

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ В СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЯХ НА ОСНОВЕ БЕЗРИГЕЛЬНОГО КАРКАСА

Кукунаев В.С. (КрымНИИпроект, г. Симферополь), Дорофеев В.С.
(Одесская государственная академия строительства и архитектуры)

В статье рассмотрены особенности проектирования железобетонных перекрытий в безригельных каркасных сейсмостойких зданиях. Предложена методика определения их несущей способности и приведены примеры ее использования.

Введение. Каркасные здания - наиболее уязвимые в сейсмическом отношении сооружения. Их уязвимость наиболее характерна для безригельных каркасов. В этом смысле весьма интересен опыт внедрения в строительство конструктивной системы «КУБ», разработанной в ЦНИИЭПжилища инженерами Дорфманом А.Э. и Левонтиным Л.И. [1].

Сборно-монолитные конструктивные системы серии «КУБ», предназначенные для гражданского и промышленного строительства, основаны на применении железобетонных безригельных каркасов. Конструктивные особенности системы, отличающие её от традиционных сборно-монолитных каркасных систем, - это отсутствие ригелей, роль которых выполняют плиты перекрытия, и использование многоярусных колонн без выступающих частей. Пространственная жесткость и устойчивость каркаса, работающего по рамной или рамно-связевой схеме, обеспечивается надежной работой замоноличенных стыков между элементами.

Номенклатура изделий каркаса включает в себя: колонны одно- и многоярусные; плиты надколонные, межколонные и пролетные размером 3 x 3 м, толщиной 160 и 200 мм, стеновые панели вертикальной и горизонтальной разрезки; железобетонные крестообразные связи, устанавливаемые в плоскости рамы; диафрагмы жесткости, устанавливаемые не в плоскости рамы, а в швах стыковки плит перекрытий. Кроме этого, в состав номенклатуры входят лестничные марши и другие конструкции. Однако полная номенклатура изделий КУБа в Крыму не была освоена, хотя к 1990 году изделия каркаса выпускались в

г. Феодосии заводом «Стройдеталь», Гаспринским ДСК, Алуштинским ЗЖБИ и Ленинским заводом КПД с общей мощностью около 50 тыс. м³ в год, из которых 50% приходилось на Алуштинский завод ЖБИ. В основном, заводы не осваивали полную номенклатуру из-за отсутствия полного комплекта оснастки. Но есть и другая причина. Ограждающие конструкции - самонесущие стеновые панели не были приняты из-за архитектурных соображений и заменялись местными строительными материалами, как правило, в виде заполнения каркаса - «в створе» колонн. С этого времени в сейсмостойком строительстве наибольшее распространение получают конструктивные решения стенового заполнения каркасов «в распор» из мелкоштучной каменной кладки и альтернативные решения, использующие местные ресурсы, по типу каркасно-каменных зданий, когда возведение каменной кладки предшествует устройству элементов каркаса. Кроме этого, использование предлагаемых системой КУБ решений по устройству лестничных клеток не во всех случаях приводило к рациональному освоению полезной площади. По этой причине стали применяться прежние решения из серии ИИС-04.

Основная часть. Однако перечисленные недостатки не являлись определяющими для широкого внедрения данной каркасной системы в строительстве. Согласно материалам проектирования конструкций системы КУБ и методическим указаниям по их расчету последний выполняется методом заменяющих плоских рам с шириной условного ригеля-плиты, равный шагу колонн перпендикулярного направления. При этом полученные усилия корректируются с учетом пространственной работы каркаса и распределения их в надколонной и пролетной полосах грузовой площади. Поскольку стыки панелей перекрытия располагаются в четвертях пролетов и совпадают с границами полос, то полученные изгибающие моменты в результате распределения расчетных усилий являются показателями для подбора панелей, слагающих перекрытия.

Указанные материалы были согласованы с институтами НИИЖБ и ЦНИИСК письмами №№2-1336 от 13.03.86 и 2-1563 от 21.03.86 г. Однако замечания, сделанные в этих письмах авторами данного каркаса, были устранены частично. Так, при расчете методом заменяющих рам, по мнению НИИЖБа, ширину ригеля при статическом расчете (определении усилий) необходимо принимать не более 1/4 пролета в каждую сторону от оси колонны. При расчете же на прочность ширина сжатой зоны ригеля должна назначаться не более трехкратной величины ширины колонны. При этом в пределах данной ширины должно устанавливаться не менее 50% расчетной арматуры,

половина из которой соединяется с колонной. Перекрытия должны рассчитываться на вертикальную нагрузку, как плоские плиты, опирающиеся на опоры, которыми являются колонны. Невыполненным оказалось замечание ЦНИИСКА размещать диафрагмы «в створе» колонн. При этом ЦНИИСКом допускалась возможность непрерывного соединения диафрагм между собой (по высоте здания) на длине горизонтального сечения не менее 3 метров или стыковки сборных диафрагм при помощи жестких выпусков, оставляемых в нижней диафрагме с последующим обетонированием и косвенным армированием стыка верхней диафрагмы. При этом жесткий выпуск должен проходить через отверстие в перекрытии и воспринимать расчетную поперечную силу как по материалу жесткого выпуска, так и по смятию бетона. Однако, как показали натурные вибрационные испытания 9-ти этажного жилого дома в г.Фрунзе, такое конструктивное решение вызывает в месте стыковки концентрацию напряжений и преждевременное появление повреждений. И, наконец, письмом Госстроя Украины №17-4/7-17 от 2.02.94 указанные выше недостатки каркаса были подтверждены и было рекомендовано при проектировании конструкций системы КУБ их рассчитывать, исходя из конкретных нагрузок, а армирование используемых железобетонных изделий выполнять согласно полученных расчетов.

Приведенные здесь особенности конструирования стыка «плита-колонна» подтверждены [2, 3]. Так, указанными нормами [2] не допускается «обрыв» нижней арматуры в опорной зоне плиты, а также стыкование продольной арматуры «внахлестку», в том числе и на сварке.

Рассмотрим теперь методику расчета и подбора элементов перекрытий рекомендованную материалами для проектирования [1]. На рис.1 показан расклад плит и грузовая площадь рамы, которая ограничена расчетной шириной ригеля состоит из пролетной и надколонной полос.

Из рис. 1 видно, что перекрытие состоит из сборных элементов: надколонной (НП), межколонной (МП) и пролетной или средней (СП) плит. Наиболее ответственным является рамный стык надколонной плиты с колонной, который является основным предметом дискуссий в части надежности работы каркаса при сейсмических нагрузках.

Рамная конструкция рассчитывается на действие вертикальных и горизонтальных сил методом заменяющих рам в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Расчет на горизонтальные воздействия производится на полную расчетную нагрузку в обоих направлениях. На вертикальную нагрузку рама рассчитывается без учета собственного веса. Значения изгибающих моментов в 2-х этажной раме (приво-

дится в [1] в качестве примера расчета) от вертикальной нагрузки $p = 0,56 \text{ тс/м}^2$ указаны в табл. 1.

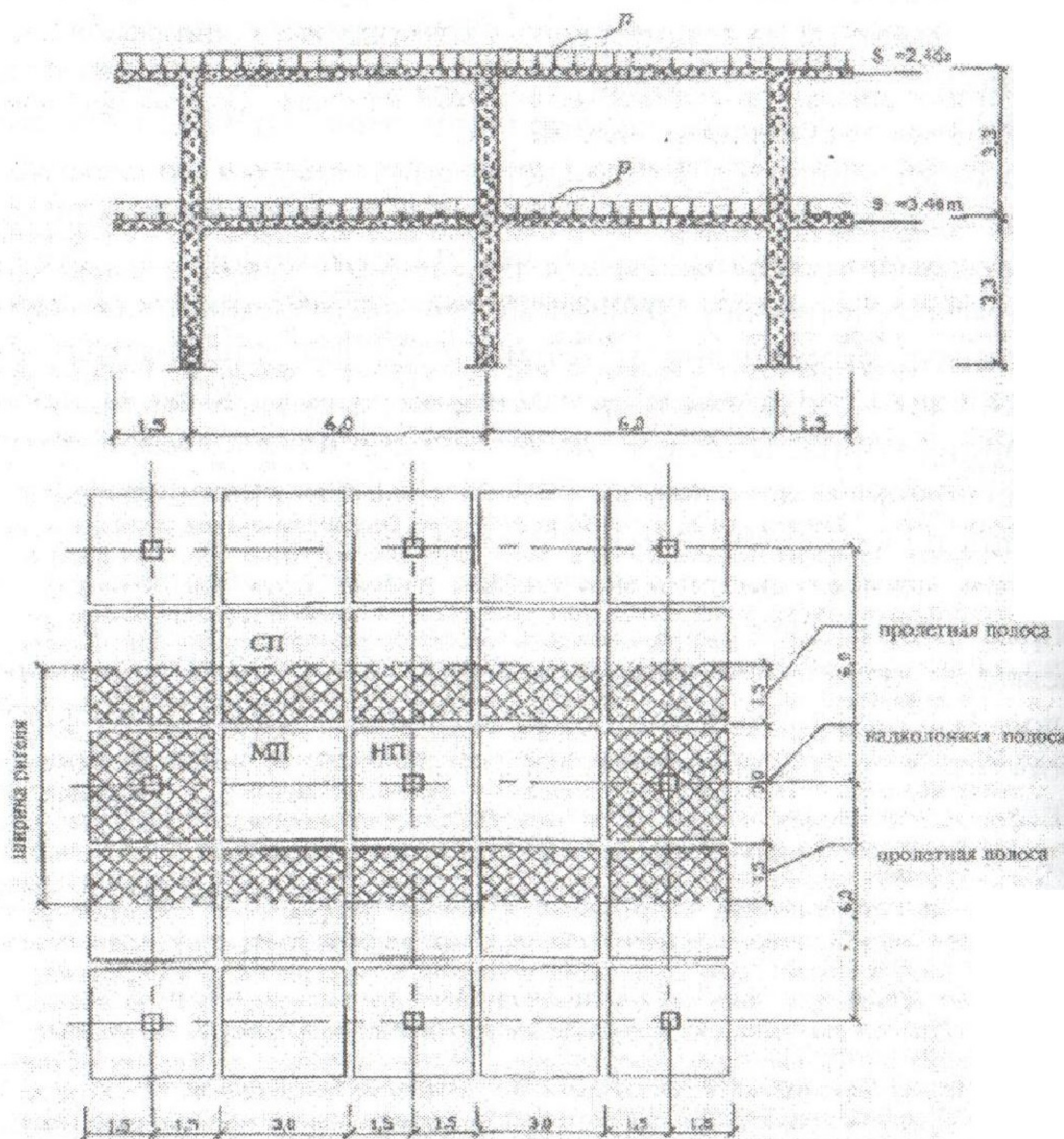


Рис.1 Расчетная схема рамы.

Расчет на вертикальные воздействия учитывает работу каркаса в двух стадиях: монтажной, когда контурное опирание панелей перекрытия рассматривается шарнирным, а опирание на колонны - жестким, и эксплуатационной, когда замоноличенная конструкция работает по схеме жесткого опирания по контуру.

Для определения расчетных величин изгибающие моменты, полученные из расчета рамы на вертикальную нагрузку, умножаются на коэффициенты учета пространственной работы каркаса, которые приняты для пролетных изгибающих моментов - 0,85; а для опорных - 0,7. Расчетные величины изгибающих моментов от вертикальных и горизонтальных воздействий распределяются между надколонными и пролетными полосами ригеля (рис.1) в следующем соотношении (табл. 2).

Таблица 1. - Значения изгибающих моментов в сечениях рамы.

№ этажей	Ригели										Стойки		
	В 1-м пролете					во 2-м пролете					в (верхнем/нижнем) сечении		
	в про- лете	на крайней опоре	на средней опоре	в про- лете	на средней опоре	на крайней опоре	по левой оси	по средней оси	по правой оси				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10				
а) от вертикальной нагрузки													
2	5,52	-8,29	-10,91	5,52	-10,91	-8,29	-4,51/3,6	0/0	4,51/-3,6				
1	5,28	-9,21	-10,47	5,28	-10,47	-9,21	-1,83/0,92	0/0	1,83/-0,92				
б) от сейсмической нагрузки													
2	-	1,39	-1,23	-	1,23	-1,4	1,39/-0,54	2,47/-1,78	1,4/-0,55				
1	-	2,66	-2,41	-	2,41	-2,65	2,12/-3,95	3,03/-4,40	2,1/-3,93				

Таблица 2. - Коэффициенты распределения изгибающих моментов

Наименование полосы	Доля изгибающего момента	
	Пролетного	Опорного
Надколонная полоса	0,6	0,7
Пролетная полоса	0,4	0,3

Поскольку стыки панелей перекрытия располагаются в четвертях пролетов и совпадают с границами полос, то полученные изгибающие моменты в результате распределения являются показателями для подбора панелей, слагающих перекрытия. Величины таких моментов с учетом приведенных выше коэффициентов учета пространственной работы каркаса и указанных в табл.2 будут равны:

а) для пролетной плиты СП-16 толщиной 160мм при расположении нижней арматуры вдоль (или перпендикулярно) плоскости рамы

$$M_{x(y)} = 0,34M_{0x(y)}^{np} + 0,34 ; \quad (1)$$

б) для надколонной плиты НП-16 толщиной 160мм при расположении верхней арматуры вдоль (или перпендикулярно) плоскости рамы

$$M_{x(y)} = 0,49M_{0x(y)}^{op} - 4,3 ; \quad (2)$$

в) для межколонной плиты МП-16 толщиной 160мм при расположении нижней арматуры вдоль плоскости рамы

$$M_x = 0,51M_{0x}^{np} + 2,5 ; \quad (3)$$

$$M_y = 0,21M_{0y}^{op} - 1,0 , \quad (4)$$

где : $M_{0x(y)}^{op}$ - опорные изгибающие моменты, полученные из расчета рамы в продольном (или поперечном) направлении без учета собственного веса перекрытия; $M_{0x(y)}^{np}$ - пролетные изгибающие моменты.

При использовании данной методики для подбора пролетной плиты (СП-16) по результатам статического расчета (табл.1) изгибающий момент от вертикальной нагрузки M_{0x}^{np} изменяется от 5,28 до 5,52 тс·м. Расчетный момент, при этом, будет равен $M_{0x} = 0,34 \cdot 5,52 + 0,34 = 2,22$ тс·м, где учтены только вертикальные нагрузки, так как расчетное сечение находится в зоне, где изгибающие моменты от сейсмических сил близки к нулю. Полученной величине изгибающего момента в номенклатуре железобетонных изделий соответствует панель СП-16-2, для которой расчетный изгибающий момент (несущая способность плиты)

равен $\bar{M} = 3,1 \text{ тс} \cdot \text{м}$. Данная плита армирована 2-мя сетками: верхней $\varnothing 4 \text{ Вр-I}$ и нижней арматурой $\varnothing 8 \text{ А-III}$ с шагом стержней 300 мм в обоих направлениях, что соответствует интенсивности распределенного армирования для верхней арматуры $f'_{si} = 0,42$ и нижней - $f_{si} = 1,67 \text{ см}^2/\text{м}$ ($i = x, y$).

Если учесть рекомендации, приведенные выше в части обоснования расчетной схемы при определении усилий и выполнения расчета всего перекрытия (рис.2), как работающего в двух направлениях при помощи программных средств МКЭ, то расчетную схему сборно-монолитного перекрытия можно представить в виде системы перекрестных балок с заполнением в горизонтальной плоскости пологими оболочками нулевой кривизны. При этом оси балок должны совпадать со швами между сборными панелями перекрытий шириной 200мм, а также с обрамлением или обвязочными балками всего перекрытия. В силу симметрии приложения нагрузок и распределения жесткостей расчетную схему целесообразно представить в виде 1/4 площади всего перекрытия (рис.2). Вертикальную нагрузку представим в виде 2-х загрузок: от постоянной - $1,1 \cdot 0,16 \cdot 2,5 \approx 0,44 \text{ тс}/\text{м}^2$ и от временной - $0,56 \text{ тс}/\text{м}^2$ с коэффициентами сочетания, равными 1.

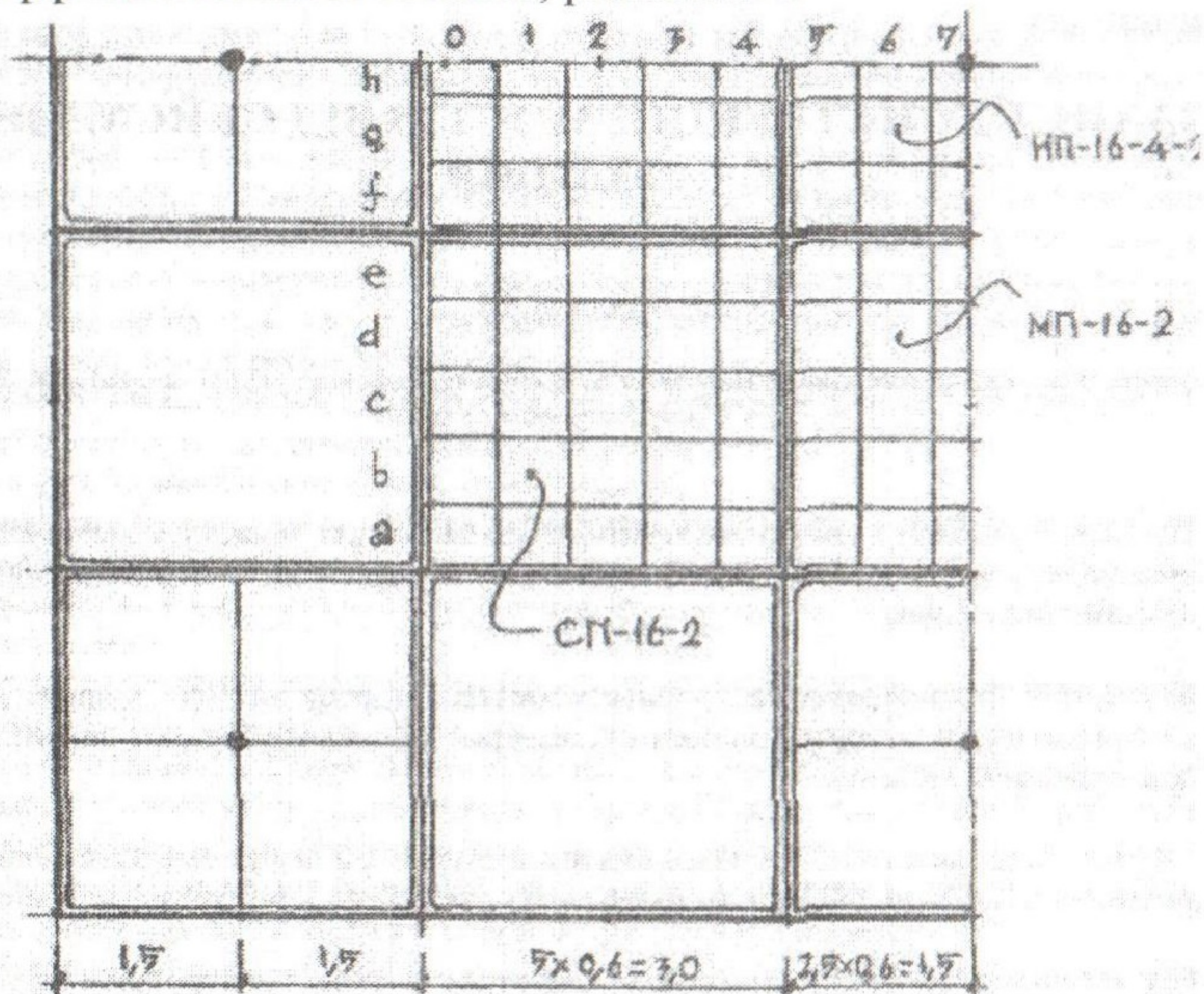


Рис. 2. Расчетная схема перекрытия.

В табл. 3-5 сведены результаты данного расчета панелей перекрытия типа СП, МП и НП согласно расчетной схеме, показанной на рис. 2.

Таблица 3. - Интенсивность армирования в панели СП-16-2

Обозначение элемента	Требуемое по расчету				Фактическое по номенклатуре изделий КУБ-1				Коэффициенты запаса по арматуре	
	f'_{sx}	f_{sx}	f'_{sy}	f_{sy}	\bar{f}'_{sx}	\bar{f}_{sx}	\bar{f}'_{sy}	\bar{f}_{sy}	$\varphi_{f,s}$	$\varphi'_{f,s}$
a0	-	2,30	-	2,30	0,42	1,67	0,42	1,67	-0,142	1,00
b0	-	1,10	-	1,80	0,42	1,67	0,42	1,67	-0,027	1,00
b1	-	1,40	-	1,40	0,42	1,67	0,42	1,67	0,026	1,00
c0	-	1,00	-	1,70	0,42	1,67	0,42	1,67	-0,007	1,00
c1	-	1,40	-	1,50	0,42	1,67	0,42	1,67	0,017	1,00
c2	-	1,40	-	1,40	0,42	1,67	0,42	1,67	0,026	1,00
d0	-	0,90	-	1,90	0,42	1,67	0,42	1,67	-0,064	1,00
d1	-	1,70	-	1,30	0,42	1,67	0,42	1,67	-0,004	1,00
d2	-	1,60	-	1,30	0,42	1,67	0,42	1,67	0,009	1,00
d3	-	1,50	-	1,50	0,42	1,67	0,42	1,67	0,010	1,00
e0	-	2,70	-	1,50	0,42	1,67	0,42	1,67	-0,063	1,00
e1	-	2,00	-	0,90	0,42	1,67	0,42	1,67	-0,091	1,00
e2	-	1,90	-	0,90	0,42	1,67	0,42	1,67	-0,064	1,00
e3	-	1,80	-	1,10	0,42	1,67	0,42	1,67	-0,027	1,00
e4	0,20	1,50	0,20	1,50	0,42	1,67	0,42	1,67	0,010	0,27
Итого, для панели при $\varphi_{f,s} < 0$ и $\varphi'_{f,s} < 0$:									-0,734	0,00

Таблица 4. - Интенсивность армирования в панели МП-16-2

Обозначение элемента	Требуемое по расчету				Фактическое по номенклатуре изделий КУБ-1				Коэффициенты запаса по арматуре	
	f_{sx}	f_{sy}	f'_{sx}	f'_{sy}	\bar{f}_{sx}	\bar{f}_{sy}	\bar{f}'_{sx}	\bar{f}'_{sy}	$\varphi_{f,s}$	$\varphi'_{f,s}$
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
f0	0,60	3,50	1,00	0,60	0,42	1,67	1,67	0,42	-0,470	-0,172
f1	0,60	4,20	0,80	0,60	0,42	1,67	1,67	0,42	-0,649	-0,223
f2	0,60	3,90	0,70	0,60	0,42	3,34	1,67	0,84	-0,048	-0,249
f3	0,60	3,40	1,30	0,60	0,42	1,67	1,67	0,42	-0,444	-0,095
f4	0,40	3,10	2,80	0,70	0,42	1,67	1,67	0,42	-0,571	-0,032
g0	0,60	4,10	2,50	0,60	0,42	1,67	1,67	0,42	-0,624	-0,213
g1	0,60	4,60	1,60	0,60	0,42	1,67	1,67	0,42	-0,752	-0,018
g2	0,60	4,40	1,50	0,60	0,42	3,34	1,67	0,84	-0,091	-0,044
g3	0,60	3,70	2,30	1,20	0,42	1,67	1,67	0,42	-2,258	-0,162
g4	0,60	2,50	3,90	0,70	0,42	1,67	1,67	0,42	-0,331	-0,572
h0	0,60	6,00	3,10	0,60	0,84	1,67	3,34	0,42	-1,111	0,021
h1	0,60	4,90	1,70	0,60	0,84	1,67	3,34	0,42	-0,829	0,140
h2	0,60	4,50	1,80	0,60	0,84	3,34	3,34	0,84	-0,099	0,132
h3	0,60	3,70	2,60	0,60	0,84	1,67	3,34	0,42	-0,521	0,063
h4	0,60	2,10	4,40	0,60	0,84	1,67	3,34	0,42	-0,110	-0,091

Итого, для панели при $\varphi_{f,s} < 0$ и $\varphi'_{f,s} < 0$:

-8,907

-1,871

Таблица 5. - Интенсивность армирования в панели НП-16-4-2

№№ эле- мен- та	Требуемое по расчету				Фактическое по номенклатуре из- делий КУБ-1				Коэффициенты запаса по арматуре	
	f'_{sx}	f_{sx}	f'_{sy}	f_{sy}	\bar{f}'_{sx}	\bar{f}_{sx}	\bar{f}'_{sy}	\bar{f}_{sy}	$\varphi_{f,s}$	$\varphi'_{f,s}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
f5	3,30	0,90	3,40	0,80	3,77	0,42	3,77	0,42	-1,03	0,012
g5	4,60	-	8,50	-	3,77	0,84	4,70	0,42	1,00	-0,178
g6	11,00	-	11,20	-	7,53	0,84	7,53	0,84	1,00	-0,225
h5	2,00	-	7,70	-	7,70	1,25	4,70	0,42	1,00	-0,473
h6	11,20	-	16,20	-	9,58	1,25	7,53	0,84	1,00	-0,196
h7	31,50	4,80	32,20	4,50	9,58	1,25	9,58	1,25	-7,38	-5,403

Итого, для панели при $\varphi_{f,s} < 0$ и $\varphi'_{f,s} < 0$:

-8,55

-6,962

В этих же таблицах помещены величины интенсивности фактического армирования в панелях СП-16-2, МП-16-2 и НП-16-4-2, подобранных согласно методике авторов каркасной системы «КУБ»[1], и приведены результаты сопоставления требуемой площади армирования по расчету и фактически заложенной в изделиях, применительно к методике расчета, изложенной в нормативных документах[1]. Сопоставление величин площади арматуры для отдельного элемента выполнено в виде:

$$0 < \varphi_{f,s} = (1 - \alpha_x)(1 - \alpha_y) \leq 1, \quad 0 < \varphi'_{f,s} = (1 - \alpha'_x)(1 - \alpha'_y) \leq 1, \quad (5)$$

где: $\alpha_i = f_{si} / \bar{f}_{si}$, $\alpha'_i = f'_{si} / \bar{f}'_{si}$, $\varphi_{f,s}$, $\varphi'_{f,s}$ - коэффициенты «запаса» для отдельного элемента по верхней или нижней арматуре, который при $f_{si} > \bar{f}_{si}$ будет величиной отрицательной.

Для всей панели использован коэффициент относительного запаса прочности по арматуре:

$$\phi_{f,s} = \frac{\sum_{j=1}^{n_{el}} \varphi_{f,s,j}}{n_{el}} \cdot 100\%, \quad (6)$$

где n_{el} - количество элементов, для которых $\varphi_{f,s}(\varphi'_{f,s}) < 0$, то есть с недостаточным армированием.

Так, коэффициент относительного запаса прочности:

- для панели СП-16-2 составляет $\phi_{f,s} = -0,043$;
- для нижней арматуры панели МП-16-2 - $\phi_{f,s} = -0,594$;
- для верхней арматуры панели МП-16-2 - $\phi'_{f,s} = -0,17$.

При этом, в первой из панелей в 17-ти элементах из 25-ти армирование недостаточное. Во второй панели нижней арматуры недостаточное армирование во всех элементах, а верхней — в 11 элементах из 15.

В надколонной панели, являющейся наиболее ответственной для несущей способности каркаса, армирование как верхней, так и нижней - также недостаточно; коэффициент запаса прочности $\phi_{f,s} = -0,87$ и $\phi'_{f,s} = -2,13$, соответственно.

Выводы:

1. Учитывая, что каркасные системы находят широкое распространение в строительстве, особенно в безригельном варианте, использование опыта внедрения конструктивной системы КУБ позволит проектировать более надежные каркасные системы.
2. Приведенный анализ показывает особое значение стыка «колонна-плита» в задаче обеспечения надежности каркасных зданий и требует более подробного рассмотрения его напряженно-деформированного состояния.
3. Несмотря на большое количество экспериментальных исследований, посвященных сопротивлению конструкций безригельных каркасов, проблема надежности таких сооружений еще не решена и актуальным является необходимость дальнейших исследований и совершенствование программно-методического и нормативного обеспечения проектирования каркасных зданий, особенно в сейсмических районах.

Литература

1. Система КУБ-1. Конструкции унифицированного сборно-монолитного безригельного каркаса // Материалы для проектирования. Основные положения: Указания по расчету и применению конструкций, расчетные схемы, примеры конструктивных и планировочных решений. Выпуск 1-1. - М.: ЦНИИЭПжилища, 1985. - с.15-38.
2. ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво в сейсмічних районах України» - К.: Укрбудархінформ, 2007. – 83с.
3. СН 31-114-2004. Правила проектирования жилых и общественных зданий для строительства в сейсмических районах//Свод правил по проектированию и строительству. - М.: Госстрой России, 2005. - 41с.