

## ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСОВ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ С ПОМОЩЬЮ ПК STARK ES

Симбиркин В.Н., к.т.н., *ЕВРОСОФТ, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко*, г. Москва, Россия.  
E-mail: *simbirkin@eurosoft.ru*.

В последние годы в качестве несущих систем многоэтажных гражданских зданий широко применяют монолитные и сборно-монолитные железобетонные каркасы с плоскими дисками перекрытий. Такие конструктивные системы обеспечивают свободные планировочные решения, трансформируемые по желанию потребителя на любой стадии проектирования, строительства и эксплуатации, а также позволяют придать зданию индивидуальный облик, что исключает монотонность территориальной застройки. При соответствующем качестве расчета и конструирования эти системы имеют высокие показатели по надежности и экономичности. В данной работе изложены инженерные подходы по расчету и конструированию монолитных и сборно-монолитных каркасов многоэтажных жилых и общественных зданий.

### 1. Монолитные каркасы

Железобетонный монолитный каркас стал традиционным решением пространственной несущей системы многоэтажного гражданского здания. Как правило, плиты перекрытий в таком каркасе армируют вязаными или сварными сетками, арматурные стержни в которых (вследствие удобства изготовления) распределены по площади перекрытия более или менее равномерно (рис. 1). Однако такой распространенный способ армирования плит перекрытий недостаточно экономичен, поскольку подбор сечения рабочей арматуры плиты осуществляют по величине наибольших усилий, действующих, как правило, в створах колонн в зонах сопряжения их с плитой и в середине пролетов между колоннами. По мере удаления от этих зон усилия достаточно быстро снижаются, однако интенсивность армирования продолжает сохраняться. Вследствие того, что плиты перекрытий имеют относительно небольшую толщину, в ряде случаев требуется развить высоту сечения капительных зон плит у колонн, что ограничивает архитектурные возможности, либо размещать специальную поперечную или жесткую арматуру в зонах возможного продавливания плиты колонной. Кроме того, существуют проблемы обеспечения требуемой жесткости и трещиностойкости перекрытий, причем эти проблемы возникают уже на стадии строительства здания [1].

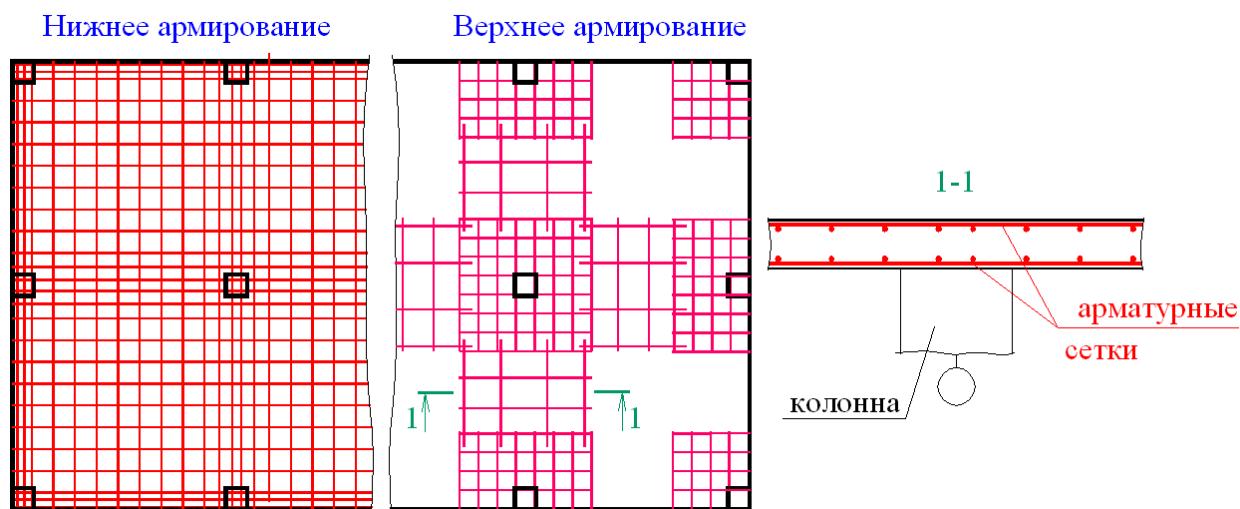


Рис. 1. Традиционная схема армирования плоских монолитных плит перекрытий

Расчет монолитных каркасов с плоскими безбалочными перекрытиями обычно выполняют по пространственным расчетным схемам с использованием метода конечных элементов. При этом колонны каркаса моделируют стержневыми элементами, а плиты перекрытий и стены – пластинчатыми элементами (элементами плоской оболочки). В необходимых случаях учитывают деформативность грунтового основания, для чего применяют одну из моделей упругого основания либо объемную модель грунта. В программном комплексе STARK ES процесс создания таких моделей каркасов автоматизирован на основе технологии работы с позициями конструктивной системы (рис. 1).

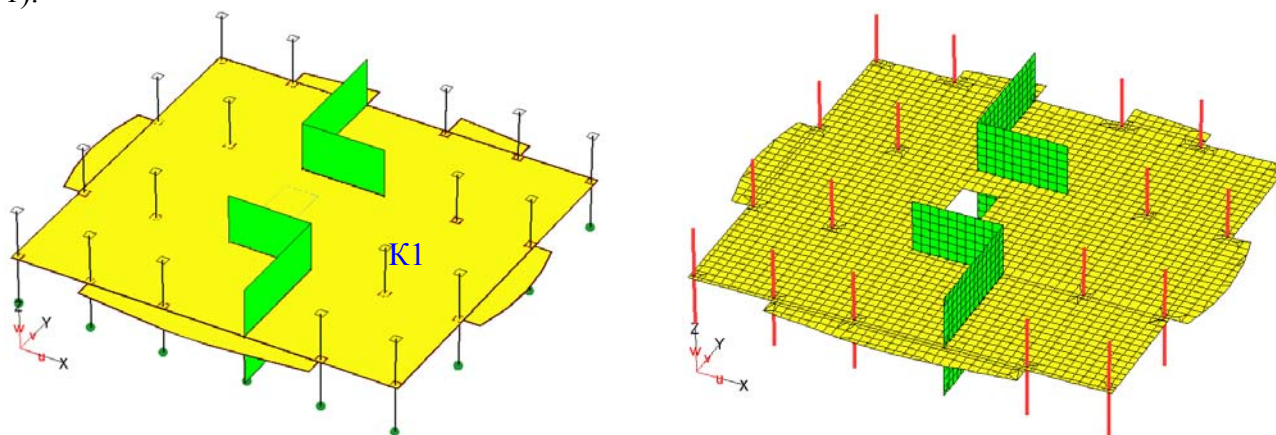


Рис. 2. Фрагмент конструктивной (слева) и конечноэлементной (справа) модели многоэтажного здания

Модель здания строится графически в интерактивном режиме при помощи естественных для инженера конструктивных элементов: колонн, стен, плит и т.п. При этом могут использоваться проекты, созданные в архитектурных и графических программах (AutoCAD, ArCon, speedikon A, ArchiCAD и др.). Конечно-элементная модель здания генерируется автоматически из созданной конструктивной макромодели, после чего может быть выполнена оценка качества и оптимизация конечно-элементной сетки с целью получения наиболее точного результата расчета.

Однако при конечно-элементном анализе рассматриваемой конструкции каркаса на основе оболочечно-стержневой расчетной модели приходится сталкиваться с проблемой оценки напряженно-деформированного состояния плит перекрытий. Точность расчета существенно зависит от качества конечно-элементной сетки пластинчатых элементов, которыми моделируют плиты перекрытий. На результаты расчета сильное влияние оказывают сингулярности, особенно в местах опирания плит на колонны и несущие стены, что приводит к затруднению оценки реального напряженного состояния этих зон. Для смягчения влияния сингулярностей в ПК STARK ES реализованы два способа моделирования узла сопряжения плита-колонна, которые могут быть применены автоматически. В первом случае считается, что перемещения узлов плиты, расположенных в пределах поперечного сечения колонны, кинематически связаны по закону абсолютно твердого тела (т.е. фактически используется гипотеза о недеформируемых поперечных сечениях колонн); во втором случае жесткость стержневого элемента, моделирующего колонну, передается не в один узел сопряжения с пластинчатыми элементами плиты, а во все узлы плиты в пределах поперечного сечения колонны. В качестве примера в нижеследующей таблице приведены результаты линейно-упругого расчета поперечных сил и изгибающих моментов в надпорной зоне плиты перекрытия реального здания у колонны K1 (см. рис. 2).

Модель сопряжения плиты с колонной	Шаг КЭ-сетки плиты, м	Усилия в узле сопряжения		Суммарные усилия вдоль грани колонны ( $b=50$ см)	
		$M$ , кНм/м	$Q$ , кН/м	$M$ , кНм	$Q$ , кН
Абсолютно твердое тело	2.0	0	0	-14.9	14.3
	0.5	0	0	-30.9	33.7
Распределение жесткости колонны	2.0	-93.7	46.8	-32.6	36.5
	0.5	-80.1	102.7	-35.0	43.3
Без дополнительных условий	2.0	-140.1	215.4	-31.4	117.4
	0.5	-126.4	198.4	-32.7	127.4

Из представленных данных видно, что результаты расчета усилий в надколонной зоне плиты различаются достаточно сильно при использовании сеток различной крупности и при использовании различных способов моделирования сопряжения плиты с колонной. И если для осредненных изгибающих моментов, действующих вдоль грани сечения колонны, различия не столь велики, то для поперечных сил они могут достигать нескольких раз. Без применения дополнительных условий в моделях сопряжений плиты с колоннами значения поперечных сил, вследствие эффекта сингулярности, значительно превышают реальные значения. Ввиду большой вычислительной погрешности вычисления поперечных сил в МКЭ, более точным способом определения количества поперечной арматуры, устанавливаемой в опорных зонах плит, будет расчет плит на продавливание колоннами или пилонами.

Также следует заметить, что истинное напряженно-деформированное состояние плоских плит перекрытий может быть получено в результате физически нелинейного расчета с учетом трещинообразования и ползучести бетона. Но, несмотря на то, что современные программные комплексы, в т.ч. STARK ES, позволяют выполнять такой расчет, он пока еще не нашел достаточно широкого применения в проектной практике. И объясняется это не только тем, что нелинейный расчет требует гораздо больших затрат времени и ресурсов, чем линейный расчет, но и тем, что реальные строительные материалы являются не нелинейно упругими, а упруго-пластическими, и физически нелинейный расчет необходимо выполнять с учетом истории возведения и нагружения конструкции, сведения о которой на стадии проектирования обычно отсутствуют. Кроме того, такой расчет является поверочным и не может применяться для прямого определения требуемого количества арматуры или размеров сечений элементов; пользуются им, в основном, для контроля прогибов и раскрытия трещин в железобетонных конструкциях, а также для анализа поведения конструкций в нестандартных условиях (например, при аварийных воздействиях).

Альтернативой традиционной схеме армирования плоских плит перекрытий арматурными сетками может служить «ригельная» схема армирования плит перекрытий монолитных каркасов (рис. 3).

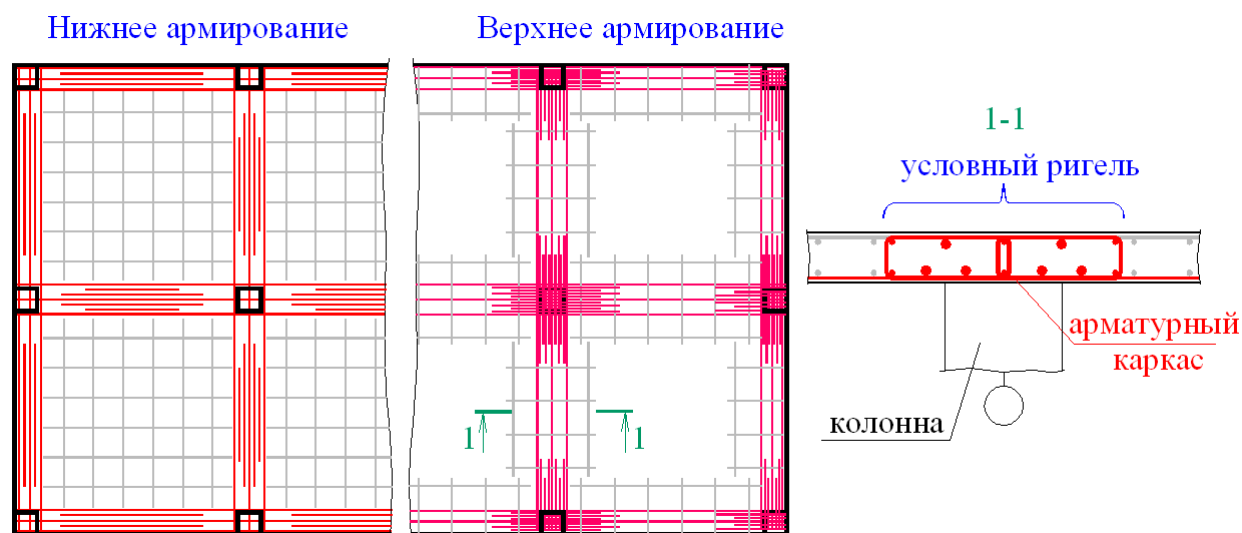


Рис. 3. Концентрированное «ригельное» армирование плоских плит пространственными каркасами

В этом случае основную верхнюю и нижнюю продольную арматуру располагают во взаимно перпендикулярных направлениях по линиям действия максимальных изгибающих моментов и поперечных сил, обычно вдоль створов колонн каркаса. Эту арматуру завязывают хомутами в пространственные арматурные каркасы. Таким образом в перекрытиях образуются условные скрытые ригели. В средних зонах ячеек каркаса перекрытия армируют только понизу одной сеткой с минимальным количеством арматуры. Сопоставляя обе схемы армирования, нетрудно заметить, что во втором случае распределение арматуры в большей мере соответствует распределению усилий по площади плиты, а наличие поперечной арматуры в каркасах условных ригелей обеспечивает повышение сопротивления плиты перекрытия продавливанию колонной.

При составлении расчетных моделей каркасов диски перекрытий, армированные по «ригельной» схеме, предложено моделировать следующим образом. При ширине условных ригелей, не превышающей удвоенную ширину сечения колонны, на которую они опираются, в расчетную модель плит перекрытий вводятся дополнительные стержневые элементы, моделирующие условные ригели, а изгибная жесткость пластинчатых элементов плиты принимается в несколько раз меньшей, чем начальная жесткость плиты без трещин. Эта условная жесткость плиты перекрытия назначается из условия оптимальности распределения продольной арматуры по площади перекрытия с учетом требований норм по жесткости и трещиностойкости. Таким образом фактически выполняется искусственное перераспределение усилий в плите перекрытия за счет учета нелинейных свойств железобетона. В результате наибольшая часть нагрузки на плиту воспринимается и передается на вертикальные элементы каркаса посредством стержневых элементов, моделирующих условные ригели. Такая расчетная модель при применении МКЭ является более надежной, чем модель безбалочного перекрытия, поскольку усилия в стержневых конечных элементах определяются с существенно большей точностью, чем усилия в плоскостных элементах. Поэтому ряд указанных выше расчетных проблем устраняется. Кроме того, расчет на продавливание плит перекрытий можно заменить более апробированным расчетом условных ригелей по наклонным сечениям.

При определении площади сечения продольной рабочей арматуры объемных каркасов условных ригелей по прочности ширину сечения ригеля принимают с учетом вовлекаемого в работу на сжатие бетона примыкающих участков монолитной плиты. Эту ширину сечения ригеля принимают равной  $1/6$  размера ячейки каркаса в направлении, перпендикулярном пролету ригеля, но не более чем по 1 м, в каждую сторону от его оси. При этом значения

усилий в условных ригелях определяют как равнодействующие усилий, определенных по указанному выше полному расчетному сечению условного ригеля, т.е. как сумму усилий, действующих в стержневом элементе условного ригеля в пределах объемного каркаса, и действующих на примыкающие с обеих его сторон участки плиты, вовлекаемые в работу ригеля. Такой расчет в ПК STARK ES выполняется автоматически, с применением реализованного в нем аппарата армирования ребристых плит.

Правомерность применения представленного подхода по моделированию монолитных каркасов подтверждена опытом проектирования и строительства ряда зданий.

## 2. Сборно-монолитный каркас

Наряду с монолитными каркасами заслуживает внимание сборно-монолитный каркас системы АРКОС [2], конструкция которого разработана белорусским Институтом БелНИИС и реализована в типовой серии зданий Б1.020.1-7 (рис. 4).

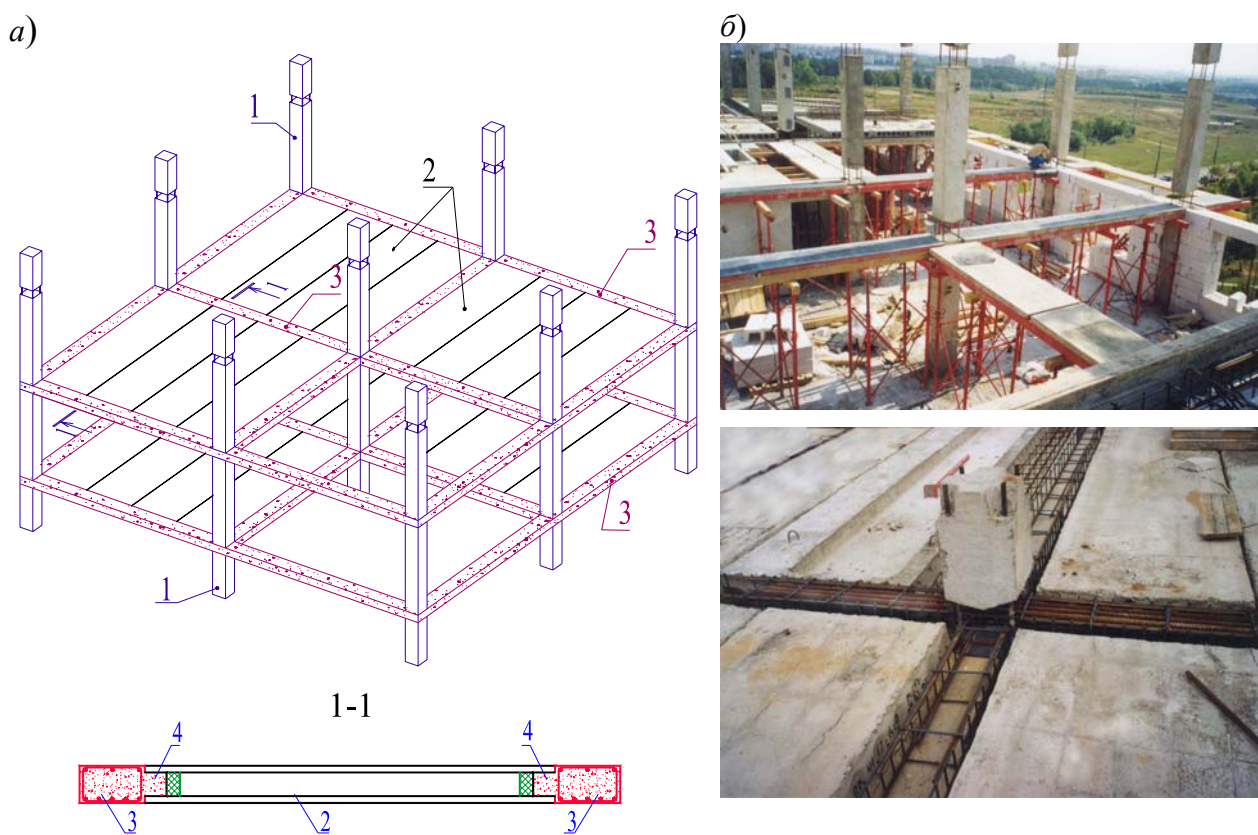


Рис. 4. Сборно-монолитный каркас многоэтажного здания системы АРКОС с плоскими дисками перекрытий: а) – схема каркаса, б) – здание в процессе строительства.

1 – колонны, 2 – сборные многопустотные плиты, 3 – монолитные железобетонные ригели, 4 – бетонные шпонки.

Сборно-монолитный каркас имеет плоские диски перекрытий, образованные традиционными многопустотными плитами толщиной 22 см и монолитными железобетонными ригелями, скрытыми в их плоскостях. Сборные плиты по концам оперты на монолитные железобетонные ригели посредством бетонных шпонок, размещенных в открытых по торцам полостях плит и выполненных заодно с несущим ригелем. Из торцов плит могут быть выполнены выпуски их рабочей арматуры, размещенные в монолитном бетоне ригеля. Монолитные железобетонные ригели во взаимно перпендикулярных направлениях пропущены насквозь через проемы в сборных колоннах и жестко связаны с ними и между собой в этих узлах пересечения. Колонны каркаса могут быть также

монолитными. Каркас рамно-связевый – все вертикальные и горизонтальные нагрузки, приложенные к дому, воспринимает каркас в сочетании с вертикальными диафрагмами или ядрами жесткости. Последние выполняют сборными или монолитными и, как правило, используют в качестве ограждений лестничных клеток.

Здания системы АРКОС получили достаточно широкое применение в Беларуси и Российской Федерации и успешно конкурируют, например, со зданиями системы «КУБ» в различных модификациях, системы «Сорет» (Чебоксары, Казань) и др. По сравнению со всеми известными сборными и сборно-монолитными системами здания системы АРКОС предоставляют наибольшие возможности по архитектурным решениям, позволяют широко использовать как существующую местную базу стройиндустрии, так и новые изделия, получаемые по прогрессивным технологиям (плиты безопалубочного формования и др.).

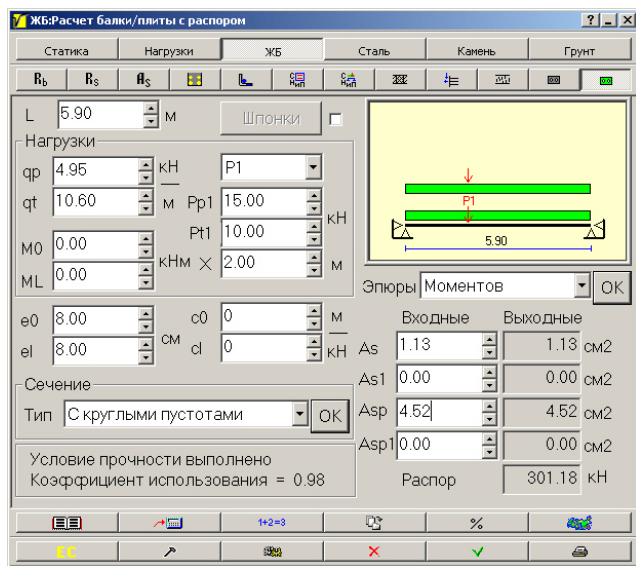
В рассмотренном каркасе с плоскими перекрытиями, образованными многопустотными плитами толщиной 22 см, шаг колонн может быть самым различным по величине вплоть до 7.2 м при ригелях, выполненных без преднапряжения рабочей арматуры в построечных условиях. Такие шаги колонн в каркасах реализованы в домах, построенных в Новгороде и Орле. Каркасы зданий системы АРКОС могут применяться при высоте зданий до 18 этажей и выше. Данная конструкция каркаса всецело проверена в результате многочисленных экспериментальных исследований, проведенных, в том числе, в натуральных условиях при строительстве зданий [3].

Для расчета сборно-монолитных каркасов используют конечно-элементные модели, аналогичные моделям монолитного каркаса с «ригельным» армированием перекрытий. Отличие состоит в том, что для аппроксимации многопустотных плит применяют ортотропные конечные элементы, жесткостные характеристики которых в двух направлениях определяют по фактическим сечениям многопустотных плит вдоль и поперек пустот, а также устанавливают соответствующие шарниры по периметру сборных плит. Исследования показывают, что для определения усилий в ригелях, колоннах и несущих стенах каркаса могут быть применены упрощенные модели, в которых многопустотный настил моделируется сплошной ортотропной плитой, без разрезки межплитными швами. При этом жесткость настила в направлении поперек межплитных швов принимают малой, учитывая наличие цилиндрических шарниров в швах. Сборные плиты перекрытий в этом случае рассчитывают отдельно на действие приложенных к ним нагрузок.

При расчете сборных многопустотных плит необходимо учесть влияние распорных усилий, возникающих в них вследствие того, что торцы плит закреплены от горизонтальных перемещений монолитными ригелями и не могут свободно поворачиваться при изгибе плит. Возникающая продольная реакция, приложенная к нижней части торцевых сечений плит, оказывает благоприятный эффект, уменьшая прогибы плит и положительные изгибающие моменты в их сечениях.

Для расчета элементов, работающих с распором, была разработана методика [4], в которой неизвестная величина распора находится из решения уравнения совместности деформаций вдоль продольной оси элемента. При этом учитывается податливость опорных креплений плиты, а также физическая и геометрическая нелинейность, существенно влияющая на поведение элементов с распором.

Расчет предварительно напряженных плит и других элементов с учетом распорных усилий реализован в программе СпИн (рис. 5). Предоставлена возможность расчета элементов, армированных в общем случае двойной напрягаемой и ненапрягаемой арматурой, при действии равномерно распределенной нагрузки, сосредоточенных сил, приложенных в пролете элемента, и моментов по концам. Возможен расчет балок прямоугольного и двутаврового сечения, а также типовых многопустотных плит и плит безопалубочного формования.



Величина	С учетом распора	Без учета распора
Прогиб, см	2.1	2.8
$M$ , кНм	78.1	96.7
$A_{sp}$ , см <sup>2</sup>	4.52 (4 Ø12 мм)	7.92 (7 Ø12 мм)

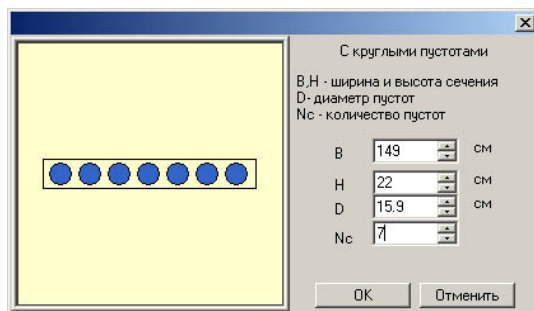


Рис. 5. Расчет многопустотной плиты по программе СпИн

На рис. 5 приведены также сопоставительные результаты расчета многопустотной плиты шириной 1,49 м и пролетом 5,9 м, иллюстрирующие влияние распорных усилий на жесткость и требуемое количество продольной напрягаемой арматуры класса А-V плиты.

Отдельно осуществляется проверка прочности шпоночных сопряжений плиты с монолитными ригелями на срез, изгиб и отрыв верхней полки плиты. Эти расчеты также реализованы в программе СпИн.

### 3. Материалоемкость каркасов

Анализ материалоемкости рассматриваемых каркасных систем выполним на примере результатов вариантного проектирования 10-этажных зданий с различными размерами сетки колонн [5].

На рис. 6 представлены расчетные показатели удельного расхода (на 1 м<sup>2</sup> общей площади всех перекрытий здания) арматурной стали на армирование несущих железобетонных конструкций (без учета фундаментов и конструкций лестнично-лифтового узла) каркасных систем зданий.

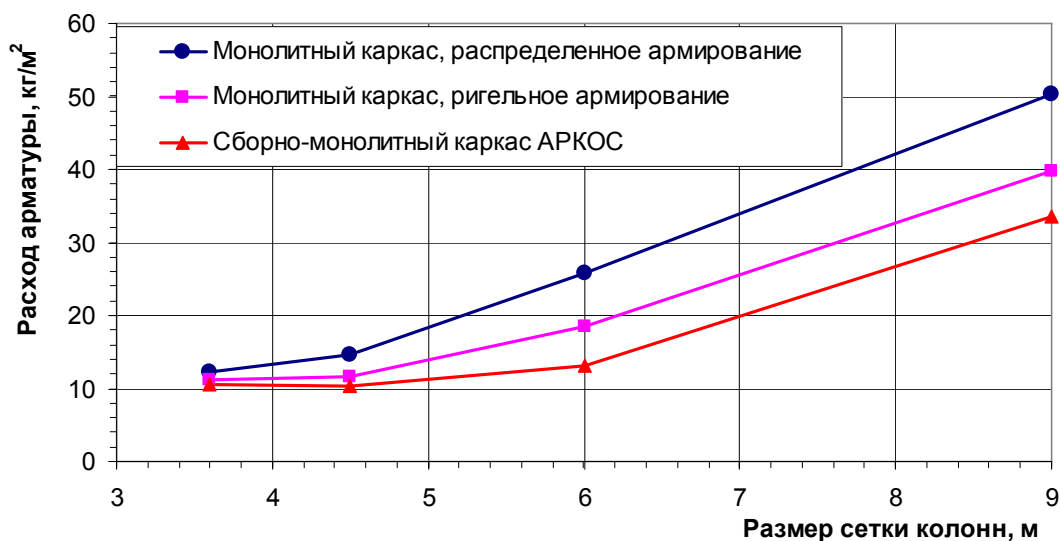


Рис. 6. Относительный расход арматурной стали на армирование монолитных и сборно-монолитных каркасов

Из рис. 6 видно, что наиболее экономичным по расходу арматуры является сборно-монолитный каркас. Показатели расхода стали для него на 15-50% меньше, чем для монолитного каркаса с обычным «распределенным» армированием сетками. Это объясняется, в основном, четырьмя факторами: 1) меньшим собственным весом конструкций перекрытий вследствие применения в нем пустотных плит; 2) большей рабочей высотой сечения элементов перекрытий; 3) применением в сборных плитах преднапряженной высокопрочной арматуры; 4) обеспечением принципа концентрации арматуры вследствие достаточно четкой работы перекрытия под нагрузкой как ригельной системы. Монолитные перекрытия, традиционно армированные арматурными сетками, имеют самый высокий показатель расхода стали (от 12 до 50 кг/м<sup>2</sup> в зависимости от сетки колонн). Монолитные перекрытия, армирование которых осуществлено пространственными каркасами с соблюдением принципа концентрации арматуры (см. рис. 3) занимают промежуточное положение между двумя другими рассмотренными вариантами исполнения перекрытий каркасных зданий. Так, «ригельное» армирование монолитных перекрытий позволило снизить расход арматуры на армирование всего каркаса на 10-30% по сравнению с «распределенным» армированием перекрытий арматурными сетками, причем эта экономия возрастает с увеличением размера сетки колонн.

Следует заметить, что представленные результаты получены расчетным путем, и они могут несколько отличаться от показателей реальных проектов, в зависимости от условий проектирования конкретного здания. Однако достоверность полученных результатов гарантирована тем фактом, что они оказываются близкими к показателям каркасов, запроектированных с участием автора статьи. Так, суммарный расход арматуры на монолитный каркас с наибольшей сеткой колонн 6.6x6.8 м 10-этажного жилого дома в г. Пскове, запроектированный в БелНИИС с применением «ригельной» схемы армирования плит перекрытий толщиной 200 мм, составил 21 кг/м<sup>2</sup>, а расход стали на армирование перекрытий – 14 кг/м<sup>2</sup>, что вполне соответствует приведенным выше данным. Об этом также свидетельствуют данные по реальным проектам 16-этажных жилых домов, приведенные на рис. 7.



Тип каркаса	Расход бетона, м <sup>3</sup> /м <sup>2</sup>	Расход арматуры, кг/м <sup>2</sup>
Монолитный с «ригельным» армированием плит	0.19	19.1
Сборно-монолитный системы АРКОС	0.17	16.1

Рис. 7. Показатели по реальным проектам 16-этажных зданий

#### 4. Выводы

1. Сборно-монолитная каркасная система многоэтажных гражданских зданий АРКОС является более экономичной по расходу бетона и арматурной стали, чем полностью



монолитный каркас. Расход арматурной стали на сборно-монолитный каркас здания составляет 50...85% от расхода арматуры в случае аналогичного здания, выполненного в монолитном каркасе с обычным «распределенным» армированием дисков перекрытий арматурными сетками.

2. Применение «ригельной» схемы армирования перекрытий монолитных каркасов позволяет уменьшить расход стали в монолитных каркасах на 10...30%, приблизив их экономические показатели к показателям сборно-монолитных каркасов при сохранении всех преимуществ монолитного домостроения.

3. Расчет монолитных и сборно-монолитных каркасов, обеспечивающий их высокую надежность и экономичность, может быть выполнен с помощью программного комплекса STARK ES, позволяющего создавать эффективные модели каркасов на основе современной технологии построения конечно-элементных моделей с учетом особенностей конструкций каркасов.

### Литература

1. Клевцов В.А. О некоторых проблемах проектирования и строительства зданий из монолитного железобетона// Проектирование и строительство монолитных многоэтажных жилых и общественных зданий, мостов и тоннелей: Сб. докладов. – М., 2004. – С. 4-8.
2. Пат. 2134751 RU, МПК<sup>6</sup> E04B1/18, E04H9/02. Каркас здания и способ его возведения/ Мордич А.И., Вигдорчик Р.И., Залесов А.С. и др. – № 97112678/03; Заявл. 29.07.97; Опубл. 20.08.99// Изобретения. – 1999. – № 23. – С. 241-242.
3. Мордич А.И., Белевич В.Н., Симбиркин В.Н., Навой Д.И. Опыт практического применения и результаты натурных испытаний сборно-монолитного каркаса БелНИИС// Бюллетень строительной техники. – 2004. – №8. – С. 8-12.
4. P. Aliawdin, V. Simbirkin. Behaviour of reinforced concrete elements under restrained flexure// Problemy budownictwa/ Red. naukowa R. Świtka. – Zielona Góra: Uniwersytet Zielonogórski, 2003. – PP. 97-110.
5. V. Simbirkin. Analysis of Reinforced Concrete Loadbearing Systems of Multistorey Buildings// Modern Building Materials, Structures and Techniques: CD-ROM Proceedings of the 8<sup>th</sup> International Conference, Vilnius, May 19-21, 2004. – 6 pp.