

**Методические указания с разбором примеров
выполнения заданий на практических занятиях по дисциплине
«Проектирование строительных конструкций»**

Рабочей программой по дисциплине «Проектирование строительных конструкций» предусматривается проведение практических занятий с выполнением на них заданий в соответствии с представленным ниже перечнем.

Перечь практических занятий

Практические работы по разделу дисциплины: Теоретические основы, нормативные требования и практические методы расчета железобетонных конструкций (4 часа).

Выполнение практической работы ПЗ№1 с индивидуальными исходными данными на тему: Проектирование монолитного плоского перекрытия, опертого на колонны, с использованием аналитических и численных методов расчета. Армирование перекрытия с выполнением чертежей (схема и узлы армирования; спецификация материалов и ведомость деталей).

При выполнении статического расчета отдельной конструкции или конструктивного элемента в составе конструктивной системы здания возможно использование аналитических или численных методов расчета.

Расчеты железобетонных конструкций по несущей способности, ограниченному раскрытию трещин и прогибу выполняются в соответствии с алгоритмами СП 63.13330.2018, в том числе с использованием компьютерных программ, например, ПК ЛИРА-САПР.

В рамках практической работы ПЗ№1 выполняется проектирование плоской монолитной плиты перекрытия со следующими вариантами исходных данных, приведенных в таблице 1.1.

Таблица 1.1
Варианты исходных данных для выполнения ПЗ№1

Номер варианта исходных данных																			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Размеры ячейки плиты $L_1 \times L_2$, м																			
6,0×6,0					6,1×6,1					6,2×6,2					6,3×6,3				
Расчетное значение нагрузки Р с учетом собственного веса плиты, кН/м ²																			
8,0	8,5	9,0	9,5	10	8,0	8,5	9,0	9,5	10	8,0	8,5	9,0	9,5	10	8,0	8,5	9,0	9,5	10

Плоская плита перекрытия опирается на колонны с размерами поперечного сечения 40×40 см. Расчетный пролет плиты перекрытия считается между гранями колонн ячейки $l_0 = 6,0 - 0,4 = 5,6$ м.

Для других размерах ячейки плиты, заданных в таблице 1.1, расчетные пролеты составляют соответственно 5,7 м, 5,8 м, 5,9 м. Толщина плоской плиты перекрытия составляет приблизительно $(1/30)l_0$ и принимается из ряда значений: 18, 20, 22, 24, 25 см. Поэтому для всех размеров ячейки плиты, заданных в таблице 1.1, толщину плоской плиты можно назначить 20 см.

Классы материалов назначаются с учетом массового их применения для возведения плоских перекрытий монолитных многоэтажных зданий каркасной конструктивной системы (классы бетона - В25, В30, классы арматуры - А400, А500). При выполнении практической работы принимается бетон класса В25, арматура класса А400.

Аналитический метод определения моментов (метод вырезания полос)

Из ячейки плоской плиты перекрытия размерами $L_1 \times L_2 = 6,4 \times 6,4$ м можно вырезать надколонные и пролетные полосы (см. рис. 1.1) с расчетными схемами в виде многопролетных балок, имеющих разные (жесткие и податливые) опоры.

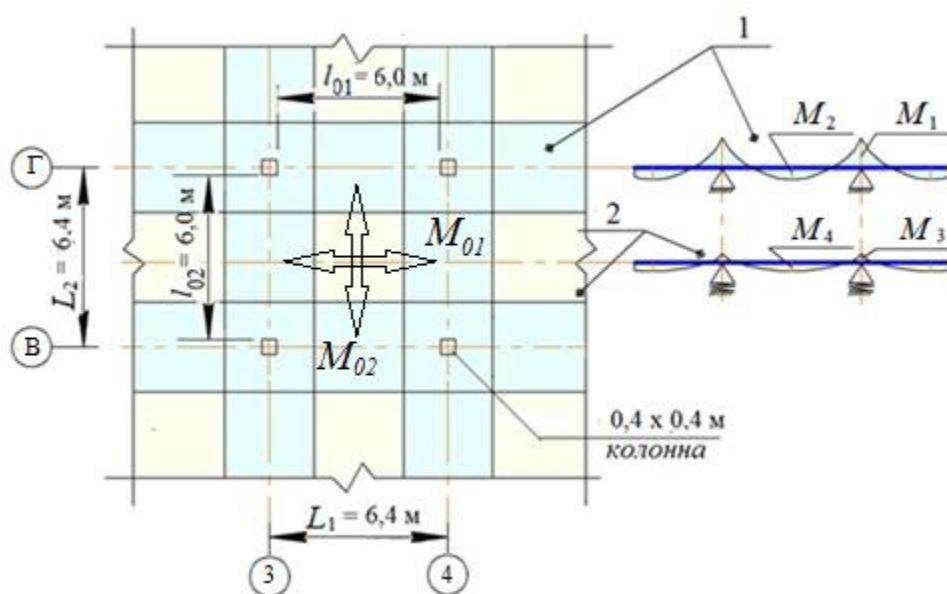


Рис. 1.1. Схемы к расчету плоской плиты перекрытия методом вырезания полос (1 – надколонная полоса, 2 – пролетная полоса)

Между надколонными и пролетными полосами будут распределяться базовые моменты: M_{01} - вдоль буквенных осей и M_{02} - вдоль цифровых осей. При квадратной ячейке базовые моменты равны:

$$M_{01} = M_{02} = \frac{P \times L_1 \times L_2 \times l_{01}}{8} = \frac{13,6 \times 6,4 \times 6,4 \times 6}{8} = 417,8 \text{ кНм}$$

При одинаковой ширине надколонной и междуклонной полос моменты M_1, M_2, M_3, M_4 (см. рис. 1.1) определяются по базовому моменту с коэффициентами, соответственно, 0,5; 0,2; 0,15; 0,15:

$$M_1 = 0,5 \cdot 417,8 = 208,9 \text{ кНм},$$

$$M_2 = 0,2 \cdot 417,8 = 83,56 \text{ кНм},$$

$$M_3 = M_4 = 0,15 \cdot 417,8 = 62,67 \text{ кНм},$$

Коэффициент для расчета изгибаемых элементов: $A_0 = \frac{M}{\gamma_{b1} R_b b h_o^2}$ при

$h_0 = 0,2 - 0,03 = 0,17 \text{ м}, b = 1,0 \text{ м}, R_b = 14500 \text{ кН/м}^2$:

$$A_0 = \frac{M_1}{\gamma_{b1} R_b b h_o^2} = \frac{208,9}{0,9 \cdot 14500 \cdot 3,2 \cdot 0,17^2} = \frac{208,9}{1206,8} = 0,173$$

$$A_0 = \frac{M_2}{\gamma_{b1} R_b b h_o^2} = \frac{83,56}{0,9 \cdot 14500 \cdot 3,2 \cdot 0,17^2} = \frac{83,56}{1206,8} = 0,069$$

$$A_0 = \frac{M_3}{\gamma_{b1} R_b b h_o^2} = \frac{62,67}{0,9 \cdot 14500 \cdot 3,2 \cdot 0,17^2} = \frac{62,67}{1206,8} = 0,052$$

По полученному значению A_0 по табл. 1.2 определяется коэффициент η , затем при $R_s = 35 \cdot 10^4 \text{ кН/м}^2$ определяется требуемая для обеспечения прочности плиты площадь растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{M_1}{\eta R_s h_o} = \frac{208,9}{0,905 \cdot 35 \cdot 10^4 \cdot 0,17} = \frac{208,9}{5,38 \cdot 10^4} = 38,83 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 38,83 \text{ см}^2$$

$$A_s = \frac{M_2}{\eta R_s h_o} = \frac{83,56}{0,965 \cdot 35 \cdot 10^4 \cdot 0,17} = \frac{83,56}{5,74 \cdot 10^4} = 14,56 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 14,56 \text{ см}^2$$

$$A_s = \frac{M_3}{\eta R_s h_o} = \frac{62,67}{0,975 \cdot 35 \cdot 10^4 \cdot 0,17} = \frac{62,67}{5,86 \cdot 10^4} = 10,69 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 10,69 \text{ см}^2$$

Плоская плита перекрытия армируется двумя сетками, расположенными у верхней и нижней граней плиты. При шаге стержней в

сетке $S=200$ мм на одном погонном метре располагается 5 стержней. В пределах полосы 3,2 м укладывается 16 стержней.

Подбор диаметра стержней производится по таблице 1.3 по площади одного стержня ($38,83/16=2,43$ см² – Ø 18, $14,56/16=0,91$ см² – Ø12, $10,69/16=0,67$ см² – Ø10).

При назначении армирования плиты перекрытия необходимо учитывать требования по минимальному проценту армирования для изгибаемых элементов – $\mu\%=0,1\%$ ($\mu=0,001$). Для обеспечения минимального процента армирования при толщине плиты 20 см требуется площадь $A_s=\mu \cdot b \cdot h_0=0,001 \cdot 100 \cdot 17=1,7$ см². Таким образом, требуется 5Ø8A400.

Таблица 1.2

Коэффициенты для расчета изгибаемых элементов

A_0	0,01	0,02	0,03	0,039	0,049	0,058	0,068	0,077	0,086	0,095	0,104	0,113
η	0,995	0,990	0,985	0,980	0,975	0,970	0,965	0,960	0,955	0,950	0,945	0,940
A_0	0,122	0,130	0,139	0,147	0,156	0,164	0,172	0,180	0,188	0,196	0,203	0,2110,935
η	0,935	0,930	0,925	0,920	0,915	0,910	0,905	0,900	0,895	0,890	0,885	0,880

Таблица 13

Подбор диаметра по площади одного стержня

A_s , см ²	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	2,55	3,14	3,80	4,91
Ø, мм	8	10	12	14	16	18	20	22	25

По результатам аналитического расчета методом вырезания полос получено следующее армирование плоской плиты перекрытия:

- основное армирование вязаными сетками, расположенными у верхней и нижней граней плиты, которое выполняется из арматурных стержней Ø12A400 с шагом $S=200$ мм;

- дополнительное армирование требуется в надколонной зоне плиты, которое выполняется путем добавления отдельных стержней (ОС) в верхнюю сетку основного армирования в надколонной зоне (диаметр стержней ОС определяется с учетом диаметра уже установленных в надколонной зоне стержней Ø12 и требуемой по расчету площадью сечения арматуры $A_s= 2,43$:

$A_s = 2,43 - 1,13 = 1,3$ см – по таблице 1.3 дополнительное армирование выполняется из стержней $\varnothing 14A400$ с шагом $S=200$ мм.

Расчет ячейки плоской плиты перекрытия с использованием ПК ЛИРА-САПР

Последовательность создания расчетной модели:

- признак системы – 3;
- задание геометрии с использованием команды *генерация регулярных фрагментов и сетей* (выбирается плита, в открывающемся диалоговом окне записывается длина КЭ – L и их количество – N) :

$0,6 \times 5 + 0,2 \times 2 + 0,6 \times 10 + 0,2 \times 2 + 0,6 \times 5$ – по X и аналогично по Y ;

- удаление центрального узла по площади поперечного сечения колонн (при удалении узла удаляются КЭ, имеющие удаленный узел);

- закрепление узлов по периметру колонн по направлениям Z , UX , UY с использованием диалогового окна команды *связи*. Узлы по внешнему контуру плиты должны быть закреплены по направлениям, показанным на рис. 1.2. В этом случае плита будет моделироваться с использованием симметрии, как имеющая продолжение в соседних пролетах;

- задание жесткости: $E = 0,2 \times 30000000 = 6000000$ кН/м², $\nu = 0,2$ (бетон класса В25), $H = 20$ см. Плотность железобетона $R_0 = 25$ кН/м³ (Ее можно не задавать, так как собственный вес плиты входит в суммарную нагрузку 13,6 кН/м²). Задание *материалов*: вид – плита, класс бетона В25 (коэффициенты условий работы γ_{b2} , γ_{b3} , γ_{b5} равны единице), класс арматуры А400;

- задание нагрузки: по полю плиты прикладывается одно загрузение с равномерно распределенной нагрузкой 13,6 кН/м². При выполнении команды *Выполнить расчет* в открывающемся диалоговом окне необходимо указать среднее значение коэффициента надежности по нагрузке (по умолчанию диалоговом окне введено $\gamma_f=1,15$) и долю длительности (отношение нормативного значения постоянной нагрузки и пониженной временной нагрузки, а также постоянной нагрузки и полной временной нагрузки). В

диалоговом окне по умолчанию доля длительности равна 1. Нагружение плиты перекрытия включает временную нагрузку на перекрытие, которая имеет полное и пониженное значение. Поэтому можно задать долю длительности равную 0,9. В этом случае в ПК ЛИРА-САПР будет вычисляется кратковременное раскрытие трещин и длительное раскрытие трещин, иначе значения ширины раскрытия трещин при кратковременном и длительном действии нагрузок будет одинаковыми.

На рис. 1.2 приведены результаты определения изгибающих моментов, на рис. 1.3 – результаты подбора арматуры в плоской монолитной плите перекрытия.

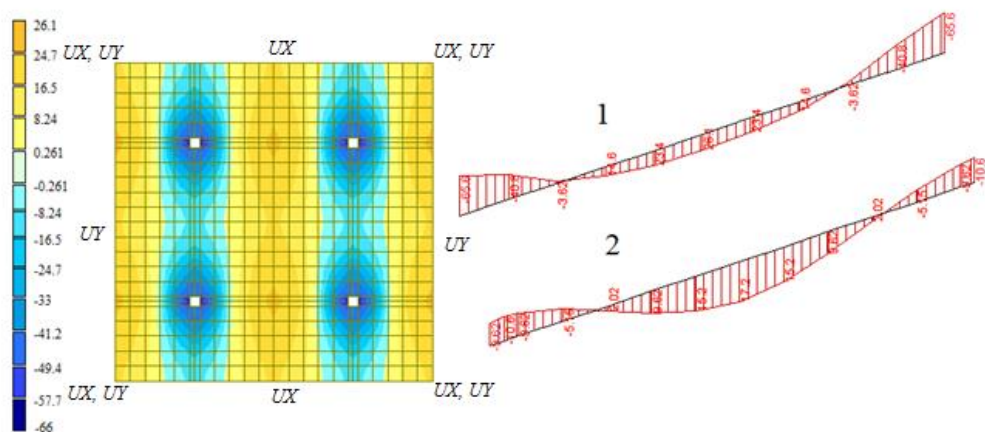


Рис. 1.2. Распределение напряжений $M_x=M_y$, кНм/м (1 – для надколонной полосы, 2 – для междуколонной полосы)

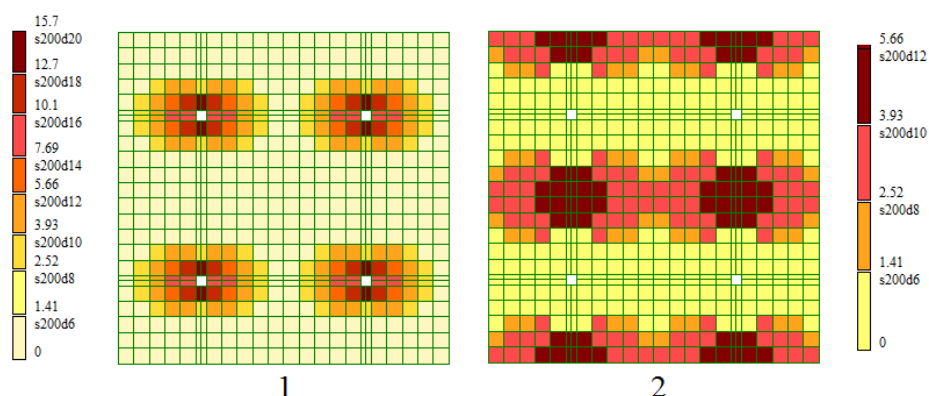


Рис. 1.3. Распределение арматуры, требуемой для обеспечения несущей способности плиты, по ее различным зонам (площадь – в см^2 с указанием диаметра при шаге $S=200$ мм): 1 – для верхней арматуры по X; 2 – для нижней арматуры по X)

На рис. 1.4 показаны результаты определения прогибов в плите:

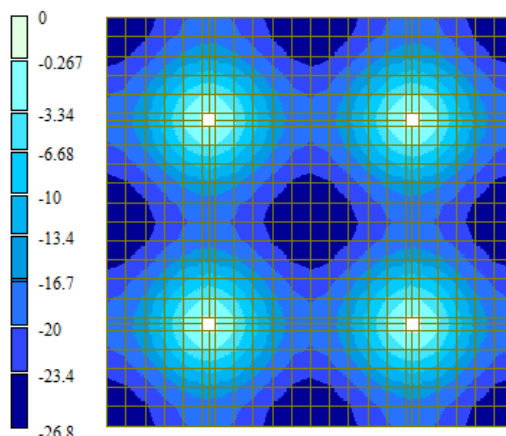


Рис. 1.4. Прогибы плиты перекрытия, в мм

По результатам компьютерного расчета армирование ячейки плиты перекрытия должно выполняться следующим образом:

- основное армирование сеток, расположенных у верхней и нижней граней плиты, принимается стержнями $\varnothing 12A400$ с шагом $S=200$ мм;
- дополнительное армирование требуется в надколонной зоне плиты, которое выполняется путем добавления отдельных стержней (ОС) в верхнюю сетку основного армирования в надколонной зоне (диаметр стержней ОС определяется с учетом диаметра уже установленных в надколонной зоне стержней $\varnothing 12$ и требуемой по расчету площадью сечения арматуры $A_s = 15,7$ см², шаг стержней - $S=200$ мм, площадь сечения одного арматурного стержня, требуемая для обеспечения несущей способности плиты в надколонной зоне: $15,7/5=3,14$ см².

В надколонной зоне уже расположены стержни основного армирования - $A_s = 1,13$ см². Площадь сечения одного стержня дополнительного армирования составляет: $A_s = 3,14 - 1,13 = 2,01$ см².

По таблице 1.3 дополнительное армирование выполняется из стержней $\varnothing 16A400$ с шагом $S=200$ мм.

Ограничения ширины кратковременного раскрытия трещин величиной 0,4 мм и ширины длительного раскрытия трещин величиной 0,3 мм задаются при задании материалов для плиты перекрытия.

Прогиб плиты по рис. 1.4 составляет 2,68 см и не превышает предельно допустимое значение, равное при расчетном пролете плиты $l_0 = 6 \text{ м} - (1/200)l_0 = 600/200 = 3 \text{ см} > 2,68 \text{ см}$.

Армирование ячейки плоской плиты перекрытия.

Схема армирования ячейки плоской плиты перекрытия приведена на рис. 1.5. В соответствии с результатами компьютерного расчета плиты перекрытия вязаные сетки С1 и С2 выполнены из арматурных стержней Ø12А400, расположенных с шагом $S=200 \text{ мм}$. В надколонной зоне в сетку С1 должны быть добавлены отдельные арматурные стержни (ОС) Ø16А400 с шагом $S=200 \text{ мм}$.

Вязаные арматурные сетки С1 и С2 – одинаковые, но по результатам компьютерного расчета для сеток могут быть назначены разные диаметры арматурных стержней. Если ячейка плиты будет прямоугольной, то стержни сеток С1 и С2 будут отличаться по длине и, возможно, по диаметру.

При изготовлении сеток в построечных условиях крестообразные бессварочные соединения стержней выполняются с использованием вязальной (отожженной) проволоки диаметром 2 мм, о чем записывается в примечании на чертеже.

В зоне продавливания вдоль наружного периметра колонн должна быть установлена поперечная арматура, которая входит в состав каркасов К1 (см. рис. 1.5).

Для установки нижней сетки С1 в проектное положение используются пластмассовые фиксаторы, которые устанавливаются в шахматном порядке с шагом 700 мм, о чем делается запись в примечании на чертеже.

Верхняя сетка С1 фиксируется в проектном положении стальными фиксаторами, незащищенными от коррозии - СН, которые устанавливаются с

шагом $S = 1000$ мм в шахматном порядке. Стальные фиксаторы СН являются деталью армирования и включаются в спецификацию материалов и ведомость деталей

Для определения длины дополнительных арматурных стержней (ОС) в надколонной зоне плиты необходимо по рис. 2.3 установить с учетом размеров КЭ плиты длину зоны ($1,2 + 0,4 + 1,2 = 2,8$ м), где требуются стержни ОС, а также обеспечить надежную анкеровку дополнительной арматуры в бетон плиты:

$$l_l = \alpha \frac{R_s}{10R_{bt}} d_s \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1 \cdot \frac{350}{10,5} \cdot 16 \cdot 1 = 1 \cdot 33,3 \cdot 16 \cdot 1 = 533 \text{ мм}$$

Длина стержней ОС составляет $2,8 + 0,55 + 0,55 = 3,9$ м.

Поперечные стержни в зоне продавливания установлены в соответствии с конструктивными требованиями и входят в состав каркаса К1.

Расположение поперечных стержней в зоне продавливания рассчитывается по $h_0 = 200 - 30 = 170$ мм, оно также зависит от размеров поперечного сечения колонны (400×400 мм).

Каркасы К1 устанавливаются перпендикулярно граням колонны с шагом $0,25 \cdot 400 = 100$ мм. Первый поперечный стержень в каркасе К1 устанавливается на расстоянии $h_0/2 = 170/2 = 85$ от грани колонны, последний на расстоянии не менее $1,5 h_0 = 255$ мм. Шаг поперечных стержней в каркасе составляет $h_0/3 = 170/3 = 55$ мм.

Если принять, что в каркасе 5 поперечных стержней, то последний стержень будет на расстоянии от грани колонны $85 + 55 \cdot 4 = 305$ мм > 255 мм. Поперечные арматурные стержни Ø6А400 (поз. 1) имеют длину $200 - 5 - 5 = 190$ мм. Продольные арматурные стержни Ø6А400 (поз. 2) имеют длину $305 + 25 + 25 = 355$ мм.

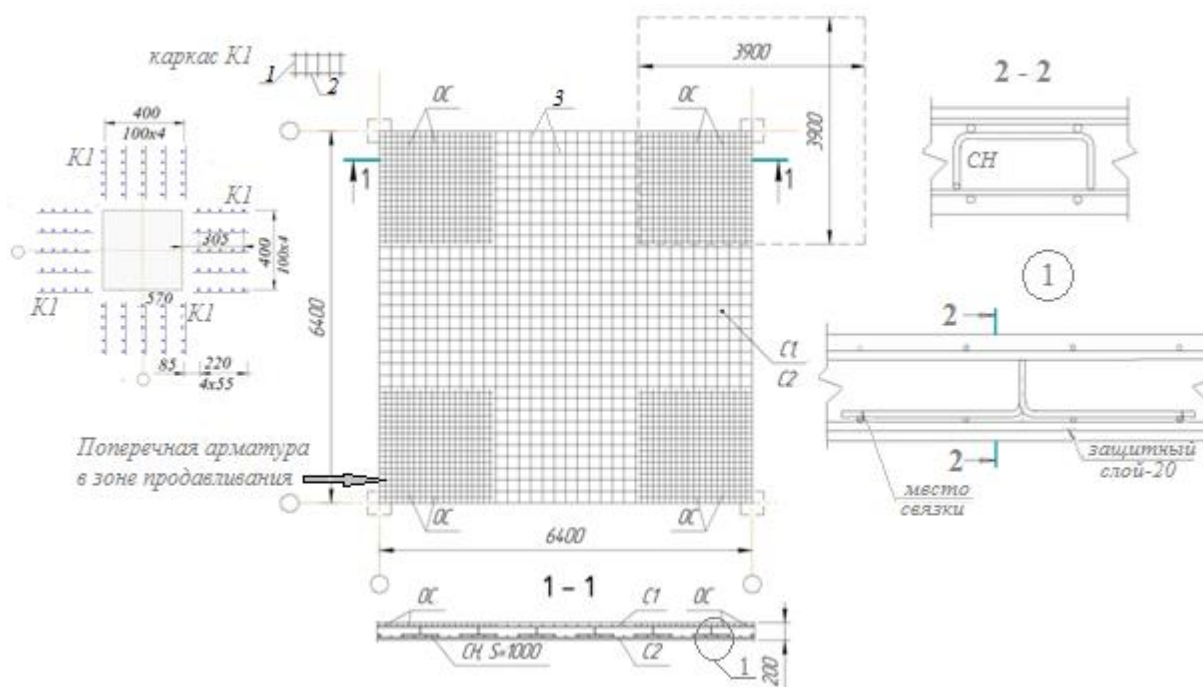


Рис. 1.5. Схема армирования ячейки плоской плиты перекрытия

Объем бетона на возведение одной ячейки плоской плиты перекрытия составляет: $6,4 \times 6,4 \times 0,2 = 8,2 \text{ м}^3$. Бетон тяжелый класса В25 по ГОСТ 26633-2015. Арматура классов А240, А400 по ГОСТ 34028-2016.

Арматурные изделия, которые используются при армировании ячейки плиты перекрытия. – это каркасы К1 и сетки С1 и С2.

Схема каркаса показывается на чертеже, продольные и поперечные стержни обозначаются позициями: 1, $L=190 \text{ мм}$ и 2, $L=220+25+25=270 \text{ мм}$ (смотри рис. 1.5).

Для сеток в соответствии с ГОСТ 23279-2012 разработано условное обозначение записи. В числителе записывается информация о продольных стержнях сетки, в знаменателе – о поперечных стержнях сетки. После дроби записываются ширина и длина сетки, затем в виде дроби указывается длина выпусков продольных и поперечных стержней сетки:

$$C1 \frac{12 - A400 - 200}{12 - A400 - 200} 640 \times 640 \frac{a}{a_1}$$

Так как описывается армирование одной ячейки плиты и арматурные стержни продолжают в соседние ячейки, то длины выпусков продольных и поперечных стержней сетки из условного обозначения сетки убираются.

На рис. 1.6 показано определение размеров стального фиксатора СН для установки в проектное положение верхней сетки С1 с учетом того, что нормируемая толщина защитного слоя составляет 20 мм и диаметр продольных и поперечных арматурных стержней сеток принят 12 мм.

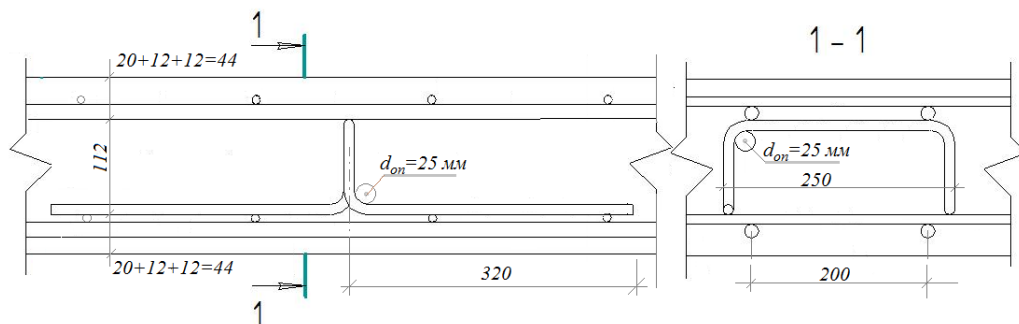


Рис. 1.6. К определению размеров стального фиксатора СН

Длина стержней l , из которых будут изготовлены детали для фиксации в проектном положении верхней сетки плиты, составляет: $250+112+112+320+320=1114$ мм (с округлением 1120 мм).

Пример заполнения спецификации материалов приведен в таблице 1.4.

Таблица 1.4

Спецификация материалов для ячейки плиты перекрытия

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примеч.
		<u>Арматурные изделия</u>			
		<u>Каркас К1</u>	20	6,62	
		$C1 \frac{12 - A400 - 200}{12 - A400 - 200} 640 \times 640$	1	363,7	
		$C2 \frac{12 - A400 - 200}{12 - A400 - 200} 640 \times 640$	1	363,7	
		<u>Стержни</u>			
1	ГОСТ 34028-2016	6-A400 $l=190$	100	4,22	
2	ГОСТ 34028-2016	6-A400 $l=270$	40	2,40	
3	ГОСТ 34028-2016	12-A400 $l=6400$	128	727,4	
ОС	ГОСТ 34028-2016	16-A400 $l=3900$	40	246,2	
		<u>Детали</u>			
СН	ГОСТ 34028-2016	8-A240 $l=1120$	36	15,9	
		<u>Материалы</u>			
	ГОСТ 26633-2015	Бетон тяжелый класса В25		8,2	м ³

Для определения массы стержней позиций 1, 2, 3 и отдельных стержней ОС необходимо сначала определить количество стержней.

Для поз. 1 в одном каркасе требуется 5 стержней, количество стержней в 20 каркасах – 100 шт. Аналогично для поз. 2 – $2 \cdot 20 = 40$ шт.

Для сеток С1 и С2 количество стержней (поз. 3) одного направления – $6400/200 = 32$ шт., общее количество стержней – $32 \cdot 4 = 128$ шт.

Количество отдельных стержней ОС одного направления $(3800/200)+1=20$ шт., двух направлениях - 40 штук при длине стержней 3900 мм.

На рис. 1.5 показано, что в одном ряду располагается шесть фиксаторов, количество рядов – шесть. Общее количество фиксаторов СН – 36 шт.

С учетом длины стержней, их количества, а также определенной по диаметру массы одного погонного метра арматурного стержня соответствующего диаметра (см. табл. 1.5). можно определить массу стержней поз. 1, 2, 3 и отдельных стержней ОС, также стальных фиксаторов СН.

Для определения массы каркасов К1 (20 шт.) необходимо сложить массы поз. 1 и поз. 2. Для определения массы сеток С1 и С2 необходимо массу поз. 3 разделить на два (с учетом наличия двух сеток).

Таблица 1.5

Масса одного погонного метра арматурных стержней Ø6...Ø25

Ø, мм	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25
Масса 1 п.м, кг	0,222	0,395	0,617	0,888	1,208	1,578	1,998	2,466	2,984	3,853

В спецификации материалов для ячейки плиты перекрытия (табл. 1.4) включены *стержни*, к которым отнесены поз.1, 2, 3 и отдельные стержни ОС.

В спецификацию также включены детали. Для изготовления детали необходим эскиз с ее размерами, ко которому можно выполнить, например,

деталь-фиксатор СН. Пример заполнения спецификации материалов приведен в таблице 1.5.

Таблица 1.5.

Ведомость деталей

Поз.	Эскиз
СН	

Строки и столбцы таблицы 1.4 (спецификация материалов) имеют следующие размеры: ширина столбцов 15, 60, 65, 10, 15, 20 мм (ширина таблицы 185 мм), высота строки заголовка – 15 мм, другие строки таблицы имеют высоту 8 мм. Для записи условного обозначения сеток высота строки увеличивается, оставаясь кратной 8 мм. Для записи условного обозначения сеток высота строки увеличивается, оставаясь кратной 8 мм.

Строки и столбцы таблицы 1.5 (ведомость деталей) имеют следующие размеры: ширина столбцов 20 мм и 70 мм (ширина таблицы 90 мм), высота строки заголовка – 15 мм, другие строки имеют высоту, кратную 8 мм.

Практические работы по разделу дисциплины: Автоматизированное проектирование железобетонных конструкций с использованием ПК ЛИРА-САПР (4 часа).

Отработка технологии моделирования плоских и пространственных расчетных схем конструктивных систем различных зданий в сборном и монолитном железобетоне. Моделирование узлов сопряжения и закрепления опорных узлов расчетной схемы. Задание жесткостей и материалов элементов расчетной схемы. Формирование таблиц: загрузки, РСУ и РСН. Определение армирования, ширины раскрытия трещин и прогиба железобетонных конструкций – элементов расчетной схемы

Здания массовой застройки с железобетонными несущими конструкциями классифицируется по виду конструктивной системы (КС) – каркасные и стеновые, по способу возведения зданий – монолитные и сборные, по этажности – одноэтажные и многоэтажные.

Проектирование зданий массовой застройки с железобетонными несущими конструкциями ведется в соответствии со следующими нормативными документами:

СП 430.1325800.2018 (Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования) – проектирование монолитных многоэтажных зданий каркасной и стеновой КС;

СП 335.1325800.2017 (Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования);

СП 355.1325800.2017 (Конструкции каркасные железобетонные сборные одноэтажных зданий производственного назначения. Правила проектирования) – проектирование сборных одноэтажных зданий каркасной КС;

СП 356.1325800.2017 (Конструкции каркасные железобетонные сборные многоэтажных зданий. Правила проектирования) – проектирование сборных многоэтажных зданий каркасной КС.

На начальных этапах проектирования при проведении компьютерных расчетов возможно использование плоских расчетных моделей. Для окончательных расчетов должна быть построена пространственная расчетная модель здание-основание.

На рис 2.1 приведены последовательность создания расчетных схем и состав получаемых от предпринятых расчетов результатов в единой графической среде ПК ЛИРА. На рис. 2.1 также представлена классификация расчетных схем.

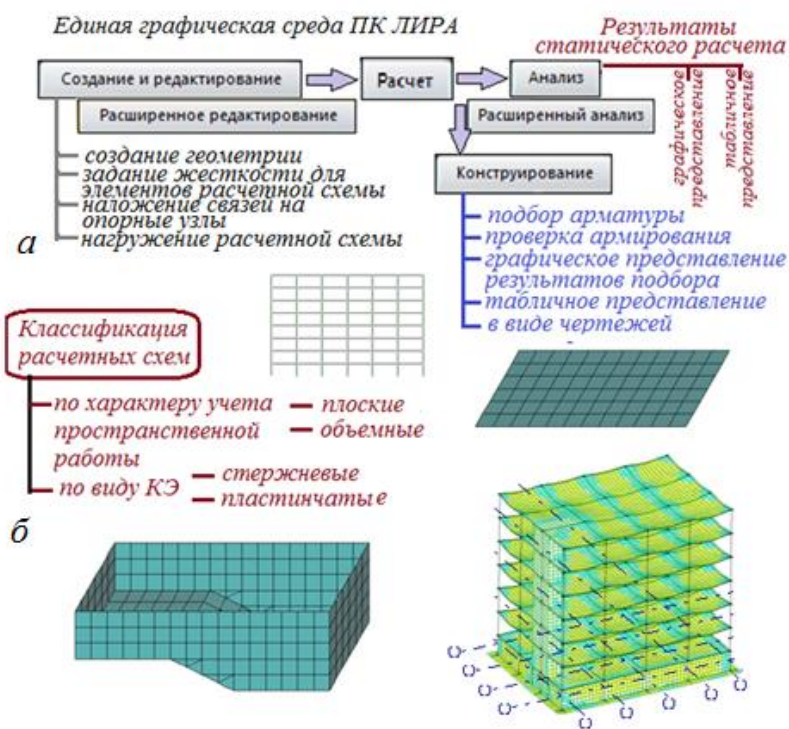


Рис. 2.1. Последовательность работы в единой графической среде ПК ЛИРА-САПР (а); классификация расчетных схем (б)

Построение плоской и объемной модели многоэтажного каркасного здания в сборном железобетоне

Для создания расчетной схемы плоской трехпролетной четырехэтажной рамы здания в сборном железобетоне необходимо задать геометрию расчетной схемы, закрепить ее опорные узлы, указать жесткость и материалы для элементов расчетной схемы и выполнить ее нагружение.

Признак плоской расчетной схемы рамы – 2.

На рис. 2.2 показаны диалоговое окно команды *создание плоских фрагментов и сетей*, закладка *рама* с введенными исходными данными для построения рамы – по оси X - 6м×3 и по оси Z - 4,2м×4 (а) и геометрия плоской рамы (б).

Для дальнейшего построения расчетной схемы необходимо закрепление опорных узлов. Для признака 2 расчетной схемы рамы жесткое закрепление опорных узлов разрешено по направлениям X, Z, UY. Стыки

ригелей и колонн по заданию - жесткие. Такие (жесткие) узлы сопряжения ригелей и колонн в программе модулируются по умолчанию.

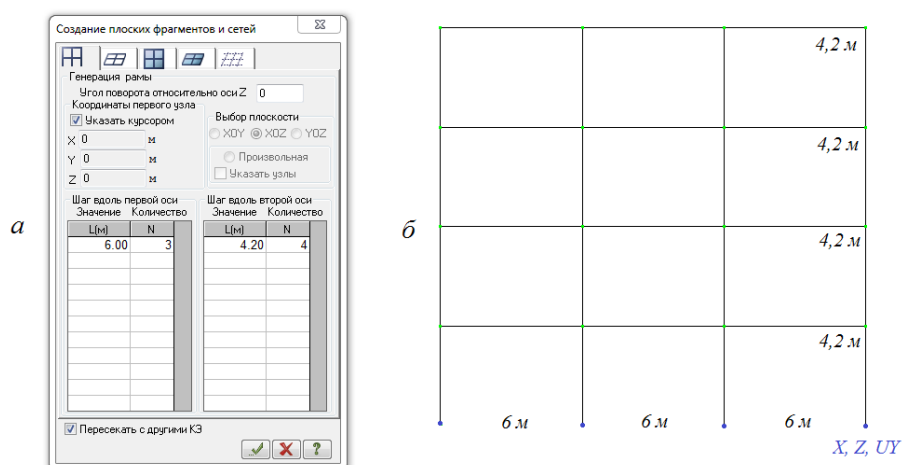


Рис. 2.2. Создание геометрии расчетной схемы плоской трехпролетной четырехэтажной рамы: а – диалоговое окно команды создания геометрии плоской рамы; б – геометрия плоской рамы

С использованием команды *жесткости и материалы* для конструктивных элементов расчетной схемы (колонн и ригелей) задаются размеры их поперечных сечений, выбираются классы материалов.

Конструктивные параметров элементов расчетной схемы назначаются в соответствии с нормативными рекомендациями СП 356.1325800.2017 (Конструкции каркасные железобетонные сборные многоэтажных зданий. Правила проектирования), ГОСТ 18979-2014 (Колонны железобетонные для многоэтажных зданий. Технические условия), ГОСТ 18980-2015 (Ригели железобетонные для многоэтажных зданий. Технические условия).

На рис. 2.3 приведены два конструктивных решения жесткого стыка ригеля и колонны.

Первый вариант конструктивного решения – ригель на опоре не имеет подрезки и сверху опирается на консоль (рис. 2.3а).

Второй вариант конструктивного решения – ригель имеет подрезку и опирается на короткую консоль (рис. 2.3 б). Колонна имеет размеры поперечного сечения 400×400 м. Размеры поперечного сечения ригелей приведены на рис. 2.4.

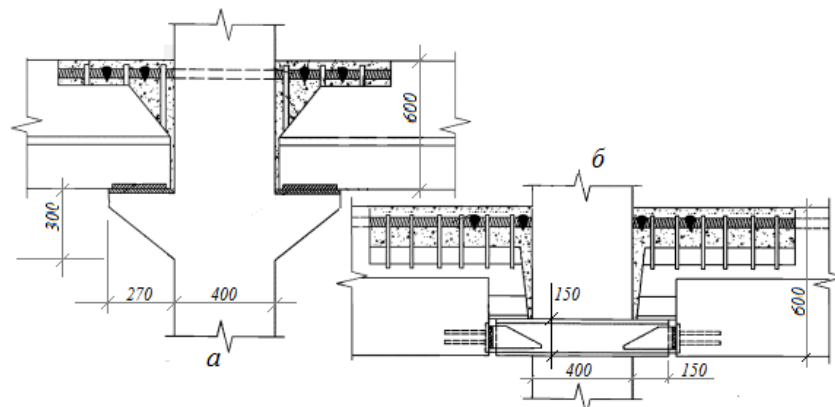


Рис. 2.3. Варианты конструктивного решения жесткого сопряжения ригеля и колонны: а – ригель без подрезки с опиранием сверху на консоль; б – ригель с подрезкой с опиранием сверху и креплением к боковой поверхности короткой консоли

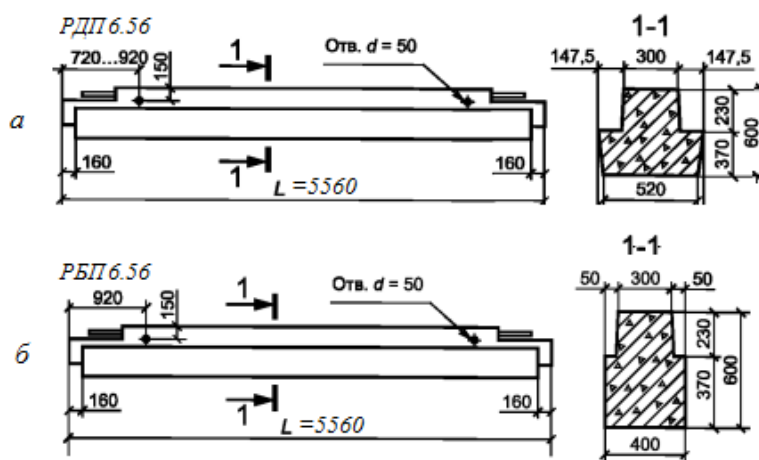


Рис. 2.4. Типовые сборные железобетонные ригели по ГОСТ 18980-2015: а – ригель двухполочный для опирания многопустотных плит марки РДП 6.56 (цифры 56 и 6 – длина ригеля и высота его поперечного сечения в дм); б – ригель бесполочный для примыкания многопустотных плит марки РБП 6.56

Для ригелей моделируемой расчетной схемы приняты ригели марки РДП6.56, жестко сопрягаемые с колоннами с помощью сварки арматурных

выпусков из ригелей с верхней продольной рабочей арматурой с последующим замоноличиванием стыков. Приняты следующие материалы: бетон класса В20 по ГОСТ 26633-2015, продольная и поперечная рабочая арматура класса А400 по ГОСТ 34028-2016.

При задании *жесткости колонн* в диалоговое окно заносятся следующие данные: модуль упругости $E = 0,6 \times 27500000 = 16500000 \text{ кН/м}^2$, (коэффициент понижения $k=0,6$ начального модуля упругости бетона $E_b=27500 \text{ МПа}$ (В20) для вертикальных несущих конструкций); размеры поперечного сечения колонны $B=20 \text{ см}$, $H = 20 \text{ см}$; плотность железобетона $R_0 = 25 \text{ кН/м}^3$.

При задании *жесткости ригелей* в диалоговое окно заносятся следующие данные: модуль упругости $E = 0,2 \times 27500000 = 5500000 \text{ кН/м}^2$, (коэффициент понижения $k=0,2$ начального модуля упругости бетона $E_b=27500 \text{ МПа}$ (В20) для конструкций перекрытий); размеры поперечного сечения ригеля в виде перевернутого тавра $B=30 \text{ см}$, $H = 60 \text{ см}$, $B_1=52 \text{ см}$, $H_1=37 \text{ см}$ (см. рис. 2.4а); плотность железобетона $R_0 = 25 \text{ кН/м}^3$.

Задание *материалов колонн*: вид – стержень (армирование симметричное, расчет по предельным состояниям II группы с ограничением предельно допустимой ширины раскрытия трещин, коэффициент для определения расчетной длины равен 1); класс тяжелого бетона В20 (коэффициенты условий работы $\gamma_{b2}=1$, $\gamma_{b5}=1$, $\gamma_{b3}=0,85$ – высота слоя бетонирования колонны может быть более 1,5 м); класс продольной арматуры А400, класс поперечной арматуры А240;

Задание *материалов ригелей*: вид – стержень (армирование несимметричное, расчет по предельным состояниям II группы с ограничением предельно допустимой ширины раскрытия трещин); класс тяжелого бетона В20 (коэффициенты условий работы $\gamma_{b2}=1$, γ_{b3} , γ_{b5} равны единице); класс продольной и поперечной арматуры А400.

Стержни-колонны и стержни-ригели расчетной схемы на рис. 2.2 проходят через оси колонн и ригелей. При этом в расчетной схеме не моделируются размеры поперечных сечений колонн и ригелей.

Между тем, значение усилий в элементах расчетной схемы зависят от их расчетной длины. Например, расчетная длина жестко сопряженного с колоннами ригеля считается между гранями колонн, а размеры ригеля по высоте отсчитываются от его оси (рис. 2.5).

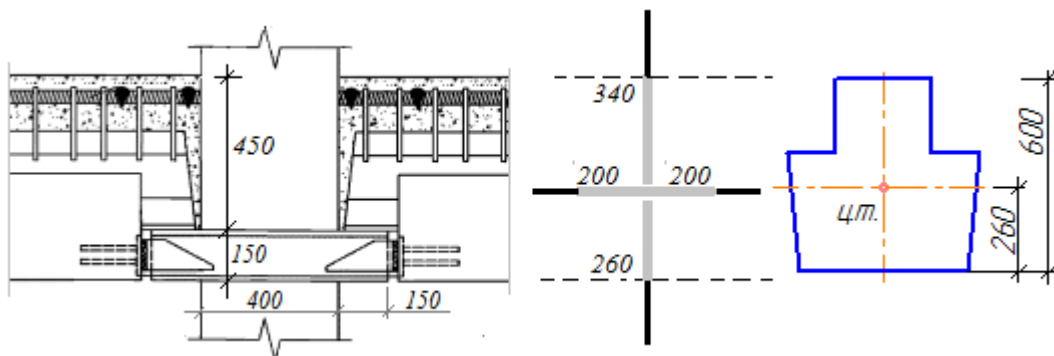


Рис. 2.5. К определению размеров поперечного сечения колонн и ригелей для их моделирования в расчетной схеме в соответствии с рекомендациями СП 356.1325800.2017

Последовательность выполнения действий для учета в расчетной схеме размеров поперечного сечения колонн и ригелей следующая:

- предварительно выполняется разбиение стержней-ригелей и стержней-колонн по длине на отдельные части, с тем расчетом, чтобы эти отдельные участки, например, ригеля, становились частью колонн (от центра тяжести колонны до ее грани, примыкающей к ригелю). На рис. 2.6(а,б) показано выделение из длины шестиметрового ригеля двух концевых участков длиной по 0,2 м. При разбиении ригеля следует учитывать, что длина L (в диалоговом окне команды на рис. 2.6а) считается от начала координат, которое располагается в левом нижнем узле расчетной схемы. Поэтому сначала отмечаются все ригели и в диалоговом окне указывается

$L=0,2$ м, затем отмечаются все уменьшенные по длине ригели $6 - 0,2 = 5,8$ м, и в диалоговом окне указывается $L=5,6$ м.

- используется команда *абсолютно жесткое тело (АЖТ)* для моделирования поперечных сечений элементов расчетной схемы. На рис. 2.6в показано диалоговое окно команды АЖТ. После отметки всех узлов в зоне сопряжения ригеля (ригелей) с колонной, установки флажка *указать ведущий узел курсором* необходимо выполнить отметку в качестве ведущего узла - узел пересечения стержней расчетной схемы. При помощи кнопки (+) формируется текущее АЖТ и ведущий узел окрашивается в желтый цвет. В диалоговом окне также содержится список созданных АЖТ в виде отдельных строк, в которых содержится информация о порядковом номере АЖТ, номере ведущего узла и количестве узлов в составе АЖТ (рис. 2.6в).

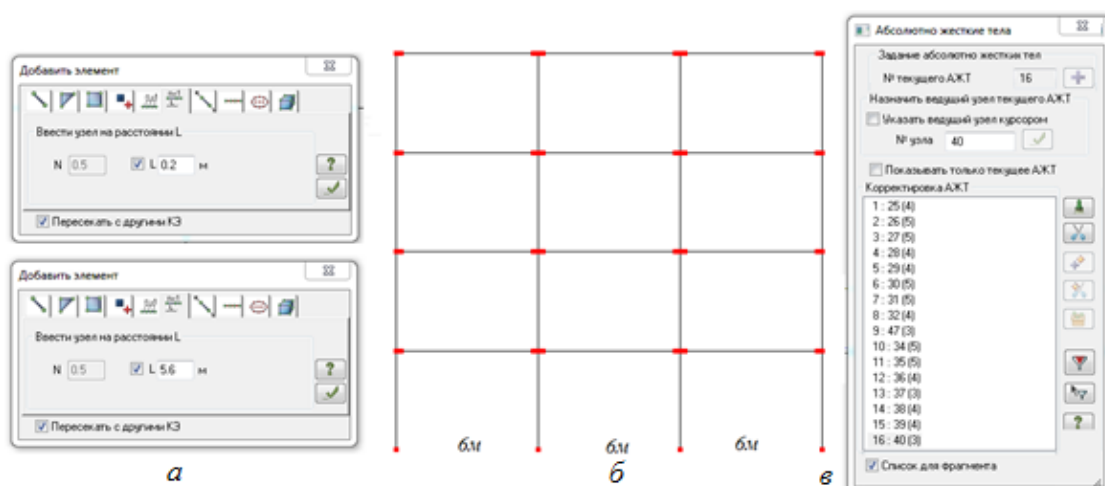


Рис. 2.6. К моделированию в расчетной схеме размеров поперечного сечения колонн и ригелей: а, б – разбиение стержней-ригелей на отдельные части; в – использование для моделирования поперечных сечений элементов расчетной схемы команды *абсолютно жесткое тело (АЖТ)*

На рис. 2.7 показаны результаты статического расчета (эпюры изгибающего момента M_y) для расчетной схемы поперечной рамы многоэтажного каркасного здания в сборном железобетоне без

моделирования размеров поперечных сечений колонн и ригелей (а) и при выполнении такого моделирования (б).

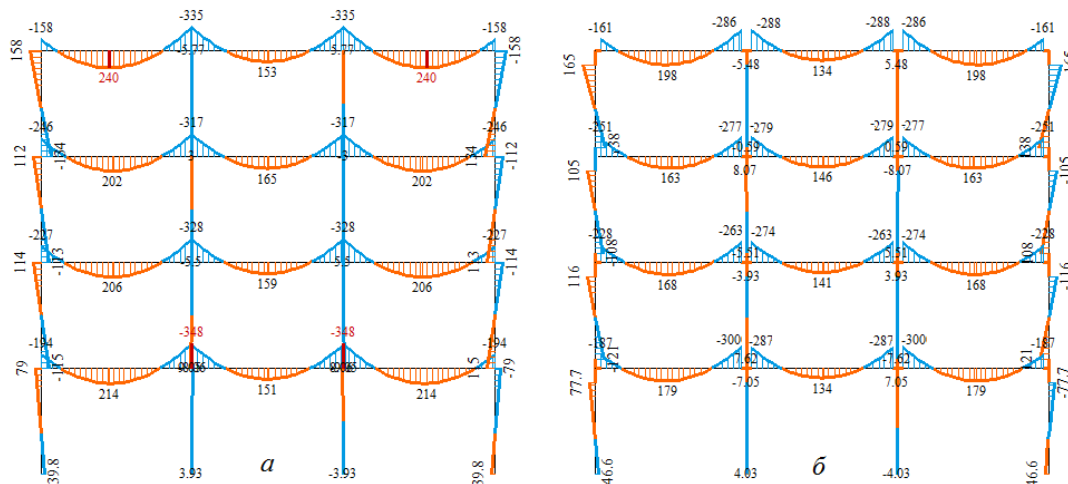


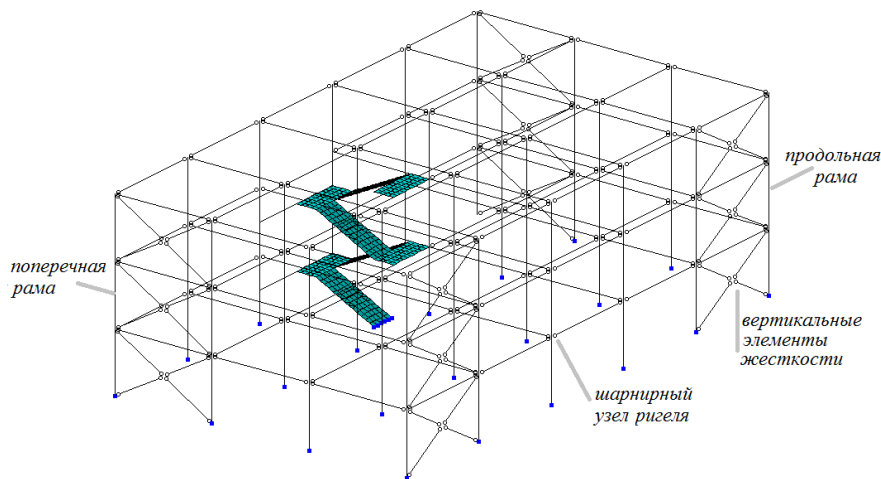
Рис. 2.7. Изгибающие моменты M_y для расчетных схем без моделирования размеров поперечных сечений колонн и ригелей (а) и при выполнении такого моделирования (б)

Последовательность построения расчетной модели объемной (пространственной) рамы на основе плоской расчетной схемы поперечной рамы следующая (см. рис. 2.8):

- признак расчетной схемы – 5;
- для моделирования шарнирного сопряжения ригелей с колоннами используется команда *шарниры*. После отметки стержней-ригелей в диалоговом окне команды необходимо записать $UY=0$, $UY=0$, после чего на концах стержней появятся шарниры;
- с использованием команды *копирование* (закладка *копирование по параметрам*) выполняется дополнительное построение пяти плоских рам ($N=5$) со смещением в направлении оси Y ($dY=6$ м);
- для моделирования продольных рам пространственной расчетной схемы колонны поперечных рам должны быть объединены стержнями (команда *добавить стержень*). При шарнирном сопряжении в качестве объединяющих стержней выступают связевые плиты, при жестком сопряжении – ригель марки РБП 6.56 (см. рис. 2.3).

- при шарнирных узлах сопряжения элементов пространственной расчетной схемы (связевой каркас) в составе расчетной схемы в направлении X и в направлении Y должны быть предусмотрены не менее двух вертикальных элементов жесткости на здание в пределах температурного блока. Вертикальные элементы жесткости могут выполняться в виде металлических связей или железобетонных диафрагм жесткости. Для рамно-связевого каркаса с жесткими узлами - для поперечных рам и шарнирными - для продольных, в пределах продольных рам устанавливаются не менее двух вертикальных элементов жесткости. В рамном каркасе с жесткими узлами сопряжения устойчивость здания обеспечивается работой продольных и поперечных рам.

На рис. 2.8 представлен связевой каркас с четырьмя вертикальными металлическими элементами жесткости, расположенными в двух направлениях, которые моделируются с использованием команд *добавить стержень* и *шарниры*.



На рис. 2.8. Пространственная расчетная схема многоэтажного каркасного здания в сборном железобетоне

Последовательность построение лестницы в составе расчетной схеме показана на рис. 2.9. Сначала моделируются лестничные площадки (а) с использованием команды *построение регулярных фрагментов (плита)*, затем

построенные площадки копируются и соединяются наклоненными плитами – лестничными маршами с использованием команды *перемещение образующей* на dx и dz (б) или с использованием команды *создание и триангуляция контура* (в).

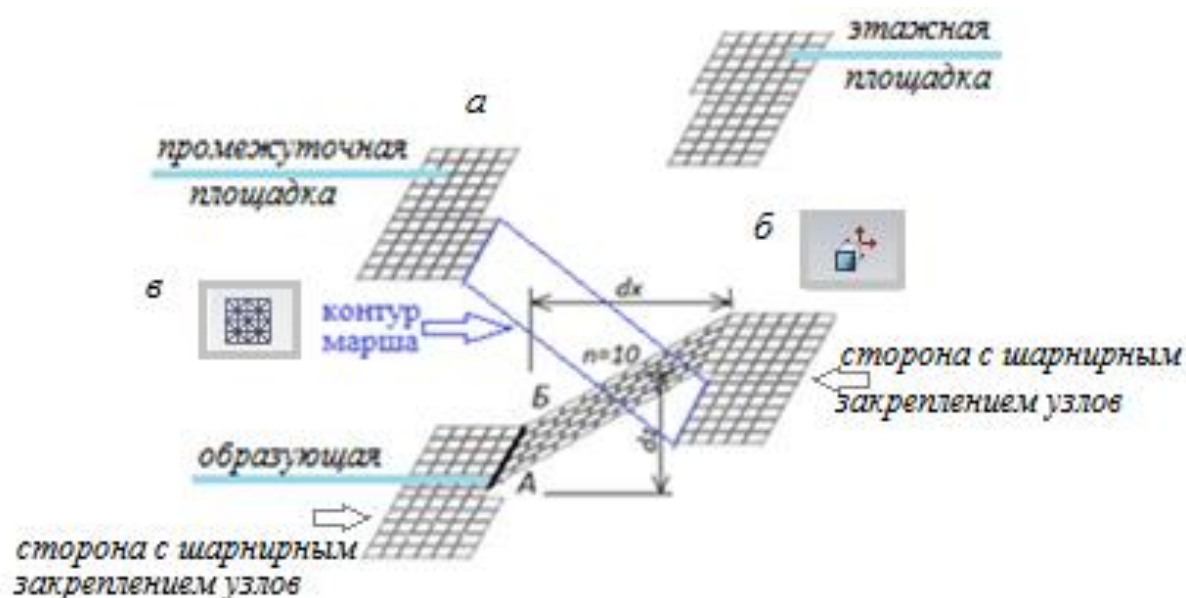


Рис. 2.9. К построению расчетной схемы лестницы: а – лестничных площадок; б – лестничного марша с использованием команды *перемещение образующей*; в – лестничного марша с использованием команды *создание и триангуляция контура*

На рис. 2.8 показано, что площадки лестницы сборного каркасного здания опираются на ригели. При построении расчетной схемы (рис. 2.9) узлы, примыкающие к ригелям-опорам, шарнирно закрепляются по направлениям X, Y, Z.

Сборная единица лестницы состоит из лестничного марша с двумя полуплощадками. После монтажа сборных единиц полуплощадки объединяются в единую площадку посредством сварки закладных деталей и замоноличивания стыка.

Построение плоской модели монолитной плиты перекрытия на сети

Последовательность построения геометрии плоской монолитной плиты на сети следующая (см. рис. 2.9):

- признак расчетной схемы – 3;
- в диалоговом окне команды *создание плоских фрагментов и сетей*, закладка *сеть* задаются исходные данные для генерации сети в плоскости XOY – 0,5м×10 (по оси X), 0,5м×10 (по оси Y);
- выполняется расстановка узлов на сети, которая производится с использованием команды *добавить узел*. Узлы расставляются по контуру плиты и по окружности (выбор – указать центр окружности курсором; отсутствие выбора – соединить узлы окружности стержнями; параметры: $R=1\text{м}$, $n=12$, $F_{i1}=0$, $F_{i2}=360$);
- в диалоговом окне команды *создание и триангуляция контура* выбирается вторая закладка и последовательно обводятся узлы внешнего и внутреннего контура. Заполнение диалогового окна триангуляции показано на рис. 2.9;
- с использованием команды *связи* закрепляются узлы прямолинейных участков наружного контура плиты по направлениям Z, UX, UY (жесткое закрепление);
- с использованием команды *жесткости и материалы* задаются параметры монолитной плиты перекрытия: толщина 16 см, класс бетона B20, класс арматуры A400;
- расчет ведется по *Усилиям*. Прикладывается равномерно распределенная нагрузка по полю плиты (в открывающемся перед выполнением расчета диалоговом окне указывается среднее значение коэффициента надежности по нагрузке 1,15 и доля длительности 0,85).

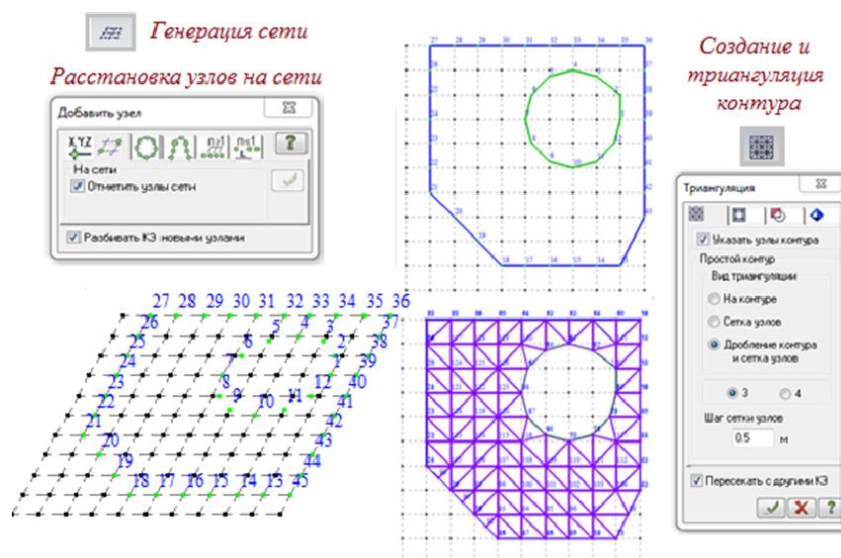


Рис. 2.9. Создание геометрии на сети плоской расчетной схемы монолитной плиты сложного очертания с отверстием

Формирование таблиц: Редактор загрузжений, PCV и PCN

Нагрузки для узлов и элементов расчетной схемы определяются в соответствии с СП 20.13330.2016 (Нагрузки и воздействия). Прикладываются расчетные значения нагрузок. Перевод расчетных значений нагрузок в нормативные выполняется в ПК ЛИРА на основе вводимых коэффициентов надежности по нагрузкам.

Выделение длительно действующей части нагрузок выполняется по указанной для нагрузок доли длительности. Отдельные нагрузки могут быть объединены в одно загрузжение при одинаковых коэффициентах надежности по нагрузке и долям длительности, а также если они относятся к одному виду.

Загружения классифицируются по следующим видам: постоянные, длительные, кратковременные и некоторые другие.

Приложение нагрузок к расчетной схеме в рамках каждого загрузжения, перечисленного в таблице *Редактор загрузжений*, выполняется при назначении текущим конкретным загрузжением из списка (рис. 2.10а).

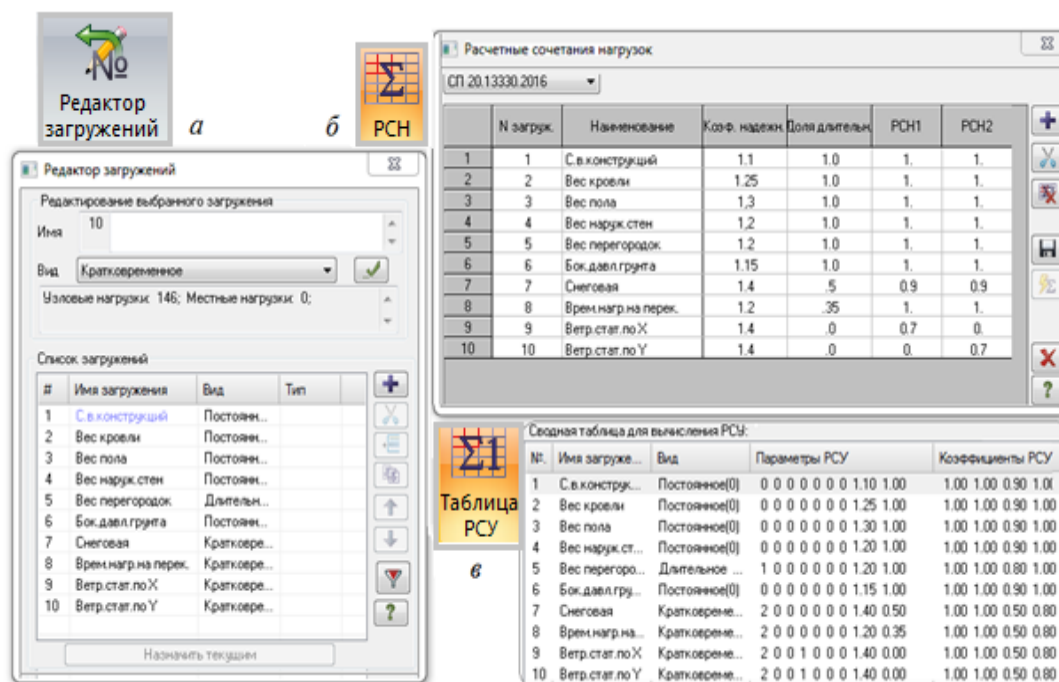


Рис. 2.10. Кнопки меню и таблицы: а – Редактор загружений; б – РСН; в – РСУ

Из загружений в ПК ЛИРА формируются таблицы РСУ (расчетное сочетание усилий) и РСН (расчетное сочетание нагрузок).

После заполнения таблицы *Редактор загружений* информация из нее автоматически передается в таблицы РСУ и РСН, в которых для загружений указываются коэффициенты надежности по нагрузкам, доли длительности, а также такие характеристики нагрузок, как знакопеременность, взаимное исключение нагрузок, которые не могут действовать одновременно и некоторых другие характеристики нагрузок (рис. 10б,в).

При заполнении таблиц РСУ и РСН в диалоговом окне команды необходимо выбрать нормативный документ, в соответствии с которым назначаются коэффициенты сочетаний нагрузжений из перечисленного списка.

В таблицу *Редактор загружений*, приведенную на рис. 2.10а, входят постоянные нагрузки P_d (№№ 1 - 4 и 6), длительная нагрузка P_l (№5) и кратковременные нагрузки P_t (№№ 7 - 10). При этом основное сочетание

нагрузок включает в себя постоянную, длительную и кратковременные нагрузки с соответствующими коэффициентами:

$$C_m = P_d + (\psi_{l1}P_{l1} + \psi_{l2}P_{l2} + \psi_{l3}P_{l3} + \dots) + (\psi_{t1}P_{t1} + \psi_{t2}P_{t2} + \psi_{t3}P_{t3} + \psi_{t4}P_{t4} + \dots),$$

где $\psi_{l1}=1$ – коэффициент сочетания для основной по степени влияния длительной нагрузки;

$\psi_{l2}=0,95$ – коэффициент сочетания для второй и остальных по степени влияния длительной нагрузки;

$\psi_{t1}=1$ – коэффициент сочетания по степени влияния кратковременной нагрузки; $\psi_{t2}=0,9$ – коэффициент сочетания для второй по степени влияния кратковременной нагрузки; $\psi_{t3}=0,7$ – коэффициент сочетания по степени влияния остальных кратковременных нагрузок.

Таким образом, необходимо ранжировать загрузки по степени их влияния.

Определение армирования, ширины раскрытия трещин и прогиба железобетонных конструкций – элементов расчетной схемы

Целью прочностного расчета железобетонных конструкций - элементов расчетной схемы является определение армирования, достаточного для обеспечения несущей способности конструкций. Армирование может быть представлено в графической или табличной формах, а также в виде чертежей.

Для железобетонных конструкций кроме прочностных расчетов в составе статического расчета выполняется расчет по деформациям, которые не должны превышать предельно допустимые значения, указанные в СП 20.13330.2016.

Предельно допустимая ширина кратковременного раскрытия трещин – 0,4 мм и длительного раскрытия трещин – 0,3 мм задаются для железобетонных конструкций как ограничение. Ширину раскрытия трещин для рассчитываемых конструкций можно увидеть вместе с ее армированием при табличной форме представления результатов подбора арматуры.

Практические работы по разделу дисциплины: Железобетонные конструкции монолитных зданий (4 часа).

Выполнение практической работы ПЗ№2 с индивидуальными исходными данными на тему: Проектирование несущих конструкций монолитного многоэтажного здания каркасной КС с построением объемной расчетной модели и с учетом совместной работы здания и основания

В рамках практической работы ПЗ№2 выполняется проектирование несущих конструкций монолитного многоэтажного здания каркасной КС со следующими вариантами исходных данных, приведенными в таблице 3.1.

Общими данными для всех вариантов являются: наличие подземного этажа ($H_{эт.}=2,4$ м) с нормативным значением временной нагрузки на перекрытие $P_t=3,5$ кПа; наличие верхнего технического этажа ($H_{эт.}=2,1$ м), с нормативным значением временной нагрузки на перекрытие $P_t=2,0$ кПа, снеговой нагрузки по третьему снеговому району с нормативным значением $P_t=1,5$ кПа, ветровой нагрузки по первому ветровому району с нормативным значением $P_t=0,23$ кПа.

Каркас здания опирается на фундаментную плиту. Наружные стены надземной части здания являются ненесущими и поэтажно устанавливаются на перекрытие здания. Определение нагрузок, которые не определены заданием на выполнение ПЗ№2 можно взять из примера выполнения практической работы.

Таблица 3.1

Варианты исходных данных для выполнения ПЗ№2

Номер варианта исходных данных																			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Размеры здания в координатных осях , м																			
18×24					18,3×24,4					18,6×24,8					18,9×25,5				
Высота типового этажа (H _{эт.}) в м, и их число (n)																			
H _{эт.} =3,0; n=2					H _{эт.} =3,2; n=2					H _{эт.} =3,3; n=2					H _{эт.} =3,6; n=2				
Нормативное значение временной нагрузки Р _т на перекрытие типового этажа, кПа																			
2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0

Построение геометрии расчетной схемы

При размерах в плане многоэтажного монолитного каркасного здания в координатных осях $19,2 \times 25,6$ м размеры сетки колонн принимаются $6,4 \times 6,4$ м. Высота типового этажа составляет 4,2 м, их число $n=2$.

Высота подземного этажа – 2,4 м, высота технического этажа – 2,1 м.

В подземной части здания предусмотрены наружные несущие стены, в надземной части здания ненесущие наружные стены поэтажно устанавливаются на перекрытия здания. Каркас здания опирается на фундаментную плиту.

Временная нормативная нагрузка на этажные перекрытия составляет 2,5 кПа, для технического этажа – 2,0 кПа, для подземного этажа – 3,5 кПа

Построение геометрии расчетной схемы ведется с использованием команды *генерация пространственных рам*.

На рис. 3.1 показано диалоговое окно этой команды с введенными данными для построения расчетной схемы. При этом перекрытия здания по умолчанию будут построены как балочные.

При пролетах перекрытия 6,4 м (менее 8 м) в соответствии с рекомендациями СП 430.1325800.2018 (Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования) применяются плоские перекрытия, поэтому стержни-балки отмечаются как горизонтальные стержни расчетной схемы и затем удаляются.

Для формирования лестничной клетки в расчетную схему надо добавить вертикальные стержни-колонны, для чего выделяются два вертикальных стержня каркаса на всю высоту здания и копируются на расстояние $0,64 \times 5 = 3,2$ (dY=-3,2м).

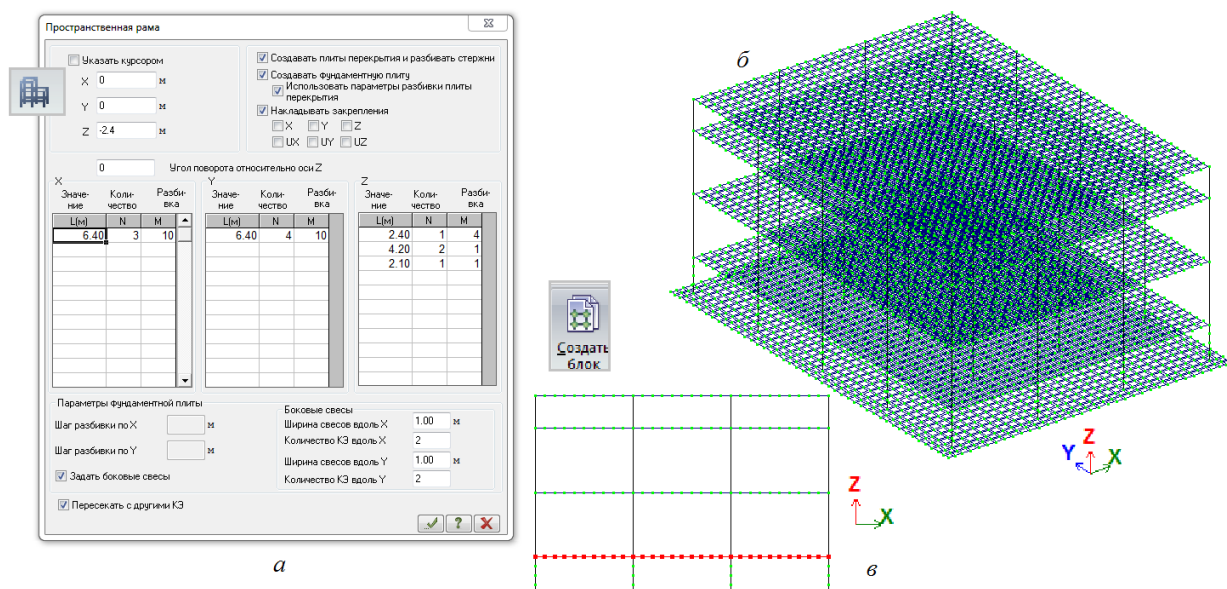


Рис. 3.1. К построению геометрии расчетной схемы монолитного многоэтажного здания каркасной КС: *а* – диалоговое окно команды *генерация пространственных рам*; *б* – расчетная схема монолитного каркаса, построенная по введенным в диалоговое окно исходным данным; *в* – отметка узлов и элементов перекрытия на отм.0,000 для создания отдельного блока

Между колоннами моделируются железобетонные внутренние несущие стены с использованием команды *генерация регулярных фрагментов и сетей* (закладка *балка-стенка*).

Предварительно колонны, к которым будут примыкать стены лестничной клетки, должны быть разбиты на КЭ. Узлы конечных элементов колонн и стен должны примыкать друг к другу.

Кроме того, узлы конечных элементов устанавливаемых стен должны сопрягаться с узлами КЭ плит перекрытия (размеры КЭ плиты перекрытия 0,64×0,64 м).

Колонны подземной части здания разбиваются на четыре части (длина КЭ равна 0,6м), колонны типовых этажей разбиваются на шесть частей, технического этажа – на три части (длина КЭ равна 0,7м).

С учетом размеров КЭ колонн и плит перекрытий задаются размеры КЭ при моделировании стен лестничной клетки.

Для организации опирания ненесущих наружных стен здания в пределах лестничной клетки со стороны фасада в уровне промежуточных площадок лестничной клетки на отм. +2,100 и отм. +6,300 моделируются железобетонные балки с использованием команды *добавить стержень*.

На рис. 3.2 представлено диалоговое окно команды *операции с блоками* с комментариями о возможностях этой команды.

Следует отметить, что при создании пространственной рамы (см. рис. 3.1в) автоматически создаются два блока: собственно, пространственная рама и фундаментная плита. При работе с элементами пространственной рамы, например, при задании их жесткости или нагружения, удобно обращаться непосредственно к элементам расчетной схемы как отдельным блокам.

Для создания отдельных блоков после выделения узлов и элементов фрагмента расчетной схемы (например, плиты перекрытия) необходимо обратиться к кнопке команды *создать блок* из раздела меню *расширенное редактирование* (см. рис. 3.2).

После создания для плиты перекрытия (например, на отм.0,000) отдельного блока можно выполнять определенные операции с плитой перекрытия, для удобства отделив плиту от расчетной схемы с использованием команды *фрагментация*.

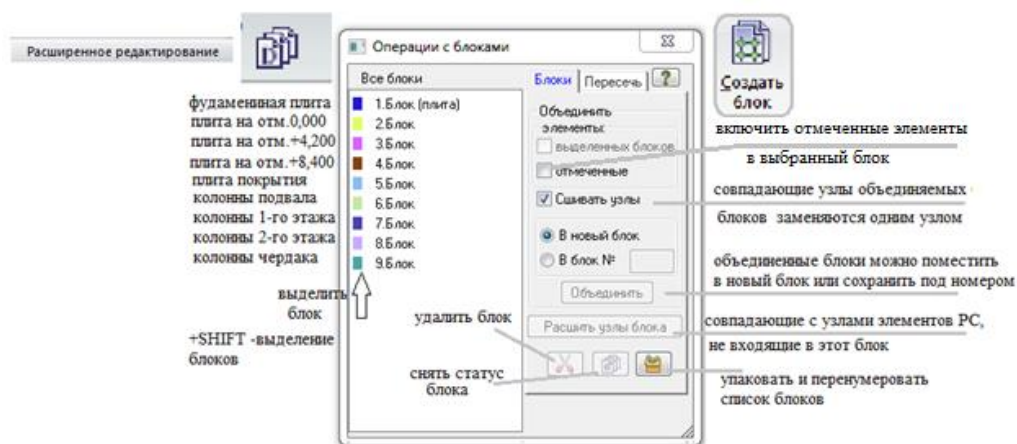


Рис. 3.2. Возможности команды *операции с блоками* из раздела меню *расширенное редактирование*

На рис. 3.3 приведена последовательность выполнения действий для моделирования поперечного сечения колонны на фрагменте расчетной схемы плиты перекрытия.

В построенной геометрии расчетной схемы монолитного многоэтажного здания каркасной КС колонны моделируются стержнями, к которым примыкают пластины-плиты перекрытия.

Под действием нагрузки плиты перекрытия будут работать с расчетным пролетом 6, 4 м (между стержнями-колоннами).

Если выполнить моделирование поперечного сечения колонн, то расчетным пролетом плиты становится расстояние между гранями созданного поперечного сечения колонн, то есть при сечении колонн 500×500 мм он уменьшится на: $250 \text{ мм} + 250 \text{ мм} = 500 \text{ мм}$.

Последовательность выполнения действий следующая. Сначала выделяют четыре пластинчатых элемента вокруг стержня-колонны (рис. 3.3а), затем выполняется разбивка выделенных пластинчатых КЭ на более мелкие с использованием команды *преобразование сети пластинчатых КЭ*, вторая закладка (рис. 3.3б) и, наконец, выполняется перемещение узлов пластинчатых КЭ для уточнения размеров поперечного сечения колонны (500×500 мм) с использованием команды *перемещение объектов-узлов* (см. рис. 3.3в).

После отметки узлов на одной из моделируемой граней колонны, узлы необходимо переместить соответственно вдоль оси X или Y в направлении от начала координат или к началу координат на длину $(640-500)/2=70 \text{ мм}=0,07\text{м}$ с учетом размеров КЭ плиты перекрытия $0,64 \times 0,64\text{м}$.

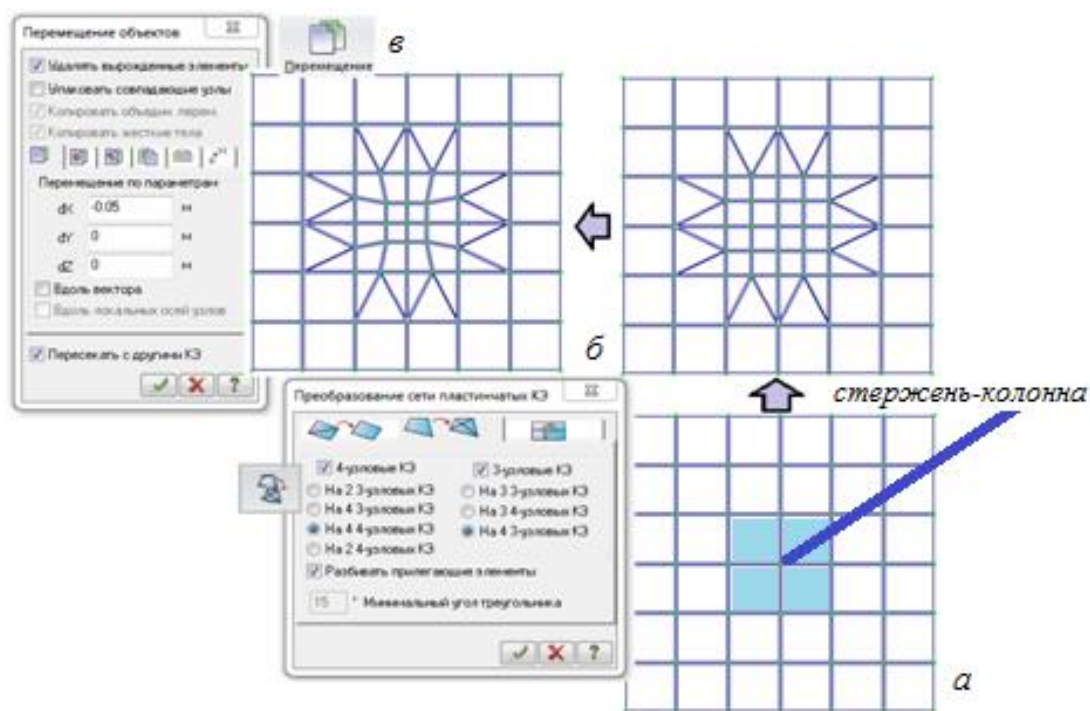


Рис. 3.3. Последовательность моделирования поперечного сечения колонны:
а – выделение четырех пластинчатых элементы в плите вокруг стержня-колонны; *б* – разбивка пластинчатых элементов; *в* – перемещение узлов элементов для расположения их по периметру полагаемого поперечного сечения колонны

После завершения моделирования геометрии расчетной схемы можно приступить к заданию размеров поперечных сечений и материалов для элементов расчетной схемы с использованием команды *жесткости и материалы*.

В общем случае жесткостью поперечного сечения несущего элемента называется произведение момента инерции поперечного сечения J на модуль упругости бетона E .

При задании вида и размеров поперечного сечения элемента момент инерции J для сечения вычисляется в компьютерной программе автоматически.

Модуль упругости бетона E определяется на основе начального модуля упругости бетона E_b , выбранного для несущего элемента класса бетона по прочности на сжатие, с учетом понижающих коэффициентов ($k=0,6$ для колонн и стен, $k=0,2$ для балок и плит перекрытий).

Кроме того, при задании жесткости в диалоговом окне указывается плотность материала. Тяжелый бетон имеет плотность 25 кН/м^3 . Для пластинчатых элементов дополнительно указывается коэффициент поперечной деформации, который для тяжелого бетона всех классов равен 0,2.

На рис. 3.4 приведено диалоговое окно команды *операции с блоками* (а) расчетной схемы (б). Формирование отдельных блоков нужно для удобства выделения их при назначении жесткости и материалов элементов расчетной схемы. На рис. 3.4в приведен список назначенных типов жесткостей.

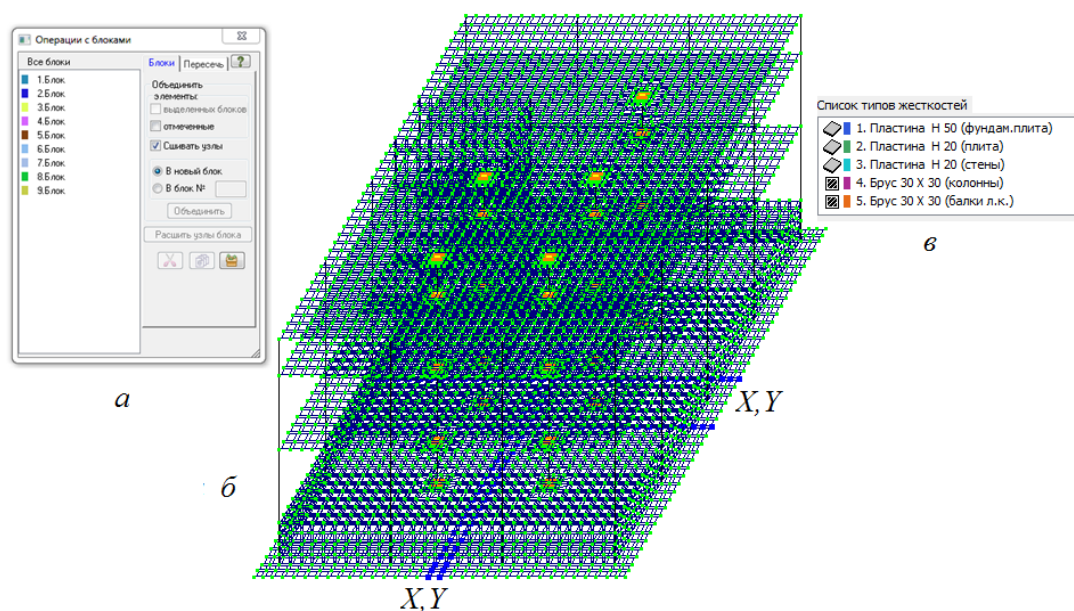


Рис. 3.4. Задание жесткости для элементов расчетной схемы: а) – диалоговое окно команды *операции с блоками*; б – пространственная расчетная схема конструктивной системы здания; в – список типов жесткости

В таблицы 3.2 и 3.3 включены исходные данные для заполнения диалоговых окон *команды жесткости и материалы* при выполнении компьютерного расчета.

Таблица 3.2

Жесткости для элементов расчетной схемы

N п/п	Элементы схемы	Параметры для команды <i>жесткости и материалы</i>
1	Фундаментная плита	$E = 30000000 \text{ кН/м}^2$; $H = 50 \text{ см}$; $\nu = 0,2$, $R_0 = 25 \text{ кН/м}^3$
2	Плита перекрытия	$E = 6000000 \text{ кН/м}^2$; $H = 20 \text{ см}$; $\nu = 0,2$, $R_0 = 25 \text{ кН/м}^3$
3	Стены	$E = 18000000 \text{ кН/м}^2$; $H = 20 \text{ см}$; $\nu = 0,2$, $R_0 = 25 \text{ кН/м}^3$
4	Колонны*	$E = 18000000 \text{ кН/м}^2$; $H = 30 \text{ см}$; $B = 30 \text{ см}$, $R_0 = 25 \text{ кН/м}^3$
5	Балки	$E = 6000000 \text{ кН/м}^2$; $H = 30 \text{ см}$; $B = 30 \text{ см}$, $R_0 = 25 \text{ кН/м}^3$

После выполнения расчета возможна корректировка размеров поперечного сечения, классов материалов до минимальных значений, показанных в таблице 3.4

Таблица 3.3

Материалы для элементов расчетной схемы

№ п/п	Конструкция здания – вид конечного элемента расчетной схемы	Класс бетона	Класс арматуры
1	Фундаментная плита (оболочка)	В25	А400
2	Плита перекрытия (оболочка)		
3	Стена лестничной клетки (оболочка)		
4	Наружная стена подвала (оболочка)		
5	Колонна (стержень)		
6	Балка лестничной клетки (стержень)		

Конструктивные параметры (размеры поперечного сечения, классы материалов и процент армирования) для несущих элементов монолитного многоэтажного здания задаются в соответствии с рекомендациями СП430.1325800.2018 (Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования) и приведены в таблице 3.4.

При задании материалов (команда *жесткости и материалы*) необходимо в диалоговом окне команды установить флажок *материалы* и выбрать закладку *ж/б*. При этом жесткость элемента, для которого задаются материалы, должна быть уже задана.

В диалоговом окне можно изменить нормативный документ по проектированию железобетонных конструкций, выбрав нормативный документ из предлагаемого списка. Железобетонные конструкции проектируются с учетом требований актуализированной редакции норм СП 63.13330.

Если введены исходные данные только в диалоговое окно *жесткости*, то выполняется статический расчет. При дополнительном задании *материалов* выполняется статический расчет и подбирается арматура, обеспечивающая несущую способность элементам расчетной схемы.

Таблица 3.4

Конструктивные параметры несущих элементов многоэтажных зданий
каркасной конструктивной системы

№ п/п	Несущий элемент	Конструктивные параметры	Требования к проценту армирования		
1	Колонны	Размер поперечного сечения квадратных или круглых колонн принимается не менее 30 см, класс бетона принимается В25 В60, классы арматуры - А400, А500, А600	<i>Внецентренно сжатые элементы</i> Максимальный процент армирования в любом сечении (включая участки с нахлесточным соединением арматуры) - $\mu\% \leq 10\%$. Минимальный процент армирования зависит от гибкости вертикальных внецентренно сжатых элементов λ : при $\lambda \leq 5$ – $A_{s,ult}=0,2\%$, при $\lambda > 25$ – $A_{s,ult}=0,5\%$		
2	Пилоны (вытянутое поперечное сечение колонн $h/b \leq 4$)	Меньший размер поперечного сечения принимается не менее 20 см. класс бетона принимается В25 В60, классы арматуры - А400, А500, А600			
3	Стены	Толщина стен принимается не менее 18 см, класс бетона - не менее В20, классы арматуры А400, А500			
3	Перекрытия плоские	Толщина перекрытия принимается 16...25 мм (1/30 большего из пролетов), класс бетона - не менее В20, классы арматуры А400, А500	Минимальный процент армирования для плоских плит и элементов балочных перекрытий принимается не менее 0,1%, для фундаментных плит – не менее 0,3% Максимальный процент армирования определяется параметрами сжатой зоны бетона ξ_R , A_R , представленными в таблице:		
4	Фундаментные плиты	Толщина фундаментных плит принимается не менее 50 см, класс бетона - не менее В20, при марке по водонепроницаемости - не менее W6; $\mu\%$ - не менее 0,3 %, $\mu\%$ - не менее 0,3 %, $\mu\%$ - не менее 0,3 %			
			Класс арматуры	А400	А500
			Значение ξ_R	0,531	0,493
			Значение A_R	0,390	0,372

В процессе задания материалов назначается тип конечного элемента (КЭ), классы бетона и арматуры для элемента расчетной схемы. Для стержневых элементов указывается тип КЭ – *стержень*. Для пластинчатых КЭ их тип должен выбирается из списка: *оболочка, плита, балка-стенка*.

С учетом того, что тип конечных элементов для расчетной схемы в расчетной программе присваивается автоматически, необходимо перед назначением типа пластинчатых КЭ при задании материалов выполнить следующие действия, показанные на рис.3.5: запросить информацию, в том числе, о номере типа КЭ, а затем в библиотеке КЭ определить собственно тип КЭ.

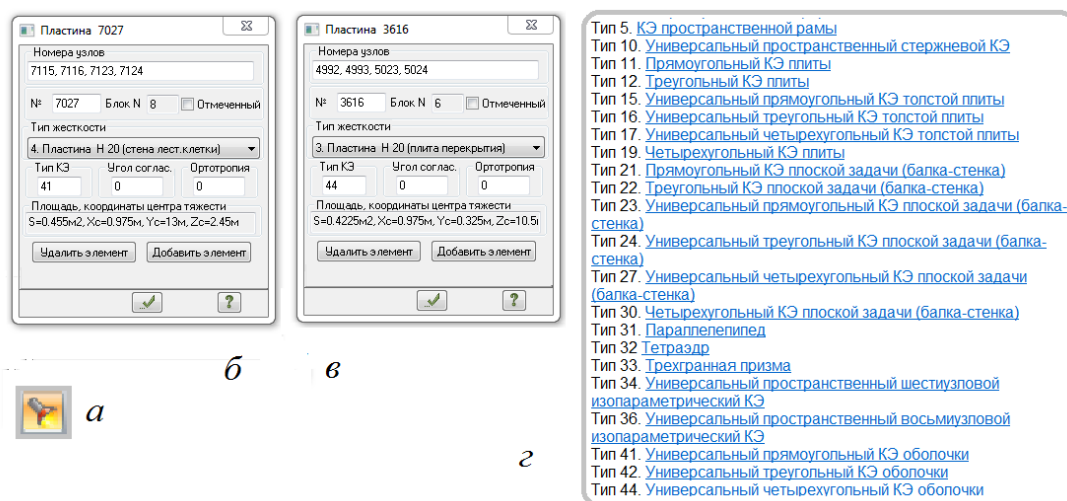


Рис. 3.5. К определению типа КЭ: *а* – кнопка информации об узлах и элементах; *б, в* – информационные окна; *г* – библиотека КЭ

Фундаментная плита опирается на грунтовое основание, которое характеризуется коэффициентами постели C_1 и C_2 . Коэффициенты постели C_1 и C_2 на начальных этапах расчета можно задать предварительно с использованием сведений, приведенных в таблице 3.5.

Таблица 3.5.

Вид грунта	Коэффициент упругого основания (на сжатие)	Коэффициент упругого основания (на сдвиг)	Коэффициент поперечной деформации	Модуль упругости, МПа	Расчетное сопротивление грунта
	C1, кН/м ³	C2, кН/м	ν	E, МПа	R, МПа
Крупнообломочные грунты	(5..10)×10 ⁴	C2 = $= \frac{C1 \times H_c^2 (1 - 2\nu^2)}{6(1 + 2\nu)},$	0,27	40...60	0,35...0,6
Пески и супеси	(1...4) ×10 ⁴		0,30...0,35	18...50	0,1...0,5
Суглинки	(2...6) ×10 ⁴		0,35...0,37	16...33	0,1...0,3
Глины твердые полутвердые пластичные	(10....20))×10 ⁴		0,2...0,3	12...28	0,4...0,6
	(1...4))×10 ⁴	0,3...0,38	9...24	0,2...0,5	
		0,38...0,45	7...16	0,1...0,3	
H _с - средняя глубина сжимаемой толщи под фундаментной плитой, при ширине фундамента b=1...5 м H _с =2,5 м, при b=10 м H _с =5 м, при b=20 м H _с =6 м, при b=30 м H _с =7 м, при b=40 м H _с =8 м, при b=50 м H _с =9 м, при b=100 м H _с =10 м,					

Определение коэффициентов постели C_1 и C_2 (по таблице 3.4)

Вид грунта – супесь, коэффициент упругого основания на сжатие $C_1=2 \times 10^4$ кН/м³ (среднее значение для супеси по табл. 3.5), коэффициент поперечной деформации $\nu=0,33$; средняя глубина сжимаемой толщи под фундаментной плитой при $b=6,4 \times 3+2=21,2$ м; $H_c=6,12$ м; коэффициент C_2 упругого основания на сдвиг:

$$C_2 = \frac{C_1 \cdot H_c^2 (1 - 2\nu^2)}{6(1 + 2\nu)} = \frac{20000 \cdot 6,12^2 (1 - 2 \cdot 0,33^2)}{6 \cdot (1 + 2 \cdot 0,33)} = \frac{20000 \cdot 37,45 \cdot 0,79}{6 \cdot 1,66} = 59410 \text{ кН / м},$$

После выделения элементов фундаментной плиты в диалоговом окне команды *задание коэффициентов C_1 и C_2* указываются найденные коэффициенты постели.

Нагрузка расчетной схемы.

В таблице 3.6 приведены характеристики для расчетных нагрузок при загрузении расчетной схемы.

Таблица 3.6

Расчетные нагрузки для загрузения расчетной схемы

№ п/п	Имя загрузения	Значения нагрузок, кПа	Вид загрузения	γ_f	Доля длител.	Взаимное исключен.
1	с.в. конструкций	автоматически	Постоянная	1,1	1	
2	вес пола, кровли	1,2(п), 0,9(к)	Постоянная	1,25	1	
3	вес наружных стен*	6,9;5,1;1,3 кН/м	Постоянная	1,2	1	
4	давление грунта**	3,8(в), 20,2(н)	Постоянная	1,15	1	
5	вес врем. перегородок	0,6	Длительная	1,2	1	
6	врем. на перекрытие***	3,0; 2,4;4,2	Кратковремен.	1,2	0,35	
7	снеговая нагрузка	2,1	Кратковремен.	1,4	0,5	
8	ветровая по X****	см. примечание	Кратковремен.	1,4	0	1
9	ветровая по Y	см. примечание	Кратковремен.	1,4	0	1

Примечание к таблице 3.6.

* Погонная расчетная нагрузка от веса наружных стен по периметру плит перекрытия составляет 6,9 кН/м ($H_{эт.}=4,2$ м), 3,45 кН/м ($H_{эт.}=2,1$ м), от веса парапетных участков наружных стен по периметру плиты покрытия – 1,3 кН/м. При длине КЭ 0,64 м узловая нагрузка по периметру плит перекрытия составляет $6,9 \cdot 0,64 = 4,42$ кН на отм.0,000 и на отм.+4,200;

$3,45 \cdot 0,64 = 2,21$ кН на отм.+8,400; по периметру плиты покрытия - $1,3 \cdot 0,64 = 0,83$ кН. На балки лестничной клетки передается погонная нагрузка от наружных стен с большой площадью остекления (5,1 кН/м, Н=4,2 м). Балки лестничной клетки разбиваются на пять частей с длиной КЭ 0,64 м. Узловая нагрузка для балок, расположенных на отм.+2,100 и отм.+6,300 (Н=4,2 м), составляет $5,1 \cdot 0,64 = 3,26$ кН. Для перекрытия на отм. 0,000 (Н=2,1 м) узловая нагрузка составляет 1,63 кН, а для покрытия на отм.+10,500 – 0,83 кН. На стены лестничной клетки, перпендикулярные наружным стенам здания, передается нагрузка от двух скрытых балок лестничной площадки (Р=18 кН).

****Боковое расчетное давление грунта на наружные стены подземной части здания имеет трапецевидное очертание (вверху – 3,8 кПа, внизу – 20,2 кПа).** Нагрузка вычислена с учетом дополнительного давления на поверхность грунта непосредственно у здания 10 кН/кв.м. При задании этой нагрузки с учетом расположения подземных наружных стен здания боковое давление грунта направлено по оси Х или Y с плюсом или минусом, направление изменения нагрузки – по оси Z. В диалоговом окне *неравномерная нагрузка* первой указывается нагрузка внизу стены.

***** Временная нормативная нагрузка (по заданию) на этажные перекрытия составляет 2,5 кПа, для технического этажа – 2,0 кПа, для подземного этажа – 3,5 кПа.** С учетом коэффициента надежности по нагрузке ($\gamma_f=1,2$) расчетные значения временных нагрузок составляют, соответственно, 3,0 кПа, 2,4 кПа, 4,2 кПа.

******Ветровая нагрузка прикладывается в виде узловой нагрузки к перекрытию на отм.+4,200 и на отм.+8,400 и к покрытию на отм.+10,500 ($8,4+2,1=10,5$ м). Парапет наружных стен здания находится на отм.+12,000 ($10,5+1,5=12$ м). Расчетное значение узловой ветровой нагрузки определяется по формуле: $w_m = w_0 \cdot k_{z_e} \cdot c \cdot A \cdot \gamma_f$, где:**

$w_0 = 0,23$ кН/м² – нормативное значение ветрового давления для I района;

$c = 0,8$ – аэродинамический коэффициент с наветренной стороны;

$c = 0,5$ – аэродинамический коэффициент с подветренной стороны;

$k_{ze} = 0,69$ – значение коэффициента на высоте 5 м составляет 0,5; на высоте 10 м – 0,65; на высоте 20 м – 0,85, промежуточные значения определяются по интерполяции $0,65 + 0,04 = 0,69$ (парапет на отм.+12,000), тип местности В;

$\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по ветровой нагрузке.

Грузовая площадь A определяется с учетом ширины грузовой площади (длины КЭ) 0,64 м, высоты грузовой площади: для перекрытия на отм.+4,200 – $H_1 = 4,2$ м, для перекрытия на отм.+8,400 – $H_2 = 2,4 + 1,05 = 3,45$ м, для покрытия на отм.+10,500 – $H_3 = 1,05 + 1,5 = 2,55$ м. Грузовые площади равны: $A_1 = 0,64 \cdot 4,2 = 2,69 \text{ м}^2$, $A_2 = 0,64 \cdot 3,45 = 2,21 \text{ м}^2$, $A_3 = 0,64 \cdot 2,55 = 1,63 \text{ м}^2$.

Ветровая расчетная узловая нагрузка по оси X и по оси Y с наветренной стороны:

$w_m = w_0 \cdot k_{ze} \cdot c \cdot A \cdot \gamma_f = 0,23 \cdot 0,69 \cdot 0,8 \cdot 2,69 \cdot 1,4 = 0,48 \text{ кН}$ – перекрытие на отм.+4,200,
0,24 кН - перекрытие на отм.0,000 ($A = 0,64 \cdot 2,1 = 1,34 \text{ м}^2$),

$w_m = w_0 \cdot k_{ze} \cdot c \cdot A \cdot \gamma_f = 0,23 \cdot 0,69 \cdot 0,8 \cdot 2,21 \cdot 1,4 = 0,39 \text{ кН}$ – перекрытие на отм.+8,400

$w_m = w_0 \cdot k_{ze} \cdot c \cdot A \cdot \gamma_f = 0,23 \cdot 0,69 \cdot 0,8 \cdot 1,63 \cdot 1,4 = 0,29 \text{ кН}$ - покрытие.

Ветровая расчетная узловая нагрузка по оси X и по оси Y с подветренной стороны составляет, соответственно: $0,48 \cdot (0,5/0,8) = 0,3$ кН, 0,15 кН 0,24 кН, 0,18 кН.

При вычислении узловой ветровой нагрузки в пределах лестничной клетки:

$H_1 = 2,1/2 = 1,05$ м, $H_2 = 1,05 + 2,1 = 3,15$ м (отм.+2,100), $H_3 = 4,2$ м, (отм.+6,300)
 $H_4 = 2,1 + 1,5 = 3,6$ м. Узловая нагрузка соответственно: 0,12 кН; 0,34 кН; 0,48 кН; 0,41 кН.

Таблица 3.7 является таблицей РСН. В последнем столбце таблицы показаны коэффициенты сочетания по степени влияния нагрузок.

Таблица 3.7

	N загруз.	Наименование	Взаимоискл.	Кэф. надежн.	Доля длительн.	РСН1
1	1	с.в.		1.1	1.0	1.
2	2	вес пола и кровли		1.0	1.0	1.
3	3	вес наружных стен		1.0	1.0	1.
4	4	давление грунта		1.15	1.0	1.
5	5	врем.перегородки		1.2	1.0	1.
6	6	врем. на перекр. и ф.п.		1.2	.35	1.
7	7	снеговая		1.4	.5	0.7
8	8	ветер по X	1	1.4	.0	0.9
9	9	ветер по Y	1	1.4	.0	0.9

Результаты расчета статического расчета и подбора арматуры

На рис. 3.6 представлены результаты статического расчета и подбора арматуры для колонны среднего ряда. Необходимо также выполнить проверку соблюдения конструктивных требований относительно минимального процента армирования, который зависит от гибкости рассчитываемой колонны:

$$\lambda = l_0/h = 4,2/0,3 = 14, \text{ при } \lambda \leq 5 - \mu\% = 0,2\%, \text{ при } \lambda \geq 25 - \mu\% = 0,5\%,$$

$$\text{при } \lambda = 14 - \mu\% = 0,365\%,$$

$$A_b = b \cdot h_0 = 30 \cdot 27 = 810 \text{ см}^2, A_s = 0,00365 \cdot 810 = 2,65 \text{ см}^2 - 4\varnothing 10 \text{ A400}$$

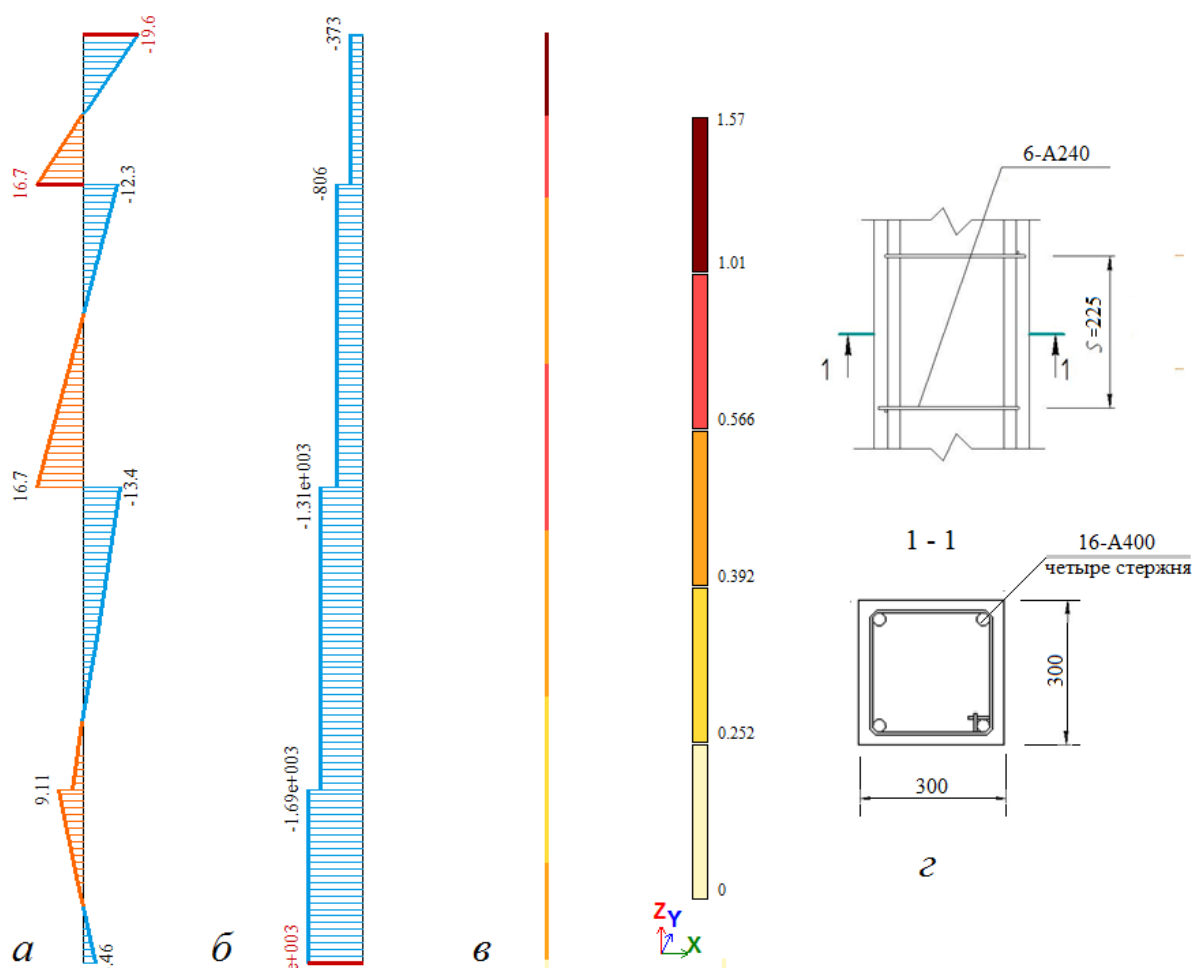


Рис. 3.6. Результаты статического расчета и подбора арматуры для колонны среднего ряда: *а* – эпюра изгибающих моментов в кНм; *б* – эпюра продольной силы в кН; *в* – площадь продольной арматуры колонны в см²; *г* – схема армирования

Расчет железобетонных конструкций, кроме подбора арматуры, включает определение деформаций и ширины раскрытия трещин, которые сравниваются с предельно допустимыми значениями.

На рис. 3.7 приведена плита перекрытия, расположенная на отм.+4,200. Ее максимальный прогиб составляет 24 мм, что меньше предельно допустимого значения:

$$l_0 = 6,4 - 0,3 = 6,1 \text{ м; предельно допустимый прогиб } f_{ult} = 600/200 = 3 \text{ см} > 2,4 \text{ см}$$

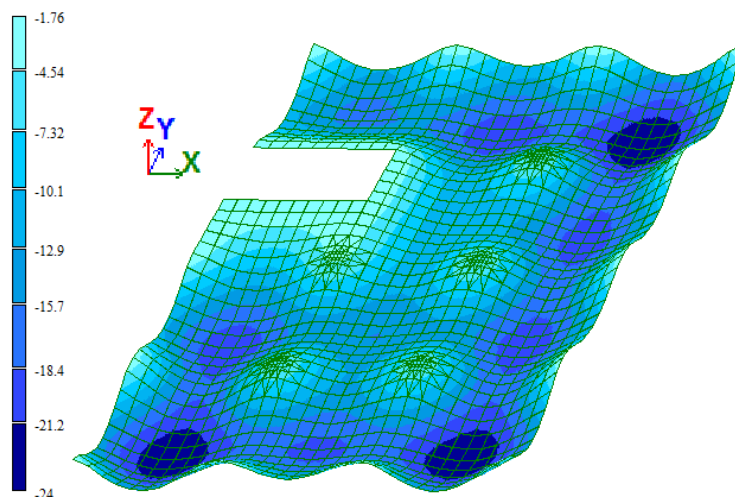


Рис. 3.7. Прогиб в мм плиты перекрытия на отм.+4,200

Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин задаются при компьютерном расчете, как ограничение.

Практические работы по разделу дисциплины: Железобетонные конструкции сборных зданий (4 часа).

Знакомство с алгоритмами и выполнение расчетов по индивидуальным исходным данным податливости соединений несущих элементов многоэтажного крупнопанельных зданий (ПЗ№3). Выполнение статического расчета конструктивной системы сборного многоэтажного каркасного здания, расчет и конструирование несущих элементов по индивидуальным исходным зданиям (ПЗ№4).

Практическая работа №3

Особенностью расчета крупнопанельных зданий, в отличие от монолитных зданий стеновой конструктивной системы, является необходимость учета податливости связей в стыках между сборными элементами здания.

На рисунке 4.1 представлена схема крупнопанельного здания с расположением горизонтальных и вертикальных стыков между несущими элементами крупнопанельных зданий.

При выполнении статического расчета в расчетной схеме зданий должны моделироваться горизонтальные и вертикальные стыки и приводиться описание деформационных характеристик стыков.

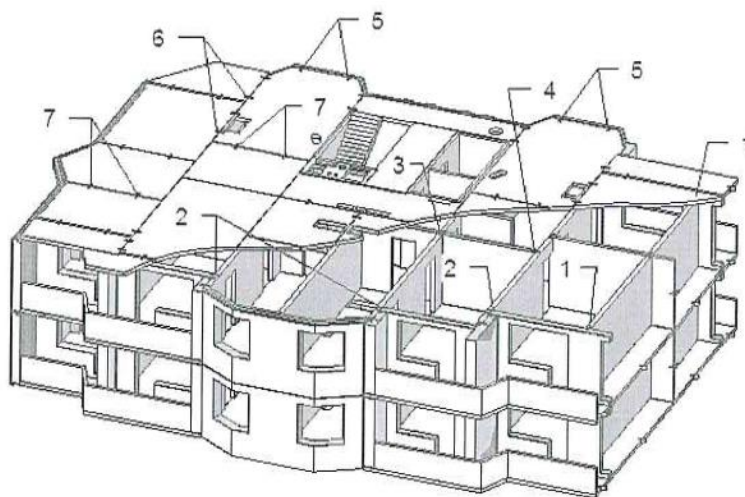


Рис. 4.1. Схема расположения связей в крупнопанельном здании: 1, 2 - связи между наружными и внутренними панелями; 3, 4 - связи между продольными и поперечными внутренними стенами здания; 5 - связи между наружными стенами и плитами перекрытия здания; 6, 7 - связи между плитами перекрытий вдоль и поперек длины здания

При проектировании крупнопанельных зданий, необходимо выбрать конструктивное решение стыков между несущими элементами, составляющими конструктивную систему здания, которая при расчете КС моделируется в расчетной схеме.

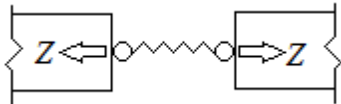
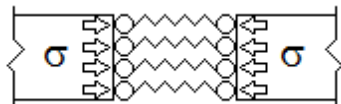
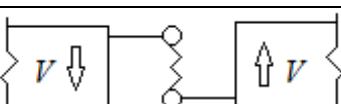
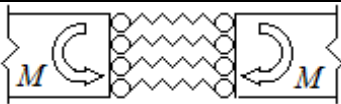
Сопряжение между несущими элементами здания оценивается в расчетной схеме через жесткость C вертикальных и горизонтальных связей.

При этом в соответствии с СП 335.1325800.2017 (Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования) сначала определяются коэффициенты податливости связей λ , для принятых конструктивных решений узлов сопряжения сборных конструкций, а затем определяется жесткость связей $C=1/\lambda$.

Коэффициентом податливости соединения называется величина, численно равная деформации соединения, вызванной единичной сосредоточенной или распределенной силой.

В таблице 4.1 для соединений различного вида, испытывающих растяжение, сжатие, сдвиг и поворот, приведены схема соединения, обозначение и размерность коэффициента податливости.

Таблица 4.1.

№ п/п	Схема соединения	Наименование усилия	Коэффициент податливости	
			обозначение	размерность
1		растяжение	λ_t	мм/Н
2		сжатие	λ_c	мм ³ /Н
3		сдвиг	λ_τ	мм/Н
4		поворот	λ_φ	1/МН

Если соединение между элементами включает в себя несколько (n) видов (i) связей, то податливость стыка определяется с учетом их последовательного ($\lambda = \sum_{i=1}^n \lambda_i$), параллельного ($\lambda = 1 / \sum_{i=1}^n (1 / \lambda_i)$), или смешанного расположения в стыке.

В смешанном случае выделяют группы однородно расположенных связей и для каждой из них по первой или второй формуле вычисляют коэффициенты податливости, в результате чего систему приводят к случаю последовательного или параллельного расположения связей.

Для определения коэффициента податливости соединения, имеющего сосредоточенные и распределенные связи, последние заменяют эквивалентными по жесткости, сосредоточенными.

В рамках практической работы ПЗ.№3 необходимо выполнить расчет податливости платформенного горизонтального стыка, со следующими вариантами исходных данных, приведенных в таблице 4.2.

Таблица 4.2

Варианты исходных данных для выполнения ПЗ №3

Номер варианта исходных данных																			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Толщина стеновой панели (м), класс бетона																			
0,12; В15					0,14; В20					0,16; В15					0,18; В20				
Класс мелкозернистой бетонной смеси, толщина горизонтальный швов –20мм																			
В15					В20					В15					В20				
Толщина плиты перекрытия (м), класс бетона В																			
0,10					0,12					0,14					0,16				
15	20	25	30	35	15	20	25	30	35	15	20	25	30	35	15	20	25	30	35

Конструктивные параметры для стеновых панелей, плит перекрытия и горизонтальных стыков в соответствии с рекомендациями СП 335.1325800.2017 могут назначаться следующими:

- толщина плит перекрытий – с учетом воспринимаемых нагрузок, требований действующих норм по обеспечению прочности, ограничению ширины раскрытия трещин и прогибу, но не менее 100 мм из ряда 120 мм, 140 мм, 160 мм. Минимальный класс бетона В15;

- толщина стеновых панелей – с учетом воспринимаемых нагрузок, требований действующих норм по обеспечению прочности, ограничению ширины раскрытия трещин и деформациям, а также с учетом ограничения гибкости стены ($\lambda=l_0/h=35$), достаточной глубины опирания плит перекрытия на стену (40 мм – при опирании плит по контуры, 50 мм – при опирании плит по двум сторонам). Минимальный класс бетона В15;

- толщина горизонтальных швов – 20 мм. Минимальный класс применяемой мелкозернистой бетонной смеси не ниже В15 и не ниже класса бетона для стеновых панелей, соединяемых в стыке.

На рисунке 4.2 приведена схема горизонтального платформенного стыка. Для такого стыка характерно, что сжимающая нагрузка N передается от вышележащей на нижележащую стеновую панель (толщина $t=140$ мм) через опорные участки плит перекрытия толщиной $h_{pl}=120$ мм, выполненные из тяжелого бетона класса В20 с начальным модулем упругости $E_{pl}=27500$ Мпа, и через два растворных шва толщиной $t_m=20$ мм с классом по прочности

и подвижности мелкозернистой бетонной смеси БСМ В15 П2 ГОСТ 7473-2010 (кубиковая прочность раствора $R_m=15$ МПа= 15 Н/мм²).

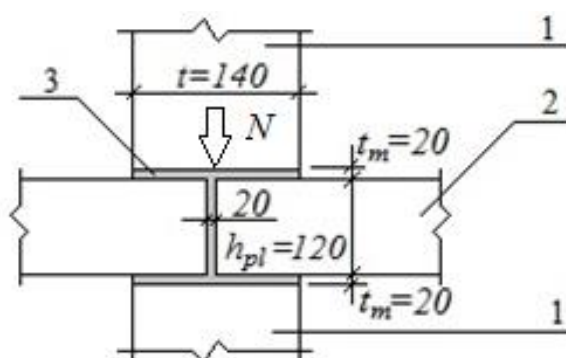


Рис. 4.2. К расчету податливости платформенного стыка: 1 – стеновая панель; 2 – плита перекрытия; 3 – растворный шов

Коэффициент податливости при сжатии горизонтального растворного шва λ_m определяется в зависимости от геометрических параметров шва, прочности раствора и среднего значения сжимающих напряжений в растворном шве σ_m .

При кратковременном сжатии растворного шва в эксплуатационной стадии (толщина шва $t_m=20$ мм, кубиковая прочность раствора $R_m=1...20$ МПа) коэффициент податливости растворного шва λ_m принимается по таблице 4.3.

Значения коэффициента податливости рабочего шва λ_m в таблице 4.3 в строке 1 вычислены по формуле $\lambda_{m \leq 1,5 \cdot 10^{-3} R_m^{-2/3} \cdot t_m}$, в строке 2 – по формуле $\lambda_{m \leq 5 \cdot 10^{-3} R_m^{-2/3} \cdot t_m}$

Таблица 4.3

№ п/п	Среднее значение сжимающих напряжений в растворном шве σ_m , МПа	Коэффициент податливости λ_m растворного шва при $t_m=20$ мм и кратковременном сжатии при кубиковой прочности бетона R_m , МПа				
		1	2,5	5	10	20
1	$\sigma_m \leq 1,15 R_m^{2/3}$	0,030	0,016	0,010	0,0065	0,0040
2	$2 R_m^{2/3} \geq \sigma_m > 1,15 R_m^{2/3}$	0,10	0,054	0,034	0,021	0,013

Коэффициент податливости горизонтального платформенного стыка определяется по формуле:

$$\lambda_{c,pl} = (\lambda_m' + \lambda_m'' + \frac{h_{pl}}{E_{pl}}) \frac{A}{A_{pl}},$$

где $A/A_{pl} = 140/(140-20) = 1,167$ — отношение площади стены, от которой передается нагрузка к площади платформенного участка стыка (рассматривается один погонный метр стены и плиты);

λ_m', λ_m'' — коэффициенты податливости при сжатии соответственно верхнего и нижнего горизонтальных швов (табл.4.3);

E_{pl} — начальный модуль упругости бетон плиты перекрытия (табл.4.4).

Таблица 4.4

Класс бетона по прочности на сжатия	B15	B20	B25	B30	B35
Начальный модуль упругости бетона, МПа	24000	27500	30000	32500	34500

При $\sigma_m \leq 1,15R_m^{2/3}$:

$$\lambda_{c,pl} = (\lambda_m' + \lambda_m'' + \frac{h_{pl}}{E_{pl}}) \frac{A}{A_{pl}} = (0,00525 + 0,00525 + \frac{120}{27500}) \cdot 1,167 = 0,0173 \text{ мм}^3 / \text{м}$$

При $2R_m^{2/3} \geq \sigma_m > 1,15R_m^{2/3}$

$$\lambda_{c,pl} = (\lambda_m' + \lambda_m'' + \frac{h_{pl}}{E_{pl}}) \frac{A}{A_{pl}} = (0,017 + 0,017 + \frac{120}{27500}) \cdot 1,167 = 0,0447 \text{ мм}^3 / \text{м}$$

Для определения податливости платформенного стыка при сжатии с учетом продолжительного действия нагрузки $\lambda_{m,t}$ необходимо:

- пересчитать модуль упругости бетона плиты перекрытия $E_{pl,l}$ с учетом коэффициента ползучести $\phi_{b,cr}$ при относительной влажности воздуха окружающей среды 40-75 % (см. табл.4.5).

Таблица 4.5

Класс бетона по прочности на сжатия	B15	B20	B25	B30	B35
Коэффициент ползучести бетона $\phi_{b,cr}$	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1

$$E_{pl,l} = \frac{E_{pl}}{1 + \phi_{b,cr}} = \frac{27500}{1 + 2,8} = 7237 \text{ МПа},$$

- определить податливость горизонтального растворного шва с учетом характеристики ползучести шва $\phi_t=1$:

$$\text{При } \sigma_m \leq 1,15 R_m^{2/3}: \lambda_{m,t} = \lambda_m (1 + \phi_t) = 0,00525 \cdot 2 = 0,0105,$$

$$\lambda_{c,pl} = (\lambda'_m + \lambda''_m + \frac{h_{pl}}{E_{pl}}) \frac{A}{A_{pl}} = (0,0105 + 0,0105 + \frac{120}{7237}) \cdot 1,167 = 0,054 \text{ мм}^3 / \text{м}$$

$$\text{При } 2 R_m^{2/3} \geq \sigma_m > 1,15 R_m^{2/3}: \lambda_{m,t} = \lambda_m (1 + \phi_t) = 0,017 \cdot 2 = 0,034,$$

$$\lambda_{c,pl} = (\lambda'_m + \lambda''_m + \frac{h_{pl}}{E_{pl}}) \frac{A}{A_{pl}} = (0,034 + 0,034 + \frac{120}{7237}) \cdot 1,167 = 0,0987 \text{ мм}^3 / \text{м}$$

Опертые по контуру панели перекрытий при платформенном стыке стеновых панелей могут рассматриваться как связи сдвига между стенами перпендикулярного направления. Для такой связи при кубиковой прочности растворного шва не ниже $R_m=7.5$ МПа и деформациях сдвига не более 0,5 мм коэффициент податливости при сдвиге $\lambda_{\tau,pl} = 5 \cdot 10^{-6}$ мм/Н.

Практическая работа №4

В рамках практической работы №4 выполняется компьютерный расчет плоской модели несущих элементов железобетонного каркаса сборной многоэтажной вставки внутри одноэтажного производственного здания с армированием ригеля и с составлением для него спецификации материалов. Исходные данные по вариантам приведены в таблице 4.6.

Таблица 4.6

Варианты исходных данных для выполнения ПЗ №4

Номер варианта исходных данных																			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Число и размер пролета, число и высота этажа рамы																			
6,0×3+4,2×3					6,3×3+4,8×3					6,6×3+3,3×2					6,9×3,3×2				
Расчетное значение вертикальной нагрузки на ригели рамы, кН/м																			
60	59	58	56	54	52	50	49	48	47	46	45	44	43	42	40	39	38	37	36

Признак расчетной схемы – 2

В диалоговом окне команды *генерация регулярных фрагментов и сетей* (закладка *рама*) задается геометрия трехпролетной ($L=6,9\text{ м}$) трехэтажной ($H_{\text{эт.}}=3,6\text{ м}$) рамы: $6,9\text{ м} \times 3 + 3,6\text{ м} \times 3$.

В расчетной схеме колонны моделируются стержнями. Для учета размеров поперечного сечения колонн $h_{\text{кол.}} \times b_{\text{кол.}} = 400 \times 400\text{ мм}$ и учета половины вылета консоли $l_{\text{кон.}} = 270\text{ мм}$ (см. рис.2,7), считаем, что расчетный пролет ригелей начинается на расстоянии $400/2 + 270/2 = 335\text{ мм} = 0,34\text{ м}$ от стержней-колонн расчетной схемы.

Необходимо разбить ригели расчетной схемы с выделением концевых участков длиной $0,34\text{ м}$ с использованием команды *добавить стержень* на расстоянии $L=0,34\text{ м}$. Для этого сначала необходимо выделить все ригели, указать узлы на расстоянии $L=0,34\text{ м}$, затем, выделив большие отрезки ригелей длиной $6,9 - 0,34 = 6,56\text{ м}$, указать узлы на расстоянии $6,56 - 0,34 = 6,22\text{ м}$.

Из узлов концевых участков ригелей и узла колонн моделируется АЖТ, для чего в диалоговом окне команды *абсолютно жесткие тела* среди предварительно выделенных узлов курсором указывается ведущий узел, и АЖТ считается назначенным с присвоением ему порядкового номера.

На рис. 4.3 показано моделирование расчетной схемы поперечной рамы: *а* - шарнирного сопряжения ригелей с колоннами; *б* - жесткой заделки опорных узлов; *в* - размеров поперечного сечения колонн с использованием команды *АЖТ*.

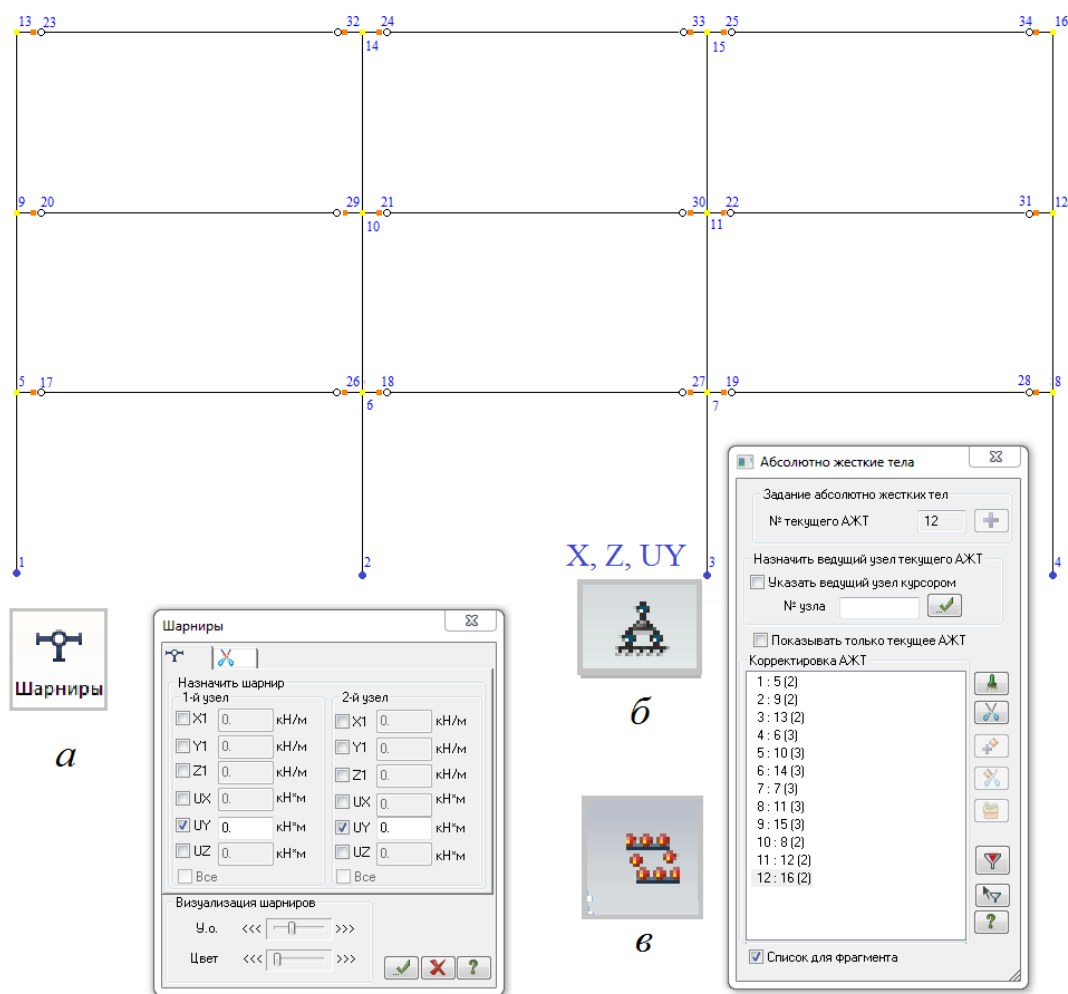


Рис. 4.3. Моделирование для расчетной схемы поперечной рамы шарнирных узлов сопряжения ригелей с колоннами (а); жестких связей для опорных узлов рамы (б); АЖТ в опорных узлах ригелей (в)

После задания геометрии расчетной схемы и закрепления ее опорных узлов необходимо задать конструктивные параметры для стержневых элементов расчетной схемы (размеры поперечного сечения, классы материалов) с использованием команды *жесткости и материалы*.

Для колонны задаются: размеры поперечного сечения 400×400 мм, класс бетона В25, модуль деформации с понижающим коэффициентом 0,6 (18000 МПа), класс арматуры А400, армирование симметричное.

Для ригеля задаются: ширина поперечного сечения принимается 300 мм, высота поперечного сечения предварительно определяется как $(1/10 \dots 1/12)l_0$. Расчетный пролет $l_0 = 6,9 - 0,34 - 0,34 = 6,22$ м, $h = 0,518$ м. Высота

поперечного сечения принимается 500 мм (модуль 50 мм). Стандартная высота поперечного сечения сборных ригелей 450 мм и 500 мм. Класс бетона В25, модуль деформации с понижающим коэффициентом 0,2 (6000 МПа), класс арматуры А400, армирование несимметричное.

Расчетная нагрузка на ригели рамы по заданию составляет 35 кПа, собственный вес элементов рамы учитывается с коэффициентом $\gamma_f = 1.1$ по команде *добавить собственный вес*.

Расчет ведется по *Усилиям* (среднее значение коэффициента надежности по нагрузке – 1,15; доля длительности – 0,80).

На рис. 4.4 приведены эпюры изгибающего момента и поперечной силы, а также результаты подбора арматуры ($A_{U1} = A_{U2} = 7,26 \text{ см}^2$ – площадь нижней левой и правой угловой арматуры). Всего площадь нижней продольной арматуры составляет: $7,26 \cdot 2 = 14,52 \text{ см}^2$. Применяется арматура: 3Ø25-А400 ($A_s = 14,73 \text{ см}^2$).

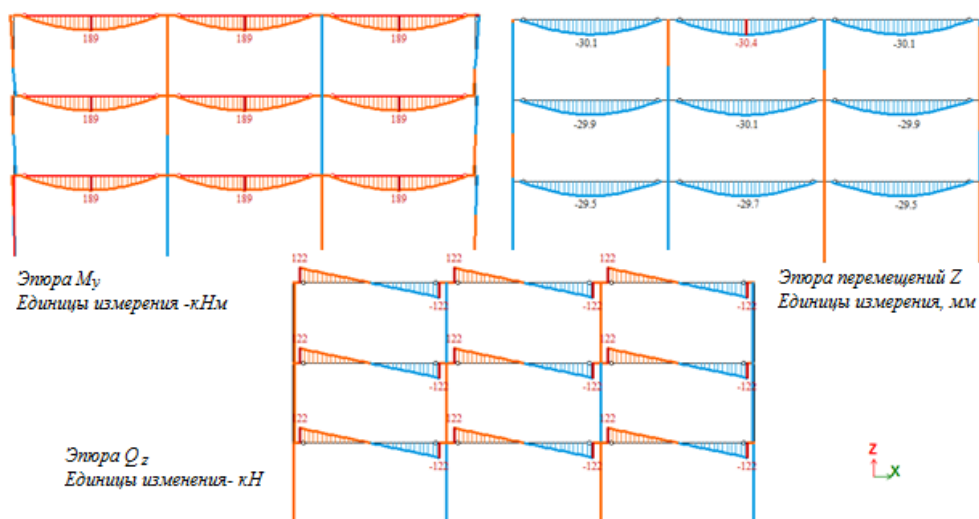


Рис. 4.4. Результаты статического расчета (графическое представление)

В таблице 4.7 приведены результаты подбора арматуры ($A_{U1} = A_{U2} = 7,26 \text{ см}^2$ – площадь нижней левой и правой угловой арматуры).

Арматура в таблице 4.7 приводится для пяти сечений ригеля, в которых показывается полная площадь арматуры, подобранная по I и II группам предельных состояний, а также площадь арматуры, подобранная при расчете только по I группе предельных состояний.

При использовании команды *жесткости и материалы* в диалоговом окне *материалы* для конструктивных элементов рамы делается отметка о необходимости ограничения ширины продолжительного раскрытия трещин ($a_{crc}=0,3$ мм) и ширины непродолжительного раскрытия трещин ($a_{crc}=0,4$ мм).

Выход за предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин требует увеличение площади продольной рабочей арматуры.

В таблице 4.7 ширина продолжительного (длительного) раскрытия трещин составляет 0,3 мм, непродолжительного (кратковременного) – 0,35 мм.

Таблица 4.7

Э Л Е М Е Н Т	С Е Ч Е Н И Е	ПРОДОЛЬНАЯ АРМАТУРА									ПОПЕРЕЧНАЯ АРМАТУРА						ШИРИНА РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН (мм)	
		Угловая (см2)				У граней сечения (см2)					ASW1 (см2) при шаге (см)			ASW2 (см2) при шаге (см)				
		AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	15	20	30	15	20	30	крат	длит
РАСЧЕТ ПО УСИЛИЯМ или РСН ОСНОВНАЯ СХЕМА																		
СТЕРЖЕНЬ																		
ПРЯМОУГОЛЬНИК В = 30.0 Н = 50.0 (см)																		
БЕТОН: В25 ; АРМАТУРА: ПРОДОЛЬНАЯ А400 ; ПОПЕРЕЧНАЯ А400																		
ВИД= СТЕРЖЕНЬ																		
36	1 Н									0.00	0.38	0.51	0.76					
										0.00								
	2 Н	6.22	6.22							0.83						0.35	0.30	
		4.80	4.80							0.64								
	3 Н	7.26	7.26							0.99						0.35	0.30	
		6.60	6.60							0.88								
	4 Н	6.22	6.22							0.83						0.35	0.30	
		4.80	4.80							0.64								
	5 Н									0.00	0.38	0.51	0.76					

Требуемая суммарная площадь нижней продольной арматуры составляет $7,26 \cdot 2 = 14,52$ см². Нижняя продольная рабочая арматура ригеля принимается по таблице 4.8 – 3Ø25-А400 ($A_s = 14,73$ см²). Три стержня нижней продольной арматуры входят в состав трех плоских каркасов армирования ригеля.

Поперечная арматура ригеля по расчету имеет площадь поперечного сечения $ASW1=ASW2=0,51 \text{ см}^2$, она расположена с шагом $S_w=20 \text{ см}$ ($S_w=h_0/2=46/2=23$, принимается 20 см). $ASW1+ASW2=0,51+0,51=1,02 \text{ см}^2$.

С учетом принятых для армирования ригеля трех каркасов для поперечной арматуры принимаются $3\varnothing 8-A400$ ($A_{sw}=1,51 \text{ см}^2$).

В таблице 4.9 показано, что минимальный диаметр поперечных стержней, которые могут быть приварены к продольным стержням диаметром 25 мм, является диаметр 8 мм.

Верхняя продольная конструктивная арматура принимается 10%...15% от площади нижней продольной рабочей арматуры $A_s=0,1\cdot 7,26=0,73 \text{ см}^2$, $A_s=0,15\cdot 7,26=1,14 \text{ см}^2$, диаметр 10 мм, 12 мм. Верхняя продольная арматура принимается $\varnothing 12-A400$.

Таблица 4.8

Сортамент стержневой арматуры

Ø мм	Площадь поперечного сечения [см²] при числе стержней									Масса, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
3	0,07	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,055
4	0,13	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	0,098
5	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,154
6	0,28	0,57	0,86	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	2,466
22	3,801	7,60	11,04	15,02	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	3,853
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,834
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	6,313
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	7,990
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,48	113,04	9,805

Таблица 4.9.

Соотношение между диаметрами стержней при сварке

Диаметр стержней одного направления, мм	3...12	14,16	18,20	22	25..32	36,40
Наименьший допустимый диаметр стержней другого направления, мм	3	4	5	6	8	10

Прогиб ригеля определяется по нормативному длительному значению нагрузки, которая вычисляется по расчетному значению: $(35/1,15) \cdot 0,8 = 24,3$ кПа.

На эпюре рис. 4.4 перемещение ригеля по оси Z составляет 30,1 см. Расчетный пролет ригеля $l_0 = 6,22$ м. Максимально допустимый по СП 20.13330.2016 прогиб ригеля: $(1/200) l_0 = 3,1$ см < 3,01 см. Прогиб ригеля меньше допустимого.

Армирование ригеля

Ригель армируется тремя плоскими каркасами К1, объединенными в объемный каркас отдельными стержнями ОС1 (шпильками). Для шпилек используются арматурные стержни $\varnothing 8A400$ с шагом 0,5 м...1,0 м.

Монтаж ригеля выполняется посредством строповочных отверстий (закладная деталь М2). Для закрепления ригеля к консоли колонны предусмотрены закладные детали М1.

Закладная деталь М1 является нерасчетной и предназначена для фиксации ригеля в проектном положении. Металлическая пластина закладной детали принимается размерами 300×270×5 мм.

Для закрепления пластины в ригеле предусматривается четыре анкера из арматурных стержней $\varnothing 8A400$. При этом минимальная толщина пластины закладной детали δ должна быть не менее $0,5d_s$ ($0,5 \cdot 8 = 4 < 5$ мм), если анкерные стержни из арматуры класса А400 и привариваются втавр. Анкерные стержни должны быть заведены в бетон ригеля на длину анкеровки l_{an} , которая при использовании бетона класса В25, арматуры класса А400 и диаметре арматурных стержней 8 мм составляет:

$$l_{an} = \alpha \frac{R_s}{10R_{bt}} d_s \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1 \cdot \frac{350}{10,5} \cdot 8 \cdot 1 = 1 \cdot 33,3 \cdot 8 \cdot 1 = 266 \text{ мм}, \text{ принимается } 275 \text{ мм}$$

На рис. 4.5а представлен опалубочный чертеж ригеля, на котором кроме геометрических размеров ригеля показано расположение

строповочных отверстий, образованных закладными деталями М2, и закладных деталей М1. Длина ригеля с учетом поперечного сечения колонн 400×400 мм и зазоров между колоннами и ригелем 25 мм составляет: $L=6900-400-25-25=6450$ мм.

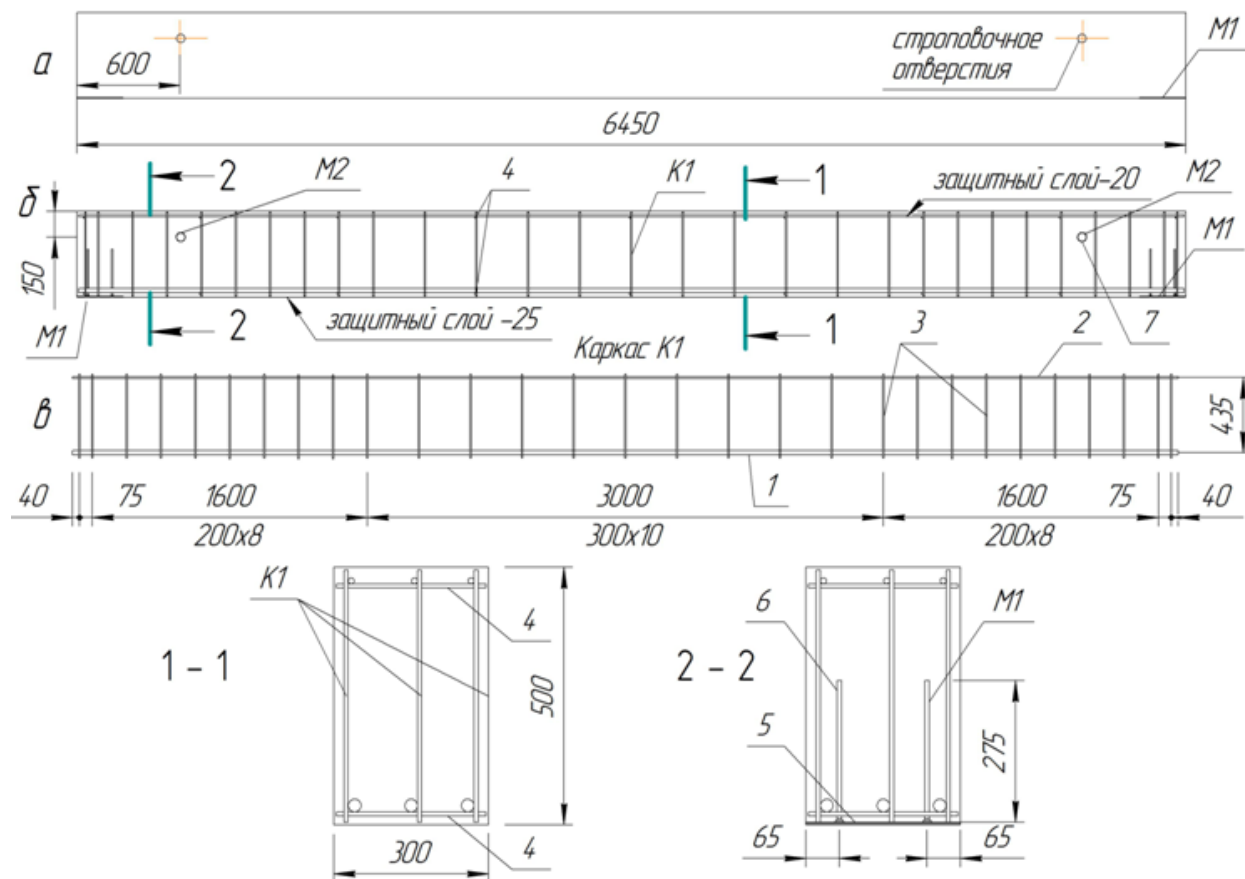


Рис. 4.5. Конструктивное решение ригеля: а – общий вид; б - схема армирования; в – каркас К-1

На рис. 4.5б показана схема армирования ригеля. Ригель армируется тремя каркасами К1. Длину продольных стержней каркаса назначают с таким расчетом, чтобы они не доходили до стенок опалубки на 10 мм ($6450-10-10=6430$ мм).

Поперечные стержни и шпильки имеют длину, соответственно, $500-5-5=490$ мм и $300-5-5=290$ мм (не доходит до стенок опалубки на 5 мм).

На рис. 4.5в приведен каркас К1. Показано расстояние между продольными стержнями.

Таблица 4.10 является спецификацией материалов для сборного железобетонного ригеля.

Таблица 4.10

Спецификация материалов для ригеля

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примеч.
		<u>Каркас К1</u>	3	313,68	
		<u>Закладная деталь М1</u>	2	7,18	
		<u>Закладная деталь М2</u>	2	2,96	
1	ГОСТ 34028-2016	25-А400 l=6450	3	74,55	
2	ГОСТ 34028-2016	12-А400 l=6450	3	17,18	
3	ГОСТ 34028-2016	8-А400 l=490	58	11,23	
4	ГОСТ 34028-2016	8-А400 l=290	14	1,6	
5	ГОСТ 19903-2015	300×270×5	1	3,16	
6	ГОСТ 34028-2016	8-А400 l=275	4	0,43	
7	ГОСТ 8732-78	D=54 t=4	2	2,96	
		<u>Материалы</u>			
	ГОСТ 26633-2015	Бетон тяжелый класса В25		8,2	м ³