

Таблица 3. Влияние параметров формулы (2) на прочность при продавливании выраженное в процентах

Параметры	СНиП 2.03.01-84 [21]	СНБ 5.03.01-98 проект [19]	СНБ 5.03.01-2002 [20]	Eurocode 2 [7]	Предложение М.Герцог [10]	BS 8110-85 [4]	ACI 319-95 [5]
R_{sh}	64	5	19	16	73	11	16
α_r	0	17	2	2	0	11	0
α_d	0	15	21	18	0	14	67
u	36	63	58	65	27	65	17

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- Azad A., Baluch M., Abbasi M., Kareem K., Punching Capacity of Deck Slabs in Girder-Slab Bridges // ACI Structural Journal. – 1987. – Vol.91, № 6. – P. 656 – 662.
- Bazant Z., Cao Z. Size Effect in Punching Capacity of Deck Slabs // ACI Structural Journal. – 1987. – Vol.84, № 1. – P. 44 – 53.
- Bowles, Joseph E. Foundation analysis and design. – New York etc.: Graw Hill. cop., 1982. – 818p.
- BS8110. Structural use of concrete. Part 1: Code of practice for design and construction./ British Standards institution. – London, 1985. – 70 pp.
- Building code requirements for structural concrete (ACI 319-95) and commentary (ACI 318R-95)/ American Concrete Institute. – Detroit, 1995. – 369 pp.
- Elstner R., Hognestad E. Shearing Strength Reinforced Concrete Slab // ACI Journal. – 1956. – Vol.53, № 1. – P. 29 – 58.
- EN 1992-1:2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode-2: Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Building – Brussels – 2002, October – 230 p.
- Faber, John, Johnson Brian. Fondation design Simply explained – Oxford univ press, 1981. – 161 p.
- Gandner N., Relationship of the Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs with Concrete Strength // ACI Structural Journal. – 1987. – Vol.84, № 4. – P. 349 – 360.
- Herzog M. Einfluss der Spanngliedordnung auf den Durch Stanzwiderstand vorgespannter Flachdecken nach Versuchen // Beton und Stahlbetonbau/ - 1979. – 2 – P.294 – 296.
- Мое J. Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads // Development Department Bulletin No. D47, Portland Cement Association. – 1961. – 130 p.
- Rubener Rolf, Stiegler Wilhelm. Einfuhrung in Theorie und Praxis des Grundbautechnik. – Dusseldorf, Wernen, 1978. – 271 p.
- Ахназарова С.Л., Кафаров В.В. Методы оптимизации эксперимента в химической технологии: Учеб. пособие для хим.-технолог. спец. вузов. – 2-е изд., перераб. и доп. – Высш. шк., 1985. – 327 с., ил.
- Звездов А.И., Михайлов К.В., д.т.н., Волков Ю.С., к.т.н. (НИИЖБ) XXI век – век бетона и железобетона. // Бетон и железобетон. – 2001. - № 1. – С.11 – 13.
- Коровин Н.Н. Голубев А.Ю. Продавливание толстых железобетонных плит // Бетон и железобетон. – 1989. - № 11. – С.21 – 23.
- Навой Д.И. Основные положения существующих методов расчета железобетонных плит на продавливание / Пространственные конструктивные системы зданий и сооружений, методы расчета, конструирования и технология возведения. // Труды научно-технической конференции. БелНИИС. – стр. 226.
- Никитин В.И. Моделирование и вычислительный эксперимент в строительно-технологических задачах: Учебное пособие. – Брест: БГТУ, 2001. – 167 с.
- Рак Н.А.. Апробация методики расчёта прочности железобетонных элементов на местное действие нагрузки // Отчёт о научно-исследовательской работе. – Минск: УНИЦ «БЕЛСТРОИТЕЛЬСТВО». – 2000. – 151 с.
- СНБ 5.03.01-98 (проект). Бетонные и железобетонные конструкции / ГП «Стройтехнорм». – Мн.: Минсктиппроект, 1997. – 80 с.
- СНБ 5.03.01-2000. Бетонные и железобетонные конструкции / ГП «Стройтехнорм». – Мн.: Минсктиппроект, 1997. – 80 с.
- СниП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
- Тетиор А.Н., Дьяков И.М. Расчёт на продавливание отдельно стоящих фундаментов колонн // Бетон и железобетон. – 1989. - № 3. – С.11 – 13.
- Тур В.В., Кондратчик А.А. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: Монография. – Брест: изд. БГТУ, 2000. – 400 с.: ил.
- Siao W. Punching Shear Resistance of Flat Slabs: A Beam-Strip Analogy // ACI Structural Journal. – 1994. – Vol.91, № 5. – P. 594 – 604.

УДК 614.841.33:624.014

Касперов Г.И., Полевода И.И.

РАСЧЕТ ПРЕДЕЛОВ ОГНЕСТОЙКОСТИ КОЛОНН ИЗ
ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА

Введение в действие СНБ 5.03.01 позволяет использовать для изготовления колонн высокопрочные бетоны (ВБ) классов C^{55}_{67} – C^{90}_{105} [1], экспериментальная оценка огне-

стойкости которых в нашей республике затруднена [2]. В такой ситуации особое значение приобретают расчетные методы. Для колонн предел огнестойкости - это время от начала стандартного огневого испытания до разрушения конструк-

Касперов Георгий Иванович. К.т.н., доцент, начальник каф. пожарной профилактики и предупреждения чрезвычайных ситуаций Командно-инженерного института МЧС Республики Беларусь.

Полевода Иван Иванович. Ст. преподаватель каф. пожарной профилактики и предупреждения чрезвычайных ситуаций Командно-инженерного института МЧС Республики Беларусь.

Беларусь, Командно-инженерный институт МЧС РБ, г. Минск, ул. Машиностроителей, 25.

ции или достижения ею предельных деформаций. Экспериментальные исследования конструкций из бетона при пожаре показали, что их разрушение происходит по тем же схемам, что и в условиях нормальных температур [3]. Оценить несущую способность колонн в условиях пожара при величине случайного эксцентриситета $e_a \geq b/30 \leq l/600 \leq 1$ см можно по формуле [3,5]:

$$N_{cd} \leq \varphi \cdot (f_{cd}(\Theta) A_{red} + f_{yd}(\Theta) A_s), \quad (1)$$

где N_{cd} - расчетное значение нагрузки;

φ - коэффициент продольного изгиба (табл.7.1 [1]);

$f_{cd}(\Theta), f_{yd}(\Theta)$ - расчетные сопротивления бетона и арматуры при пожаре;

A_{red}, A_s - площади сечения приведенной зоны бетона и рабочей арматуры;

Θ - температура нагрева при пожаре.

В соответствии с положениями норм [11] расчетное сопротивление бетона на сжатие (f_{cd}) при нормальной температуре ($\Theta < 50^\circ\text{C}$) определяется по формуле:

$$f_{cd} = f_{ck} \frac{\alpha\lambda}{\gamma_c} = f_{ck} k_{CF}, \quad (2)$$

где f_{ck} - нормативное сопротивление бетона осевому сжатию;

γ_c - частный коэффициент безопасности для бетона;

α - коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки и неблагоприятный способ ее приложения;

λ - дополнительный коэффициент для высокопрочных бетонов;

k_{CF} - коэффициент безопасности для бетона.

Величины коэффициентов безопасности для бетона (k_{CF}), определенные по формуле (2), приведены в табл. 1. Для арматуры классов S240, S500 коэффициент безопасности, определенный по нормам [1], составляет $k_{SF} = 0.91$, для классов S800, S1200, S1400 - $k_{SF} = 0.83$. Определение расчетного сопротивления бетона и арматуры для определения предела огнестойкости производится путем умножения нормативного сопротивления при начальной температуре на коэффициенты условий работы при пожаре бетона $k_s(\Theta)$ (19) и арматуры $k_s(\Theta)$ (табл.2) [4,5]:

$$f_{cd}(\Theta) = f_{ck} k_s(\Theta); \quad (3)$$

$$f_{yd}(\Theta) = f_{yk} k_s(\Theta). \quad (4)$$

В отечественной и зарубежной практике A_{red} принимается равным площади, ограниченной изотермой 500°C . В месте с тем, по мнению авторов, приемлемым может быть определение приведенной площади бетона по формуле:

$$A_{red} = A_c \cdot k_{CM}, \quad (5)$$

где k_{CM} - коэффициент работы бетона конструкции при пожаре;

A_c - площадь сечения бетона.

Определение коэффициента k_{CM} наиболее эффективно определять с использованием "зонного" метода [5], сущность которого заключается в делении сечения подвергнутой высокотемпературному нагреву конструкции на равные по ширине (z) параллельные элементарные зоны, в пределах которых

бетон равномерно нагрет до одной температуры и обладает соответственно одинаковыми физико-механическими свойствами (рис.1).

Величина коэффициента k_{CM} с учетом коэффициента вариации температуры в каждой зоне может быть определена путем преобразования формулы (B.11) [5]:

$$k_{CM} = \left(1 - \frac{0.2}{m}\right) \sum_{i=1}^m c_i k_c(\Theta_i), \quad (6)$$

где m - количество зон;

$c_i = \frac{A_{ci}}{A_c}$ - доля площади i зоны от общей площади сечения бетона

$$c_i = \frac{2 \cdot z \cdot (b + h - 2z \cdot [2i - 1])}{b \cdot h}, \quad (7)$$

где z - ширина зоны, принимается наиболее близкой диаметру арматуры в интервале от 1 до 3 см;

b, h - длина и ширина поперечного сечения колонны;

i - номер рассматриваемой зоны.

Доля расчетной нагрузки на конструкцию (ω), воспринимаемая арматурой, может быть определена по формуле:

$$\omega = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} = \mu \frac{f_{yd}}{f_{cd}}, \quad (8)$$

где μ - отношение площади арматуры к площади поперечного сечения бетона.

Коэффициент, учитывающий величину нагрузки при пожаре (η_{fi}) может быть определен по формуле:

$$\eta_{fi} = \frac{N_{cd}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot (1 + \omega)}. \quad (9)$$

Для практических расчетов допускается принимать ($\eta_{fi} = 0.7$) [4,5]. Таким образом, формула (1) с учетом формул (2-8) в безразмерных величинах примет вид:

$$\frac{\eta_{fi} (1 + \omega)}{\varphi} \leq \frac{k_s(\Theta)_i}{k_{SF}} \omega + \frac{1}{k_{CF}} \sum_{i=1}^n c_i k_c(\Theta_i). \quad (10)$$

Температура бетона в каждой зоне может быть определена по рис.2 [4]. Время, при котором (10) перейдет в равенство будет соответствовать пределу огнестойкости колонны.

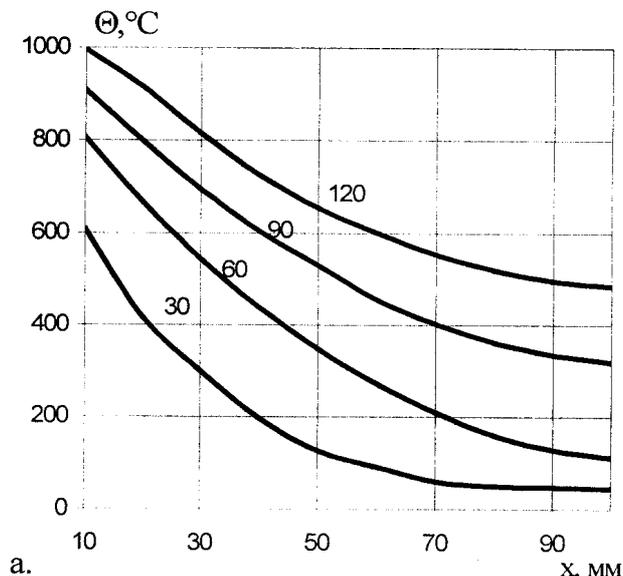


Таблица 1. Расчетные коэффициенты для железобетонных конструкций

Показатели	Класс бетона					
	C ^{8/10} - C ^{50/60}	C ^{55/67}	C ^{60/75}	C ^{70/85}	C ^{80/95}	C ^{90/105}
k_{CF}	0.57	0.57	0.57	0.51	0.49	0.49
n	2	1.75	1.6	1.45	1.4	1.4
n_ϵ	1.75	1.41	1.26	1.13	1.04	1.0
$\epsilon_{c2}(20), \text{‰}$	2	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6

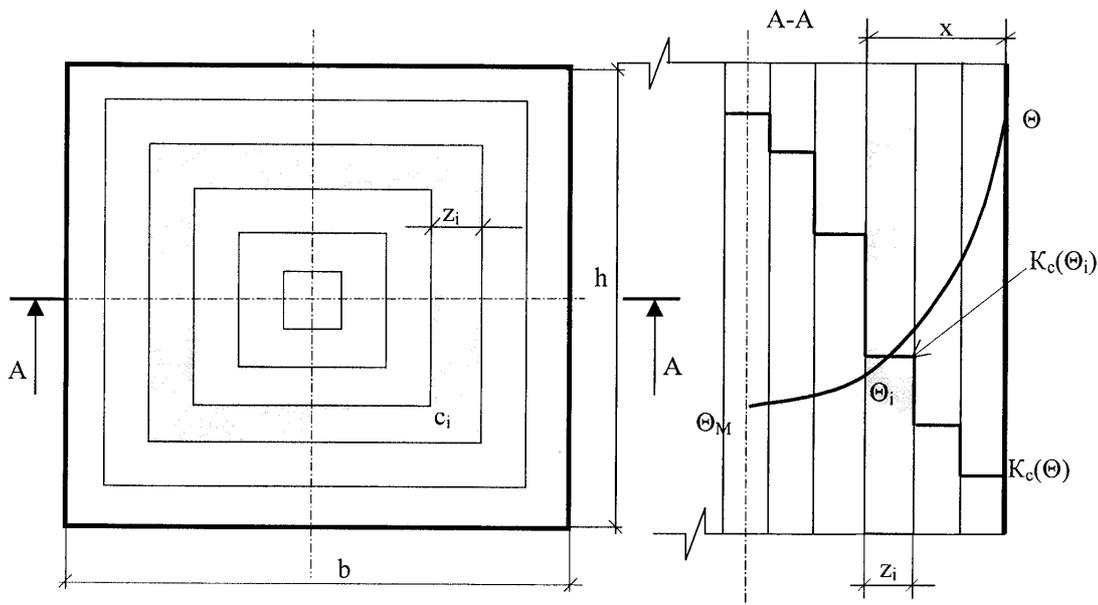


Рис. 1. Деление колонны на m зон.

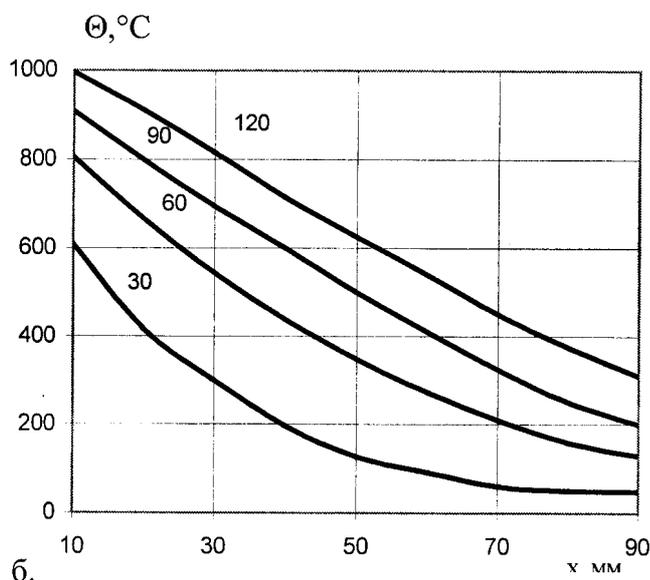


Рис. 2. Температура зон бетона в колонне для интервалов времени 30, 60, 90, 120 минут:

а) $b=200$ мм; б) $b=300$ и 400 мм

Однако использование только формулы (10) не всегда учитывает в полной мере упругие свойства нагретого бетона и поэтому не позволяет определить пределы огнестойкости конструкций, в частности, по признаку потери их устойчивости от продольного изгиба. Отмеченный недостаток устраня-

ется при; расчете пределов огнестойкости конструкций по критическим деформациям. Строительные нормы [1] допускают применять параболически линейную диаграмму в интервале $0 \leq |\epsilon_c| \leq |\epsilon_{c2}|$, которая для высокотемпературного нагрева может быть преобразована следующим образом:

$$\epsilon_c(\Theta) = k_\Theta \cdot \epsilon_{c2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\sigma_c}{\alpha f_{cd}}} \right), \quad (11)$$

где $\epsilon_c(\Theta)$ - деформации сжатия бетона при пожаре;

k_Θ - коэффициент учета влияния температуры на деформативные свойства бетона;

n - показатель степени по табл.1 [1];

$\sigma_c / \alpha f_{cd}$ - используемой при пожаре нормативной прочности бетона.

Eurocode 2 [5] устанавливает зависимость между коэффициентами изменения модуля упругости и прочности бетона при пожаре $\beta = k_c(\Theta)^2$, что дает возможность констатировать наличие взаимосвязи между указанными величинами.

Более того в европейских нормах коэффициент $k_c(\Theta)$ используется как для учета как прочностных так и деформативных свойств бетона. Проведенная авторами в интервале температур 300-700⁰C обработка численных значений коэффициентов [3,4] позволила установить следующие зависимости:

$$\bar{\nu} = 0.644 \cdot k_c(\Theta)^{0.86}; \quad (12)$$

$$\beta = 0.463 \cdot k_c(\Theta)^{0.98}, \quad (13)$$

где $\bar{\nu}$ - коэффициент, учитывающий упругопластические свойства бетона при пожаре;

β - коэффициент, учитывающий изменение модуля упругости при пожаре.

Таким образом, величина коэффициента k_Θ с учетом (12,13) для указанного температурного интервала может быть с приемлемой достоверностью определена преобразованием формулы (11) [4]:

$$k_\Theta = \frac{k_c(\Theta)}{\beta \cdot \bar{\nu}} = 3.35 \cdot k_c(\Theta)^{0.84}. \quad (14)$$

Если влиянием состава бетонной смеси можно пренебречь, существует другой подход к определению коэффициента k_Θ для бетонов с гранитным заполнителем в зависимости от температуры:

$$k_\Theta = (0.0093 \cdot \Theta - 0.018). \quad (15)$$

Формула (15) получена авторами путем обработки численных значений предельных деформаций бетона, используемых в нормах [4,5]. Поскольку расчеты огнестойкости ведутся по нормативным прочностям [4,5], то с учетом формул (2-4) доля используемой прочности бетона при пожаре может быть определена по формуле:

$$\frac{\sigma_c}{\alpha f_{cd}} = \frac{\eta_{fi} \cdot k_{CF}}{k_c(\Theta)}. \quad (16)$$

С учетом (14-16) формула (11) примет вид:

$$\epsilon_c(\Theta) = 3.35 \cdot k_c(\Theta)^{0.84} \cdot \epsilon_{c2} \left(1 - \sqrt[3]{1 - \frac{\eta_{fi} \cdot k_{CF}}{k_c(\Theta)}} \right). \quad (17)$$

В МДС 21.2 для бетонов классов $C^{8/10} - C^{50/60}$ отношение $n_\epsilon = \epsilon_{c2u} / \epsilon_{c2}$ при пожаре не изменяется. Таким образом, целесообразно предположить, что данный подход справедлив и для высокопрочных бетонов. Как следствие, величина предельных деформаций при пожаре будет равна:

$$\epsilon_{c2u}(\Theta) = k_\Theta \cdot n_\epsilon \cdot \epsilon_{c2}. \quad (18)$$

Для сравнительной оценки деформаций бетона при пожаре целесообразно применить предложенный Яковлевым А.И. [6] подход, основанный на использовании критических деформаций:

$$\epsilon_{c,cr} = \epsilon_{c2u}(\Theta) - \epsilon_{c\Theta} = k_\Theta \cdot n_\epsilon \cdot \epsilon_{c2} - \alpha_{c\Theta} \cdot \Theta, \quad (19)$$

где $\alpha_{c\Theta}$ - коэффициент температурной деформации бетона при пожаре.

Расчеты, проведенные по формуле (19) с учетом коэффициентов деформаций для ВБ (табл.5 [3]) представлены на рис.3.

Для проведения оценочных расчетов для колонн деформации нагретого сжатого бетона $\epsilon_c(\Theta)$ необходимо сравнить с его критическими значениями $\epsilon_{c,cr}$. Для зон бетона в формуле (10), для которых не выполняется условие $\epsilon_c(\Theta) \leq \epsilon_{c,cr}$, коэффициент $k_c(\Theta) = 0$.

Проведенный авторами анализ [7] показывает, что при отсутствии хрупкого разрушения наиболее вероятный температурный интервал критических температур, при которых происходит пластическое разрушение бетона- 400-800°C. Анализ полученных экспериментально значений коэффициента $k_c(\Theta)$ в указанном интервале показал, что изменение проч-

ности бетона при пожаре описывается функцией, близкой к линейной. Подобный вид функции используется в Eurocode-2 и может быть с приемлемой долей погрешности применен для аналитической оценки изменения прочности тяжелых бетонов при пожаре. Изменение $k_c(\Theta)$ может быть представлено при помощи двух линейных участков от 100-400°C и 400-800°C (рис.4).

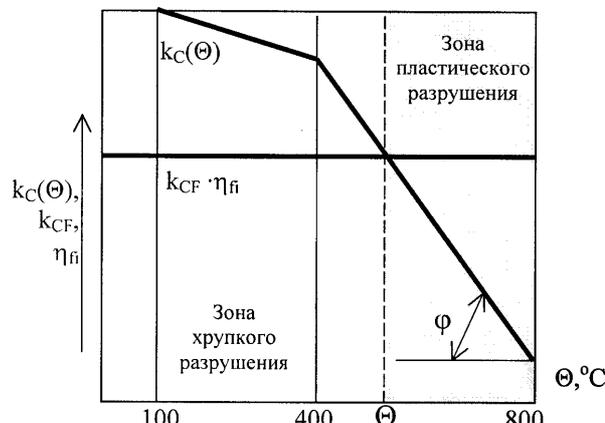


Рис. 4. Зависимость коэффициентов $k_c(\Theta)$, k_{CF} и η_{fi} от температуры (Θ) для элементарной зоны бетона.

Проведенные авторами экспериментальные исследования коэффициента $k_c(\Theta)$ с использованием данных [8] показали, что в интервале от 400 до 800°C его можно описать формулами:

$$k_c(\Theta) = \alpha_k \cdot 0.88 - \xi \cdot (\Theta - 400); \quad (20)$$

$$\alpha_k = \alpha_{W/C} \cdot \alpha_{TBO} \cdot \alpha_A; \quad (21)$$

$$\xi = \xi_{TBO} \cdot \xi_G \cdot \xi_A, \quad (22)$$

где α_k - коэффициент учета накопленных дефектов при $\Theta=400^\circ\text{C}$;

$\xi = tg\varphi$ - коэффициент интенсивности деструктивных процессов;

Θ - температура нагрева бетона при пожаре;

$\alpha_{W/C}$ - коэффициент учета влияния водоцементного отношения;

α_{TBO}, ξ_{TBO} - коэффициенты учета температуры изотермического прогрева при ТВО;

ξ_G - коэффициент учета объемных концентраций компонентов;

α_A, ξ_A - коэффициент учета добавок.

Значение коэффициента учета влияния водоцементного отношения (W/C) при значении $W/C \geq 0.35$ принимается равным $\alpha_{W/C} = 1$, а для интервала $W/C < 0.35$ определяется по формуле:

$$\alpha_{W/C} = 0.79 \cdot (W/C)^{-0.22}. \quad (23)$$

При температуре изотермического прогрева до 60°C коэффициенты учета ТВО принимаются равными $\alpha_{TBO} = 1$, $\xi_{TBO} = 1.03$ для температур более 80°C $\alpha_{TBO} = 1.16$, $\xi_{TBO} = 1.22$.

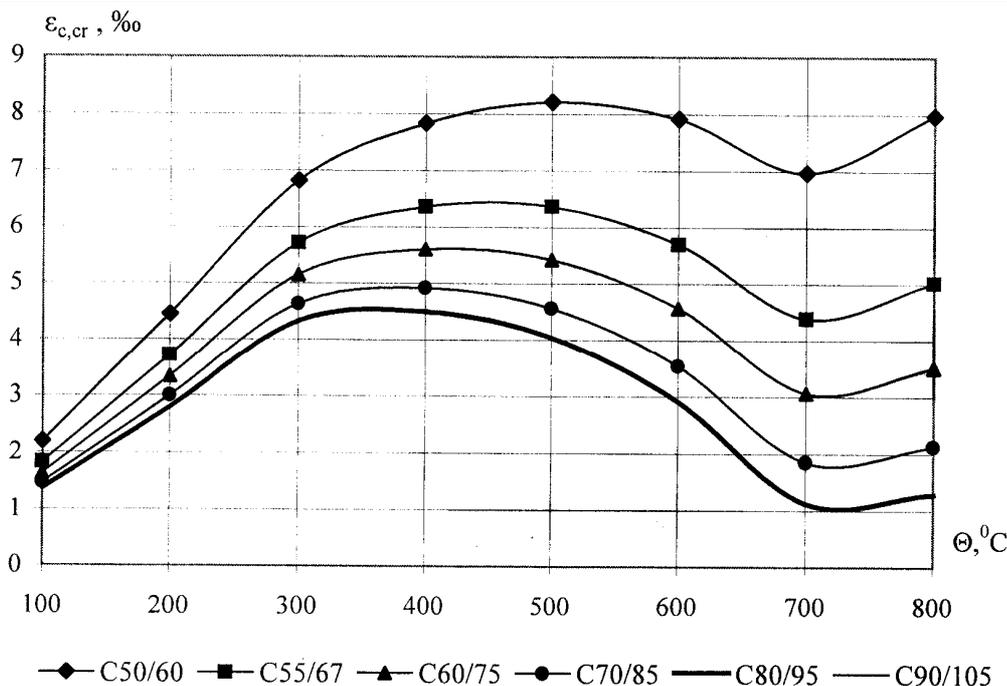


Рис. 3. Критические деформации сжатого бетона, при нагреве.

Таблица 2. Коэффициент работы арматуры при пожаре.

Класс арматуры	Температура нагрева, °C						
	100-200	300	400	500	600	700	800
S240, S500	1.00	1.00	1.00	0.85	0.50	0.25	0.15
S800, S1200, S1400	1.00	1.00	0.95	0.65	0.35	0.18	0.10
Проволока и подвергнутая термическому упрочнению арматура	1.00	0.90	0.70	0.45	0.20	0.10	0.05

Проведенные авторами исследования показали, что наиболее влияние на коэффициент интенсивности деструктивных процессов оказывает величина Φ , равная сумме объемных концентраций цементного камня ($m_{цк}$) и крупного заполнителя ($m_{кз}$), которая может быть определена по формуле:

$$\Phi = \frac{1 + m_{цк} \cdot n_G}{1 + n_G} \quad (24)$$

где $m_{цк}$ - объемная концентрация цементного камня [9];

$n_G = \Pi / \text{Ш}$ - отношение мелкого (Π) и крупного (Ш) заполнителей.

Если значение Φ менее 0.68 коэффициент $\xi_G = 0.82$, в интервале $0.68 \leq \Phi \leq 0.78$ $\xi_G = 1$ для $\Phi > 0.78$ коэффициент ξ_G определяется по формуле:

$$\xi_A = 0.0032 \cdot \Phi^{2.13} \quad (25)$$

Учет влияния добавок (замедлителей и ускорителей твердения, воздуховолекающих и пеногасящих добавок, пластификаторов, ускорителей процесса гидратации, микрокремнезема, активных минеральных добавок и модификаторов) должен производиться для каждой добавки в отдельности. Проведенные авторами исследования позволили сравнить пластификаторы белорусского производства СЗ и СПС. Для СЗ коэффициенты $\alpha_A = 1$, $\xi_A = 1$, для СПС - $\alpha_A = 0.93$, $\xi_A = 1$.

Величина коэффициента $k_s(\Theta)$ может быть определена по табл.2 [4].

Представленные результаты исследований дают возможность более достоверной оценки огнестойкости колонн из высокопрочного бетона.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- СНБ 5.03.01-02. Железобетонные и бетонные конструкции. Нормы проектирования.
- Г.И. Касперов, И.И. Полевое. Анализ методов определения пределов огнестойкости конструкций из бетона. Научно-технический журнал "Чрезвычайные ситуации: предупреждение и ликвидация", выш.1(11) С.23-28.
- Милованов А.Ф. Стойкость железобетонных конструкций при пожаре. - М.: Стройиздат, 1998. - с.304.
- МДС 21-2.2000 Огнестойкость и огнесохранность железобетонных конструкций. -М.: ГУП "НИИЖБ", 2000. - с.92.
- EN 1992: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules-Structural fire design. November 2001.
- А.И. Яковлев. Расчет пределов огнестойкости сжатых железобетонных конструкций по критическим деформациям. /Сборник научных трудов "Поведение строительных конструкций в условиях пожара". М.: ВНИИПО, 1987. - С.5-16.
- Г.И. Касперов, И.И. Полевое. Оценка безопасности конструкций из тяжелого бетона при пожаре. Материалы докладов международной научно-практической конференции "Новые технологии в химической промышленности". Мн.: БГТУ, 2002. - С. 276-279.
- Жуков В.В., Панюков Э.Ф. Термостойкость железобетонных конструкций. - Киев.: Будэвельник, 1991. - 218с.
- Рыскин М.Н. К вопросу подбора состава высокопрочного бетона. / Сб. тр. VII межд. научн.-практ. семинара "Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке кадров Республики Беларусь". - Брест.: БГТУ, 2001- С. 341-348.