

Литература

1. Concrete science: Treatise on Current Research / V.S. Ramachandran, R.F. Feldman, Y.Y. Beaudoin / Heyden. London. Philadelphia.
2. Крылов Б.А., Уласевич З.Н. Использование добавки РС для улучшения пластических свойств бетонной смеси и сокращения энергозатрат //Ресурсосберегающие технологии производства бетона и железобетона: -М.: НИИЖБ, 1988. -с.120-125.
3. Z.Ulasewicz, W.Ulasewicz, M. Boltryk, D. Malaszkiwicz. Domieszki do betonu. Warstwy nr 1, 1996.
4. Уласевич З.Н., Уласевич В.П. Теоретическое обоснование эффективности применения модификатора бетона РСУ. //Материалы научно-технической конференции, посвященной 30-тию института, часть II, 1996, с. 149-150.
5. Уласевич В.П., Уласевич З.Н. Конструкционный бетон с добавкой РСУ. - Брест, ООО FORT, 1997. - 65 с.
6. Рекомендации по применению золы, шлака и золошлаковой смеси тепловых электростанций в тяжелых бетонах и строительных растворах. НИИЖБ. -М., Стройиздат, 1976 г. -30 с.
7. Уласевич В.П. Тимошевич В.В. Система автоматизированного проектирования модифицированных бетонов заданных свойств. Сб.: Современные строительные конструкции. Проблемы и перспективы. Матер. XIX научн.-техн. конф. - Брест, БрПИ, 1995. с. 88-93.

КОМБИНИРОВАННЫЙ СПОСОБ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

Тур В.В., Кондратчик А.А., Марчук В.А.

Постановка задачи

Исследования напряженно-деформированного состояния защемленных по контуру железобетонных плит и форм их разрушения показали, что эти два параметра существенно зависят от жесткости контурных конструкций [1]. При расчете оболочек рассматривают два варианта: с деформируемыми вдоль контура опорными брусьями и оболочки с недеформируемыми контурными конструкциями [2]. Чем выше жесткость контурных брусьев, тем меньше растягивающие напряжения в приконтурной зоны оболочки (в 2..3 раза). На рис. 1 показано влияние жесткости контурных балок на характер разрушения плит, защемленных по контуру.

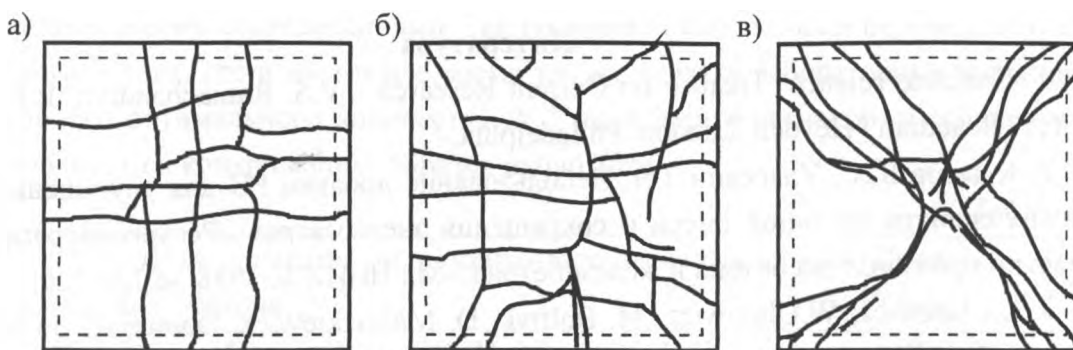


Рис. 1. Схемы разрушения плит, защемленных по контуру при малой (а), средней (б) и большой (в) жесткости контурных балок

Радикальным способом повышения жесткости (читай и трещиностойкости) является предварительное напряжение арматуры, что на практике выполняют в построечных и заводских условиях. При этом обжатие бетона может производиться после объединения оболочки с контурными балками и до их объединения (сборные бортовые элементы). Первый случай предпочтительнее, так как происходит обжатие и плиты самой оболочки.

Идея использования напрягающего бетона в качестве материала контурных элементов изложена в работах [3, 5]. Использование энергии расширения напрягающего бетона в процессе твердения позволяет получить предварительное напряжение арматуры и, следовательно, обжатие бетона в построечных условиях. Однако, в ряде случаев преднапряжение арматуры, достигнутое физико-химическим способом, оказывается недостаточным. Стремление к увеличению уровня обжатия бетона привело к необходимости использования в контурном брусе из бетона на напрягающем цементе арматуры, преднапрягаемой механическим способом. При этом в нормальном сечении бруса будет присутствовать арматура, преднапрягаемая химическим способом (за счет энергии расширения материала), и арматура, преднапряженная механическим и химическим способом (то есть комбинированным способом) [4]. Следует отметить, что применение напрягающего бетона не только для изготовления контурных балок, но и плиты оболочки, позволяет получить выгодную геометрическую поверхность на стадии расширения материала [3].

Исследования по изучению комбинированного способа преднапряжения арматуры проводились в Лаборатории самонапряженных конструкций БПИ.

Методика исследований

Формовались образцы из напрягающего бетона сечением $120 \times 120 \times 1000$ мм, конструктивное решение которых представлено на рис. 2. В опытных образцах изменяли условия взаимодействия арматуры с напрягающим бетоном. Деформирование арматуры при расширении бетона обеспечивалось в балке ОС-2 за счет сцепления, а в балке ОК-2 – за счет сцепления с бетоном и при устройстве торцевых анкерных пла-

стин. В балке ОКК–2 иммитировались условия как и в балке ОК–2, но арматура имела предварительное напряжение, созданное механическим способом, и была заанкерена на жестких упорах.

Напрягающий цемент изготавливали в лабораторных условиях путем совместного помола шлакопортландцемента, гипса и глиноземистого цемента. Характеристики напрягающего цемента и бетона на его основе, определенные по стандартным методикам, приведены в таблице 1.

Таблица 1

Физико-механические характеристики напрягающего бетона

Наименование	Возраст	Показатели	Примечание
Призменная прочность, МПа	21	25.5	Характеристики раствора состава 1:1 (НЦ:П) – самоупрочение 2 МПа; – свободное расширение 2.7%
Кубиковая прочность, МПа			
<u>начало увлажнения</u>	<u>3</u> □	<u>10</u> □	
при испытании	21	43.5	
Самоупрочение, МПа			
<u>наибольшее</u>	<u>13</u> □	<u>1.75</u> □	
при испытании	21	0.6	
Модуль упругости			
<u>бетона, МПа×10⁴</u>	<u>21</u> □	<u>2.54</u> □	
арматуры, МПа×10 ⁵	–	2.25	

Деформации арматуры контролировали стационарно установленными индикаторами часового типа с ценой деления 0.001 мм на базе 100 мм, а деформации бетона – переносной мессурой с точностью 0.01 мм по реперам, наклеенным через 500 мм. Режим хранения балок показан на рис. 3. После окончания хранения балки были испытаны статической нагрузкой на изгиб.

На рис. 3 приведены усредненные деформации бетона, измеренные в балках ОС–2, ОК–2 и ОКК–2 при выдержке в воздушно-сухих и влажных условиях. Как видно из рис. 3, в начальный период твердения деформации бетона в образцах ОС–2 и ОК–2 практически одинаковы, а в ОКК–2 на 34 % ниже. Во время воздушно-сухого хранения зафиксированы деформации укорочения бетона, величины которых практически одинаковы для всех образцов.

На рис. 4 показано изменение напряжений в арматуре на участке между торцом балки и упором стенда. Полученный характер изменения деформаций арматуры согласуется с данными по изменению деформаций бетона балки.

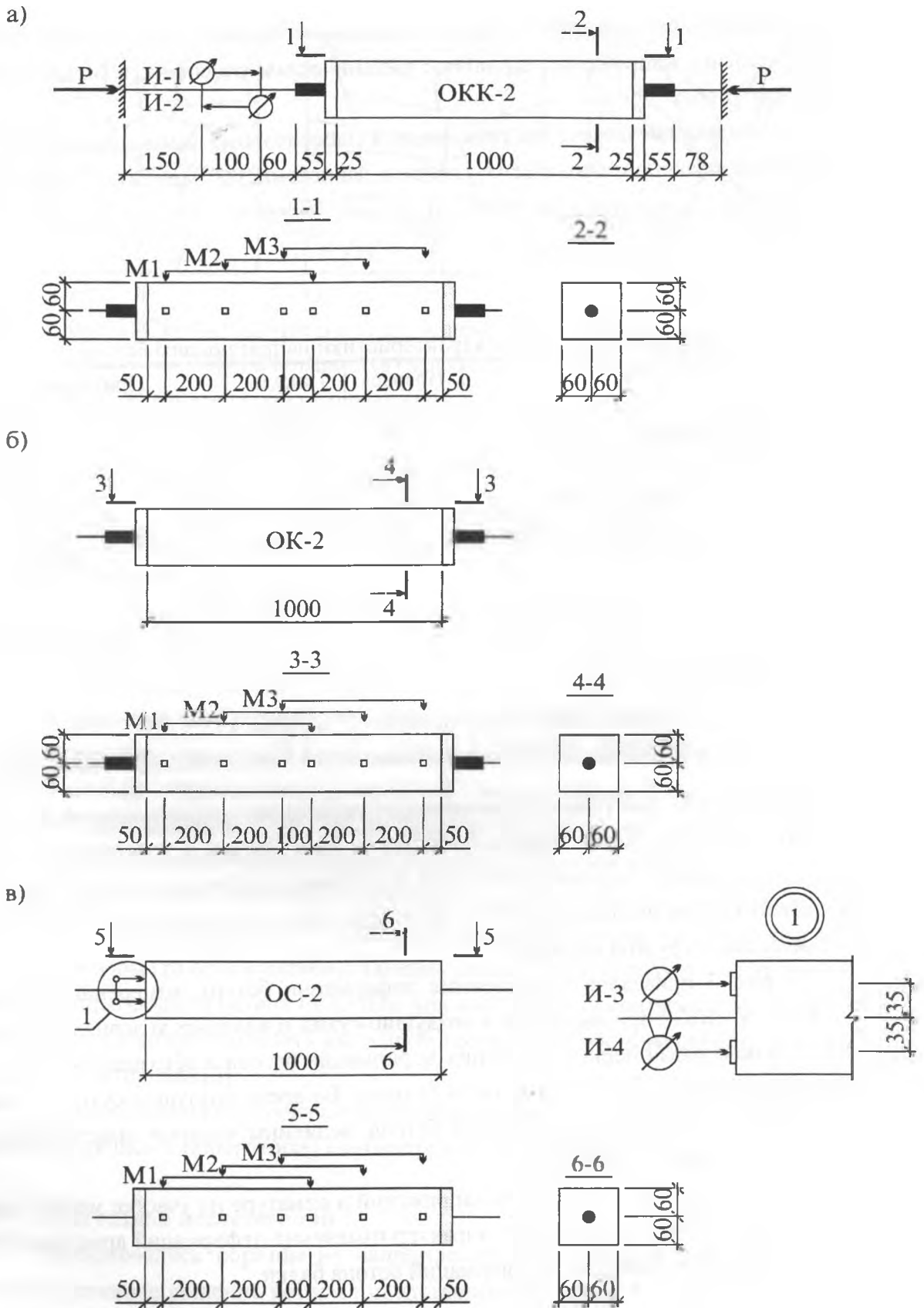


Рис. 2. Конструктивное решение опытных образцов с комбинированным (а) (ОКК-2) и с химическим (б, в) преднапряжением (ОК-2 и ОС-2) арматуры.

Анализ результатов испытания

В образце ОС–2 при прочности бетона 7.5–10 МПа наблюдали появление сил сцепления между арматурой и бетоном и расширение бетона сдерживалось арматурой, которая выступала в качестве ограничивающей связи. Используя аналогию с арматурой, преднапрягаемой механическим способом, отметим, что это равносильно приложению усилия обжатия к торцам балки. Такой же процесс происходил и в балке ОК-2. Равенство деформаций бетона балок ОС–2 и ОК–2 указывает на то, что условия деформирования арматуры в обеих балках были одинаковыми.

В балке ОКК–2 деформирование арматуры происходило в отличных условиях: арматура была предварительно напряжена до бетонирования механическим путем. Так как преднапряженную арматуру крепили на упорах стенда, то деформации торцов балки вызывали существенное падение напряжений на свободных участках стержней между торцом балки и упором. Это создавало дополнительное обжатие торцов балки (см. рис. 4). Величина дополнительного обжатия зависит от коэффициента $K_{\pi} = l_{\kappa}/c$, учитывающего соотношение длины изготавливаемого элемента и свободного участка стержня (l_{κ} – длина балки, c – длина свободных участков арматуры на стенде). Следуя гипотезе, изложенной в [4], дополнительное усилие обжатия можно оценить вводя понятие дополнительной ограничивающей связи, получившей название условного армирования. При этом суммарный процент ограничивающей арматуры (с учетом условной) определится по формуле:

$$\sum \rho_l = \rho_{l,s} + \rho_{l,y} = \rho_{l,s} + \rho_{l,s} \cdot K_{\pi} = \rho_{l,s} (1 + K_{\pi})$$

где $\rho_{l,s}$ – процент армирования сечения.

Исходное напряженное состояние, установленное с учетом изложенных выше особенностей, полученное в балках ОС–2, ОК–2 и ОКК-2, повлияло на трещиностойкость нормальных сечений при статических испытаниях (см. таблицу 2).

Таблица 2

Результаты испытания балок

Обозначение балки	Напряжения обжатия бетона, МПа	Момент трещинообразования, кН·м	
		опытный	по СНиП 2.03.01-84
ОС–2	0.78	2.00	1.64 (–18 %)
ОК–2	0.78	1.88	1.64 (–18 %)
ОКК–2	3.78	2.82	2.27 (–19 %)

Примечание: Напряжения обжатия бетона в балке ОКК-2 складывается из величины самонапряжения 0.87 МПа, определенной с учетом условного процента армирования и напряжения обжатия преднапряженной механическим способом арматуры 2.91 МПа.

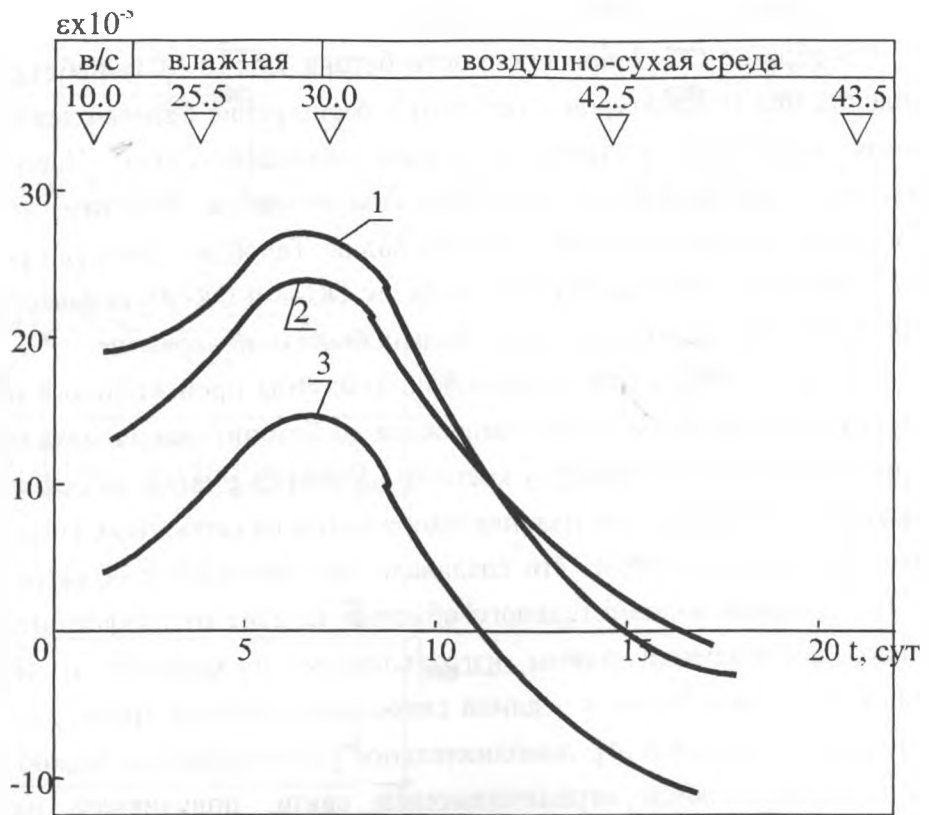


Рис. 3. Средние деформации бетона в процессе набора прочности образцов ОС-2 (1), ОК-2 (2), ОКК-2 (3). Цифры соответствуют кубиковой прочности в МПа.

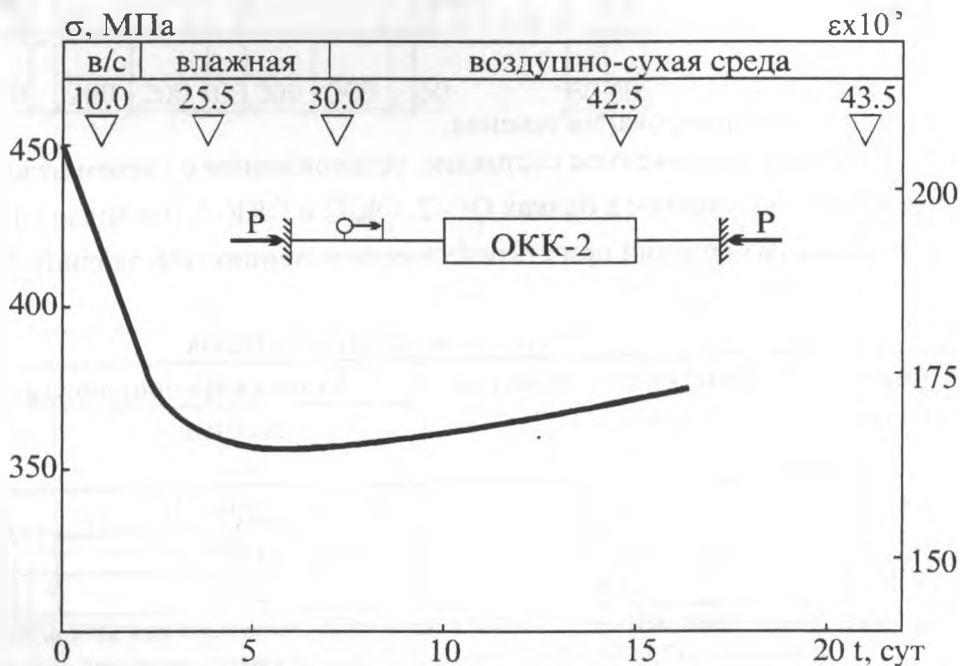


Рис. 4. Изменение напряжений в арматуре, преднапряженной механическим способом на свободных участках между упором и балкой из напрягающего бетона. Цифры соответствуют кубиковой прочности в МПа.

Вывод

Конструкции, выполненные с комбинированным преднапряжением арматуры, имеют повышенную трещиностойкость и жесткость сечения, что дает основание эффективно использовать их в качестве контурных элементов пространственно-деформируемых покрытий и перекрытий.

Литература

1. Антонов К.К., Рогатин Ю.А. Расчет квадратных железобетонных плит, защемленных по контуру. / Бетон и железобетон. 1975. N 4. с. 27-29.
2. Байков В.Н., Хампе Э., Рауз Э. Проектирование железобетонных тонкостенных пространственных конструкций: Учебное пособие для ВУЗов. М. Стройиздат. 1990. 232 с.
3. Tur W., Król M., Kondratczyk A. Kryterium projektowania stropów zespolonych z udziałem betonu ekspansywnego. Konstrukcje zespolone. IV Konferencja naukowa. Wydawnictwo wyższej szkoły inżynierskiej w Zielonej Górze. Zielona Góra, 1996 – 9 s.
4. Тур В.В., Кондратчик А.А., Кондратчик Н.И. Железобетонные конструкции из напрягающего бетона с арматурой преднапряженной механическим способом. Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь. Сб. ст. III научно-технического межвузовского семинара. Брест. 1997.
5. Тур В.В. Прочность, жесткость и трещиностойкость самонапряженных ребристых плит перекрытий. Дисс. канд. техн. наук. М. 1989. с. 275.

О РАБОТЕ ПРИОПОРНЫХ СЕЧЕНИЙ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Тур В.В., Кондратчик А.А., Кондратчик Н.И.

Правильная оценка возможности элемента воспринимать усилия, действующие в приопорном сечении, определяет не только надежность конструкции, но и ее экономичность, поскольку оптимальное распределение поперечной арматуры по сечению должно обеспечить максимальное использование последней.

Постановка задачи

Работа приопорной зоны железобетонных конструкций привлекает исследователей своей сложностью и ответственностью. Совместное действие изгибающего момента и поперечной силы, многообразие факторов, влияющих на несущую способность "зоны среза", привело к возникновению различных подходов в оценке ее сопротивления внешним воздействиям [1]. Следует признать, что большинство исследований проводилось на сплошных элементах и число работ по изучению поведения приопорных сечений сборно-монолитных конструкций под нагрузкой чрезвычайно ограничено.