

УДК 614.841.332:691.328.1::666.97.033.17

**РЕШЕНИЕ СТАТИЧЕСКОЙ ЗАДАЧИ ОГНЕСТОЙКОСТИ
ЦЕНТРИФУГИРОВАННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН****Д.С. НЕХАНЬ, канд. техн. наук, доц. И.И. ПОЛЕВОДА**
(Университет гражданской защиты МЧС Республики Беларусь, Минск)

Статья посвящена решению статической задачи огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн. Результаты огневых испытаний центрифугированных железобетонных колонн кольцевого сечения показали, что предел огнестойкости данных конструкций не высок ввиду наличия в них определенных особенностей (неоднородность бетона, тонкостенность, наличие воздушной полости). В ходе решения статической задачи получено уравнение коэффициента $k_{кор}$, учитывающего неоднородность прочностных свойств центрифугированного бетона в поперечном сечении конструкций. В программном комплексе ЛИРА-САПР 2013 R5 получены значения усилий в исследуемых колоннах в начальных условиях. Определены значения эксцентриситетов продольной силы относительно центра тяжести сечения колонн, обусловленных их поворотом вследствие прогиба плиты перекрытия при пожаре. Рассчитанные значения предела огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн по существующим методикам значительно превышают экспериментальное, что недопустимо с точки зрения обеспечения пожарной безопасности. Учет особенностей указанных конструкций в статическом расчете при заданном температурном поле позволяет получить близкие к экспериментальным значения предела огнестойкости, что должно найти соответствующее отражение при разработке методики расчета.

Ключевые слова: огнестойкость, предел огнестойкости, центрифугированные железобетонные колонны, статический расчет, несущая способность, рама, ЛИРА-САПР.

Введение. Железобетонные конструкции должны отвечать требованиям по безопасности, пригодности к нормальной эксплуатации, долговечности, технологичности, экономичности на всех стадиях своего существования, включая производство, изготовление, транспортировку, монтаж и эксплуатацию [1; 2]. Их расчет производится для различных ситуаций, в т.ч. для особых (аварийных), имеющих малую вероятность возникновения и небольшую продолжительность, однако достаточно важных с точки зрения достижения предельных состояний. К таким особым ситуациям относится пожар [1]. В части решения задач по обеспечению несущей способности строительными конструкциями при пожаре введено понятие предела огнестойкости, являющегося важнейшей классификационной характеристикой строительных конструкций, определяющей область их применения.

Фактические пределы огнестойкости строительных конструкций определяются экспериментальным и теоретическим способами. Экспериментальная оценка огнестойкости является ресурсозатратным мероприятием. Теоретические методы оценки огнестойкости, которые основываются на результатах температурно-силовых испытаний при решении научной задачи, позволяют более экономично и оперативно находить приемлемые решения в области оценки огнестойкости строительных конструкций на этапе проектирования. Так как в результате огневого воздействия в конструкции возникает тепловой поток, задача определения предельной несущей способности сводится к определению количества времени, в течение которого температурное поле в конструкции снизит ее несущую способность $R_{d,fi}$ до значений, при которых она больше неспособна воспринимать действующие на нее нагрузки $E_{d,fi}$ (рисунок 1). Исходя из этого, расчет огнестойкости заключается в решении теплотехнической и статической задач. Теплотехническая задача сводится к определению температурного поля в сечении конструкции в заданный момент времени огневого воздействия. В статической части определяется несущая способность конструкции при нагреве с учетом изменения свойств бетона и арматуры.

Результаты испытаний центрифугированных железобетонных колонн кольцевого сечения под совместной температурно-силовой нагрузкой [3] показали, что предел огнестойкости данных конструкций оказывается невысоким ввиду их характерных особенностей (наличие воздушной полости, неоднородность свойств в поперечном сечении, тонкостенность) [3–5], способствующих усиленному прогреву их сечения и в связи с этим более скорому снижению физико-механических показателей бетона и арматуры. Исследование физико-механических свойств центрифугированного бетона показало, что они неоднородны в радиальном направлении готовых изделий в нормальных условиях [6–9]. При этом наблюдается различие в относительном изменении данных показателей при высокотемпературном нагреве [10]. Поскольку существующие методы оценки огнестойкости железобетонных конструкций [11; 12] не учитывают данные особенности, актуальной является выработка подходов к оценке пределов огнестойкости центрифугированных железобетонных конструкций на основе решения теплотехнической и статической задач огнестойкости. Решение проблемы прогрева центрифугированных железобетонных колонн при пожаре представлено в работах [4; 5]. Целью настоящей работы является проведение статического расчета для испытанных центрифугированных железобетонных колонн [3] (таблица 1) в заданные моменты времени пожара.

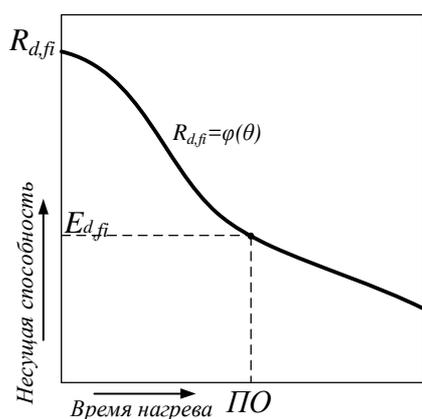


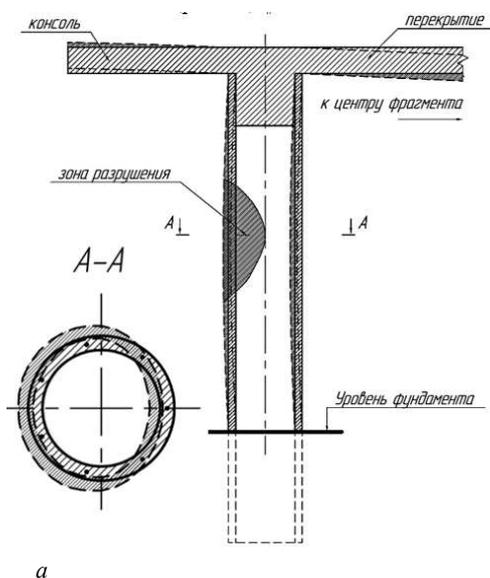
Рисунок 1. – Изменение несущей способности конструкции при пожаре

Таблица 1. – Характеристика испытанных колонн

Длина в свету l , мм (в т.ч. длина шпонки $l_{шп}$, мм)	2750 (400)
Наружный диаметр D , мм	560
Толщина стенки b , мм	55
Толщина защитного слоя бетона c , мм	20
Количество продольных арматурных стержней	7
Поперечное армирование	спиральное, проволока В-I 4 мм
Диаметр арматуры d_s , мм	12
Нормативное сопротивление бетона осевому сжатию f_{ck} , МПа	32
Нормативное сопротивление арматуры растяжению f_{yk} , МПа	500

Основная часть. Расчет проведем методом изотермы 500 °С и зонным методом [11; 12], получившими наиболее широкое распространение в практике оценки огнестойкости.

Если рассматривать характер разрушения конструкций и цепочку последовательных событий, которые к этому приводят, то зачастую схемы и характер разрушения при пожаре аналогичны нормальным условиям [11; 13] и наоборот. Различие заключается в причинах такого разрушения. Механизм разрушения одной из колонн в проведенных испытаниях схематически показан на рисунке 2, а. В процессе испытаний наблюдалось прогрессирующее ее изгиба. При этом максимальные изгибные деформации зафиксированы в средней части по высоте колонны [3]. За 6 мин до разрушения в данной области были зафиксированы две интенсивно развивающиеся спиралевидные магистральные трещины, направленные под углом 75–80° к плоскости земли (рисунок 2, б).



а – схематичное изображение; б – вид колонны с торцевой стороны фрагмента, в т.ч. при пожаре.
Рисунок 2. – Механизм разрушения центрифугированной железобетонной колонны при пожаре

Определение несущей способности колонн. В настоящее время наиболее универсальным считается расчет железобетонных конструкций на основе нелинейной деформационной модели, который включен в систему технических нормативных правовых актов (далее – ТНПА) Республики Беларусь [1] и ряда других стран [14; 15]. Высокие показатели трудозатрат и необходимость наличия большого массива исходных данных при использовании данной модели, которая реализуется, как правило, в специализированных программных комплексах (ПК), ограничивают область ее применения в инженерной практике. Проведенные В.Л. Щуцким и В.В. Поцебином расчеты несущей способности элементов кольцевого сечения на основе нелинейной деформационной модели и по методу предельных усилий показали различие в полученных результатах от 0,8 до 5,3% [14]. Поэтому для разработки методики расчета пределов огнестойкости центрифугированных железобетонных конструкций, в частности, при решении статической задачи, вполне допустимо использовать метод предельных усилий.

Известны подходы к расчету прочности внецентренно сжатых элементов кольцевого сечения по методу предельных усилий, разработанные и экспериментально обоснованные С.Т. Андросовым, В.Н. Лебедевым и Т.Ф. Нагорной под руководством В.М. Баташева [8]. Они основаны на исследованиях, показавших возможность учета прямоугольной укороченной эпюры напряжений в бетоне и арматуре сжатой зоны и криволинейной эпюры в арматуре растянутой зоны для расчета прочности железобетонных элементов (рисунок 3).

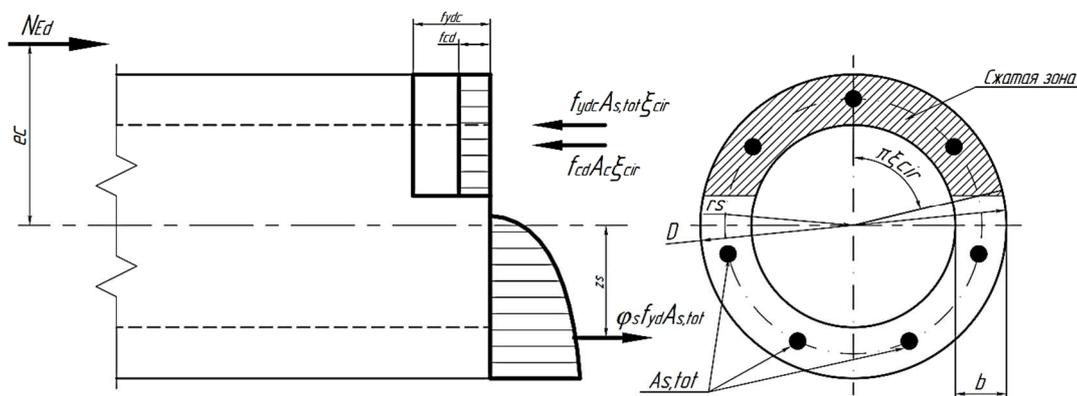


Рисунок 3. – К расчету кольцевого сечения внецентренно сжатого железобетонного элемента [16; 17]

Несущая способность внецентренно сжатых элементов согласно данным исследованиям определяется по формуле [8; 16; 17]

$$M_{Rd} = \left[(f_{cd} A_c r_m + f_{ydc} A_{s,tot} r_s) \sin \xi_{cir} \right] / \pi + f_{yd} A_{s,tot} \varphi_s z_s, \quad (1)$$

где f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию;

A_c – площадь сечения бетона;

r_m – средний радиус колонны, равный $0,5 \cdot (D - b)$;

f_{yd} – расчетное сопротивление растяжению ненапрягаемой арматуры;

f_{ydc} – расчетное сопротивление сжатию арматуры, принимаемое равным f_{yd} [1],

$A_{s,tot}$ – площадь сечения всей продольной арматуры;

r_s – радиус окружности, проходящей через центры тяжести стержней продольной арматуры, равный $0,5D - c - 0,5d_s$;

ξ_{cir} – относительная площадь сжатой зоны, определяемая по формуле

$$\xi_{cir} = \frac{N_{Ed} + \omega_1 f_{yd} A_{s,tot}}{f_{cd} A_c + (f_{ydc} + \omega_2 f_{yd}) A_{s,tot}}, \quad (2)$$

где N_{Ed} – расчетная продольная сила в рассматриваемом сечении;

ω – коэффициент, принимаемый равным 1 для ненапрягаемой арматуры классов S240, S400 и 1,1 – для других классов;

ω_2 – коэффициент, определяемый по формуле [16; 17]

$$\omega_2 = \omega_1 (1,5 + 6 \cdot 10^{-4} f_{yd}); \quad (3)$$

φ_s – относительная величина приращения усилий в арматуре растянутой зоны от внешней нагрузки, определяемая по формуле [16; 17]

$$\xi_{cir} = \frac{N_{Ed} + \varphi_s f_{yd} A_{s,tot}}{f_{cd} A_c + f_{ydc} A_{s,tot}}; \quad (4)$$

z_s – расстояние от равнодействующей в арматуре растянутой зоны до центра тяжести сечения, определяемое по формуле [16; 17]

$$\xi_{cir} = \frac{N_{Ed} + f_{yd} A_{s,tot}}{f_{cd} A_c + (f_{ydc} + 1,7 f_{yd}) A_{s,tot}}. \quad (5)$$

Если вычисленное по формуле (2) значение $\xi_{cir} \leq 0,15$, то в формулу (1) подставляется ξ_{cir} , определенное по формуле [16; 17]

$$\xi_{cir} = \frac{N_{Ed} + \varphi_s f_{yd} A_{s,tot}}{f_{cd} A_c + f_{ydc} A_{s,tot}}, \quad (6)$$

при этом значения φ_s и z_s определяют по формулам (4) и (5) при $\xi_{cir} = 0,15$.

Если вычисленное по формуле (4) значение $\varphi_s \leq 0$, то в формулу (1) подставляется $\varphi_s = 0$ и ξ_{cir} , вычисленное по формуле (2) при $\omega_1 = \omega_2 = 0$ [16; 17].

Преобразования формул (1)–(6) и учет допущений при расчете внецентренно сжатых колонн кольцевого сечения привели к возможности расчета сопротивления данных элементов в зависимости от значения относительной площади сжатой зоны, что закреплено в ТНПА Российской Федерации [15; 18]:

$$\xi_{cir} = \frac{N_{Ed} + f_{yd} A_{s,tot}}{f_{cd} A_c + (f_{ydc} + 1,7 f_{yd}) A_{s,tot}}. \quad (7)$$

а) При $0,15 < \xi_{cir} < 0,6$ по формуле [15; 18]

$$M_{Rd} = (f_{cd} A_c r_m + f_{ydc} A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir}}{\pi} + f_{yd} A_{s,tot} r_s (1 - 1,7 \xi_{cir}) (0,2 + 1,3 \xi_{cir}); \quad (8)$$

б) при $\xi_{cir} \leq 0,15$ по формуле [15; 18]

$$M_{Rd} = (f_{cd} A_c r_m + f_{ydc} A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir1}}{\pi} + 0,295 f_{yd} A_{s,tot} r_s, \quad (9)$$

где $\xi_{cir1} = \frac{N_{Ed} + 0,75 f_{yd} A_{s,tot}}{f_{cd} A_c + f_{ydc} A_{s,tot}};$

в) при $\xi_{cir} \geq 0,6$ по формуле [15; 18]

$$M_{Rd} = (f_{cd} A_c r_m + f_{ydc} A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir2}}{\pi}, \quad (10)$$

где $\xi_{cir2} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} A_c + f_{ydc} A_{s,tot}}.$

Расчетное сопротивление бетона сжатию при пожаре $f_{cd}(\theta)$ определяется в зависимости от его температуры по формуле [11; 12]

$$f_{cd}(\theta) = f_{ck} \cdot k_c(\theta), \quad (11)$$

где $k_c(\theta)$ – коэффициент условий работы бетона при пожаре.

Расчетное сопротивление арматуры при пожаре $f_{yd}(\theta)$ определяется в зависимости от ее температуры по формуле [11; 12]

$$f_{yd}(\theta) = f_{yk} \cdot k_s(\theta), \quad (12)$$

где $k_s(\theta)$ – коэффициент условий работы арматуры при пожаре.

В настоящих исследованиях $k_c(\theta)$ и $k_s(\theta)$ принимаются по [12].

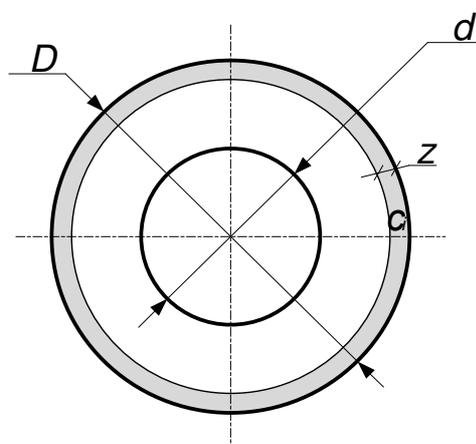
При расчете огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн зонным методом имеется возможность учесть неоднородность свойств центрифугированного бетона в поперечном сечении конструкции введением поправочного коэффициента k_{cor} . Приведенный коэффициент снижения прочности на сжатие бетона $k_{c,m}$, показывающий долю сечения бетона, способного выполнять свои функции при пожаре [12], имеет следующий вид [10]:

$$k_{c,m} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{n}\right)}{n} \cdot \sum_{i=1}^n c_i \cdot k_{cor,i} \cdot k_{c,i}(\theta), \quad (13)$$

где n – количество зон;

$c_i = A_{ci} / A_c$ – доля площади i -й зоны от общей площади сечения бетона (рисунок 4).

Рисунок 4. – К зонному методу оценки огнестойкости центрифугированных колонн кольцевого сечения [10]



Для центрифугированных колонн кольцевого сечения, обогреваемых по всему наружному периметру (см. рисунок 4), доля площади i -й зоны определяется по формуле [10]

$$c_i = \frac{4z \cdot [D - z \cdot (2i - 1)]}{D^2 - d^2}, \quad (14)$$

где d – внутренний диаметр колонны;

i – номер зоны;

z – ширина зоны, равная b/n .

Поправочный коэффициент k_{cor} определяется следующим образом [10]:

$$k_{cor} = k_i \cdot k_p, \quad (15)$$

где k_i – коэффициент, учитывающий различие в $k_c(\theta)$ по сечению конструкции при одной и той же температуре, определяемый с учетом повышения неоднородности центрифугированного бетона при увеличении толщины конструкции следующим образом [9; 10]:

$$k_i = 1 + 6,25b \cdot (\delta - 0,5) \cdot \operatorname{tg}\varphi(\theta), \quad (16)$$

где δ – относительная толщина (отношение расстояния от внутренней поверхности колонны до рассматриваемой точки к толщине ее стенки), которая связана с номером зоны i рассматриваемой конструкции следующей зависимостью [10]:

$$\delta_i = 1 - \frac{z \cdot (2i - 1)}{2b}; \quad (17)$$

$\operatorname{tg}\varphi(\theta)$ – коэффициент, определяемый по эмпирической зависимости [10]:

$$\operatorname{tg}\varphi(\theta) = 4,4 \cdot 10^{-12} \theta^4 - 3,8 \cdot 10^{-9} \theta^3 - 5,0 \cdot 10^{-6} \theta^2 + 0,004\theta - 0,079; \quad (18)$$

k_{pi} – коэффициент, учитывающий различие прочности центрифугированного бетона по сечению конструкции в нормальных условиях, численно равный отношению прочности бетона на сжатие в заданном слое к прочности бетона на сжатие в конструкции в целом и определяемый на основании результатов работы [9]:

$$k_{pi} = 0,975 - 2,3b + 4,6b\delta_i. \quad (19)$$

Температуры бетона и арматуры в сечении колонн при пожаре принимались по результатам моделирования их прогрева в ПК *Ansys Workbench* с учетом корректировки коэффициентами ускорения прогрева вследствие их особенностей [4; 5].

Определение усилий от внешних воздействий. Продольная сила N_{Ed} и изгибающий момент M_{Ed} от внешнего воздействия в поперечном сечении колонн в начальных условиях определялись путем проведения статического расчета смоделированной рамы в ПК ЛИРА-САПР 2013 R5 (рисунок 5).

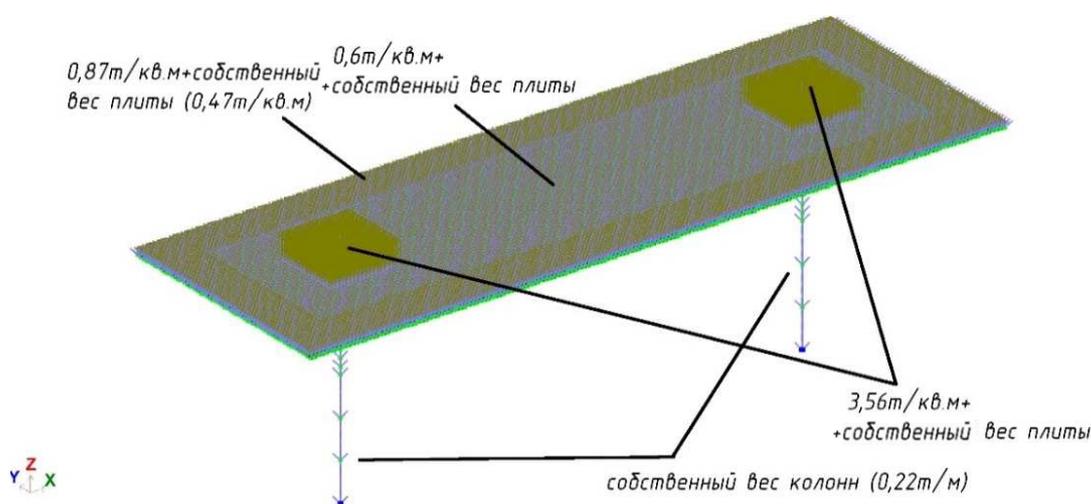


Рисунок 5. – Модель рамы для статического расчета

В модели учитывался собственный вес конструкций и фактическое размещение статической нагрузки на монолитной железобетонной плите перекрытия (далее – плита) в процессе испытаний [3]. Колонны в модели задавались стержнями длиной 2350 мм и 400 мм (узловое шпоночное соединение). В нижней части колонны имели жесткое защемление. В процессе анализа усилий в их сечении стержни разбивались на более короткие участки длиной от 70 до 500 мм. Плита в модели задавалась 4-узловыми пластинами размером 50×50 мм. Размеры поперечного сечения конструкций соответствовали реальным (см. таблицу 1). За плотность ρ_m и модуль упругости элементов E_m принимались приведенные значения (с учетом объема арматуры и бетона в конструкциях). Поскольку ЛИРА-САПР 2013 R5 производит линейный расчет, для определения усилий в элементах рамы в модели им присваивались приведенные значения модулей упругости, умноженные на коэффициент 0,4 для колонн, 0,3 – для плиты [1], E_m^* (таблица 2).

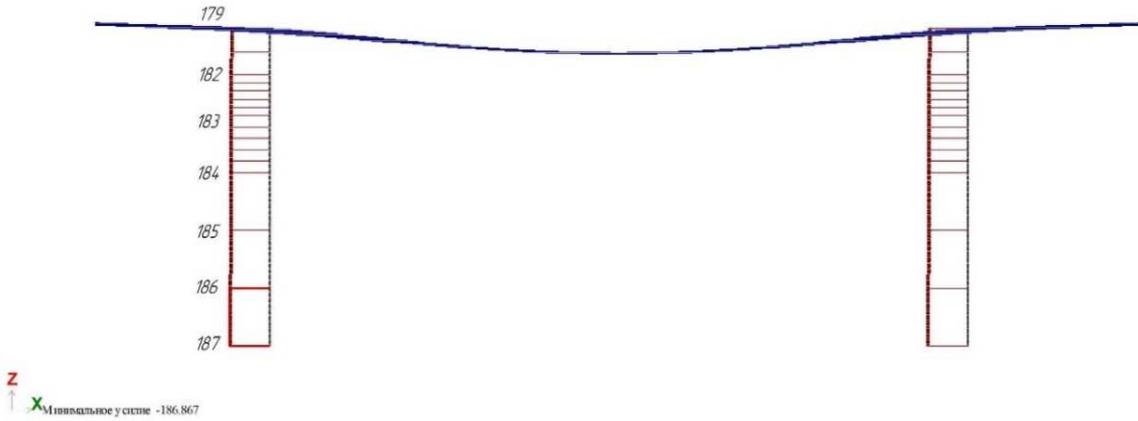
Таблица 2. – Модуль упругости и плотность элементов

Элемент рамы	ρ_m , кг/м ³	E_m , МПа	E_m^* , МПа
Колонна	2560	35700	14280
Колонна в месте замоноличивания шпонки	2330	31400	12560
Плита	2340	33200	9960

Примечание. Плотность бетона в колоннах составляет 2500 кг/м³, в плите – 2200 кг/м³, плотность арматуры – 7850 кг/м³. Модуль упругости бетона E_{cm} в колоннах равен 33,7 ГПа, в плите – 29 ГПа, модуль упругости арматуры – $E_s = 200$ ГПа [1].

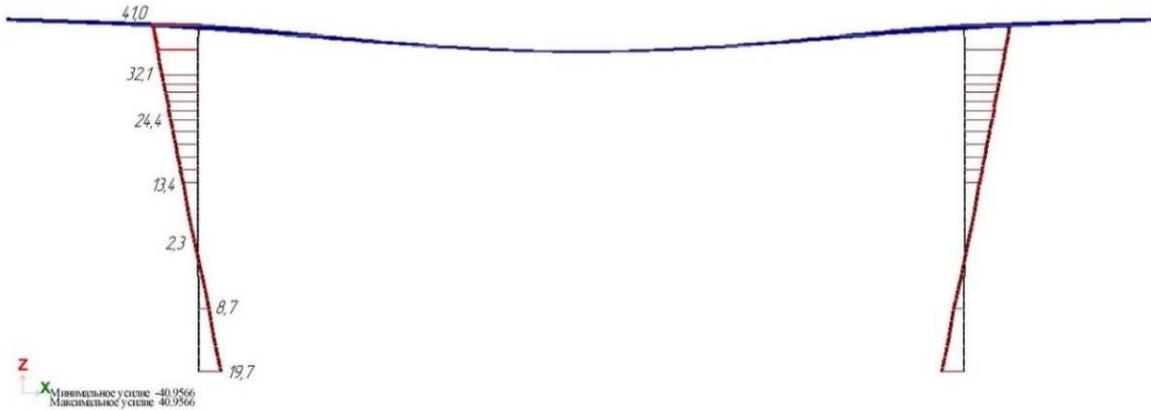
Результаты статического расчета рамы представлены на рисунке 6.

Загрузка 1
Эпюра N
Единица измерения - кН



a

Загрузка 1
Эпюра Mu
Единица измерения - кН*м



b

Загрузка 1
Мозаика перемещений по X(G)
Единица измерения - мм



в

a – эпюра продольных сил в колоннах; б – эпюра изгибающих моментов в колоннах;
в – горизонтальные перемещения элементов рамы.

Рисунок 6. – Результаты статического расчета рамы

Суммарный изгибающий момент в сечении колонн от внешнего воздействия при пожаре определим по формуле

$$M_{Ed,fi} = N_{Ed,fi} (e_c \eta_a + e_0 + e_f + e_t), \quad (20)$$

где e_c – эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сечения колонн в начальных условиях, равный

$$e_c = \frac{M}{N}, \quad (21)$$

где M и N – изгибающий момент и продольная сила в сечении колонны в начальных условиях;

η_a – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба колонны на ее несущую способность;

e_0 – случайный эксцентриситет, принятый равным 20 мм [1];

e_t – эксцентриситет от огневого воздействия (температурный), принимаемый равным 0 при всестороннем обогреве [13; 19];

e_f – эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения колонны, обусловленный ее поворотом вследствие прогиба плиты при пожаре.

Поскольку при пожаре разрушение началось в пределах средней трети длины колонны (см. рисунок 1), в формулу (21) будем подставлять значения M и N из сечения средней трети длины колонны, в котором M максимально (см. рисунок 6, а и б):

$$e_c = \frac{M}{N} = \frac{20,7 \text{ кН}\cdot\text{м}}{183 \text{ кН}} = 0,113 \text{ м} = 113 \text{ мм}.$$

Коэффициент η_a определим по формуле [1]

$$\eta_a = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed,fi}}{N_{crit,fi}}}, \quad (22)$$

где за $N_{Ed,fi}$ принимается среднее значение продольной силы в сечении колонны (см. рисунок 6, а), равное 183 кН·м, которое остается постоянным;

$N_{crit,fi}$ – критическая сила, определяемая по формуле [1]

$$N_{crit,fi} = \frac{\pi^2 (k_c E_{cm} I_c + k_s E_s I_s)}{l_0^2}, \quad (23)$$

где k_c – коэффициент, определяемый по формуле [1]

$$k_c = \frac{k_{1a} k_{2a}}{1 + \phi_{ef}}, \quad (24)$$

где k_{1a} – коэффициент, зависящий от класса бетона по прочности на сжатие [1]:

$$k_{1a} = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{32}{20}} = 1,265; \quad (25)$$

k_{2a} – коэффициент, зависящий от величины продольного усилия и гибкости [1]:

$$k_{2a} = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \cdot \frac{\lambda_a}{170} \leq 0,20, \quad (26)$$

где λ_a – гибкость колонны, определяемая по формуле [1]

$$\lambda_a = \frac{l_0}{i}, \quad (27)$$

где l_0 – расчетная длина колонны;

i – радиус инерции сечения бетона, равный $0,25 \cdot \sqrt{D^2 + d^2}$.

Расчетную длину колонны l_0 в продольном направлении рамы, остающуюся неизменной в процессе испытаний, определим по формуле [1]

$$l_0 = 0,5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_{1c}}{0,45 + k_{1c}}\right) \left(1 + \frac{k_{2c}}{0,45 + k_{2c}}\right)}, \quad (28)$$

где k_{1c} , k_{2c} – значения относительной податливости закрепления от поворота на нижнем и верхнем концах колонны, определяемые по формулам [1]

$$k_{1c} = \frac{\Psi_1}{M_1} (E_c I_c / l); \quad (29a)$$

$$k_{2c} = \frac{\Psi_2}{M_2} (E_c I_c / l), \quad (29б)$$

где Ψ_1 , Ψ_2 – углы поворота колонн при изгибающих моментах M_1 и M_2 на нижнем и верхнем концах (см. рисунок 6, б);

I_c – момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения колонны;

I_s – момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения колонны;

k_s – коэффициент влияния арматуры, принимаемый равным 1;

Φ_{ef} – коэффициент, принимаемый равным предельному значению коэффициента ползучести, равный 1,3 для испытанных колонн [1; 3].

Поскольку рама и схема нагружения симметричны относительно центра плиты, Ψ_1 и Ψ_2 для обеих колонн равны. Они определялись исходя из максимальных перемещений и длины колонн (см. рисунок 6, в):

$$\Psi_1 = \arctg\left(\frac{0,262}{1800}\right) \approx 0,00013 \text{ рад}; \quad \Psi_2 = \arctg\left(\frac{0,262}{950}\right) \approx 0,00025 \text{ рад}.$$

Расчитанные k_{1c} , k_{2c} и расчетная длина l_0 в продольном направлении рамы, принимаемая постоянной на протяжении всей продолжительности испытаний (пожара) [11; 12], составляют:

$$k_{1c} = \frac{0,00013}{19,7 \cdot 10^3} (35,7 \cdot 10^9 \cdot 2,8 \cdot 10^{-3} / 2,75) = 0,245; \quad k_{2c} = \frac{0,00025}{41,0 \cdot 10^3} (31,4 \cdot 10^9 \cdot 4,8 \cdot 10^{-3} / 2,75) = 0,337;$$

$$l_0 = 0,5 \cdot 2,75 \sqrt{\left(1 + \frac{0,245}{0,45 + 0,245}\right) \left(1 + \frac{0,337}{0,45 + 0,337}\right)} \approx 1,9 \text{ м}.$$

Результаты расчета коэффициента η_a в процессе температурно-силовых испытаний [3] представлены в таблице 3.

Таблица 3. – Коэффициент η_a и критическая сила $N_{crit,fi}$ при пожаре

Колонна I							
Продолжительность испытаний, мин	0,0	8,2	14,6	22,1	31,0	36,0	41,0
$N_{crit,fi}$, кН	14380	14320	14239	13536	12849	12639	12236
Коэффициент η_a	1,013	1,013	1,013	1,014	1,014	1,015	1,015
Продолжительность испытаний, мин	46,0	50,0	55,6	59,9	64,0	68,1	–
$N_{crit,fi}$, кН	11863	11611	11373	11119	11008	10717	–
Коэффициент η_a	1,016	1,016	1,016	1,017	1,017	1,017	–
Колонна II							
Продолжительность испытаний, мин	0,0	7,8	14,9	22,2	30,8	35,8	40,8
$N_{crit,fi}$, кН	14399	14345	14261	13502	12880	12635	12213
Коэффициент η_a	1,013	1,013	1,013	1,014	1,014	1,015	1,015
Продолжительность испытаний, мин	45,8	50,0	55,0	60,4	64,0	68,1	–
$N_{crit,fi}$, кН	11798	11503	11167	11010	10025	2144	–
Коэффициент η_a	1,016	1,016	1,017	1,017	1,019	1,093	–

Примечание. Коэффициенты, учитывающие изменение модуля упругости бетона и арматуры при нагреве, принимались согласно [12].

Из анализа значений коэффициента η_a следует, что продольный изгиб испытанных колонн в начальных условиях увеличивает момент в расчетном сечении колонны на 1,3%. За счет изменения величин, входящих в формулу (23), при пожаре он дополнительно увеличивается в колонне I еще на 0,4% от начального значения, а в колонне II – на 8,0% (в момент разрушения).

Значение e_f определялось из условия, что железобетонная шпонка являлась составной частью плиты на протяжении всего времени испытаний и ее среза не произошло, о чем свидетельствует осмотр сохранившихся частей фрагмента после испытаний [3]. Деформирование плиты при пожаре приводило к повороту шпонки, которая находясь в полости центрифугированных железобетонных колонн, поворачивала их (рисунок 7), способствуя тем самым увеличению изгибающего момента относительно центра тяжести поперечного сечения колонн.

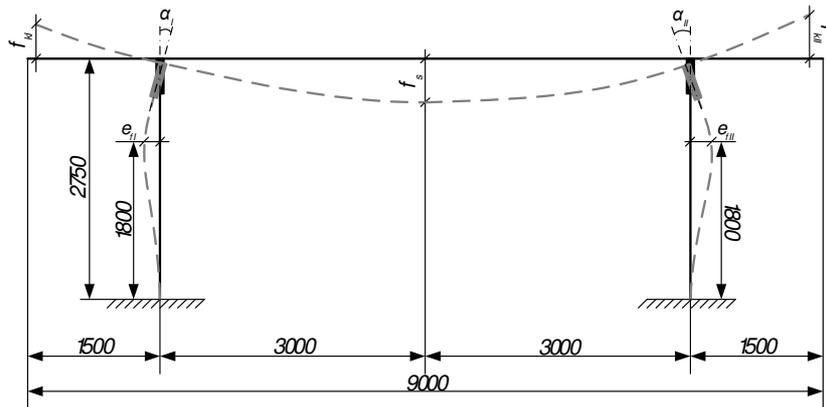


Рисунок 7. – Схема рамы к определению e_f

Углы поворота железобетонных шпонок в колоннах α_I и α_{II} определяются прогибом плиты в середине пролета f_s и подъемом консолей f_{kI} и f_{kII} (см. рисунок 7):

$$\alpha_I \approx 0,5 \left(\arctg \frac{f_s}{3000} + \arctg \frac{f_{kI}}{1500} \right); \quad \alpha_{II} \approx 0,5 \left(\arctg \frac{f_s}{3000} + \arctg \frac{f_{kII}}{1500} \right),$$

Для расчетного сечения каждой из опытных колонн e_f можно рассчитать по формулам (см. рисунок 7):

$$e_{fI} = 950 \operatorname{tg} \alpha_I \approx 0,16 f_s + 0,32 f_{kI}; \tag{30a}$$

$$e_{fII} = 950 \operatorname{tg} \alpha_{II} \approx 0,16 f_s + 0,32 f_{kII}. \tag{30б}$$

Графики f_s , f_{kI} , f_{kII} в процессе испытаний представлены на рисунке 8 [20].

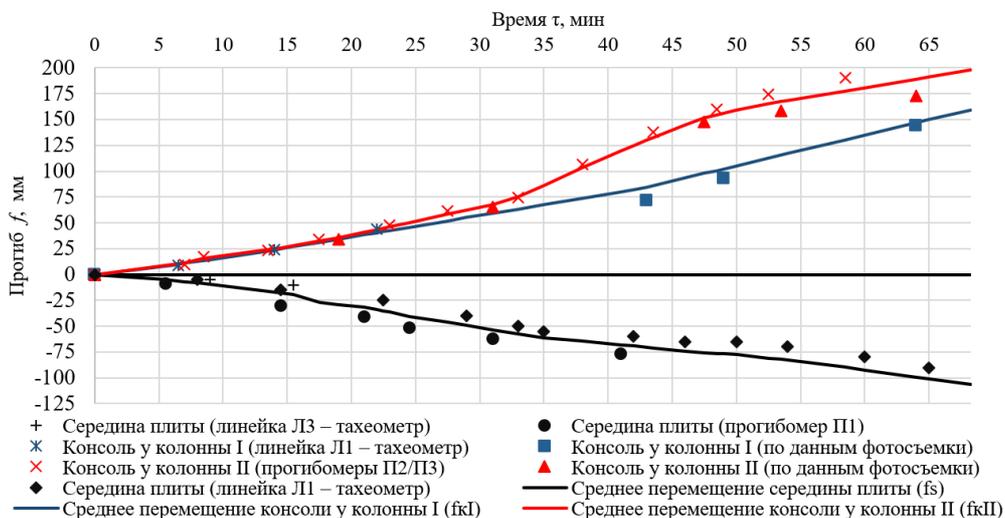


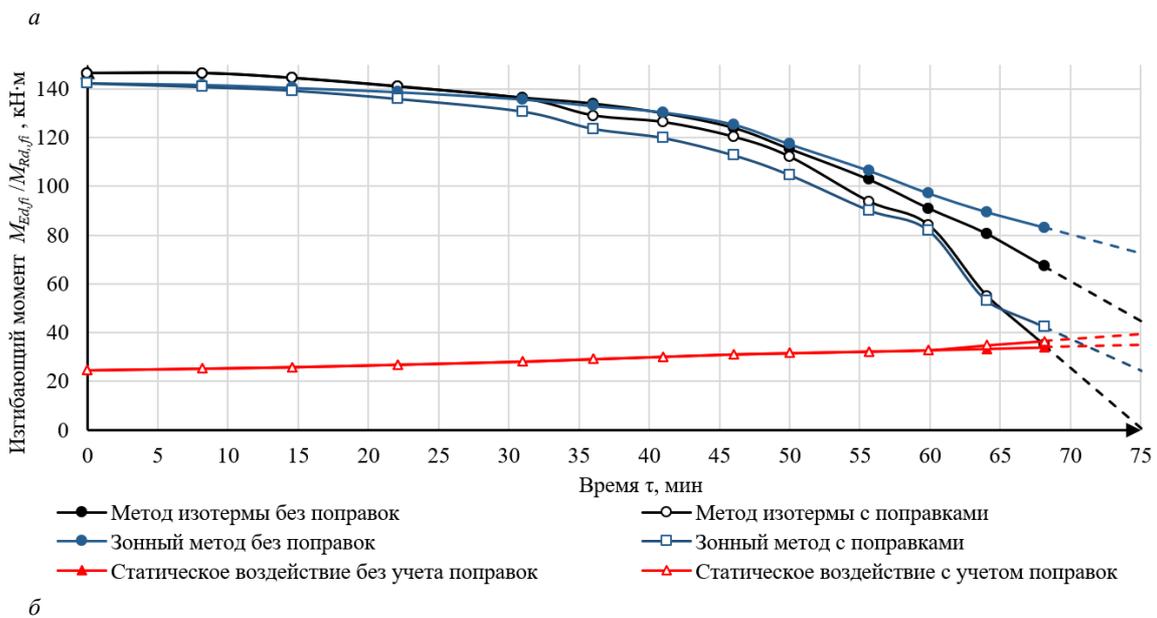
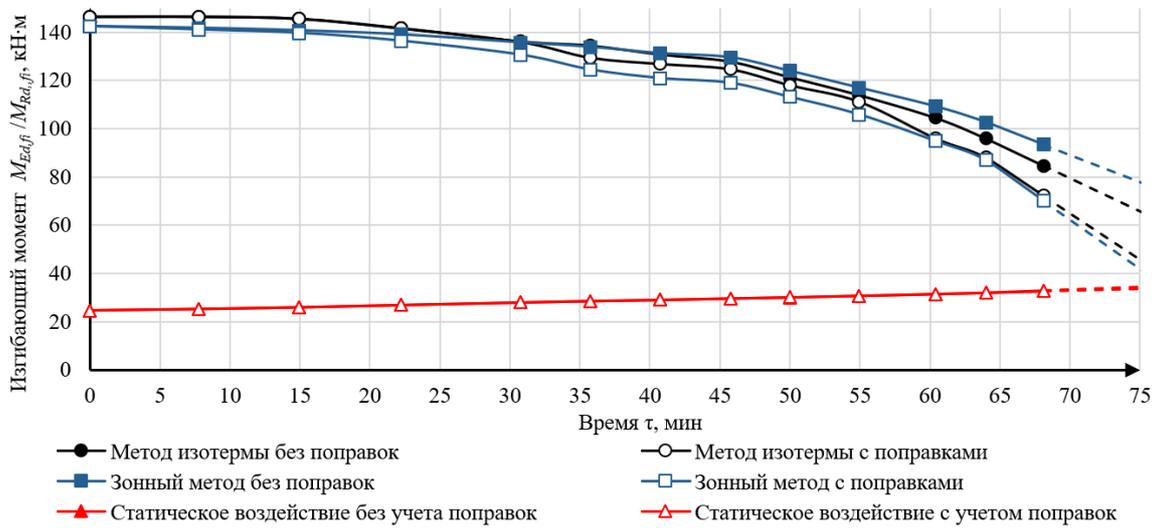
Рисунок 8. – Перемещения плиты f_s и f_{kI} , f_{kII} во время испытаний [20]

Значения e_{fl} , e_{pl} в заданные моменты времени испытаний приведены в таблице 4.

Таблица 4. – Значения эксцентриситета e_f в процессе испытаний

Колонна I													
Продолжительность испытаний, мин	0,0	8,2	14,6	22,1	31,0	36,0	41,0	46,0	50,0	55,6	59,9	64,0	68,1
Эксцентриситет e_{fl} , мм	0,0	3,2	7,0	11,9	17,7	20,8	23,3	26,4	28,9	32,3	36,2	38,9	42,0
Колонна II													
Продолжительность испытаний, мин	0,0	7,8	14,9	22,2	30,8	35,8	40,8	45,8	50,0	55,0	60,4	64,0	68,1
Эксцентриситет e_{pl} , мм	0,0	3,7	7,0	12,3	19,1	24,5	29,7	34,7	37,4	40,7	43,2	45,6	48,1

Несущая способность испытанных колонн в заданные моменты времени и соответствующие статические воздействия, рассчитанные в соответствии с методом изотермы и зонным методом с учетом особенностей центрифугированного бетона и без их учета, представлены на рисунке 9.



a – колонна I; *б* – колонна II.

Рисунок 9. – Несущая способность центрифугированных железобетонных колонн и соответствующее статическое воздействие во время огневых испытаний

Поскольку при проведении натуральных испытаний центрифугированных железобетонных колонн под совместной температурно-силовой нагрузкой разрушение колонны II привело к обрушению испытуемого фрагмента [3], анализ результатов расчета проведем на ней. В таблице 5 представлены результаты расчетов предела огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн зонным методом (с учетом коэффициента k_{cor} и ускоренного прогрева сечения, а также без данного учета) и методом изотермы (с учетом ускорения прогрева их сечения, а также без данного учета) в соответствии с представленной выше последовательностью.

Таблица 5. – Результаты расчетов предела огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн

Метод расчета	Предел огнестойкости, мин		Отклонение результатов расчета от эксперимента, %
	Расчет	Эксперимент [3]	
Зонный метод с поправками	70,1	68,25	2,7
Зонный метод без поправок	78,3		14,7
Метод изотермы с поправками	67,8		-0,7
Метод изотермы без поправок	97,4		42,7

Результаты расчетов предела огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн традиционными методами отличаются на 14,7–42,7% в большую сторону от экспериментального значения [3] (см. таблицу 5), что не обеспечивает соответствующую безопасность при пожаре. Расчетное значение предела огнестойкости, полученное зонным методом с учетом конструктивных и структурных особенностей центрифугированных железобетонных конструкций, больше экспериментального всего на 2,7%. Это связано с пренебрежением температурным эксцентриситетом в формуле (20) и дополнительными изгибающими моментами в колоннах вследствие температурного расширения плиты в эксперименте. Предел огнестойкости, рассчитанный методом изотермы с учетом поправок в теплотехнической части, оказался ниже экспериментального на 0,7%. Таким образом, зонный метод и метод изотермы, в которых учитываются особенности рассматриваемых конструкций, допустимо применять при оценке их огнестойкости.

Заключение. В результате проведенных исследований:

- 1) получена зависимость поправочного коэффициента k_{cor} , учитывающего неоднородность прочностных свойств центрифугированного бетона в поперечном сечении конструкции, от относительной толщины конструкции и толщины ее стенки;
- 2) путем проведения статического расчета смоделированной рамы в ПК ЛИРА-САПР 2013 R5 получены значения усилий от внешних воздействий в исследуемых колоннах в начальных условиях с учетом реального расположения нагрузки в испытаниях;
- 3) определены значения эксцентриситетов продольной силы относительно центра тяжести сечения колонн, обусловленных их поворотом вследствие перемещения плиты во время огневых испытаний;
- 4) определена несущая способность центрифугированных железобетонных колонн при пожаре. При этом рассмотрены варианты, когда учитываются конструктивные и структурные особенности центрифугированных железобетонных конструкций и когда они игнорируются. Выявлено, что зонный метод и метод изотермы, учитывающие особенности данных конструкций, допустимо применять при оценке их огнестойкости, а игнорирование указанных особенностей небезопасно с точки зрения обеспечения пожарной безопасности.

Полученные данные войдут в статическую часть методики расчета предела огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн кольцевого сечения, обогреваемых по всему наружному периметру.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020 – Введ. 16.11.20 (с отменой на территории Респ. Беларусь СНиП 2.03.01-84 и СНБ 5.03.01-02). – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 244 с.
2. Зайцев, Ю.В. Строительные конструкции заводского изготовления / Ю.В. Зайцев. – Минск : Высш. шк., 1987. – 352 с.
3. Полевода, И.И. Результаты натуральных огневых испытаний центрифугированных железобетонных колонн кольцевого сечения / И.И. Полевода, Д.С. Нехань // Вестн. ун-та гражданской защиты МЧС Беларуси. – 2020. – Т. 4, № 2. – С. 142–159.
4. Нехань, Д.С. Влияние неоднородности центрифугированных железобетонных конструкций на их прогрев при пожаре / Д.С. Нехань, И.И. Полевода // Актуальные проблемы и инновации в обеспечении безопасности : сб. материалов Всерос. науч.-практ. конф., посв. 30-летию МЧС России, Урал, 14–16 дек. 2020 г. / ФГБОУ ВО Уральский ин-т ГПС МЧС России ; редкол.: А.А. Корнилов [и др.]. – Екатеринбург, 2021. – С. 127–132.
5. Нехань, Д.С. Расчет температурного поля в сечении полых железобетонных колонн, обогреваемых по всему наружному периметру / Д.С. Нехань // Актуальные проблемы и инновации в обеспечении безопасности : сб. материалов Всероссийской науч.-практ. конф., посв. 30-летию МЧС России, Урал, 14–16 дек. 2020 г. / ФГБОУ ВО Уральский ин-т ГПС МЧС России ; редкол.: А.А. Корнилов [и др.]. – Екатеринбург, 2021. – С. 122–127.
6. Ахвердов, И.Н. Железобетонные напорные центрифугированные трубы / И.Н. Ахвердов. – М. : Стройиздат, 1967. – 163 с.
7. Michalek, J. Assessment of Internal Structure of Spun Concrete Using Image Analysis and Physicochemical Methods / J. Michalek, M. Sobótka // Materials. – 2020. – Vol. 13 (18). – P. 3987–4011. – DOI: 10.3390/ma13183987.

8. Баташев, В.М. Прочность, трещиностойкость и деформации железобетонных элементов с многорядным армированием / В.М. Баташев. – Киев : Будівельник, 1978. – 120 с.
9. Исследование физико-механических свойств центрифугированного бетона / И.И. Полева [и др.] // Наука и техника. – 2019. – Т. 18, № 4. – С. 319–329.
10. Полева, И.И. Поведение центрифугированного бетона при пожаре / И.И. Полева, Д.С. Нехань, Д.С. Батан // Вестн. ун-та гражданской защиты МЧС Беларуси. – 2018. – Т. 2, № 1. – С. 455–469.
11. Строительные конструкции. Порядок расчета пределов огнестойкости : ТКП 45–2.02–110–2008 (02250). – Введ. 01.01.09 (с отменой на территории Респ. Беларусь П1–02 к СНБ 2.02.01-98). – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2008. – 135 с.
12. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Ч. 1–2. Общие правила определения огнестойкости : ТКП EN 1992–1–2–2009 (02250). – Введ. 01.01.10. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2010. – 96 с.
13. Яковлев, А.И. Расчет огнестойкости строительных конструкций / А.И. Яковлев. – М. : Стройиздат, 1988. – 143 с.
14. Поцебин, В.В. К расчету прочности изгибаемых элементов железобетонных конструкций кольцевого сечения / В.В. Поцебин, В.Л. Шуцкий // Вестн. евраз. науки. – 2012. – № 4 (13).
15. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения : СП 63.13330.2018 – Введ. 20.06.19. – М. : Минстрой России, 2018. – 150 с.
16. 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.
17. Гольшев, А.Б. Железобетонные конструкции / А.Б. Гольшев, В.П. Полищук, В.Я. Бачинский ; под ред. А.Б. Гольшева. – Киев : Логос, 2003. – Т. 1. – 420 с.
18. Пособие к СП 63.13330 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://www.faufcc.ru/upload/methodical_materials/mp06.pdf/ – Дата доступа: 16.01.2021.
19. Бетонные и железобетонные конструкции. Правила обеспечения огнестойкости и огнесохранности : СП 468.1325800.2019. – М. : Стандартиформ, 2020. – 86 с.
20. Результаты натурных огневого испытаний железобетонного монолитного перекрытия в составе экспериментального фрагмента каркасного здания / В.А. Кудряшов [и др.] // Вестн. ун-та гражданской защиты МЧС Беларуси. – 2021. – Т. 5, № 1. – С. 130–141.

Поступила 26.03.2021

THE STATIC ANALYSIS PROBLEM OF FIRE RESISTANCE OF SPUN REINFORCED CONCRETE COLUMNS

D. NEKHAN, I. PALEVODA

The article is devoted to analysis the static problem of fire resistance of spun reinforced concrete columns. The results of fire test of spun reinforced concrete columns of annular cross-section showed that the fire resistance limit of these structures is low due to the presence of certain features in them (heterogeneity of concrete, thinness, the air hollow presence). In the course of static analysis problem, an equation for the coefficient k_{cor} are obtained, which takes into account the inhomogeneity of the spun concrete strength. In the LIRA-SAPR 2013 R5 software package, the values of the stresses in the investigated columns in the initial conditions are obtained. The values of the eccentricities of the normal force relative to the center of gravity of the section of the columns, caused by their rotation due to the deflection of the floor slab during a fire, have been determined. The calculated values of the fire resistance limit of spun reinforced concrete columns according to the existing methods significantly exceed the experimental one, which is unacceptably in the ensuring fire safety. Taking into account the peculiarities of these structures in the static analysis at a given temperature field allows one to obtain the values of the fire resistance that are close to the experimental one, which should find an appropriate reflection in the development of the calculation method.

Keywords: fire resistance, fire resistance limit, spun reinforced concrete columns, static analysis, bearing capacity, frame, LIRA-SAPR.