

дой фазы вяжущих на основе полимерных материалов // Проблемы развития сети и улучшения эксплуатационных качеств автомобильных дорог местного назначения и внутрихозяйственных дорог колхозов и совхозов: Материалы респ. науч.-техн. конф. – Мн., 1984. – С. 141–145.

6. Ляхевич Г. Д., Ляхевич Л. Б. Теоретические основы создания битумно-оксиполиэтиленовой гидроизоляции для мосто- и тоннелестроения // Технические вузы –

республике: Материалы междунар. 52 науч.-техн. конф. – Мн., 1997. – Ч. 3. – С. 157.

7. Ляхевич Г. Д. Теоретический анализ структуры и надежности битумно-полимерных материалов, применяемых для гидроизоляции мостовых и тоннельных конструкций // Диагностика эксплуатационного состояния автомобильных дорог, новые технологии их ремонта и содержания: Докл. междунар. науч.-техн. конф. – Мн., 1998. – С. 73–78.

УДК 614.841.33:624.014

ОЦЕНКА ФАКТОРОВ, ВЛИЯЮЩИХ НА ПРОЧНОСТЬ БЕТОНОВ КЛАССОВ В20–В100 ПРИ ПОЖАРЕ

Канд. техн. наук КАСПЕРОВ Г. И., соиск. ПОЛЕВОДА И. И., РЫСКИН М. Н.

Командно-инженерный институт МЧС Республики Беларусь,
Белорусский национальный технический университет

В соответствии с положениями СНБ 5.03.01 «Железобетонные и бетонные конструкции. Нормы проектирования» расчетное сопротивление бетона на сжатие f_{cd} при нормальной температуре $\Theta < 50^\circ\text{C}$ определяется по формуле

$$f_{cd} = f_{ck} \frac{\alpha \lambda}{\gamma_c} = f_{ck} k_s, \quad (1)$$

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_s – коэффициент безопасности.

Экспериментальные исследования бетонных конструкций при пожаре показали, что их разрушение происходит по тем же схемам, что и в условиях нормальных температур [1]. Оценка несущей способности конструкций при пожаре в общем случае проводится по формуле [1–3]

$$\frac{E_{cd,fi}}{R_{cd,fi}} = \frac{E_{cd} \eta_{fi}}{(f_{cd}(\Theta) S_c - \sum f_{sy}(\Theta) S_{sti})} \leq 1, \quad (2)$$

где $E_{cd,fi}$ – расчетное значение нагрузки при пожаре; $R_{cd,fi}$ – предельное усилие, которое способна воспринимать конструкция; E_{cd} – расчетное значение нагрузки, принимаемое в соответствии с нормами; η_{fi} – коэффициент нагрузки при пожаре; $f_{cd}(\Theta)$, $f_{sy}(\Theta)$ – расчетные сопротивления бетона и арматуры при пожаре; S_c , S_{sti} – статические моменты площади сечения сжатой зоны бетона и i -го стержня продольной арматуры.

Для практических расчетов допускается принимать $\eta_{fi} = 0,7$ [2, 3]. Расчетное сопротивление бетона для определения предела огнестойкости вычисляется путем умножения нормативного сопротивления при начальной температуре на коэффициент условий работы бетона при пожаре $k_c(\Theta)$ [2, 3]

$$f_{cd}(\Theta) = f_{ck} k_c(\Theta). \quad (3)$$

Сравнительная оценка рассмотренных в (1, 3) коэффициентов может быть получена с

использованием «зонного» метода [2], который подразумевает деление сечения подвергнутой высокотемпературному нагреву конструкции на равные по ширине параллельные элементарные зоны. В пределах зоны бетон равномерно нагрет до одинаковой температуры и, как следствие, обладает одинаковыми физико-механическими свойствами. Преобразование (1)–(3) для элементарной равномерно нагретой зоны центрально сжатой бетонной конструкции дает возможность сравнивать коэффициенты работы конструкции при пожаре и в условиях безопасности. Принимая во внимание, что геометрические параметры конструкции при отсутствии хрупкого разрушения не меняются, формула (2) примет вид

$$k_c(\Theta) \geq k_s \eta_{fi} \quad (4)$$

Анализ (4) показывает, что пластическое разрушение элементарной зоны в рассматриваемой ситуации не может произойти, пока величина $k_c(\Theta)$ выше произведения коэффициентов безопасности и нагрузки (табл. 1). Проведенные авторами исследования свидетельствуют о том, что при нормальных температурных условиях для расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы используется 49...57 % нормативной прочности бетона. Учет η_{fi} позволяет уменьшить данный интервал до 34...40 %. Для бетонных конструкций соответственно данные интервалы составят 41...48 и 28...33 %. Вместе с тем, для расчетов пределов огнестойкости используется 100 % нормативной прочности бетона, что создает резерв прочности с коэффициентом запаса 1,85...2,7 – для железобетонных конструкций, 2,2...3 – для бетонных.

Таблица 1

Класс бетона	γ_c		α_l	$k_S \eta_{fi}$		
				Бетон- ные	Железобетон- ные	
	Железо- бетон- ные	Бетон- ные		$\eta_{fi} = 1$	$\eta_{fi} = 1$	$\eta_{fi} = 0,7$
$C^8_{/10}-C^{60}_{/75}$	1,50	1,80	0,85	0,47	0,57	0,40
$C^{70}_{/85}$			0,76	0,42	0,51	0,35
$C^{80}_{/95}$			0,74	0,41	0,49	0,35
$C^{90}_{/105}$			0,73	0,41	0,49	0,34

Формула (4) позволяет установить интервал критических температур (от $\Theta_{cr,min}$, соответствующей $\eta_{fi} = 1$, до $\Theta_{cr,max}$, соответствующей $\eta_{fi} = 0,7$), в пределах которого при пожаре происходит разрушение конструкции. Для определения критических температур использованы численные значения коэффициента условий работы бетона с гранитным заполнителем при пожаре (табл. 2). Анализ исследований для всех классов бетона показывает, что наиболее вероятный интервал критических температур – 536...575 °С, при использовании рекомендуемого η_{fi} соответственно – 622...655 °С.

Таблица 2

Источник экспериментальных данных	$k_c(\Theta)$ при температуре бетона, °C								
	20	100	200	300	400	500	600	700	800
Eurocode-2 [2]	1,00	0,95	0,90	0,85	0,75	0,60	0,45	0,30	0,15
МДС 21.2 [3]	1,00	0,98	0,96	0,94	0,89	0,77	0,60	0,35	0,17
Исследования авторов	1,00	0,97	0,94	0,91	0,88	0,70	0,51	0,32	0,13

Таким образом, при отсутствии хрупкого разрушения наиболее вероятный температурный интервал критических температур, при которых происходит пластическое разрушение бетона, – 400...800 °С. Анализ экспериментальных значений $k_c(\Theta)$ (табл. 2) в интервале 400...800 °С свидетельствует о том, что изменение прочности 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. Таким образом, изменение $k_c(\Theta)$ в интервале 400...800 °С можно описать линейной функцией

$$k_c(\Theta) = k_c(400) - \xi(\Theta - 400), \quad (5)$$

где $k_c(400)$ – значение коэффициента условий работы при 400 °С; ξ – коэффициент интенсивности деструктивных процессов, равный тангенсу угла наклона прямой $k_c(\Theta)$ к оси Θ ; Θ – температура нагрева бетона при пожаре, °С.

Целью экспериментальных исследований являлось изучение влияния ряда технологических и структурных факторов на величины $k_c(400)$ и ξ . На основании проведенного авторами анализа [1–5] было запроектировано 50 экспериментальных составов на базе материалов, производимых промышленностью Республики Беларусь, в которых была исследована зависимость k_c от объемной концентрации цементного камня, соотношения между мелким и крупным заполнителем, водоцементного отношения, вида используемого пластификатора, режима тепловой обработки, а также вида минеральных наполнителей. Результаты исследований кратко представлены в табл. 3.

Таблица 3

Варьируемый параметр	Значение	Прочность при 20 °С, МПа	$k_c(400)$	$k_c(600)$	$k_c(800)$
Класс бетона	B20–B80	28,6...100,6	0,88	0,51	0,13
	B90	114,4	0,91	0,60	0,29
	B100	118,6	0,95	0,66	0,36
Вид композиционно-го материала	Бетон	109,3	0,88	0,51	0,13
	Раствор	90,0	0,88	0,57	0,26
	Цементный камень	115,0	0,67	0,37	0,07
Объемная концентрация цементного камня $m_{цк}$	0,315	102,5	0,88	0,58	0,27
	0,364	95,8	0,88	0,53	0,18
	0,414	87,7	0,88	0,51	0,15
Соотношение мелкого и крупного заполнителей ($n = П/Щ$)	0,40	96,5	0,88	0,47	0,05
	0,55	109,3	0,88	0,53	0,18
	0,70	109,3	0,88	0,58	0,27
Водоцементное отношение	0,4	56,8	0,88	0,51	0,13
	0,34	74,6	0,90	0,52	0,13
	0,28	92,8	0,93	0,57	0,18
Температура изотермического прогрева при ТВО, °С	40...60	98,3...112,4	0,88	0,50	0,11
	80...100	99,0...105,4	1,02	0,57	0,11
Вид пластификатора	С-3	92,8	0,88	0,51	0,13
	СПС	88,5	0,82	0,44	0,07
Утяжелитель доломитовый, % от массы вяжущего (кг/м³)	0 (0)	92,8	0,88	0,51	0,13
	12,5 (75)	93,25	0,98	0,56	0,13
	25,0 (150)	85,3	1,04	0,59	0,13
Вид наполнителя (полые микросферы)	Стекланые	3,4	1,04	0,61	0,18
	Керамические	26,4	0,80	0,65	0,49

Изучение зависимости $k_c(\Theta)$ от температуры проводилось по методике НИИЖБ [1]. Прочностные свойства бетона при пожаре определялись, в основном, на кубках размером 100×100×100, которые подвергались нагреву до 200, 400, 600 и 800 °С. Испытания для каждой температуры проводились на трех-девяти образцах-близнецах. Нагрев осуществлялся в электропечах Минского подшипникового завода. Скорость нагрева ограничивалась в пределах 120...150 °С/ч. После достижения необходимой температуры образец выдерживался в течение четырех часов до равномерного прогрева бетона. Влияние температуры на кубиковую прочность определялось в охлажденном состоянии. Для определения прочности образцы после нагрева разрушались по методике ГОСТ 10180. Значения $k_c(\Theta)$ при температуре Θ определялись по формуле

$$k_c(\Theta) = \bar{f}_c(\Theta) / \bar{f}_c(20). \quad (6)$$

В ходе эксперимента для бетонов классов B20–B80 не выявлено зависимости $k_c(\Theta)$ от первоначальной прочности (рис. 1а). Однако для бетонов классов B90–B100 установлены более высокие характеристики, что вероятнее всего объясняется наличием в данных композициях добавки микрокремнезема: 55 и 75 кг/м³ соответственно.

Температура изотермического прогрева при ТВО в интервале до 60 °С практически не влияет на значения $k_c(\Theta)$, незначительно (по сравнению с бетоном нормального твердения) увеличивая интенсивность деструктивных процессов при пожаре (рис. 1б). Результатом повышения $t_{из}$ ТВО до 80...100 °С является отсутствие снижения прочности бетона при нагреве до 400 °С, однако это увеличивает значение ξ .

Важное влияние на $k_c(\Theta)$ оказывает структура композита. Наиболее оптимальными характеристиками при высокотемпературном нагреве обладают мелкозернистые бетоны (рис. 2а). Установлено, что стойкость при нагреве повышается с уменьшением относительного содержания в бетоне цементного камня и доли щебня в смеси заполнителей (рис. 2б, в). Водоцементное отношение в распространенных

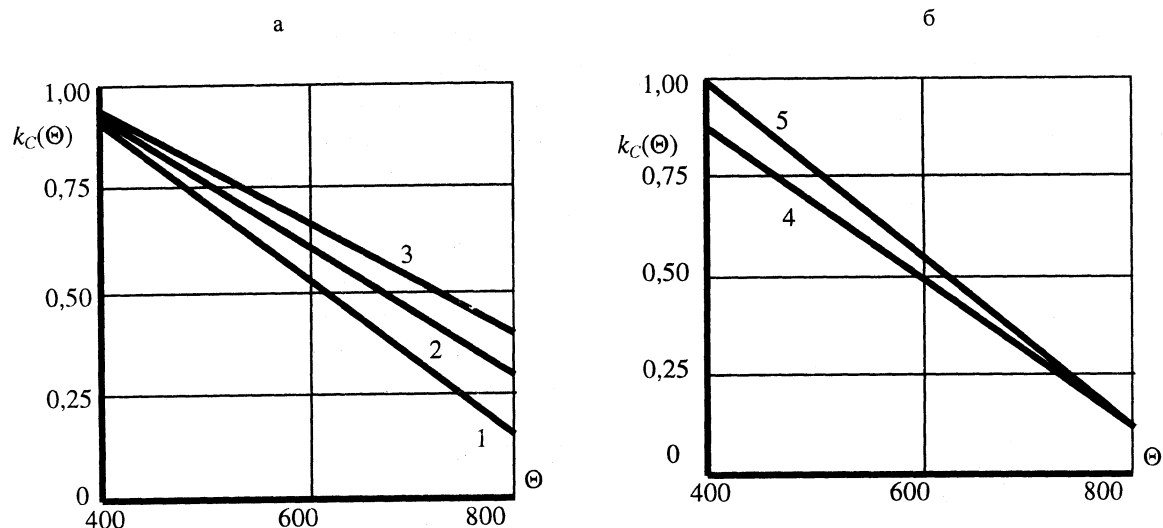


Рис. 1. Изменение $k_c(\Theta)$ в зависимости от: а – класса бетона; б – температуры изотермического прогрева при ТВС 1 – В20–В80; 2 – В90; 3 – В100; 4 – $t_{из} = 40 \dots 60^\circ \text{C}$; 5 – $80 \dots 100^\circ \text{C}$

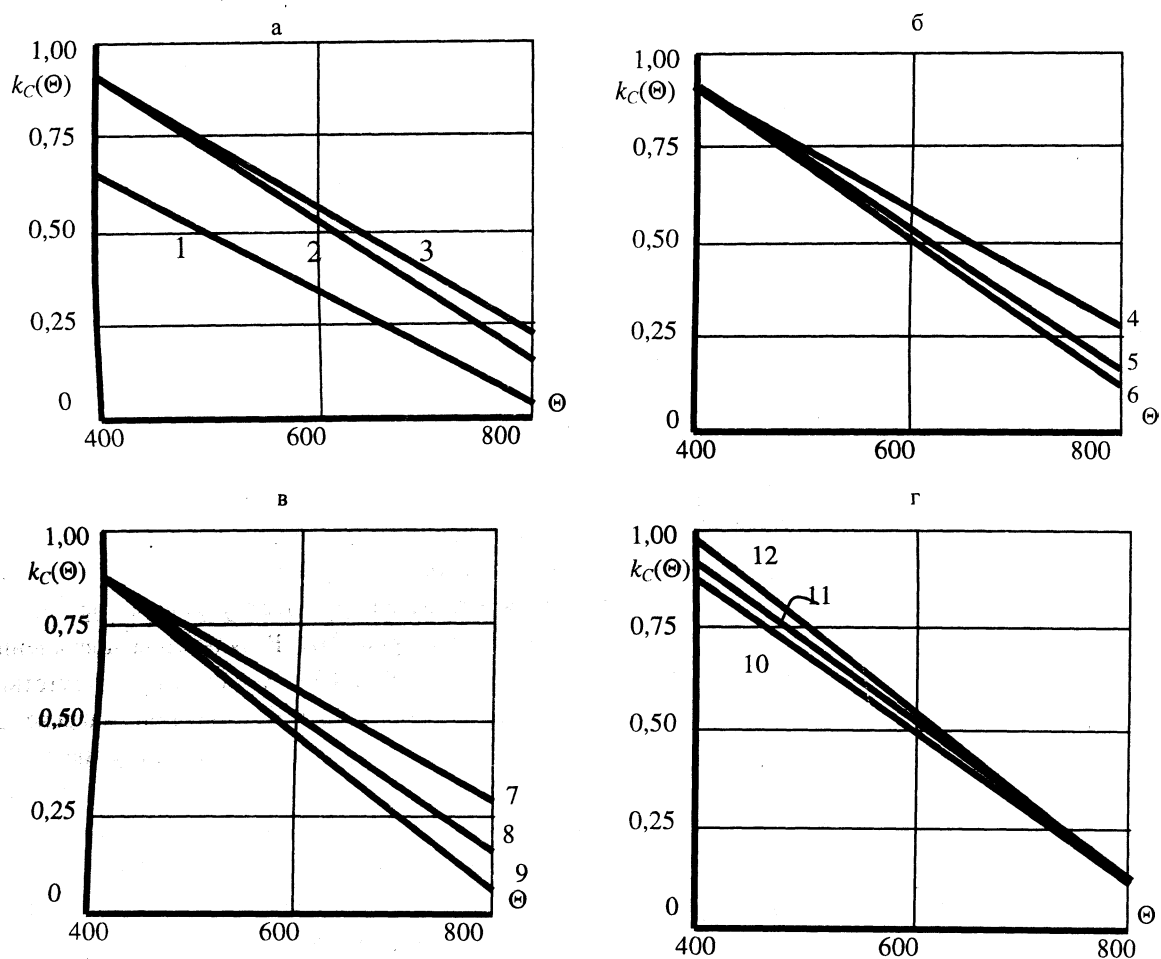


Рис. 2. Изменение $k_c(\Theta)$ в зависимости от: а – вида композиционного материала; б – объемной концентрации цементного камня; в – соотношения мелкого и крупного заполнителей; г – водоцементного отношения; 1 – цементный камень; 2 – бетон; 3 – раствор; 4 – $m_{цк} = 0,315$; 5 – $m_{цк} = 0,364$; 6 – $m_{цк} = 0,414$; 7 – $n = 0,7$; 8 – $n = 0,55$; 9 – $n = 0,4$; 10 – В/Ц = $0,6 \dots 0,4$; 11 – В/Ц = $0,34$; 12 – В/Ц = $0,25 \dots 0,28$

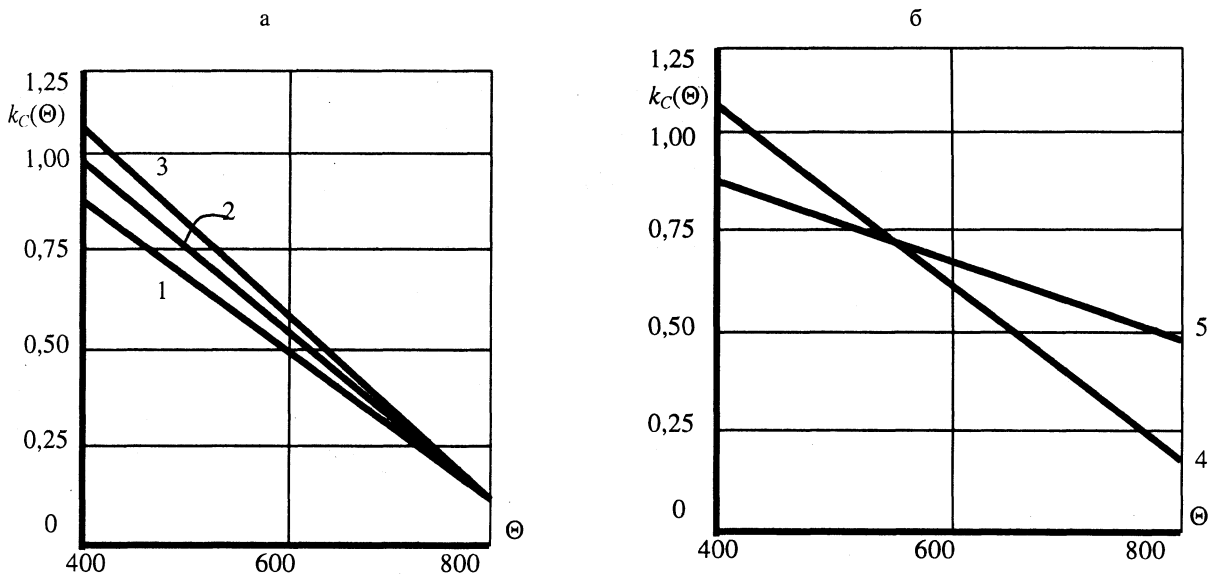


Рис. 3. Изменение $k_c(\Theta)$ в зависимости от: а – концентрации доломита; б – вида полых микросфер;
1 – доломит Дн = 0; 2 – доломит Дн = 75 кг; 3 – доломит Дн = 150 кг; 4 – ПСМ; 5 – ПКМ

пределах существенное влияние не оказывает (рис. 2г).

Сравнительный анализ пластификаторов белорусского производства С-3 и СПС (рис. 3а) предполагает перспективность С-3.

В ходе эксперимента выявлен положительный эффект от введения в состав бетона доломитового утяжелителя вместо части цемента (соответственно 12,5 и 25 %) (рис. 3в). Мелкозернистые бетоны с полной заменой песка на полые микросферы на основе стекла (ПСМ) и керамики (ПКМ) обладают более высокими значениями $k_c(\Theta)$ по сравнению с обычными тяжелыми бетонами (рис. 3в). Более того, добавки ПСМ и ПКМ позволили уменьшить плотность бетона более чем в два раза, что значительно улучшило теплофизические свойства материала.

ВЫВОД

Представленные экспериментальные исследования могут являться основой для получения

математических моделей по прогнозированию огнестойкости строительных конструкций из бетонов классов В20–В100 на базе анализа состава бетонной смеси.

ЛИТЕРАТУРА

1. Милованов А. Ф. Стойкость железобетонных конструкций при пожаре. – М.: Стройиздат, 1998. – с. 304.
2. EN 1992: Eurocode-2: Design of concrete structures; Part 1-2 / General rules-Structural fire design. – November 2001.
3. МДС 21-2.2000. Огнестойкость и огнесохранность железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 2000.
4. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1986.
5. Жуков В. В., Гусев А. А. Физико-механические и структурные характеристики бетона после воздействия высокой температуры и нагрузки // Огнестойкость железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР. – 1984. – С. 3–17.