

ВЛИЯНИЕ ЭНЕРГИИ САМОНАПРЯЖЕНИЯ БЕТОНОВ НА НАПРЯГАЮЩЕМ ЦЕМЕНТЕ НА ВЯЗКОСТЬ РАЗРУШЕНИЯ

ВВЕДЕНИЕ

Прочность бетона обусловлена его структурой и зависит от свойств исходных компонентов, их соотношения, от способов обработки бетонной смеси, условий твердения и последующей эксплуатации. Но прочность бетона на НЦ, твердеющего в свободном состоянии, зависит не только от перечисленных выше факторов. Существенную роль играют процессы расширения цементного камня.

При твердении образцов на НЦ в условиях свободного проявления деформаций расширения показатели прочности и расширения взаимосвязаны. Чем выше значение расширения, тем ниже прочность образцов в свободном состоянии, наоборот, большему показателю прочности образцов соответствует меньшее значение их свободного расширения.

Вместе с тем показатели расширения затвердевшего НЦ могут изменяться не только в зависимости от технологических факторов (состава цемента, условий твердения и т. п.), но и от «внешнего» механического воздействия, ограничивающего проявления деформаций его свободного расширения. Именно в таких условиях расширяется затвердевший НЦ в самоупрочненном железобетоне, где деформации расширения бетона ограничены упругим сопротивлением арматуры, или в случае твердения бетона в замкнутом пространстве стыковых соединений.

Расширение бетона в условиях ограничения по сравнению с его свободным расширением уменьшается в несколько (5..15) раз. Самонапряжение цементного камня, возникающее при ограничении деформаций его свободного расширения, не подчиняется закономерностям самоупрочнения упругих тел.

Поскольку внешнее механическое ограничение деформаций свободного расширения НЦ столь резко влияет на размер его расширения, следует ожидать, что это также должно отразиться на изменении в сторону увеличения и прочностных характеристик затвердевшего НЦ.

Опыты по раннему нагружению бетона разных составов показали, что упрочнение бетона при его твердении под нагрузкой тем выше, чем больше цементного камня в бетоне и чем он «моложе», т.е. менее прочен к началу нагружения.

В железобетонных конструкциях на основе НЦ расширения и соответствующее сжатие бетона происходит вскоре после их изготовления. Следовательно, рассматривая твердение бетона на НЦ в условиях связанных деформаций в вышеуказанном аспекте, можно также ожидать увеличение его прочности по сравнению с прочностью бетона, расширяющегося свободно.

В ранее проведенных исследованиях указывалось, что прочности бетона в условиях связанных деформаций на 20..30 % выше прочности, определенной по образцам, расширяющимся свободно.

Были проведены экспериментальные исследования по определению прочности бетонов на НЦ, расширяющихся в условиях их применения в самоупрочненном железобетоне, т.е. в условиях связанного расширения. При этом была сделана попытка установить, от каких факторов и в какой мере зависит прочность материала в условиях связанного расширения, и можно ли оценить эту прочность с определенным приближением по результатам испытания образцов, расширяющихся свободно.

Нами был выбран план эксперимента для полиномиальных моделей первого порядка. В качестве параметров оптимизации были выбраны следующие получаемые из эксперимента характеристики: K_{IC} , G_I , f_{ct} , f_c , E_b (K_{IC} – критический коэффициент интенсивности напряжений при деформациях нормального отрыва; G_I – удельные энергозатраты на статическое разрушение до момента начала движения магистральной трещины; f_{ct} – прочность бетона при растяжении; f_c – прочность бетона при сжатии). В качестве факторов варьирования были выбраны 5 независимых характеристик напрягающего бетона: 1) вид напрягающего цемента – N, 2) максимальный размер крупного заполнителя – d_{max} , 3) объемная концентрация заполнителя – V, 4) водоцементное отношение – В/Ц, 5) соотношение крупного и мелкого заполнителя – Т.

При этом связанную прочность бетона на НЦ изучали также и в зависимости от характера напряженного состояния, т. е. от способа ограничения деформаций расширения.

В случае нашего одноосного ограничения деформаций расширения прочность образцов определялась в двух направлениях: по оси действия ограничения расширения и в перпендикулярном направлении. Необходимость такого определения прочности были вызваны следующими причинами:

во-первых, в обычных бетонах, твердеющих под нагрузкой при одноосном сжатии, возникают растягивающие напряжения, действующие в поперечном направлении, и в итоге прочностные характеристики во взаимно перпендикулярных направлениях получаются неодинаковыми;

во-вторых, в образцах из НЦ при ограничении деформаций расширения в одном направлении показатель расширения резко уменьшается и в перпендикулярном направлении, что является характерной особенностью напрягающего цемента по сравнению с другими расширяющимися вяжущими. Однако расширение упругоограниченного образца в направлении ограничения имеет все же меньшее значение, чем в перпендикулярном направлении.

Поэтому при одноосном ограничении деформации расширения структура бетона в двух взаимно перпендикулярных направлениях будет различной, вследствие чего можно ожидать и различие показателей прочности в указанных направлениях.

ХАРАКТЕРИСТИКА ОБЪЕКТА ИССЛЕДОВАНИЯ

Составы бетонов, подобранных в соответствии с матрицей планирования эксперимента, приведены в табл. 1. Некоторые из составов в практике строительства не применяются. Это были жесткие и литые смеси. Однако сужение интервалов варьирования привело бы к уменьшению области определения полученных моделей.

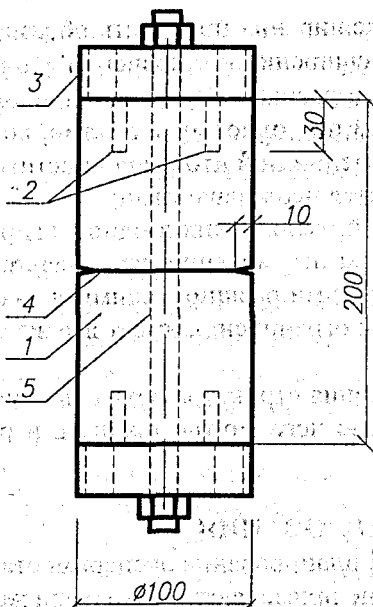
Таблица 1 – Составы бетонов, подобранных в соответствии с матрицей планирования

Состав	Вид вяжущего	d_{\max} , мм	Объемная концентрация заполнителя	Расход материалов, кг/м ³			
				цемент	песок	щебень	Вода
1	2	3	4	5	6	7	8
1	НЦ-4	20	0,7	457	775	1085	183
2	НЦ-1	10	0,5	867	665	665	303
3	НЦ-4	20	0,7	457	930	930	183
4	НЦ-1	10	0,5	867	555	775	303
5	НЦ-4	10	0,7	457	775	1085	183
6	НЦ-1	20	0,5	867	665	665	303
7	НЦ-4	20	0,7	474	930	930	166
8	НЦ-1	10	0,5	835	555	775	335
9	НЦ-4	20	0,5	835	665	665	335
10	НЦ-1	10	0,7	474	775	1085	166
11	НЦ-4	10	0,7	457	930	930	183
12	НЦ-1	20	0,5	867	555	775	303
13	НЦ-4	10	0,7	474	775	1085	166
14	НЦ-1	20	0,5	835	665	665	335
15	НЦ-1	20	0,5	835	555	775	335
16	НЦ-4	10	0,7	474	930	930	166

В качестве вяжущего в поставленном эксперименте использовался напрягающий цемент различной энергоактивности. Химический состав цемента: SiO₂ – 22,14 %; Al₂O₃ – 4,46 %; Fe₂O₃ – 4,84 %; CaO – 65,35 %; MgO – 1,74 %; SO₃ – 2,03 %. Соотношение ПЦ:ГЦ:Гипс = 76:14:10 (%) для НЦ-4 и ПЦ:ГЦ:Гипс = 84:9:7 (%) для НЦ-1. S_{уд} = 4400 см²/г, K_{н.г.} = 0,28. В качестве крупного заполнителя применялся гранитный щебень крупностью до 20 мм по ГОСТ 8267-93. Мелкий заполнитель – песок кварцевый по ГОСТ 6139-91.

Образцы твердели первые сутки в воздушно-сухих условиях, до 28 суток в воде при t = 20±24 °С, w = 100 %.

Образцы имели инициирующую кольцевую трещину (для испытания на осевое растяжение) и без инициирующей трещины (для испытания на растяжение при раскалывании). Кольцевой концентратор представлял собой металлическое кольцо, устанавливаемое в процессе бетонирования. Для предотвращения соприкосновения концентратора с бетоном, кольцо смазывалось отработанным маслом перед бетонированием.



1 - бетонный образец; 2 - анкера;
3 - захватные приспособления;
4 - кольцевой концентратор;
5 - металлический стержень

Рисунок 1 - Конструктивное решение
опытных образцов



Рисунок 2 - Внешний вид образца
с армированием

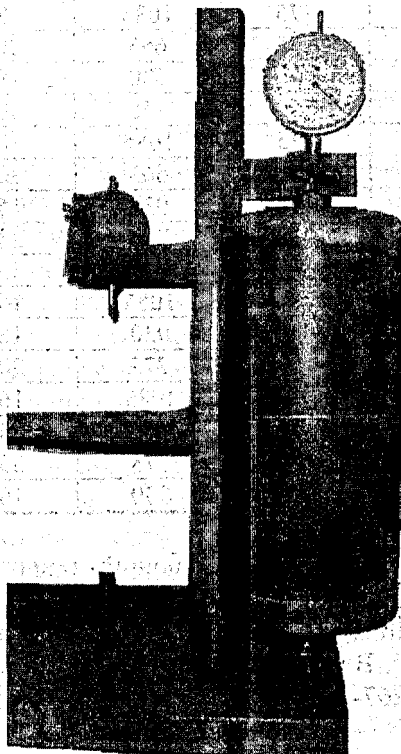


Рисунок 3 - Измерение деформаций
связного расширения

Приготовление бетона осуществлялось вручную, бетон уплотнялся на виброплощадке в металлических разборных формах. Образцы распалубливались на вторые сутки после бетонирования.

Исследования трещиностойкости (вязкости разрушения) проводили на цилиндрических образцах, конструкция и армирование которых показаны на рис. 1.

На рис. 2 представлен образец из напрягающего бетона с процентом армирования - 2,16.

Значения самонапряжения и свободного расширения определяли с помощью индикаторов часового типа ИЧ-10 с ценой деления 0,01 мм в специальном штативе (рис. 3).

Энергия самонапряжения рассчитывалась исходя из абсолютной деформации арматуры, определяемой на лабораторном штативе по индикатору часового типа. Величина самонапряжения образца S_p (МПа) определяли по формуле [7]:

$$S_p = \frac{\Delta}{l_{обр}} \rho_1 \cdot E_s \quad (1)$$

где Δ и $l_{обр}$ - соответственно полная деформация образца в процессе самонапряжения бетона и его длина;

ρ_1 - приведенный коэффициент армирования образца;

E_s - модуль упругости стали, принимаемый равным 20×10^4 МПа.

Замеры самонапряжения производились в возрасте 1, 3, 7, 14 и 28 суток каждый раз с проверкой измерительного устройства с помощью эталона.

Самонапряжение бетона S_p вычисляли как среднее арифметическое по результатам замеров трех образцов-близнецов в кондукторах, отформованных из одной пробы бетона.

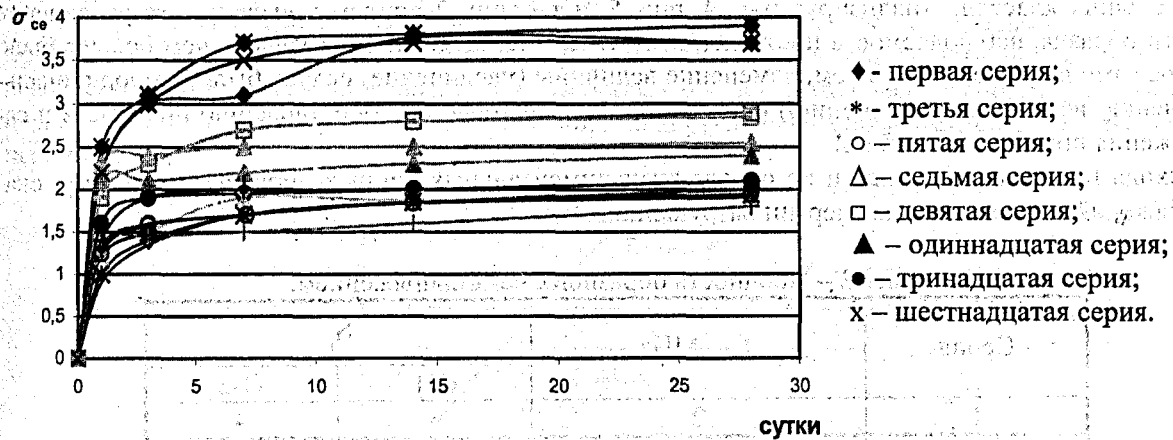
ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ФАКТОРНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА

В поставленном факторном эксперименте для образцов, твердевших при одноосном ограничении деформации расширения, были получены следующие результаты:

- графики набора (роста) энергии самонапряжения (рис. 4.);
- диаграммы деформирования образцов с армированием (рис.5);
- для диаграмм деформирования определены значение энергии разрушения, коэффициент интенсивности напряжений (рис. 7, табл. 2);
- определена зависимость коэффициента интенсивности напряжений от энергии самонапряжения (рис. 7).

Для образцов, твердевших при одноосном ограничении деформации расширения, характерен значительный рост энергии самонапряжения в первые сутки набора прочности, который впоследствии замедлялся, а в некоторых случаях прекращался, и происходила незначительная усадка бетона. Это объясняется тем, что в период бетонирования происходит активное расширение этрингита и соответственно значительный рост энергии самонапряжения. На рис. 4. а) показан рост величины самонапряжения образцов планового эксперимента на напрягающем цементе НЦ-4.

а) самонапряжение образцов на напрягающем цементе НЦ-4.



б) самонапряжение образцов на напрягающем цементе НЦ-1

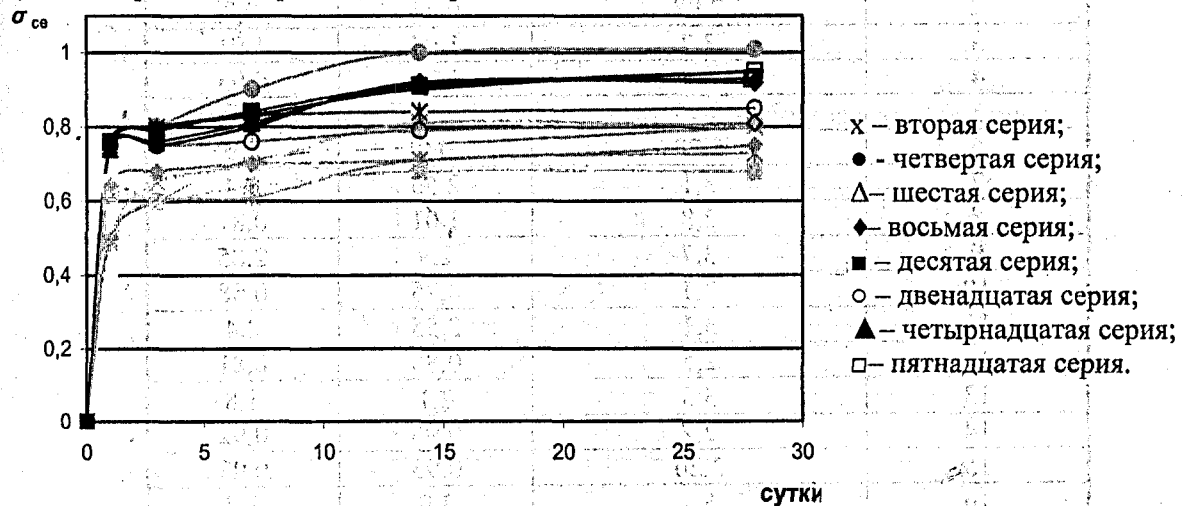


Рисунок 4 – Набор самонапряжения образцами факторного эксперимента

Данные результатов измерений набора самоупражнения выявили, что самоупражнение, набранное в процессе твердения зависит от таких факторов, как качество напрягающего цемента, условий приготовления и твердения. Именно поэтому образцы, сделанные на напрягающем цементе одной марки, показывают различные уровни самоупражнения. При анализе результатов набора самоупражнения выяснили, что существенное значение на величину самоупражнения оказывает активность напрягающего цемента, что является достаточно очевидным фактором. Также, проведя обработку планового эксперимента, установили закономерность изменения самоупражнения от состава. При увеличении заполнителя по объему, размера самого заполнителя, водоцементного отношения уменьшается величина самоупражнения.

Диаграммы деформирования (рис. 5) были получены на разрывной машине ИР 5145-500-10 Ивановского ОАО "Точприбор" [1]. В процессе проведения эксперимента наблюдалось следующее. На начальном (упруго-пластичном) этапе нагружения металлический стержень и бетон образца работали совместно. Увеличение нагрузки пропорционально деформациям. На пиковой точке имел место исчезающе малый, промежуток пластической деформации. На конечном участке происходил резкий спад напряжений, что отчетливо видно на рис. 5. Магистральная трещина развивается с огромной скоростью, почти мгновенно. В момент стремительного роста трещины происходит перераспределение нагрузки, приходящейся на образец. В пиковой точке усилие, приходящееся на бетон и металлический стержень, распределяется пропорционально жесткостям бетона и стали. В нижней точке бетон разрушился. Вся нагрузка перераспределилась на стержень. Накопленная образцом в процессе испытания энергия трансформировалась в энергию разрушения бетонной части образца.

Полученные экспериментально данные подтверждают, что образцы, твердевшие при одноосном ограничении деформации расширения и набравшие наибольшее самоупражнение, разрушались при большей нагрузке, чем образцы, твердевшие в свободных условиях и образцы на напрягающем цементе низших классов. Анализируя рис. 4, рис. 5. и таблицу 2, приходим к выводу, что увеличение прочности образца, наблюдаемое в поставленном эксперименте, было тем больше, чем больше было набранное самоупражнение. Причем, изменение величины (увеличение) скачка было пропорционально изменению величины (увеличению) самоупражнения. Данные по сопоставлению прочности и самоупражнения приведены в табл. 2.

Исходя из вышесказанного и на основе экспериментальных данных, определим гипотезу: скачок напряжений есть отражение энергии разрушения.

Таблица 2 – Прочность образцов с самоупражением.

Серия	f_{sct} , МПа	S_p	
		О-1	О-2
	2	3	4
1	6,16	3,9	3,7
2	2,98	0,81	0,8
3	3,7	1,94	1,91
4	2,2	1,01	0,93
5	3,23	1,94	1,86
6	2,78	0,9	0,9
7	3,1	2,55	2,4
8	2,8	1,01	0,81
9	3,7	2,9	2,85
10	2,1	0,75	0,68
11	3,1	2,55	2,4
12	2,5	0,85	0,81
13	3,3	2,1	1,8
14	2,2	0,95	0,92
15	2,26	0,95	0,93
16	6,2	3,9	3,7

Примечание: f_{sct} – прочность образца на растяжение.

При достижении критического значения коэффициента интенсивности напряжения бетона наступает срагивание трещины и разрушение бетонной части образца. Т.к. испытания проводились при жестком режиме нагружения, когда в процессе испытания контролировались деформации, то после разрушения бетона испытательная установка точно зафиксировала усилие на стальной стержень. Принятая конструкция образца и режим нагружения позволили непосредственно измерить энергию разрушения бетона.

На рис. 5 представлены диаграммы деформирования образцов на напрягающем цементе с армированием, полученные на основании методики, описанной в [1, 2].

Площадь диаграммы деформирования ОАВ (рис. 6), получаемая в координатах сила F – деформация Δl с учетом поправки на вес образца, представляет полную работу разрушения $A_C = \int_{l_0}^{l_{max}} F dl$.

Отношение A_C к площади поверхности разрушения P является энергия разрушения $G_{IC} = A_C/P$. А коэффициент интенсивности напряжений определяется по формуле $K_{IC} = \sqrt{G_{IC} \cdot E}$.

В табл. 2 приведены значения площадей диаграмм деформирования напрягающего бетона. Площадь S_{OAC} – общая работа деформирования образца с арматурным стержнем внутри. Площадь S_{OAB} – полная работа, необходимая на разрушение бетонного образца. По площади S_{OAB} были подсчитаны значения энергии разрушения для образцов с самонапряжением (табл. 3) и определен коэффициент интенсивности напряжений.

Анализируя табл. 2, диаграммы деформирования, результаты эксперимента приходим к выводу, что характеристики трещиностойкости (вязкости разрушения) напрягающего бетона, определенные по различным методикам, являются величинами одного порядка. Преимущество определения величины энергии, необходимой на образование новых поверхностей берегов трещины, в предложенной методике, является независимость методики от различных параметров испытаний, таких как влияние накопленной потенциальной энергии системы «образец – испытательная установка», возможная неодновременность старта трещины по диаметру образца, другие неучтенные факторы. По результатам эксперимента

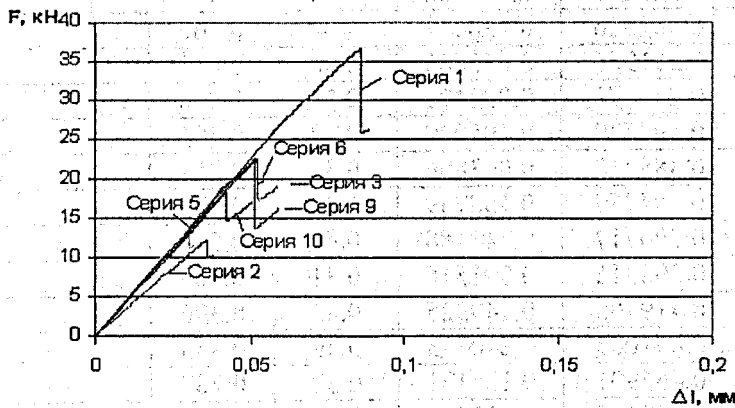


Рисунок 5 – Диаграмма деформирования образца с армированием

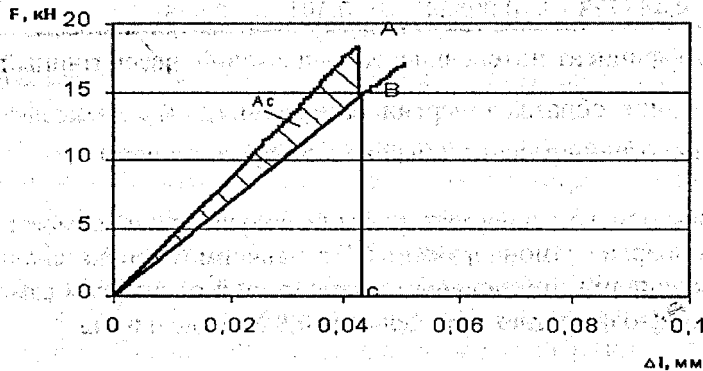


Рисунок 6 – Определение энергии разрушения напрягающего бетона по диаграмме деформирования образца с армированием

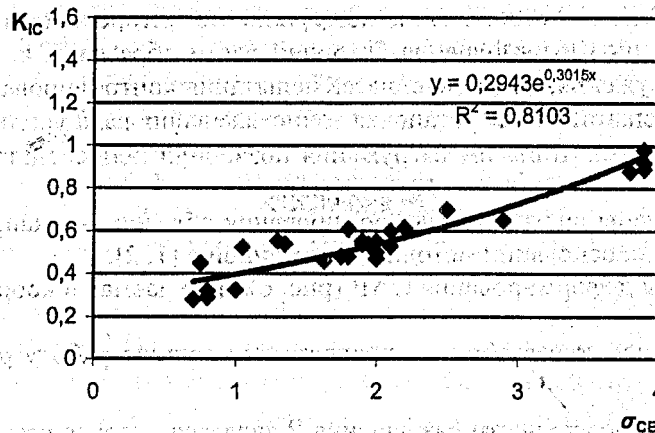


Рисунок 7 – Зависимость КИН от самонапряжения

подтверждено влияние условий твердения на характеристики трещиностойкости. Так, K_{IC} для образцов с самонапряжением на 15..25 % превышает значения коэффициента интенсивности напряжений, получаемого при испытании образцов, твердевших в свободных условиях. Прочностные характеристики образцов также увеличиваются по мере роста самонапряжения. Т.е. на разрушение образца, твердевшего при одноосном ограничении деформации расширения, требуется на 15..25 % энергии больше, чем на разрушение образцов, твердевших в свободных условиях.

Таблица 3 – Коэффициенты интенсивности напряжений для образцов с самонапряжением

Серия	S_{OAC} кН·мм	S_{OAB}	K_{IC}^{OAB}	K_{IC}	$\Delta = \frac{K_{IC}^{OAB} - K_{IC}}{K_{IC}} \cdot 100\%$
1	2	3	4	5	
1 серия	1.645192	0.541382	0.36	0.336	7.0
2 серия	0.223442	0.047402	0.44	0.414	6.0
3 серия	0.581876	0.138431	0.4	0.360	11.0
4 серия	0.201985	0.035785	0.46	0.451	2.0
5 серия	0.277671	0.052471	0.31	0.290	6.8
6 серия	0.597729	0.105029	0.52	0.506	2.7
7 серия	0.388318	0.083806	0.33	0.257	28.0
8 серия	0.594779	0.158759	0.39	0.334	16.0
9 серия	0.590717	0.241188	0.56	0.519	7.8
10 серия	0.398315	0.091516	0.31	0.303	2.3
11 серия	0.419705	0.149325	0.42	0.396	6.0
12 серия	0.851003	0.240303	0.39	0.333	17.0
13 серия	0.466901	0.125121	0.32	0.288	11.0
14 серия	0.768245	0.323414	0.58	0.530	9.4
15 серия	0.497841	0.116916	0.3	0.263	14.0
16 серия	0.445723	0.098548	0.591	0.573	3.0

Примечание: K_{IC}^{OAB} – коэффициент интенсивности напряжений, рассчитанный по площади деформирования образца (энергии разрушения); K_{IC} – коэффициент интенсивности напряжений, рассчитанный по методу податливости.

По результатам факторного эксперимента были получены зависимости коэффициента интенсивности напряжений от энергии самонапряжения. Эта зависимость показана на рис. 7.

Зависимость коэффициента интенсивности напряжений от энергии самонапряжения представляет собой экспоненциальную функцию в пределах от 0,8 МПа до 4 МПа.

ВЫВОДЫ

Прочность бетона в условиях связанных деформаций расширения всегда превышает прочность бетона, расширяющегося свободно.

Отношение связанной прочности к свободной в зависимости от технологических факторов изменяется в широких пределах – от значений 1,1 и выше.

Установлена методика определения физической величины энергии разрушения.

Установлена эмпирическая зависимость, описанная математически, позволяющая с достаточным приближением оценить показатель связанной прочности при одноосном ограничении деформаций расширения и прочности контрольных образцов, расширяющихся свободно.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Драган В.И., Загуляев С.В. Методика исследования механических свойств материалов с использованием разрывной машины ИР 5145-500-10. // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2002. №1(13). – С. 25-29.
2. Драган В.И., Загуляев С.В. Влияние состава бетона, объемной концентрации заполнителя на вязкость разрушения и физико-механические характеристики напрягающего бетона. – 2004.
3. ГОСТ 29167-91. Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении. – М.: Издательство стандартов, 1992. – 18с.
4. Е.А.Гузеёв, С.Н.Леонóвич, К.А.Пирадов. Механика разрушения бетона: вопросы теории и практики. – Брест: БПИ, 1999. – 217 с.
5. Зайцев Ю.В. Механика разрушения для строителей: Учеб. пособие для строит. вузов. – М.: Высш. шк., 1991. – 288 с.: ил.
6. Справочник по коэффициентам интенсивности напряжений: В 2-х томах.: Пер.с англ./Под ред. Ю.Мураками. – М.: Мир, 1990. – 1016 с., ил.
7. Проект СТБ. Бетон напрягающий. Технические условия.

УДК 624.21.095.4(047)

Другов Л.И., Талецкий В.В., Этин П.Ю.

ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ БЕЗБАЛЛАСТНОГО МОСТОВОГО ПОЛОТНА

Конструктивно-технологические разработки безбалластного мостового полотна на железобетонных плитах, начатые еще в 1960 г., до сих пор не могут считаться законченными.

Важнейшим из незавершенных вопросов является конструкция и технология исполнения сопряжения плит с поддерживающими конструкциями – продольными (или главными), стальными балками пролетного строения.

Первоначальное решение этого вопроса состояло из временного опирания плит на узкие деревянные прокладки и постоянного опирания на армированный сплошной слой цементного раствора по всей ширине поддерживающего стального пояса. Со временем проявились ощутимые недостатки такого сопряжения. Помимо очевидной сложности технологии, обусловленной "мокрым" процессом омоноличивания сопряжения цементным раствором, обнаружилась нестойкость в эксплуатации этого сопрягающего слоя при его толщине свыше 40–50 мм. По широким открытым боковым граням этого слоя происходит выкрашивание, постепенно проникающее в глубину и вызывающее опасение полного выхода из строя.

Этими обстоятельствами объясняются начавшиеся поиски других решений сопряжения плит с балками, проводимые как разработчиками первоначального решения, так и эксплуатационными службами, занимающимися практическим применением данного типа мостового полотна. Нерешенность проблемы сопряжения плит с балками до настоящего времени отражается отсутствием однозначных указаний по этому вопросу в Инструкции [2]. Допускается опирание плит как на прокладки из армированного цементного раствора или полимерных материалов, так и на заготовленные заранее резиновые, деревянные или полимерные пластинки, расположенные непрерывно или дискретно. Не оговаривается даже ширина этих прокладок при их расположении под узлами опирания рельса на плиту.

В Республике Беларусь ПИ Промтранспроект предложено сопряжение плит с балками на деревянных (дубовых) антисептированных прокладках шириной 70 мм, размещаемых по оси поддерживающих балок между головками двух рядов связующих заклепок. Толщины прокладок 30 мм (min 25 мм). Пред-