

иметь горизонт-тальный участок по контактной плоскости (рис. 5б, участок А–Б). Увеличение толщины набетонки ($h_2 > 0,5h$) приведет к возникновению ситуации, когда несущая способность наклонного сечения будет зависеть от прочности на сдвиг участка В–С (см. рис. 5в).

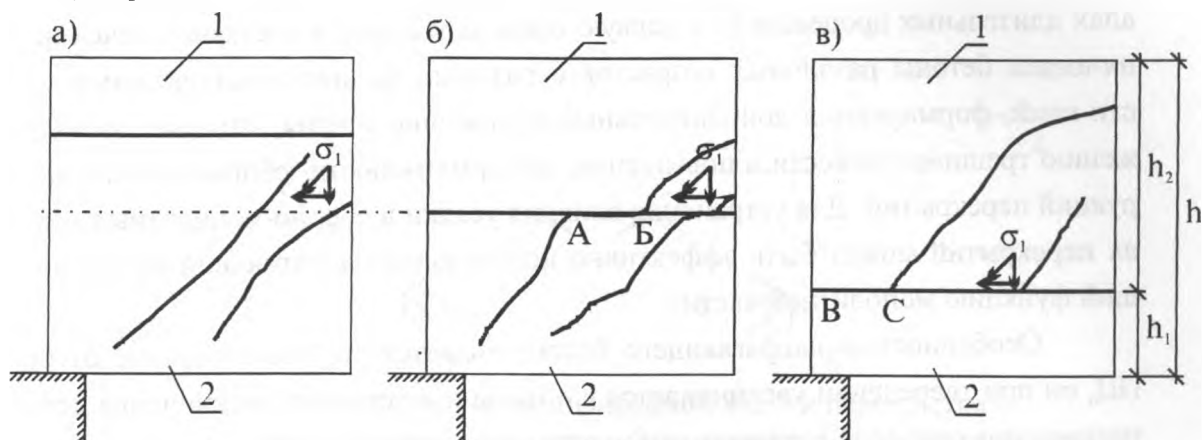


Рис. 5. Развитие наклонных трещин в сборно-монолитных элементах при различной толщине набетонки
1 – набетонка; 2 – сборный элемент.

Выводы

Трещиностойкость и прочность наклонных сечений сборно-монолитных элементов зависит от исходного напряженного состояния и отношения толщины монолитного слоя набетонки к полной высоте сечения.

Литература

1. Васильев П.И., Рочняк О.А. Сопротивление железобетонных элементов поперечным силам. Мн: Наука и техника, 1978, 88 с.
2. Отчет о НИР. Исследование предварительно-напряженных сборно-монолитных конструкций, составленных из сборных элементов с натяжением арматуры на твердеющую бетонную смесь и монолитной части из напрягающего бетона. Рук. Тур В.В. Брестский политехнический институт, Брест.: 1992, 139 с.

САМОНАПРЯЖЕННЫЕ БЕЗРИГЕЛЬНЫЕ СБОРНО-МОНОЛИТНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

Басов В.С., Тур В.В.

Конструктивные решения сборно-монолитных конструкций, в частности перекрытий, представлены в практике строительства достаточно широко и разнообразно. Они сочетают в себе преимущества сборных и монолитных конструкций, таких как существенное сокращение трудозатрат на опалубочные работы по сравнению с возве-

дением монолитных конструкций, сокращение сроков строительства при общем повышении уровня индустриализации.

Однако, как показывают обширные исследования, применение для омоноличивания сборно-монолитных конструкций традиционных бетонов, при развитии в материалах длительных процессов (а в первую очередь усадки), в составном сечении, объединяющем бетоны различных возрастов с разными физико-механическими характеристиками, формируются дополнительные внутренние усилия, которые приводят к снижению трещиностойкости и повышению деформативности сборно-монолитных конструкций перекрытий. Для устранения влияния усадки в сборно-монолитных конструкциях перекрытий может быть эффективно использован напрягающий бетон, выполняющий функцию монолитной части.

Особенностью напрягающего бетона является то, что в отличие от бетона на ПЩ, он при твердении увеличивается в объеме и в условиях ограничения деформаций расширения способен создавать самоупругения сжатия в собственной структуре.

Применение напрягающего бетона в качестве монолитной части сборно-монолитных конструкций позволяет получить:

1. Из отдельных сборных плит неразрезную конструкцию с предварительным напряжением элементов в построечных условиях.
2. Предварительное напряжение конструкции перекрытия без механического натяжения арматуры.
3. Ртотный самоупругенный стык между сборными элементами и монолитным бетоном.

Исследованиями ребристых сборно-монолитных самоупругенных настилов для ячеек квадратного плана было установлено, что в результате расширения напрягающего бетона изменяется характер статической работы перекрытия. Основным внешним ограничением для монолитной плиты является связанный с ней по контактной поверхности сборный настил и монолитные контурные балки. При таком внецентренном ограничении деформаций расширения монолитная плита получает выгиб, становится вспарушенной, что превращает всю конструкцию в пространственно работающую систему.

С целью эффективного использования энергетических возможностей напрягающего бетона было предложено сборный настил разрезать на треугольные плиты, что позволило придать сборным конструкциям большую жесткость при транспортировке и монтаже и, тем самым, уменьшить размеры сечения окаймляющих ребер. Были определены конструктивные параметры экспериментального сборно-монолитного перекрытия с ячейкой 6×6 м. Принципиальная схема перекрытия представлена на рис.

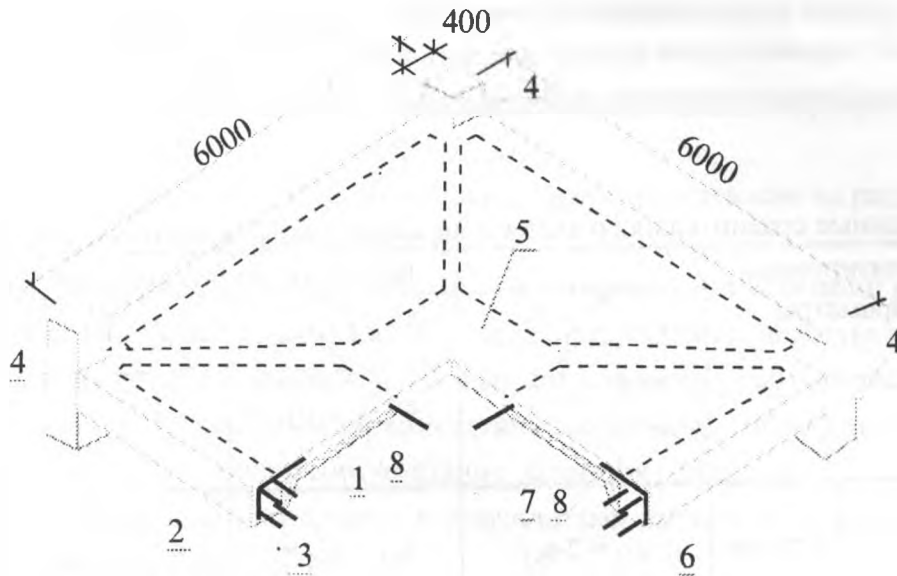


Рис. 1. Конструкция анализируемой ячейки перекрытия
 1 – сборные ребристые плиты; 2 – монолитная конструктивная балка;
 3 – арматура контурных балок; 4 – колонны;
 5 – монолитный участок; 6 – дополнительная опорная сетка;
 7 – сетки среднего монолитного участка; 8 – плита-набетонка.

В Лаборатории самонпряженных конструкций БПИ были проведены исследования безригельного сборно-монолитного перекрытия с монолитной частью из напрягающего бетона. Исследования выполняли в два этапа. На первом этапе формулировали гипотезу самонапряжения сборно-монолитной самонапряженной конструкции и проводили компьютерное моделирование. На втором этапе проводили лабораторные испытания фрагментов перекрытия в масштабе 1:2, 1:4, 1:10. Пользуясь результатами экспериментальных исследований сборно-монолитных ребристых плит перекрытия и предварительными данными компьютерного анализа установлено, что помимо самонапряжения элементов перекрытия на стадии расширения переходит из плоского в пологую поверхность переноса положительной Гауссовой кривизны. На основании анализа была принята гипотеза о том, что для расчета напряженно-деформированного состояния элементов перекрытия при расширении монолитного напрягающего бетона достаточно установить два начальных параметра: величину реакций в ограничивающих связях, соответствующую равнодействующей усилия обжатия контурных балок и деформированную схему контурной балки.

Краткая программа и результаты исследований на компьютерной модели представлены в табл. 1.

Набор вариантов анализируемых расчетных ситуаций имел целью выявить деформированную схему исходного перекрытия, а затем совершить постепенный переход от сложной ребристой системы с ограничением расширения в двух направлениях к балочной конструкции, моделирующей контурные балки одного направления.

Кроме того, решалась задача о том, какую часть по ширине свесов полки заменяющей тавровой балки следует вводить в расчет совместно с контурными балками перекрытия на стадии расширения напрягающего бетона.

Таблица 1

Данные сравнительного анализа по вариантам компьютерного моделирования

Анализируемые параметры		Варианты моделирования			
					
Вертикальные деформации	в точке "С"	$a_{c1} = 2 \cdot a_{k1}$	$a_{c2} = a_{k2} = 0.5 \cdot f_{c1}$	$a_{c3} = 0.5 \cdot 1/K_1 \cdot a_{c1} = 1/K_1 \cdot a_{c2}$ $K_1 > 1$	$a_{c4} = a_{c3}$
	в точке "К"	a_{k1}	$a_{k2} = a_{k1}$	$a_{k3} = k_2 \cdot a_{k2} = 1/K_2 \cdot a_{k1}$ $K_2 > 1$	$a_{k4} = a_{k3}$
Реакция в ограничивающих связях		R_{k1}	$R_{k2} = R_{k1}$	$R_{k3} = 1/K_3 \cdot R_{k2} = 1/K_3 \cdot R_{k1}$ $K_3 < 1$	$R_{k4} = R_{k3} = 1/K_3 \cdot R_{k1}$
Схема вертикальных деформаций контурной балки					
Примечание: в представленных зависимостях коэффициенты K_1, K_2, K_3 – коэффициенты, учитывающие влияние торцевых контурных балок.					

Результаты расчетов по компьютерным моделям для всех изученных вариантов проверяли на лабораторных моделях в масштабе 1:10.

На основании выполненных исследований были сформулированы предложения по расчету параметров напряженно-деформированного состояния на стадии расширения напрягающего бетона, базирующиеся на следующих предпосылках: 1) к расчету на стадии расширения принимают контурную балку таврового сечения с шириной свесов полки $6h'_f$; 2) ограничивающее влияние сборных плит учитывают эквивалентным количеством условного армирования; 3) деформации ограничивающей арматуры (с учетом условного армирования) и кривизну контурной балки определяют, пользуясь зависимостями (11)..(17) [1], полученными на основании исследований самонапряженных несимметрично ограниченных элементов; 4) при известной деформации ограничивающей арматуры определяют усилие обжатия, приложенное к контурной балке; 5) при известной кривизне контурной балки рассчитывают перемещения точек плана перекрытия, пользуясь уравнением, описывающим поверхности переноса; 6) рассчитывают

напряженное состояние элементов перекрытия и дополнительные самонапряжения в монолитной плите.

Результаты теоретического анализа проверяли на моделях перекрытия, изготовленных в масштабе 1:2.

Конструктивное решение опытного перекрытия представлено на рис. 2.

Были получены следующие результаты.

Проведенные исследования показали, что к моменту стабилизации расширения монолитного бетона испытанный фрагмент представлял собой пологую поверхность переноса положительной Гауссовой кривизны, что полностью соответствовало деформированным схемам, полученным по компьютерным моделям. Все элементы перекрытия получили самонапряжение в соответствии с принятой гипотезой.

Сопоставление опытных данных с результатами расчета по предложенному алгоритму представлено в табл. 2–4.

Статические испытания позволили выявить двухстадийную работу таких конструкций: до образования трещин перекрытие работает главным образом на изгиб, а после образования трещин – как распорная пространственная конструкция с малой стрелой подъема, что в целом соответствует схеме работы вспарушенных или пологих шатровых конструкций.

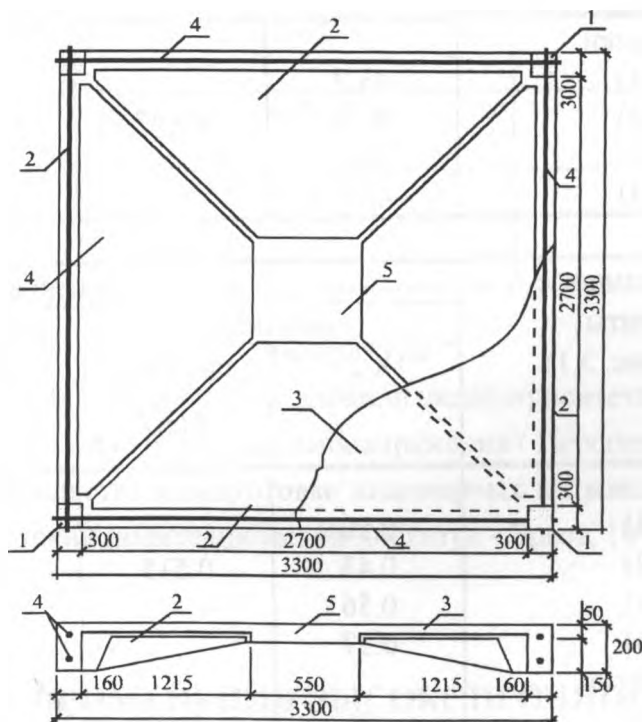


Рис. 2. Конструкция сборно-монолитного фрагмента

перекрытия

1 - колонна;

2 - сборные треугольные ребристые плиты;

3 - монолитная бетонная плита;

4 - монолитные конструрные балки;

5 - монолитная бетонная центральная вставка.

Таблица 2

Сопоставление опытных и расчетных параметров деформированного состояния фрагмента перекрытия к моменту стабилизации расширения

Конструктивные элементы (схема рис. 3.1)	Кривизна $(1/r)_{CE} \times 10^5$			
	опытная		расчетная по ф-ле (3.2) $(1/r)_{CE(th)}$	$\frac{(1/r)_{CE(ex)}}{(1/r)_{CE(th)}}$
	$(1/r)_{CE(ex)}$	средняя $(1/r)_{CE(ex)}$		
Контурные балки				
Б1 (точка 1)	4.54			
Б2 (точка 2)	4.67	4.66	4.47	1.042
Б3 (точка 3)	4.70			
Б4 (точка 4)	4.72			

Таблица 3

Конструктивные элементы (схема рис. 3.1)	Продольная деформация на уровне ц.т. арматуры $\varepsilon_{s,CE} \times 10^5$			
	опытная		расчетная по ф-ле (3.8) $\varepsilon_{s,CE(th)}$	$\frac{\varepsilon_{s,CE(ex)}}{\varepsilon_{s,CE(th)}}$
	$\varepsilon_{s,CE(ex)}$	средняя $\varepsilon_{s,CE(ex)}$		
Контурные балки				
Б1 (точка 1)	46.7			
Б2 (точка 2)	47.6	46.97	51.4	0.92
Б3 (точка 3)	48.2			
Б4 (точка 4)	46.0			

Таблица 4

Конструктивные элементы (схема рис. 3.1)	Выгиб а, см			
	опытный		расчетный по ф-ле (3.3) $a_{(th)}$	$\frac{a_{(ex)}}{a_{(th)}}$
	$a_{(ex)}$	средний $a_{(ex)}$		
Контурные балки				
Б1 (точка 1)	0.50			
Б2 (точка 2)	0.43	0.515	0.505	1.02
Б3 (точка 3)	0.56			
Б4 (точка 4)	0.57			
Центр фрагмента (в точке О)	1.26	1.26	1.12	1.125

Площадь сечения рабочей арматуры предложено определять, как для растянутого элемента, нагруженного усилием $N_{кб}$, определяемым в зависимости от величины углового распора H_{sd} .

Кроме того угловые участки перекрытия в местах опирания на колонны должны быть проверены на местное действие нагрузки с учетом требований норм по проектированию железобетонных конструкций.

Трещиностойкость контурных балок перекрытия рекомендовано рассчитывать отдельно на действие предельного растягивающего усилия (шатровая схема излома) и изгибающего момента (балочная схема излома) с учетом дополнительного напряженно-деформированного состояния от расширения напрягающего бетона, определенного с учетом ограничивающего влияния сборных элементов.

Прогиб контурных балок предложено определять как для балки П-образного сечения на действие изгибающего момента от нормативных нагрузок.

При расчете деформаций элементов предложено учитывать начальное деформированное состояние перекрытия, получаемое от расширения напрягающего бетона и учитывать податливость опорного контура.

Сопоставление опытных данных и результатов расчетов по двум группам предельных состояний на основании принятой предпосылки о двухстадийной работе фрагмента с учетом исходного напряженно-деформированного состояния от расширения напрягающего бетона представлено в табл. 5.

Таблица 5

Сопоставление теоретических расчетов и опытных данных

Показатели	По результатам расчетов	По результатам испытаний
Разрушающая нагрузка q_u , кПа	27.07	28
Нагрузка трещинообразования q_{cr} , кПа	8.43	9
Прогиб при контрольной нагрузке 16 кПа ($0.65 q_u$) a , мм	7.3	8

Литература

1. Тур В.В., Басов В.С. К вопросу о влиянии эксцентриситета приложения ограничивающей связи на процессы развития самоупрочнения// Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: Материалы научн. конф., Брест, 1997/ Брестский политехнический институт.– Брест, 1997 – С. 119–130.

О ВОЗМОЖНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ВЫСОКОПРОЧНОЙ АРМАТУРЫ В КОНСТРУКЦИЯХ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

Вакульский В.А., Кондратчик А.А., Тур В.В.

Как показано в работе [2] в Республике Беларусь нет своих источников сырья черных металлов, поэтому реальный путь – переход на применение арматуры повышенной прочности из углеродистой стали.