормах есть среднее значение результатов, полученных множеством ученых. Однако здесь следует сказать, что значения  $k_c(\theta)$  в [5] являются средними значениями результатов исследований ученых, которые в своих работах приводили нижнюю границу  $k_c(\theta)$  с учетом статистической изменчивости.

Результаты эксперимента показывают, что стойкость центрифугированного бетона при нагреве существенно меняется по мере движения от периферии к центру. Процесс изменения прочности бетона с повышением температуры в послойно выпиленных из конструкции образцах можно разбить на три участка (рис. 7):

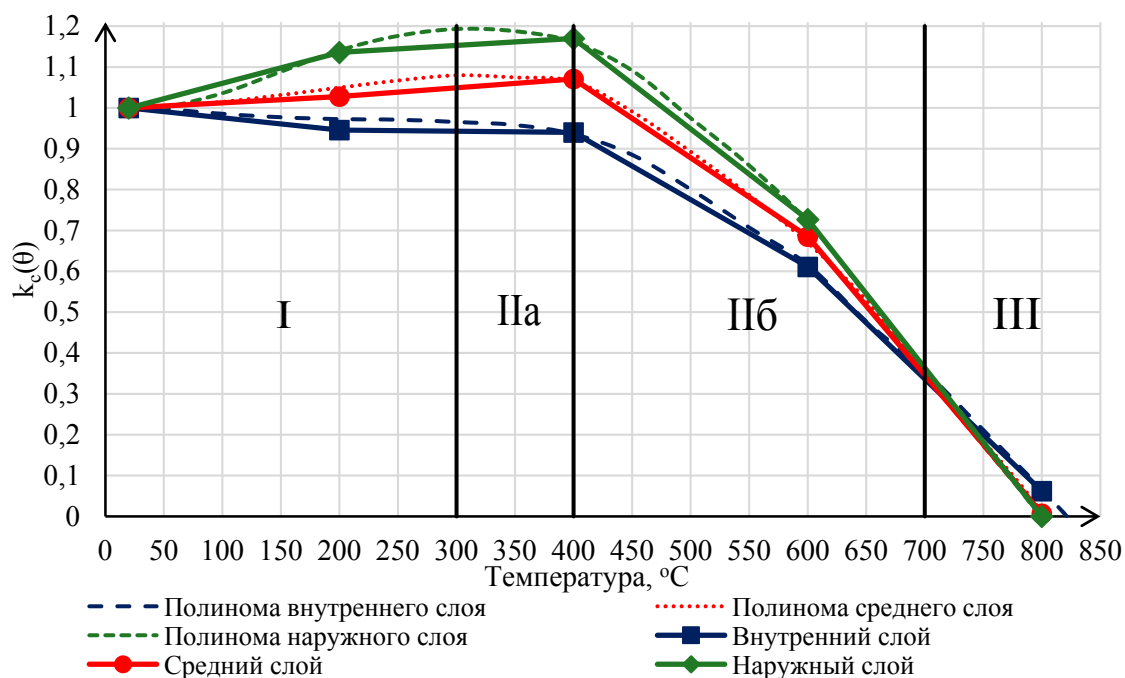


Рисунок 7. – Влияние местоположения образца на  $k_c(\theta)$

**I. Температура нагрева до 300 °C.** Данный участок характеризуется незначительным снижением прочности (до 5 %) во внутреннем слое и повышением до 19 и 8 % в наружном и среднем слоях соответственно. Наружный и средний слои достигают максимума своей прочности при 250–300 °C. Увеличение прочности наружного и среднего слоев объясняется повышением прочности цементного камня за счет уплотнения его структуры вследствие удаления воды, адсорбированной гелем двухкальциевого силиката из грубых пор, а также усиленной кристаллизацией  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , упрочняющей цементный камень. Ко всему этому расширение заполнителя приводит к сокращению объема пор в структуре бетона. Образующиеся при этом растягивающие усилия приводят к образованию микротрещин в бетонной матрице, однако при сжатии они погашаются внешней нагрузкой, что не приводит к уменьшению прочности [11]. Уменьшение водоцементного соотношения несколько увеличивает прочностные характеристики бетона. Падение прочности внутреннего слоя связано с наличием слоя раствора (без щебня), который дает усадку вследствие испарения воды, в то время как остальная часть образца (с наличием крупного заполнителя) расширяется. Нарастание микротрещин и впоследствии образование трещин интенсивно происходило на границе между бетоном и раствором, что привело к нарушению связи между этими компонентами.

**II. Нагрев от 300 до 700 °C.** Этот участок можно разбить на 2 части.

**IIa. 300–400 °C.** Здесь достигнутые на участке I максимумы прочности средним и наружным слоем стабилизируются и практически не меняются (падение не более 3–5 %). Снижения прочности во внутреннем слое практически не наблюдается. Скорость нарастания деструктивных процессов во всех слоях примерно одинаковая.

**IIб. 400–700 °C.** Наблюдается стремительное снижение прочности во всех слоях. При этом тангенс угла наклона кривой наружного слоя достигал наибольшего значения, что говорит о более высокой скорости деструктивных процессов. Наименьшую скорость деструктивных процессов имели образцы внутреннего слоя. Это объясняется увеличением

отношения мелкого и крупного заполнителя, увеличением толщины раствора (без щебня) по мере движения от периферии к центру [17]. Несмотря на увеличение скорости деструктивных процессов по мере движения от центра к периферии, прочность бетона наружного и среднего слоев ниже начальной прочности наступает лишь при 500 °С, и в целом стойкость наружного и среднего слоев на данном участке оказалась выше, что связано с высоким набором прочности у данных слоев и снижением прочности у внутреннего слоя на I участке. Прочность бетона снижается вследствие нарушения структуры затвердевшего портландцемента из-за усиливающейся разницы деформаций гелеобразной части цементного камня и неразложившихся зерен клинкера, а также из-за дегидратации  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . После охлаждения оксид кальция снова реагирует с водой. Результирующее увеличение объема вызывает разрушение бетона. В дополнение к вышесказанному снижению прочности объясняется возникновением дополнительных напряжений, которые нарушают связь между заполнителем и цементным камнем, поскольку затвердевший цемент, обезвоживаясь, дает усадку, а зерна заполнителя расширяются [11]. Начиная с 570 °С происходит спонтанное превращение  $\alpha$ -кварца в  $\beta$ -кварц [18], что также сказывается на уменьшении прочности. Следует отметить, что роль влияния водоцементного отношения на данном участке не существенна, поскольку его уменьшение (характерное по мере движения от центра к периферии) не приводит к большому снижению прочности периферийных слоев свыше 300 °С. Здесь надо принимать во внимание процесс наложения таких факторов, как отношение мелкого и крупного заполнителей  $n_G$ , вид композиционного материала (ВКМ), водоцементное отношение (В/Ц), относительная масса цементного камня  $m_{ЦК}$ . Более низкая стойкость внутренних слоев к повышенным температурам на I и II участках объясняется и меньшей их однородностью.

**III. Нагрев свыше 700 °С.** На этом участке более высокая стойкость у внутреннего слоя, что подтверждается исследованиями, проведенными в [17] относительно влияния  $n_G$ ,  $m_{ЦК}$ , ВКМ с вибрированными образцами. Вместе с тем вибрированные образцы при изменении таких параметров, как  $n_G$ ,  $m_{ЦК}$ , ВКМ, проявляют существенное различие в стойкости начиная с температуры 400 °С. Данная разница может быть вызвана водоцементным отношением, оказывающим противоположное воздействие. При 800 °С прочность у внутреннего слоя составила не более 7 % от начальной. Средний слой имел менее 1 % начальной прочности. При этой температуре слой бетона, примыкающий к раствору, осыпался в руках. Прочность наружного слоя исчерпана, разлагаются фазы гидросиликата [18]. Заполнитель слегка изменяет окраску, что свидетельствует о превращении базальта в эклогит. Следует отметить, что наиболее стойким к высокой температуре оказался слой, примыкающий к внутренней части конструкции без крупного заполнителя (раствор), который сохранил свою структуру при 800 °С (рис. 4) и подвергался сжатию под прессом.

При одной и той же температуре относительное изменение прочности центрифугированного бетона, а равно коэффициент условий работы  $k_c(\theta)$ , отличается по сечению (рис. 8).

Построенные аппроксимирующие прямые характеризуют изменение  $k_c(\theta)$  по сечению. При этом данные прямые не параллельны друг другу, что говорит о неодинаковом изменении  $k_c(\theta)$  по сечению с ростом температуры, т. е.  $k_c(\theta) = k_c(\theta, \delta)$ . Характер данного изменения наиболее удобно описывается тангенсом наклона прямых к оси абсцисс  $\varphi$ , показывающим скорость изменения коэффициента условий работы центрифугированного бетона по сечению, и определяемым по формуле

$$\text{tg } \varphi(\theta) = \frac{\Delta k_c(\theta, \delta)}{\Delta \delta},$$

где  $\Delta \delta$  – приращение относительной толщины конструкции.

Обработка результатов эксперимента позволила выявить скорость изменения коэффициента условий работы по сечению при заданной температуре (рис. 9). С повышением температуры (начиная с 50 до 200 °С) она резко возрастает. После 200 °С наблюдается снижение скорости нарастания значения  $\text{tg } \varphi$ . При температуре 300–350 °С  $\text{tg } \varphi$  достигает своего максимума (соответствует максимальному набору прочности периферийными слоями). Здесь угол наклона кривых  $\varphi$  составляет более 30°. На участке 300–400 °С наблюдается плавное снижение  $\text{tg } \varphi$ . Начиная с 400 °С происходит интенсивное снижение скорости, что связано с более высоким ростом скорости деструктивных процессов наружных слоев по сравнению с внутренними. При температуре около 700 °С кривая пересекает ось абсцисс, что свидетельствует о равенстве коэффициента условий работы по сечению. Начиная с этой температуры кривая падает все так же интенсивно, а  $k_c(\theta)$  по мере движения от центра к периферии

уменьшается. При предельной (в эксперименте) для наружного слоя температуре, а именно 800 °С, угол  $\varphi = -10^\circ$ . Дальнейшее увеличение температуры будет увеличивать значение  $\operatorname{tg}\varphi$  до нуля, поскольку наружный слой уже исчерпал свою прочность, а внутренний будет уменьшать свое значение прочности из-за проходящих в его структуре дальнейших физико-химических процессов, ведущих к полному разрушению [11, 15, 18, 19].

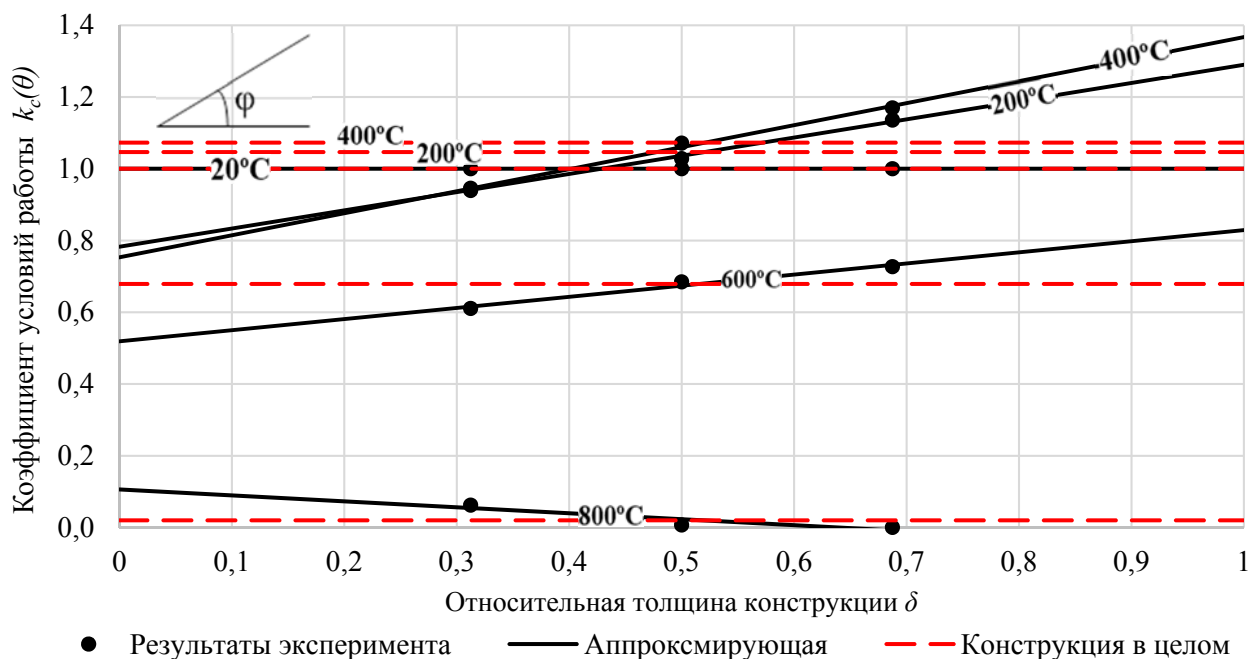


Рисунок 8. – Характер изменения коэффициента условий работы по сечению центрифугированной бетонной конструкции

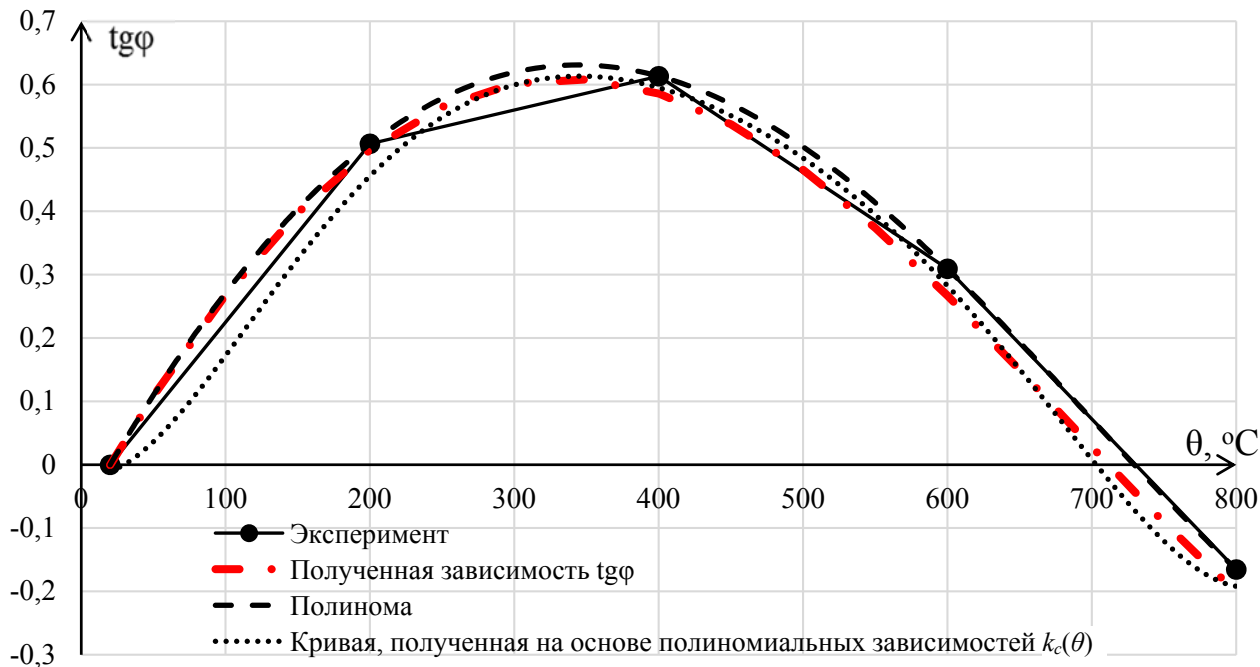


Рисунок 9. – Скорость изменения коэффициента условий работы центрифугированного бетона по сечению с повышением температуры

Математически скорость изменения коэффициента условий работы по сечению при  $\theta < 800$  °С описывается близкой к экспериментальным данным (рис.9) зависимостью:

$$\operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} \varphi(\theta) = 4,7 \cdot 10^{-12} \theta^4 - 4 \cdot 10^{-9} \theta^3 - 5 \cdot 10^{-6} \theta^2 + 0,004 \theta - 0,0784. \quad (1)$$

Повышение стойкости от центра к периферии также достигается необходимой плотностью и более высокой однородностью строения бетона, которые более характерны для наружных слоев.



Дальнейшая обработка экспериментальных данных позволила получить кривые экспоненциального вида, показывающие значение коэффициента условий работы центрифугированного бетона при промежуточных значениях температур в зависимости от расположения в конструкции (рис. 10). Представленная на этом рисунке номограмма позволяет определить значение  $k_c(\theta)$  в любом сечении конструкции при заданной температуре.

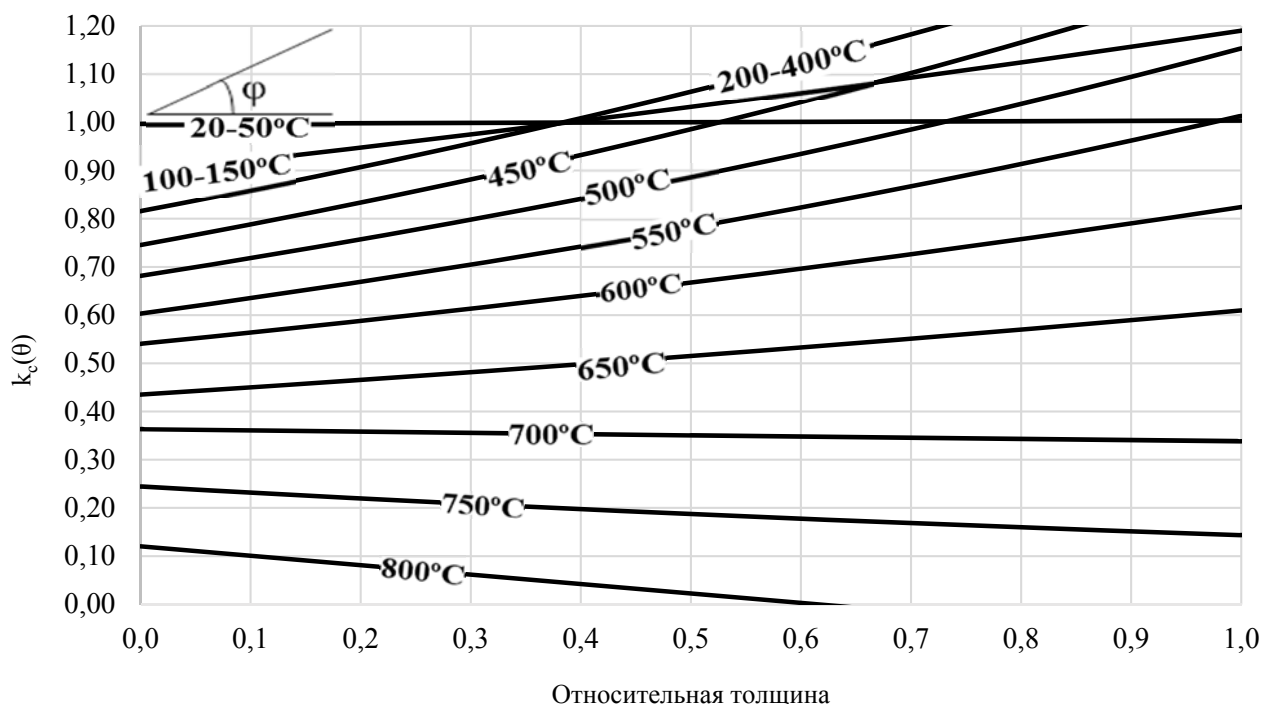


Рисунок 10. – Номограмма по определению коэффициента условий работы центрифугированного бетона

Прочность бетона при повышенных температурах зависит от температуры его нагрева, свойств составляющих его материалов и протекающих структурообразующих и деструктивных процессов [11, 12, 15]. Проблема анализа состава бетонной смеси затруднена сложностью происходящих при нагревании процессов, поскольку для различных температурных интервалов значимость влияния составных элементов композиций меняется.

Ввиду описанных выше закономерностей поведения центрифугированного бетона при повышенных температурах можно выделить 4 характерных участка поведения  $k_c(\theta)$ :

1) 20–50 °С (изменений в структуре бетона практически не происходит, прочность бетона во всех слоях отличается на доли процента от первоначальной прочности);

2) 50–300 °С (происходит значительное нарастание скорости изменения по сечению коэффициента условий работы; наружные и средние слои имеют прочность выше начальной; снижение прочности внутренних слоев не превышает 5 %; наблюдается достижение наружными слоями максимума своей прочности, превышающей до 20 % начальную; скорости изменения по сечению коэффициента условий работы резко возрастают, достигая при 300 °С своего максимума);

3) 300–700 °С (наблюдается изначально плавное, а после резкое снижение (до 80 %) прочности; значение  $\text{tg}\varphi$  также стремительно уменьшается, что свидетельствует о большем нарастании деструктивных процессов по мере движения от центра к периферии, при этом на всем участке стойкость наружных слоев выше, чем внутренних);

4) 700–800 °С (коэффициент условий работы внутренних слоев превышает коэффициент условий работы средних и наружных слоев; скорость нарастания разницы в коэффициентах условий работы интенсивно увеличивается вплоть до разрушения структуры наружных слоев бетона).

Ниже приведено математическое описание  $k_c(\theta)$  на выделенных участках:

$$20\text{--}50\text{ }^\circ\text{C}: \quad k_c(\theta) = 1; \quad (2)$$

$$50\text{--}300\text{ }^\circ\text{C}: \quad k_c(\theta) = (B\theta^2 + C\theta + E)[1 + (\delta - 0,5)](\text{tg}\varphi)^\gamma; \quad (3)$$

$$300\text{--}700\text{ }^{\circ}\text{C}: k_c(\theta) = [A(\theta - 300)^3 + B(\theta - 300)^2 + C(\theta - 300) + E][1 + (\delta - 0,5)](\text{tg } \varphi)^\gamma; \quad (4)$$

$$700\text{--}800\text{ }^{\circ}\text{C}: k_c(\theta) = [B(\theta - 700)^2 + C(\theta - 700) + E][1 - (\delta - 0,5)]|\text{tg } \varphi|^\gamma, \quad (5)$$

где  $A, B, C, E$  – эмпирические коэффициенты, характеризующие интенсивность деструктивных процессов, связанных с повышением температуры;  $\gamma$  – поправочный коэффициент, учитывающий характер различия свойств бетона по толщине сечения при повышении температуры.

Обработка результатов экспериментальных исследований позволила определить значения коэффициентов  $A, B, C, E, \gamma$  (табл. 3).

Таблица 3. – Эмпирические коэффициенты  $A, B, C, E, \gamma$

Коэффициент	Температура, $^{\circ}\text{C}$		
	50–300 $^{\circ}\text{C}$	300–700 $^{\circ}\text{C}$	700–800 $^{\circ}\text{C}$
$A$	–	$3,7 \times 10^{-9}$	–
$B$	$1,7 \times 10^{-7}$	$-7,0 \times 10^{-6}$	$-4,7 \times 10^{-6}$
$C$	$4,0 \times 10^{-4}$	$3,3 \times 10^{-4}$	$-2,8 \times 10^{-3}$
$E$	0,9778	1,0788	0,3489
$\gamma$	2,8	1,6	0,2

Формулы (1)–(5) с учетом значений коэффициентов  $A, B, C, E, \gamma$  из таблицы 3 определяют зависимость коэффициента  $k_c(\theta) = k_c(\theta, \delta)$  центрифугированного бетона от температуры  $\theta$  и относительной толщины конструкции  $\delta$ .

**Практическая оценка коэффициента условий работы центрифугированного бетона при пожаре.** Полученные выше зависимости коэффициента условий работы центрифугированного бетона при пожаре имеют множество аргументов, что не очень удобно при проведении практических расчетов, замедляет процесс их проведения, а также не позволяет оперативно переходить от одних данных к другим при расчете пределов огнестойкости. Использование полученной номограммы (рис. 10) также является трудоемкой задачей, которая приводит не только к увеличению времени проведения расчетов, но и к получению дополнительных погрешностей. Поэтому для практической оценки коэффициента условий работы необходим более гибкий подход.

Широко используемый при оценке огнестойкости метод изотермы 500  $^{\circ}\text{C}$  (критическая температура бетона с известняковым заполнителем) не в полной мере приемлем для центрифугированных конструкций, поскольку не учитываются различия в критической температуре  $\theta_{cr}$  и в изменении прочностных характеристик при нагреве по сечению (в связи с изменяющимся составом). При этом данный метод не учитывает первоначальное изменение в различии прочности по сечению [20]. Простой отброс части сечения может привести к недооценке (переоценке) предела огнестойкости. В Eurocode-2 закреплен зонный метод, который основан на делении поперечного сечения на равные по ширине  $z$  параллельные элементарные зоны, в пределах которых бетон равномерно нагрет до одной температуры и обладает соответственно одинаковыми физико-механическими свойствами. Данный метод, несмотря на трудоемкость, является более точным, чем метод изотермы 500 $^{\circ}\text{C}$ , особенно для колонн. Вместе с тем данный метод будет являться наиболее приемлемым для неоднородных конструкций, поскольку введением ряда поправочных коэффициентов для каждого слоя возможно учесть множество особенностей. Приведенный в данном методе коэффициент снижения прочности  $k_{c,m}$ , показывающий долю сечения бетона, которая способна выполнять свои функции при пожаре, определяется по формуле

$$k_{c,m} = \frac{1}{n} \left( 1 - \frac{0,2}{n} \right) \sum_{i=1}^n c_i k_c(\theta_i),$$

где  $n$  – количество зон;  $c_i = A_{ci} / A_c$  – доля площади  $i$ -й зоны от общей площади сечения бетона [5, 17].

Наибольшее распространение при применении в строительстве получили центрифугированные конструкции кольцевого сечения. При этом наихудший вариант с точки зрения огнестойкости представляет случай, когда колонны расположены внутри здания и их обогрев происходит по всему периметру. Для центрифугированных конструкций кольцевого сечения (рис. 11) доля  $i$ -й зоны определяется по формуле

$$c_i = \frac{4z[D - z(2i - 1)]}{D^2 - d^2},$$

где  $D$  – наружный диаметр;  $d$  – внутренний диаметр;  $i$  – номер зоны;  $z$  – ширина зоны, определяемая по формуле

$$z = \frac{D - d}{2n}.$$

Если при пожаре колонна обогревается по некоторой части периметра, то  $c_i$  определяется исходя из геометрических соображений.

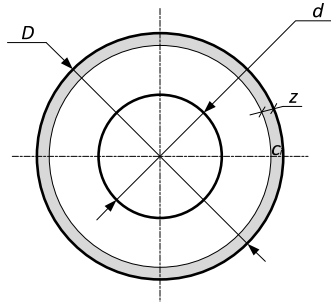


Рисунок 11. – Зонный метод оценки огнестойкости центрифугированных колонн кольцевого сечения: деление поперечного среза на равные по ширине  $z$  параллельные элементарные зоны

Полученная кривая средних значений  $k_c(\theta)$  центрифугированного бетона сходна с кривыми, полученными для вибрированных бетонов (рис. 6). Поэтому в целом для оценки огнестойкости железобетонных (бетонных) конструкций допустимо использование коэффициентов  $k_c(\theta)$ , приведенных в действующих ТНПА [5–7], однако при этом требуется введение некоего поправочного коэффициента  $k_{cor}$ , который учитывал бы влияние анизотропности бетона на несущую способность конструкции при пожаре. Тогда приведенный коэффициент снижения прочности  $k_{c,m}$  примет вид

$$k_{c,m} = \frac{1}{n} \left( 1 - \frac{0,2}{n} \right) \sum_{i=1}^n c_i k_{cor_i} k_c(\theta_i).$$

Поправочный коэффициент определяется по формуле

$$k_{cor_i} = k_{z_i} k_{s_i},$$

где  $k_{z_i}$  – поправочный коэффициент, учитывающий различие  $k_c(\theta_i)$  по сечению;  $k_{s_i}$  – коэффициент, показывающий различие прочности по сечению, связанной с методом изготовления.

По рисунку 8 можно заметить, что аппроксимирующие прямые пересекаются с прямыми, соответствующими значениям коэффициента условий работы конструкции в целом, при относительной толщине  $\delta = 0,5$ . Поэтому можно записать следующую зависимость:

$$k_{z_i} = 1 + (\delta_i - 0,5) \operatorname{tg} \varphi(\theta_i).$$

Для нахождения коэффициента  $k_s$  необходимо знать характер изменения прочности по сечению таких конструкций в начальных условиях (после изготовления). При оценке огнестойкости за расчетное сопротивление принимается произведение нормативного сопротивления на коэффициент условий работы [5–7, 12, 17]. При этом значение нормативного сопротивления характеризует конструкцию в целом, но никак не конкретный рассматриваемый слой. С целью адекватной характеристики каждого рассматриваемого слоя в сечении есть необходимость включения  $k_s$  в поправочную часть. Численно  $k_{s_i}$  равен отношению прочности  $i$ -того слоя к прочности конструкции в целом в нормальных условиях:

$$k_{s_i} = 0,74 + 0,6\delta_i.$$

Для связи относительной толщины, необходимой для определения  $k_z$  и  $k_s$ , и номера рассматриваемой зоны в центрифугированной конструкции кольцевого сечения, обогреваемой по периметру, предлагается следующая формула:

$$\delta_i = 1 - \frac{z(2i-1)}{D-d}.$$

Если при пожаре колонна обогревается по некоторой части периметра, то  $\delta_i$  определяется исходя из рассматриваемой зоны.

Полученные значения поправочного коэффициента  $k_{cor}$  представлены в таблице 4.

Таблица 4. – Значения поправочного коэффициента  $k_{cor}$ 

Температура $\theta$ , °С	Относительная толщина слоя $\delta$										
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
20	0,74	0,80	0,86	0,92	0,98	1,04	1,10	1,16	1,22	1,28	1,34
100	0,64	0,71	0,79	0,87	0,95	1,04	1,13	1,22	1,32	1,42	1,52
200	0,56	0,64	0,73	0,83	0,93	1,04	1,15	1,28	1,40	1,53	1,67
300	0,52	0,61	0,70	0,81	0,92	1,04	1,17	1,30	1,44	1,59	1,74
400	0,52	0,61	0,71	0,81	0,92	1,04	1,16	1,30	1,43	1,58	1,73
500	0,57	0,65	0,74	0,83	0,93	1,04	1,15	1,27	1,39	1,52	1,65
600	0,64	0,71	0,79	0,87	0,95	1,04	1,13	1,22	1,32	1,42	1,52
700	0,73	0,79	0,85	0,91	0,98	1,04	1,10	1,17	1,23	1,29	1,36
800	0,81	0,86	0,91	0,96	1,00	1,04	1,08	1,11	1,15	1,18	1,21

Известно, что железобетонные конструкции, работающие на сжатие, разрушаются из-за потери прочности бетона и проявления его ползучести в сильно нагретых слоях. Вследствие перераспределения напряжений перегружается средняя зона поперечного сечения колонн, что приводит к их разрушению [21]. Анализ значений  $k_{cor}$  показывает, что прочность при высоких температурах в наружных слоях центрифугированного бетона при прочих равных условиях гораздо выше, чем во внутренних. Это означает, что как в нормальных условиях, так и в условиях пожара, основную нагрузку будут воспринимать имеющие большую прочность наружные слои [20] из-за более высокой, как мы полагаем, начальной жесткости, меньшей ее потери при нагреве и, как следствие, меньших деформаций. Однако прогрев наружных слоев до критических температур будет вызывать их разрушение, что повлечет перераспределение нагрузки на внутренние слои, которые не обладают достаточной для обеспечения несущей способности прочностью, что может привести к обрушению конструкции.

Сопrotивляемость сжатых центрифугированных элементов воздействию высоких температур при прочих равных условиях на первоначальном этапе будет выше, чем у конструкций, изготовленных методом вибрирования, из-за более высокой стойкости наружных слоев. Однако для более поздних стадий пожара, для которых характерен сильный прогрев наружной стороны конструкции – до 30–50 % толщины [13], верно и обратное, поскольку внутренние слои обладают маленькой начальной прочностью и более низкой сопротивляемостью температурам до 700°C. На основе проведенных исследований невозможно сказать однозначно, какая из конструкций, будет иметь более высокий предел огнестойкости при прочих равных условиях: необходимо учитывать изменение теплотехнических характеристик по сечению, характер прогрева неоднородных и однородных материалов, возможность наступления хрупкого разрушения, фактора работы центрифугированной конструкции как единого целого и др. Для оценки данного показателя необходимо проведение огневых испытаний на следующем уровне строительной продукции – железобетонная конструкция.

**Заключение.** Проведенное исследование привело к следующим результатам:

1. Разработана методика оценки изменения прочности центрифугированного бетона при высокотемпературном нагреве.

2. Обобщены изменения физико-механических свойств центрифугированного бетона при пожаре, которые рекомендуется учитывать соответствующими значениями коэффициента условий работы бетона при пожаре  $k_c(\theta)$ . Проведена сравнительная оценка полученных значений  $k_c(\theta)$  центрифугированного бетона с соответствующими значениями вибрированного бетона.

3. Выявлена экспериментально и подтверждена теоретически зависимость прочностных характеристик центрифугированного бетона от месторасположения в конструкции. Получена номограмма, позволяющая определить значение  $k_c(\theta)$  для тяжелых бетонов в любой точке центрифугированной железобетонной конструкции при температуре до 800 °С.

4. На основании экспериментальных данных впервые получена зависимость коэффициента  $k_c(\theta)$  центрифугированного бетона от температуры  $\theta$  и относительной толщины конструкции  $\delta$ .

5. Для практической оценки коэффициента условий работы центрифугированного бетона при пожаре получены значения поправочного коэффициента  $k_{cor}$ , учитывающего влияние анизотропности центрифугированного бетона на несущую способность конструкции при пожаре. Из анализа значений  $k_{cor}$  выдвинуто предположение о более высокой сопротивляемости центрифугированных конструкций воздействию высоких температур на первоначальных стадиях пожара. При этом для оценки данного показателя обоснована необходимость проведения огневых испытаний для железобетонных (бетонных) конструкций.

### ЛИТЕРАТУРА

1. Неверович, И.И. Железобетонные конструкции: курс лекций для слушателей переподготовки по специальности 1-70 02 71 «Промышленное и гражданское строительство» МИПК и ПК БНТУ / И.И. Неверович. – Минск: МИПК и ПК БНТУ, 2013. – 211 с.
2. Иванов, В.П. Исследование и разработка технологии монтажа каркасов промышленных зданий с применением центрифугированных колонн кольцевого сечения: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.08 / В.П. Иванов; Белорус. ордена Трудового Красного Знамени политехнич. ин-т. – Минск, 1984. – 24 с.
3. Шилов, А.Е. Железобетонные центрифугированные двухветвевые колонны одноэтажных производственных зданий: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.08 / А.Е. Шилов; Белорус. гос. политехн. акад. – Минск, 1994. – 31 с.
4. Informationen rund um Schleuderbeton [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://schleuderbeton.de/vorteile.htm>. – Дата доступа: 30.07.2018.
5. Проектирование железобетонных конструкций. Ч. 1–2. Общие правила определения огнестойкости: ТКП EN 1992-1-2-2009. Еврокод 2. – Введ. 01.01.10. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2010. – 96 с.
6. Строительные конструкции. Порядок расчета пределов огнестойкости: ТКП 45-2.02-110-2008. – Введ. 01.01.09. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2008. – 135 с.
7. Стандарт организации. Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций: СТО 36554501-006-2006. – Введ. 01.11.06. – М.: НИЦ «Строительство», 2006. – 79 с.
8. Леонович, С.Н. Долговечность центрифугированных железобетонных стоек: обзорная информация / С.Н. Леонович, Л.Н. Зикеев. – М.: Информэнерго, 1991. – 64 с.
9. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам: ГОСТ 10180-2012. – Введ. 01.07.13. – М.: Стандартинформ, 2013. – 36 с.
10. Государственная система обеспечения единства измерений (ГСИ). Измерения прямые многократные. Методы обработки результатов измерений. Основные положения: ГОСТ Р 8.736-2011. – Введ. 01.01.13. – М.: Стандартинформ, 2013. – 40 с.
11. Милованов, А.Ф. Стойкость железобетонных конструкций при пожаре / А.Ф. Милованов. – М.: Стройиздат, 1998. – 304 с.
12. Яковлев, А.И. Расчет огнестойкости строительных конструкций / А.И. Яковлев. – М.: Стройиздат, 1988. – 143 с.
13. Ройтман, В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий / В.М. Ройтман. – М.: Ассоциация «Пожарная безопасность и наука», 2001. – 382 с.
14. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02 – Взамен СНиП 2.03.01-84; введ. 01.07.03. – Минск: Минсктиппроект, 2003. – 140 с.
15. Жуков, В.В. Основы стойкости бетона при действии повышенных температур: автореф. дис. ... д-р техн. наук: 05.23.05 / В.В. Жуков; НИИ ЖБ. – М., 1982. – 48 с.
16. Kusterle, W. Brandbeständigkeit von Faser-, Stahl- und Spannbeton: Heft 544 / W. Kusterle [u.a.]. – Wien: Stubenring, 1992. – 221 p.
17. Полевода, И.И. Огнестойкость изгибаемых железобетонных конструкций из высокопрочного бетона: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / И.И. Полевода. – Минск, 2004. – 124 л.
18. Hermann, K. Brandverhalten von Beton / K. Hermann // Cementbulletin. – 1992. – № 10. – P. 1–8.
19. Jungbluth, O. Verbund- und Sandwichtragwerke: Tragverhalten, Feuerwiderstand, Bauphysik / O. Jungbluth, unter Mitarb. von K. Berner. – Berlin; Heidelberg; New York; Tokyo: Springer, 1986. – 560 p.
20. Щуцкий, В.Л. Исследование физико-механических свойств центрифугированного бетона [Электронный ресурс] / В.Л. Щуцкий, Д.А. Дедух, М.Ю. Гриценко // Инженерный вестник Дона: электрон. науч. журн. – 2015. – № 2, Ч. 2. – 13 с. – Режим доступа: [http://www.ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD\\_81\\_Shucki.pdf\\_4abc9232c.pdf](http://www.ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_81_Shucki.pdf_4abc9232c.pdf). – Дата доступа: 30.07.2018.
21. Кудзис, А.П. Железобетонные и каменные конструкции. Конструкции промышленных и гражданских зданий и сооружений: учеб. для строит. специальностей вузов, в 2 ч. / А.П. Кудзис. – М.: Высш. шк., 1989. – Ч. 2. – 264 с.

## BEHAVIOR OF CENTRIFUGED CONCRETE IN CASE OF FIRE

**Ivan Palevoda**, PhD in Technical Sciences, Associate Professor

The state educational establishment «University of Civil Protection of the Ministry of Emergency Situations of the Republic of Belarus», Minsk, Belarus

**Dzianis Nekhan**

The Scientific Research Institute of Fire Safety and Emergencies, Minsk, Belarus

**Dzmitriy Batan**

Open Joint-Stock Company «Svetlogorsk Plant of Concrete Products and Structures», Svetlogorsk, Belarus

*Purpose.* The article is devoted to the change in the strength of centrifuged concrete during heating.

*Methods.* Strength test of centrifuged concrete samples after high temperature heating.

*Findings.* The results of experimental and theoretical studies of the resistance of centrifuged concrete to high temperatures are presented. Empirical dependences of  $k_c(\theta)$  of centrifuged concrete were obtained. The values of the correction factor for estimating the  $k_c(\theta)$  of centrifuged concrete were obtained.

*Application field of research.* The results of the study can be used to determine the residual strength of concrete in structures made by centrifuging under high-temperature heating (in the event of a fire), as well as during engineering assessment of  $k_c(\theta)$  under current regulations.

*Conclusions.* The changes in the physical and mechanical properties of centrifuged concrete in a fire have been generalized, which are recommended to take into account by the corresponding coefficients of concrete working conditions at a fire. The dependence of the strength characteristics of centrifuged concrete on the location in the structure was determined experimentally and theoretically confirmed. Nomograms have been obtained that make it possible to determine the value of  $k_c$  for heavy concrete at any point in a centrifuged reinforced concrete structure at temperatures up to 800°C. Based on the experimental data, the coefficient  $k_c(\theta)$  of centrifuged concrete for the first time is mathematically described as a function of temperature  $\theta$ , the relative thickness of the structure  $\delta$ , and the rate of change of  $k_c(\theta)$  over the cross-section  $\tan\varphi$ . At the same time, to estimate  $k_c(\theta)$ , empirical coefficients were obtained, characterizing the intensity of destructive processes, associated with an increase in temperature and non-homogeneity in the cross section. The values of the correction factor  $k_{cor}$  for assessing the coefficient of working conditions of centrifuged concrete in case of fire under the current technical regulatory legal acts are obtained.

*Keywords:* strength, fire resistance, high-temperature heating, coefficient of concrete working conditions in case of fire, centrifuged concrete, anisotropy (heterogeneity), relative thickness, reduced strength reduction factor, correction factor.

(The date of submitting: October 24, 2018)

### REFERENCES

1. Neverovich I.I. *Zhelezobetonnyye konstruktsiy: kurs lektsiy dlya slushateley perepodgotovki po spetsial'nosti 1-70 02 71 «Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo»* [Reinforced concrete structures: a course of lectures for students of retraining in the specialty 1-70 02 71 «Industrial and civil construction»]. Minsk: Belarusian National Technical University, 2013. 211 p. (rus)
2. Ivanov V.P. *Issledovanie i razrabotka tekhnologii montazha karkasov promyshlennykh zdaniy s primeneniem tsentrifugirovannykh kolonn kol'tsevogo secheniya* [Research and development of the technology of mounting the frameworks of industrial buildings with the use of centrifugal columns of annular cross-section]. PhD tech. sci. diss. Synopsis: 05.23.08. Belarusian Order of Labor Red Banner Polytechnic Institute. Minsk, 1984. 24 p. (rus)
3. Shilov A.E. *Zhelezobetonnyye tsentrifugirovannyye dvukhvetvevyye kolonny odnoetazhnykh proizvodstvennykh zdaniy* [Reinforced concrete centrifuged two-branch columns of one-storey industrial buildings]. PhD tech. sci. diss. Synopsis: 05.23.08. Belorussian State Polytechnic Academy. Minsk, 1994. 31 p. (rus)
4. *Informationen rund um Schleuderbeton* [Information about spun concrete], available at: <http://schleuderbeton.de/vorteile.htm> (accessed: July 30, 2018). (deu)
5. *Proektirovanie zhelezobetonnykh konstruktsiy. Chast' 1-2. Obshchie pravila opredeleniya ognestoykosti: TKII EN 1992-1-2-2009. Evrokod 2* [Design of reinforced concrete structures. Part 1-2. General rules for determining fire resistance: Technical Code of Practice EN 1992-1-2-2009. Eurocode 2]. Af-

- firmed January 01, 2010. Minsk: Ministry of Architecture and Construction of the Republic of Belarus, 2010. 96 p. (rus)
6. *Stroitel'nye konstruksii. Poryadok rascheta predelov ognestoykosti: TKP 45-2.02-110-2008* [Building construction. The procedure for calculating fire resistance: Technical Code of Practice 45-2.02-110-2008]. Affirmed January 01, 2009. Minsk: Ministry of Architecture and Construction of the Republic of Belarus, 2008. 135 p.(rus)
  7. *Standart organizatsii. Pravila po obespecheniyu ognestoykosti i ognesokhrannosti zhelezobetonnykh konstruksiy: STO 36554501-006-2006* [Standard of organization. Rules for ensuring fire resistance and fire safety of reinforced concrete structures: Standard of organization 36554501-006-2006]. Affirmed November 01, 2006. Moscow: Research Center «Stroitel'stvo», 2006. 79 p. (rus)
  8. Leonovich S.N., Zikeev L.N. *Dolgovechnost' tseftrifugirovannykh zhelezobetonnykh stoek* [Durability of centrifuged reinforced concrete racks]: overview information. Moscow: Informenergo, 1991. 64 p. (rus)
  9. *Betony. Metody opredeleniya prochnosti po kontrol'nykh obratzam: GOST 10180-2012* [Concretes. Methods for determining the strength of control samples: State standard 10180-2012]. Affirmed July 1, 2013. Moscow: Standardinform, 2013. 36 p. (rus)
  10. *Gosudarstvennaya sistema obespecheniya edinstva izmereniy (GSI). Izmereniya pryamye mnogokratnye. Metody obrabotki rezul'tatov izmereniy. Osnovnye polozheniya: GOST R 8.736-2011* [State system for ensuring the uniformity of measurements (ICG). Direct measurements are multiple. Methods for processing the results of measurements. Basic provisions: State standard of Russia 8.736-2011]. Affirmed January 1, 2013. – Moscow: Standardinform, 2013. 40 p. (rus)
  11. Milovanov A.F. *Stoykost' zhelezobetonnykh konstruksiy pri pozhare* [Resistance of reinforced concrete structures in case of fire]. Moscow: Stroyizdat, 1998. 304 p. (rus)
  12. Jakovlev A.I. *Raschet ognestoykosti stroitel'nykh konstruksiy* [Calculation of fire resistance of building structures]. Moscow: Stroyizdat, 1988. 143 p. (rus)
  13. Roytman V.M. *Inzhenernye resheniya po otsenke ognestoykosti proektiruemykh i rekonstruiruemykh zdaniy* [Engineering solutions for assessing the fire resistance of designed and reconstructed buildings]. Moscow: Association «Pozharnaya bezopasnost' i nauka», 2001. 382 p. (rus)
  14. *Betonnye i zhelezobetonnye konstruksii: SNB 5.03.01-02* [Concrete and reinforced concrete structures: Building standards of Belarus 5.03.01-02]. Affirmed July 1, 2003. Minsk: Minsktipproekt, 2003. 140 p. (rus)
  15. Zhukov V.V. *Osnovy stoykosti betona pri deystvii povyshennykh temperatur* [Fundamentals of the resistance of concrete under the influence of elevated temperatures]. Grand PhD tech. sci. diss. Synopsis: 05.23.05. Research, Design and Technological Institute of Concrete and Reinforced Concrete. Moscow, 1982. 48 p. (rus)
  16. Kusterle W., Lindbauer W., Hampejs G., Heel A. *Brandbeständigkeit von Faser-, Stahl- und Spannbeton* [Fire resistance of fiber, steel and prestressed concrete]. Wien: Stubenring, 1992. 221 p. (deu)
  17. Polevoda I.I. *Ognestoykost' izgibaemykh zhelezobetonnykh konstruksiy iz vysokoprochnogo betona* [Fire resistance of bent reinforced concrete structures made of high-strength concrete]. PhD techn. sci. diss: 05.23.01. Minsk, 2004. 124 p. (rus)
  18. Hermann K. *Brandverhalten von Beton* [Fire behavior of concrete]. *Cement Bulletin*, 1992. No. 10. Pp. 1-8. (deu)
  19. Jungbluth O., Berner K. *Verbund- und Sandwichtragwerke: Tragverhalten, Feuerwiderstand, Bauphysik* [Composite and Sandwich objects: structural behavior, fire resistance, building physics]. Berlin; Heidelberg; New York; Tokyo: Springer, 1986. 560 p. (deu)
  20. Shchutskiy V.L., Dedukh D.A., Gritsenko M.Yu. *Issledovanie fiziko-mekhanicheskikh svoystv tseftrifugirovannogo betona* [Investigation of physicomechanical properties of centrifuged concrete]. *Inzhenernyy vestnik Dona (electronic. sci. journal)*, 2015. No. 2, Part 2. 13 p., available at: [http://www.ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD\\_81\\_Shucki.pdf\\_4abcf9232c.pdf](http://www.ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_81_Shucki.pdf_4abcf9232c.pdf) (accessed: July 30, 2018). (rus)
  21. Kudzis A.P. *Zhelezobetonnye i kamennye konstruksii. Konstruksii promyshlennykh i grazhdanskikh zdaniy i sooruzheniy* [Reinforced concrete and stone structures. Structures of industrial and civil buildings and structures]: textbook in 2 parts. Moscow: High school, 1989. Part 2. 264 p. (rus)