

Содержание

Введение.....	2
Задание на проектирование.....	3
1. Компоновка конструктивной схемы здания, подбор сечений, расчетная схема здания, сбор нагрузок.....	4
1.1. Компоновка конструктивной схемы здания.....	4
1.2. Выбор расчетной схемы каркаса.....	5
1.3. Сбор нагрузок на элементы перекрытия.....	5
2. Статический расчёт рамы.....	10
3. Расчёт монолитного железобетонного ригеля по предельным состояниям первой группы.....	17
3.1. Расчёт ригеля на прочность по сечениям, нормальным к продольной оси.....	17
3.2. Расчёт ригеля на прочность по сечениям, наклонным к продольной оси.....	20
4. Расчёт монолитного железобетонного ригеля по предельным состояниям второй группы.....	24
4.1. Расчёт ригеля по деформациям.....	29
5. Расчёт сборной железобетонной колонны на действие сжимающей продольной силы со случайным эксцентриситетом и монолитного центрально нагруженного фундамента.....	32
5.1. Расчёт сборной железобетонной колонны на действие сжимающей продольной силы со случайным эксцентриситетом.....	32
5.2. Расчёт монолитного центрально нагруженного фундамента.....	33
6. Расчет кирпичного простенка с сетчатым армированием.....	37
7. Расчет предварительно напряженной круглопустотной плиты перекрытия.....	40
Список литературы.....	43

Введение

В данном курсовом проекте рассматривается 3-ех этажный жилой дом с неполным каркасом. Здание komponуется из одного температурно-осадочного блока. Несущую систему здания образуют сборные плиты перекрытий, сборные колонны и монолитные ригели. В зданиях с неполным каркасом плиты крайних пролетов опираются непосредственно на кирпичные наружные стены.

Задание на проектирование

Требуется разработать проект железобетонных конструкций многоэтажного здания с неполным каркасом и сборно-монолитными перекрытиями, выполнить расчеты многопролетного неразрезного монолитного ригеля, колонны и фундамента; выполнить рабочие чертежи проектируемых железобетонных конструкций и деталей узлов сопряжения элементов.

2. Исходные данные для выполнения курсового проекта

1. Шаг колонн в продольном направлении l_1 , м	5.4
2. Шаг колонн в поперечном направлении l_2 , м	4.2
3. Число пролетов в продольном направлении	5
4. Число пролетов в поперечном направлении	3
5. Высота этажа	3
6. Количество этажей	3
7. Тип конструкции пола	3
8. Тип конструкции кровли	3
9. Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кН/м ²	2
10. Высота полки монолитного ригеля, мм	60
11. Пролет плиты перекрытия, м	4.8
12. Класс бетона монолитных конструкций и фундамента	B30
13. Класс бетона сборных конструкций	B15
14. Класс арматуры монолитных конструкций и фундамента	A400
15. Класс арматуры сборных конструкций	A400
16. Класс предварительно напряженной арматуры	K1400
17. Способ натяжения арматуры на упоры	Эл.терм
18. Глубина заложения фундамента, м	1,75
19. Условное расчетное сопротивление грунта, МПа	0,25
20. Район строительства	III
21. Влажность окружающей среды, %	60
22. Класс ответственности здания	II

1. Компоновка конструктивной схемы здания, подбор сечений, расчетная схема здания, сбор нагрузок

1.1. Компоновка конструктивной схемы здания

Сечение колонны назначается после сбора нагрузок.

Сечение ригеля назначается конструктивно. В соответствии с заданием пролёт плиты перекрытия (номинальный размер) составляет $l_n^{ном} = 4.78 \text{ м}$. Ширина среднего монолитного ригеля при этом будет равна:

$$b = l_1 - l_n^{ном}, \quad b = 5.4 - 4.78 = 620 \text{ мм}.$$

Высота полки монолитного ригеля по заданию $h'_f = 60 \text{ мм}$. Тогда высота ригеля составит:

$$h = 220 + 60 = 280 \text{ мм}.$$

Ширина свесов полок монолитного ригеля принимается не более $1/6$ его пролёта. Принимаем ширину свеса $l_2/6 = 4200/6 = 700 \text{ мм}$. Ширина полки ригеля равна:

$$b'_f = 620 + 2 * 700 = 2020 \text{ мм}.$$

Расчётная схема поперечного сечения монолитного ригеля представлена на Рис.1

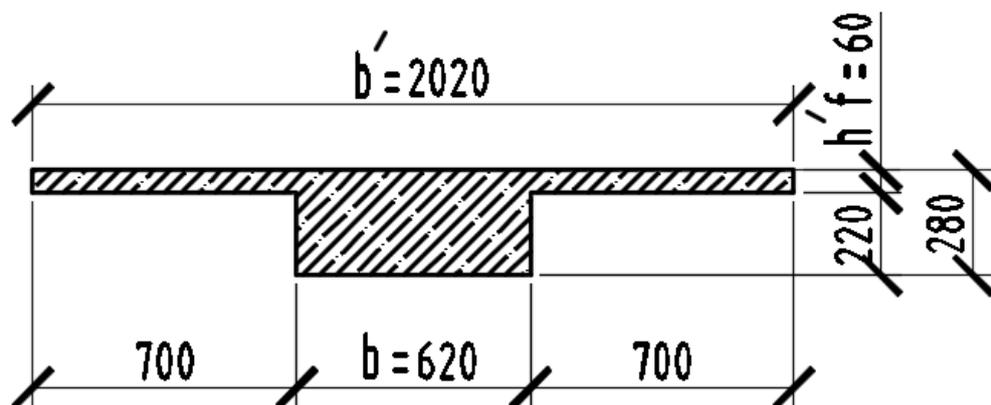


Рис. 1. Расчётная схема поперечного сечения монолитного ригеля.

Ширину площадки опирания плит перекрытия на наружные стены принимаем 140 мм (не менее 120 мм), тогда ширина крайних пролётов в продольном направлении (между осями 1 и 2, 5 и 6) составит 5200 мм (кратно модулю М100).

Раскладку плит перекрытия производим по их конструктивной ширине $b_n^{кон} = b_n^{ном} + 10 \text{ мм}$. Для пролётов между осями А и Б, В и Г принимаем 2 плиты шириной 1200 мм, и одну плиту шириной 1500 мм, а для пролета между осями Б и В принимаем 3 плиты шириной 1200 мм. Ширина монолитного участка составит 600 мм.

Для расчетов на 7 этапе выбираем плиту шириной 1500 мм, как наибольшую из выбранных.

1.2. Выбор расчетной схемы каркаса

Расчётная схема рамы представляет собой плоскую раму, см. рис. 2. При построении расчётной схемы учитывается жёсткое сопряжение ригеля с колонной, шарнирное опирание ригеля на стены. Ригели и колонны рассчитываются с длиной, равной соответственно $l_2 = 4.2 \text{ м}$ $H_{ст} = 3 \text{ м}$.

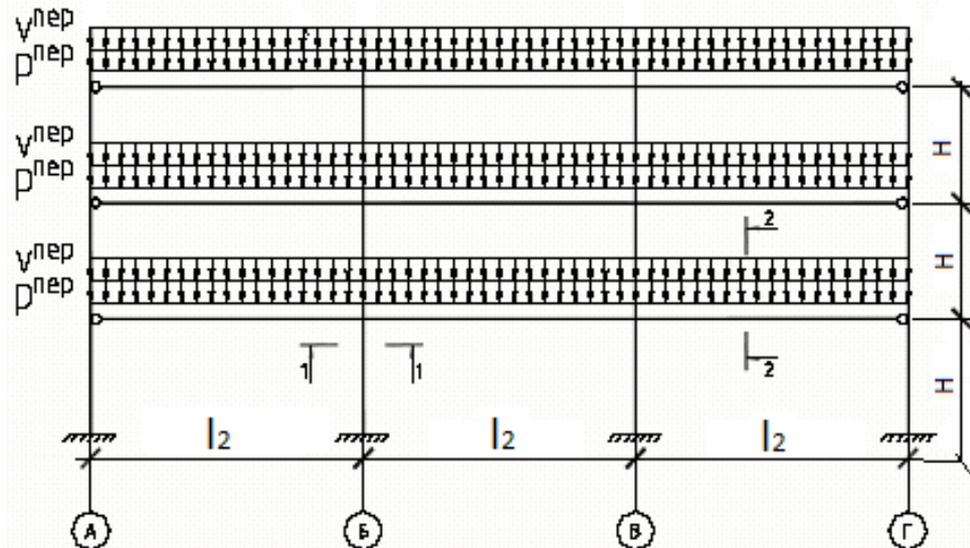


Рис. 2. Расчётная схема поперечной рамы.

Расчётная высота колонн равна расстоянию между центрами тяжести поперечного сечения прямоугольной части монолитного ригеля без учёта полок. Высота нижних колонн принимается с учетом расстояния от пола до верхнего обреза фундамента 150мм.

Ветровая нагрузка не учитывается.

Нагрузка на ригель прикладывается равномерно распределённой.

1.3. Сбор нагрузок на элементы перекрытия

По бланку задания район строительства – III, расчётное значение снеговой нагрузки (временной нагрузки на покрытие) по п. 5.2 [4] составляет $1,5 \text{ кН/м}^2$, нормативное значение, с учётом коэффициента надёжности для снеговой нагрузки, $\gamma_f = 1,4$ составляет $1,5 * 1,4 = 2,1 \text{ кН/м}^2$.

Значение временной нормативной нагрузки на перекрытие по заданию – 2 кН/м^2 . В соответствии с п. 3.7 [4] значение коэффициента надёжности для временной нагрузки составит $\gamma_f = 1,2$.

Коэффициенты надёжности по материалу γ_f указаны в таблице 1, коэффициент надёжности по уровню ответственности здания принимается в соответствии с прил. 7 [4], для класса ответственности II составляет $\gamma_n = 0.95$
Состав конструкций кровли и пола указан в таблице 1.

Согласно п. 3.8 [4], коэффициент сочетания ψ_{A_1} , зависящий от грузовой площади, для расчета монолитного ригеля равен:

$$\psi_{A_1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}}; \quad \psi_{A_1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{68.04}{9}}} = 0,62$$

где $A = l_1 * 3 l_2 = 5,4 * 3 * 4.2 = 68.04 \text{ м}^2$ – грузовая площадь монолитного ригеля;

$$A_1 = 9 \text{ м}^2 \text{ – в соответствии с п. 3.8 [4].}$$

Грузовая площадь плиты перекрытия будет равна: $A = l_n * b_n$, где $l_n = 4800 \text{ мм}$ – пролет плиты, $b_n = 1500 \text{ мм}$ – ширина плиты. $A = 4.8 * 1.5 = 7.2 \text{ м}^2$

$A = 7.2 \text{ м}^2 < A_1 = 9 \text{ м}^2$, коэф. сочетания ψ_{A_1} для плиты перекрытия не учитываем

Коэффициент сочетания ψ_{A_1} , для кирпичного простенка:

$$\psi_{A_1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}}; \quad \psi_{A_1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{10.92}{9}}} = 0,945$$

$$A = 4.2 * 5,2 / 2 = 10,92 \text{ м}^2.$$

Коэффициент ψ_{n1} , учитывающий количество перекрытий, в соответствии с п. 3.9 [4], равен:

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A_1} - 0,4}{\sqrt{n}}; \quad \psi_{n1} = 0,4 + \frac{0,62 - 0,4}{\sqrt{3}} = 0,53$$

где $n = 3$ – число перекрытий, расположенных над рассчитываемой колонной.

Коэффициент ψ_{n1} для кирпичного простенка:

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{0,945 - 0,4}{\sqrt{3}} = 0,71$$

Собственный вес $l_{м.п.}$ ригеля составляет:

$$g_p = A_p \cdot 1 \text{ м} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n;$$

где $A_p = 0,2576 \text{ м}^2$ – площадь сечения ригеля;

$\rho = 25 \text{ кН/м}^3$ – плотность железобетона ригеля;

$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надёжности по нагрузке для собственного веса железобетона ригеля;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надёжности по II уровню ответственности.
 $g_p = 0,2576 * 1 * 25 * 1,1 * 0,95 = 6,73 \text{ кН/м}$.

Сбор нагрузок на покрытие и междуэтажные перекрытия

Таблица 1

Состав	Толщ. t, мм	Плотность ρ, кН/м ³	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
А. Постоянные нагрузки					
Нагрузка от покрытия					
1. Слой гравия, втопленного в мастику			0,16	1,3	0,208
2. Три слоя гидроизола			0,039	1,3	0,0507
3. Асфальтная стяжка	20	21,0	0,42	1,3	0,546
4. Утеплитель – минераловатные плиты	180	2,22	0,405	1,3	0,5265
5. Пароизоляция			0,03	1,3	0,039
6. Круглопустотные плиты покрытия	220	25	3	1,1	3,3
Итого			4,05		4,67
Нагрузка от междуэтажных перекрытий					
1. Керамогранитная плитка			0,75	1,3	0,975
2. Полиэтиленовая пленка	20	18	0,05	1,3	0,065
3. Цементная стяжка	120	25	0,36	1,3	0,468
4. Круглопустотные плиты перекрытия			3	1,1	3,3
Итого			4,16		4,81
Б. Временные нагрузки					
Временная на междуэтажное перекрытие			2	1,2	2,4
Снеговая			1,26	1,43	1,8
Коэффициент надежности по II уровню ответственности			$\gamma_n = 0,95$		

Полная расчётная нагрузка на 1 м^2 покрытия с учётом класса ответственности здания II будет равна $q^{нок} = (4,67 + 1,8) * 0,95 = 6,15\text{ кН/м}^2$.

Полная расчётная нагрузка на 1 м^2 перекрытия с учётом класса ответственности здания II будет равна $q^{nep} = (4,81 + 2,4 * 0,62 * 0,53) * 0,95 = 5,32\text{ кН/м}^2$.

Полная расчётная нагрузка на 1 м^2 перекрытия для определения продольного усилия в кирпичном простенке с учётом класса ответственности здания II будет равна:

$$q_{k1}^{nep} = (4,81 + 2,4 * 0,945 * 0,71) * 0,95 = 6,1\text{ кН/м}^2.$$

Полная расчётная нагрузка на 1 м^2 перекрытия для определения изгибающего в кирпичном простенке с учётом класса ответственности здания II будет равна $q_{k2}^{nep} = (4,81 + 2,4 * 0,945) * 0,95 = 6,72\text{ кН/м}^2$.

Полная расчётная нагрузка на 1 м^2 перекрытия для расчета плиты перекрытия с учётом класса ответственности здания II будет равна

$$q_{пл}^{nep} = (4,81 + 2,4) * 0,95 = 6,85\text{ кН/м}^2.$$

$$\text{Полная нормативная нагрузка: } q_{пл,н}^{nep} = (4,16 + 2) * 0,95 = 5,85\text{ кН/м}^2$$

Нормативная длительная нагрузка: $q_{пл,н,дл.}^{nep} = (4,16 + 2 * 0,7) * 0,95 = 5,28 \text{ кН/м}^2$.

Расчётная нагрузка на 1 м.п. ригеля от покрытия с учётом собственного веса ригеля составит:

- постоянная: $P_p^{нок} = g_p + p^{нок} \cdot l_1 \cdot \gamma_n$;
 $p_p^{нок} = 6,73 + 4,67 * 5,4 * 0,95 = 30,69 \text{ кН/м}$;
- временная: $v_p^{нок} = 1,8 * 5,4 * 0,95 = 9,23 \text{ кН/м}$;
- полная: $q_p^{нок} = 30,69 + 9,23 = 39,92 \text{ кН/м}$;

в т. ч. длительная:

$$q_{p,l}^{нок} = 6,73 + (4,67 + 0,5 * 1,8) * 5,4 * 0,95 = 35,3 \text{ кН/м},$$

где $0,5$ – коэффициент, учитывающий долю длительной составляющей в полной снеговой нагрузке в соответствии с [4].

По аналогии, **расчётная нагрузка на 1 м.п. ригеля от перекрытия с учётом собственного веса ригеля составит:**

- постоянная: $p_p^{nep} = 6,73 + 4,81 * 5,4 * 0,95 = 31,41 \text{ кН/м}$;
- временная: $v_p^{nep} = 2,4 * 5,4 * 0,62 * 0,95 = 7,63 \text{ кН/м}$;
- полная: $q_p^{nep} = 31,41 + 7,63 = 39,04 \text{ кН/м}$;

в т. ч. длительная:

$$q_{p,l}^{nep} = 6,73 + (4,81 + 0,7 * 2,4 * 0,62) * 5,4 * 0,95 = 36,75 \text{ кН/м}$$

где $0,7$ – коэффициент, учитывающий долю длительной составляющей во временной нагрузке (принят условно).

Где $\psi_{A1} = 0,577$ - коэффициент сочетания, зависящий от грузовой площади перекрытия.

Нормативная нагрузка на 1 м.п. ригеля от перекрытия с учетом собственного веса ригеля составит:

- постоянная $p_{p,норм}^{nep} = 6,73 / 1,1 + 4,16 * 5,4 * 0,95 = 27,46 \text{ кН/м}$;
- временная $v_{p,норм}^{nep} = 2 * 5,4 * 0,62 * 0,95 = 6,36 \text{ кН/м}$;
- полная $q_{p,норм}^{nep} = 27,46 + 6,36 = 33,82 \text{ кН/м}$;

в т. ч.:

- длительная $q_{p,норм,l}^{nep} = 27,46 + 0,7 * 6,36 = 31,91 \text{ кН/м}$;
- кратковременная $v_{p,норм,sh}^{nep} = 6,36 * (1 - 0,7) = 1,91 \text{ кН/м}$.

Для подбора сечения колонны определяем продольную силу, воспринимаемую колонной первого этажа от полной расчётной нагрузки:

$$N = q^{нок} \cdot l_2 \cdot l_1 + q^{nep} \cdot l_2 \cdot l_1 \cdot (n_{эт} - 1),$$

где $q^{нок} = 6,15 \text{ кН/м}^2$ – полная расчётная нагрузка на 1 м^2 покрытия;

$q^{nep} = 5,32 \text{ кН/м}^2$ – полная расчётная нагрузка на 1 м^2 перекрытия;

$l_1 = 5,4 \text{ м}$ – шаг колонн в продольном направлении;

$l_2 = 4,2 \text{ м}$ – шаг колонн в поперечном направлении;

$n_{эт.} = 3$ – число перекрытий, передающих нагрузку на колонну;

$$N = 6,15 * 5,4 * 4,2 + 5,32 * 5,4 * 4,2 * (3 - 1) = 380,8 \text{ кН}.$$

Назначаем размеры поперечного сечения колонн из условия п. 6.2.17 [1],

когда $6 \leq \lambda_h \leq 20$, где $\lambda_h = \frac{l_0}{h}$. Гибкость колонны в любом случае должна быть: $\lambda = \frac{l_0}{i} < 120$. Отсюда требуемая оптимальная высота поперечного

сечения колонны (при $\lambda_h = 14$): $h = \frac{l_0}{14}$, где $l_0 = 0,8 * H_{эт.} = 2520 \text{ мм}$.

Требуемая оптимальная высота поперечного сечения составляет:

$$h = \frac{2520}{14} = 180 \text{ мм}$$

Поскольку колонна воспринимает только вертикальные нагрузки, предварительно принимаем её поперечное сечение квадратным со стороной 250мм.

Для окончательного назначения размеров поперечного сечения с учётом полученных по расчёту вертикальных нагрузок, определяем собственный вес колонны.

Собственный вес 1 м.п. колонны составит:

$$q_c = 250 * 250 * 25 * 1,1 * 0,95 = 1,63 \text{ кН/м},$$

(где 250мм – сторона поперечного сечения колонны; 25 кН/м^3 – объёмный вес железобетона; $\gamma_f = 1,1$; $\gamma_n = 0,95$).

Определяем усилие в колонне первого этажа с учётом её собственного веса:

$$N = 380,8 + 1,63 * 3 * 3 = 395,47 \text{ кН},$$

где 3м – высота этажа; 3 – число этажей.

Предварительно определяем несущую способность колонны, приняв в первом приближении коэффициент продольного изгиба $\phi = 0,8$:

$$N_u = \phi * (R_b * A_b + R_{sc} * A_b * 0,03),$$

где $R_b = 8,5 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление бетона по прочности на осевое сжатие;

$R_{sc} = 355 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление арматуры сжатию;

0,03 – коэффициент, соответствующий максимальному проценту армирования – 3%.

Предельная несущая способность составит:

$$N_u = 0,8 * (8,5 * 250 * 250 + 270 * 250 * 250 * 0,03) = 957,5 \text{ кН} > 395,47 \text{ кН}.$$

Следовательно, **окончательно принимаем колонну с размерами поперечного сечения 250x250.**

2. Статический расчёт рамы

В курсовом проекте статический расчёт выполняем для монолитного железобетонного ригеля второго этажа.

Поперечная рама здания имеет регулярную расчётную схему с равными пролётами монолитных ригелей и длинами колонн. Сечение монолитных ригелей и колонн одинаково на всех этажах. Монолитные ригели опираются на наружные стены шарнирно. При расчёте инженерным методом, с целью упрощения, такую многоэтажную раму расчленяют на одноэтажные, при этом в точках нулевых моментов колонн (в середине высоты) условно размещают опорные шарниры.

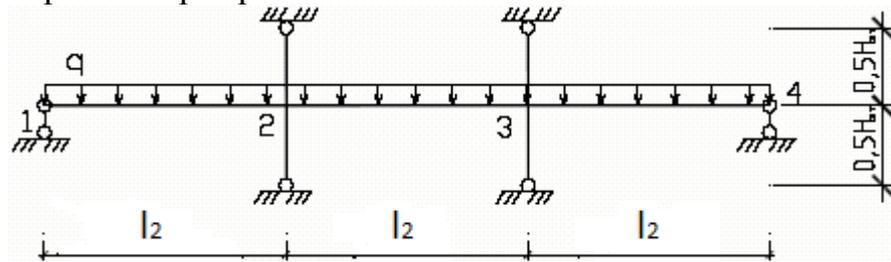


Рис. 4. Расчётная схема одноэтажной рамы (цифрами обозначены номера опор).

1. Определяем геометрические характеристики элементов поперечной рамы.

Находим центр тяжести поперечного сечения монолитного железобетонного ригеля, представляющего собой тавр:

$$y_c = \frac{S_1 + S_2}{A} = \frac{(h - h_f^i) \cdot b \cdot \left(h_f^i + \frac{h - h_f^i}{2} \right) + b_f^i \cdot h_f^i \cdot \frac{h_f^i}{2}}{(h - h_f^i) \cdot b + b_f^i \cdot h_f^i} ;$$

$$S_1 = (h - h_f^i) \cdot b \cdot \left(h_f^i + \frac{h - h_f^i}{2} \right) =$$

где

$$i(280 - 60) \cdot 620 \cdot \left(60 + \frac{280 - 60}{2} \right) = 23\,188\,000 \text{ мм}^3$$

– статический момент ребра относительно верхней грани полки.

$$S_2 = b_f^i \cdot h_f^i \cdot \frac{h_f^i}{2} = \frac{2020 \cdot 60 \cdot 60}{2} = 3\,636\,000 \text{ мм}^3 \quad \text{– статический момент полки}$$

относительно её верхней грани.

$$A = (h - h_f^i) \cdot b + b_f^i \cdot h_f^i = (280 - 60) \cdot 620 + 2020 \cdot 60 = 257\,600 \text{ м}^2 \quad \text{– площадь}$$

поперечного сечения ригеля.

$$y_c = \frac{23\,188\,000 + 3\,636\,000}{257\,600} = 104,13 \text{ мм}.$$

Момент инерции ригеля относительно центра тяжести поперечного сечения:

$$I_p = \frac{b \cdot (h - h_f)^3}{12} + b \cdot (h - h_f) \cdot \left((h - y_c) - \frac{h - h_f}{2} \right)^2 + \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} + b_f \cdot h_f \cdot \left(y_c - \frac{h_f}{2} \right)^2$$

$$I_p = \frac{620 \cdot (280 - 60)^3}{12} + 620 \cdot (280 - 60) \cdot \left((280 - 104,13) - \frac{280 - 60}{2} \right)^2 + \frac{2020 \cdot 60^3}{12} + 2020 \cdot 60 \cdot \left(104,13 - \frac{60}{2} \right)^2$$

Момент инерции поперечного сечения колонны:

$$I_k = \frac{b_k \cdot h_k^3}{12};$$

$$I_k = \frac{250^4}{12} = 325\,520\,833,3 \text{ мм}^4.$$

2. Погонная жёсткость ригеля:

$$i_p = \frac{E_{b,p} \cdot I_p}{0,5 \cdot l_2 + 0,5 \cdot l_2};$$

где $E_{b,p}$ – начальный модуль упругости для бетона.

$$i_p = \frac{32500 \cdot 1844\,351\,884,1}{0,5 \cdot 4200 + 0,5 \cdot 4200} = 14\,271\,770\,531,7 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Погонная жёсткость колонны:

$$i_k^{\text{inf}} = i_k^{\text{sup}} = \frac{E_{b,p} \cdot I_k}{0,5 \cdot H_{\text{стл}}} = \frac{24000 \cdot 325\,520\,833,3}{0,5 \cdot 3,0 \cdot 1000} = 5\,208\,333\,332,8 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

3. Определяем соотношение погонных жёсткостей η средней колонны и ригеля, пересекающихся в одной точке:

$$\eta = \frac{(i_k^{\text{inf}} + i_k^{\text{sup}})}{i_p} = \frac{5\,208\,333\,332,8 \cdot 2}{14\,271\,770\,531,7} = 0,73$$

4. Изгибающие моменты ригеля в опорных сечениях M_i вычисляем по формуле:

$$M_i = (\gamma_1 \cdot p_p^{\text{nep}} + \gamma_n \cdot v_p^{\text{nep}}) \cdot l_2^2;$$

где γ_n ($\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_4$ – в соответствии со схемой загрузки табл. 2) – коэффициенты для вычисления опорных изгибающих моментов, определяются по табл. 26 [5] в зависимости от схем загрузки и коэффициента η .

$p_p^{\text{nep}} = 31,41 \text{ кН/м}$ – постоянная расчетная нагрузка на 1 м.п. ригеля от перекрытия; $v_p^{\text{nep}} = 7,63 \text{ кН/м}$ – временная расчётная нагрузка на 1 м.п. ригеля от перекрытия; $l_2 = 4,2 \text{ м}$ – расчётная длина ригеля.

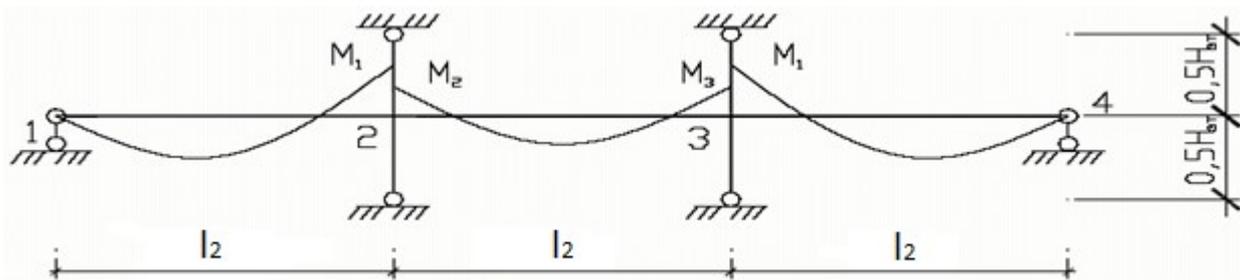


Рис. 5. Схема расположения опорных моментов (цифрами обозначены номера опор, размеры условные).

5. Вычисляем изгибающий момент ригеля в опорном сечении от постоянной нагрузки и различных схем загрузки временной нагрузкой. Вычисления выполняем в табличной форме, см. табл. 2.

Таблица 2

Схемы загрузки	Расчётные опорные моменты		
	$M_1, кН \cdot м$	$M_2, кН \cdot м$	$M_3, кН \cdot м$
1	2	3	4
Постоянные нагрузки 	-60,39	-50,42	-50,42
Временные нагрузки 	-9,96	-4,04	-4,04
Временные нагрузки 	-4,85	-8,21	-8,21
Временные нагрузки 	-15,61	-13,86	-4,95

римечания.

1. При расположении временной нагрузки через пролёт (схема загрузки 2,3) определяется максимальный изгибающий момент в пролёте. При расположении временной нагрузки в двух крайних пролётах определяются максимальный изгибающий момент и перерезывающая сила.

2. Значения опорных моментов принимать отрицательными.

Определение расчётных изгибающих моментов ригеля в опорных сечениях.

Изгибающий момент ригеля в опорном сечении $M_3^{(4)}$ (изгибающий момент M_3 от 4 схемы загрузки) находим из уравнений строительной механики (из уравнения трёх моментов) по формуле:

$$M_3^{(4)} = -\frac{v_p^{неп} \cdot l_2^2}{16} - \frac{M_2^{(4)}}{4} = \frac{-7,63 \cdot 4,2^2}{16} - \frac{(-13,86)}{4} = -4,95 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

6. Определяем изгибающие моменты ригеля в пролётных сечениях:

- **в крайнем пролёте** – невыгодная комбинация схем загрузки “1+2”, изгибающий момент в опорном сечении:

$$M_1^{(1+2)} = -60,39 + (-9,96) = -70,35 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечные силы:

$$Q_1^{(1+2)} = \frac{(p_p^{неп} + v_p^{неп}) \cdot l_2}{2} + \frac{M_1^{(1+2)}}{l_2} = \frac{(31,41 + 7,63) \cdot 4,2}{2} + \frac{-70,35}{4,2} = 65,23 \text{ кН};$$

$$Q_2^{(1+2)} = \frac{(p_p^{неп} + v_p^{неп}) \cdot l_2}{2} - \frac{M_1^{(1+2)}}{l_2} = \frac{(31,41 + 7,63) \cdot 4,2}{2} - \frac{(-70,35)}{4,2} = 98,73 \text{ кН}.$$

Максимальный изгибающий момент в пролётном сечении:

$$M_{1пр}^{(1+2)} = \frac{Q_1^{(1+2)^2}}{2 \cdot (p_p^{неп} + v_p^{неп})} = \frac{65,23^2}{2 \cdot (31,41 + 7,63)} = 54,49 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- **в среднем пролёте** – невыгодная комбинация схем загрузки “1+3”, изгибающий момент в опорном сечении:

$$M_2^{(1+3)} = M_3^{(1+3)} = -50,42 + (-8,21) = -58,63 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальный изгибающий момент в пролётном сечении:

$$M_{2пр}^{(1+3)} = \frac{(p_p^{неп} + v_p^{неп}) \cdot l_2^2}{8} + M_2^{(1+3)} = \frac{(31,41 + 7,63) \cdot 4,2^2}{8} + (-58,63) = 27,45 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

7. Перераспределение моментов ригеля под влиянием образования пластического шарнира. В соответствии с [2, 5] практический расчёт заключается в уменьшении не более, чем на 30% опорных моментов ригеля для комбинации схем загрузки “1+4”, при этом намечается образование пластического шарнира на опоре.

К эпюре моментов комбинации схем загрузки “1+4” добавляют выравнивающую треугольную эпюру так, чтобы уравнились опорные моменты для удобства армирования опорного узла.

Для комбинации схем загрузки “1+4” уменьшаем на 30% максимальный опорный момент M_1 и вычисляем ординаты выравнивающей треугольной эпюры моментов:

$$\Delta M_1 = -0,3 \cdot M_1^{(1+4)} = -0,3 * (-60,39 + (-15,61)) = 22,8 \text{ кН} * \text{м};$$

$$\Delta M_2 = -M_2^{(1+4)} + M_1^{(1+4)} + \Delta M_1 = 11,08 \text{ кН} * \text{м};$$

$$\Delta M_3 = \frac{\Delta M_2}{3} = 3,69 \text{ кН} * \text{м}.$$

К эпюре моментов для комбинации “1+4” прибавляем выравнивающую эпюру. Значения изгибающих моментов ригеля в опорных сечениях на эпюре выровненных моментов:

$$M_i = M_i^{(1+4)} + \Delta M_i;$$

$$M_1 = (-60,39 + (-15,61)) + 22,8 = -53,20 \text{ кН} * \text{м};$$

$$M_2 = (-50,42 + (-13,86)) + 11,08 = -53,20 \text{ кН} * \text{м};$$

$$M_3 = (-50,42 + (-4,95)) + 3,69 = -51,68 \text{ кН} * \text{м}.$$

Изгибающие моменты ригеля в пролётных сечениях на эпюре выровненных моментов:

- **в крайнем пролёте** – изгибающий момент ригеля в опорном сечении для комбинации схем загрузки “1+4”:

$$M_1^{(1+4)} = -60,39 + (-15,61) = -76,00 \text{ кН} * \text{м};$$

Поперечные силы:

$$Q_1^{(1+4)} = \frac{(p_p^{nep} + v_p^{nep}) \cdot l_2}{2} + \frac{M_1^{(1+4)}}{l_2} = 63,89 \text{ кН};$$

$$Q_2^{(1+4)} = \frac{(p_p^{nep} + v_p^{nep}) \cdot l_2}{2} - \frac{M_1^{(1+4)}}{l_2} = 100,08 \text{ кН}$$

Расстояние от опоры, в которой значение перерезывающих усилий в крайнем пролёте равно 0 (координата, в которой изгибающий момент в пролёте максимален), находим из уравнения:

$$Q_1^{(1+4)} - (p_p^{nep} + v_p^{nep}) \cdot x = 0;$$

$$x = 1,64 \text{ м}.$$

Находим значение изгибающего момента в пролётном сечении для комбинации “1+4” по формуле:

$$M_{1np}^{(1+4)} = Q_1^{(1+4)} \cdot x - \frac{(p_p^{nep} + v_p^{nep}) \cdot x^2}{2} = 63,89 * 1,64 - \frac{(31,41 + 7,63) * 1,64^2}{2} = 52,28 \text{ кН} * \text{м}.$$

Определяем значение изгибающего момента ΔM_{1np} на выравнивающей эпюре в точке с координатой $x = 1,64 \text{ м}$:

$$\Delta M_{1np} = \frac{(\Delta M_1 - \Delta M_2) \cdot x}{l_2} + \Delta M_2 = \frac{(22,8 - 11,08) \cdot 1,64}{4,2} + 11,08 = 15,66 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Изгибающий момент ригеля в пролётном сечении на эпюре выровненных моментов:

$$M_{1np} = M_{1np}^{(1+4)} + \Delta M_{1np} = 52,28 + 15,66 = 67,94 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- **в среднем пролёте** – изгибающий момент ригеля в опорном сечении на второй и третьей опорах для комбинации схем загрузки “1+4”:

$$M_2^{(1+4)} = -50,42 + (-13,86) = -64,28 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3^{(1+4)} = -50,42 + (-4,95) = -55,37 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Перерезывающие усилия в среднем пролёте ригеля:

$$Q_1^{(1+4)} = \frac{(p_p^{nep} + v_p^{nep}) \cdot l_2}{2} + \frac{M_2^{(1+4)} - M_3^{(1+4)}}{l_2} = 79,86 \text{ кН};$$

$$Q_2^{(1+4)} = \frac{(p_p^{nep} + v_p^{nep}) \cdot l_2}{2} - \frac{M_2^{(1+4)} - M_3^{(1+4)}}{l_2} = 84,11 \text{ кН}$$

Изгибающий момент в пролётном сечении среднего ригеля для комбинации схем загрузки “1+4”, который находится в центре среднего пролёта ригеля:

$$M_{2np}^{(1+4)} = \frac{Q_1^{(1+4)^2}}{2 \cdot (p_p^{nep} + v_p^{nep})} + M_2^{(1+4)} = \frac{79,86^2}{2 \cdot (31,41 + 7,63)} + (-64,28) = 17,40 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Значение момента на выравнивающей эпюре в центре среднего пролёта:

$$\Delta M_{2np} = \frac{\Delta M_2 + \Delta M_3}{2} = \frac{11,08 + 3,69}{2} = 7,39 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Изгибающий момент в пролётном сечении на эпюре выровненных моментов:

$$M_{2np} = M_{2np}^{(1+4)} + \Delta M_{2np} = 17,40 + 7,39 = 24,79 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

8. Определяем изгибающие моменты ригеля в опорных сечениях по грани колонны.

На средней опоре при комбинации схем загрузки “1+4” опорный момент ригеля по грани колонны не всегда оказывается расчётным для подбора арматуры. Поэтому опорные моменты ригеля по грани колонны необходимо вычислять при всех комбинациях загрузок.

Вычисляем изгибающие моменты в опорном сечении по грани крайней колонны слева:

- для комбинации “1+4” и выровненной эпюры моментов:

Поперечные силы:

$$Q_1^{(1+4)} = \frac{(p_p^{nep} + v_p^{nep}) \cdot l_2}{2} + \frac{M_1}{l_2} = \frac{(31,41 + 7,63) * 4,2}{2} + \frac{-53,2}{4,2} = 69,32 \text{ кН};$$

$$Q_2^{(1+4)} = \frac{(p_p^{nep} + v_p^{nep}) \cdot l_2}{2} - \frac{M_1}{l_2} = 94,65 \text{ кН};$$

$$M_1^* = M_1 + \frac{Q_2^{(1+4)} \cdot h_k}{2} = -53,2 + 94,65 * \frac{250}{1000 * 2} = -41,37 \text{ кН * м},$$

где h_k – высота сечения колонны, м.

- для комбинации “1+3”:

$$Q_2^{(1+3)} = \frac{p_p^{nep} \cdot l_2}{2} - \frac{M_1^{(1+3)}}{l_2} = \frac{31,41 * 4,2}{2} - \dots$$

$$M_1^{(1+3)*} = M_1^{(1+3)} + \frac{Q_2^{(1+3)} \cdot h_k}{2} = (-60,39 + (-4,85)) + \frac{81,49 * 250}{1000 * 2} = -55,05 \text{ кН * м}.$$

- для комбинации “1+2”:

$$Q_2^{(1+2)} = 98,73 \text{ кН};$$

$$M_1^{(1+2)*} = M_1^{(1+2)} + \frac{Q_2^{(1+2)} \cdot h_k}{2} = \dots$$

Вычисляем изгибающие моменты в опорном сечении по грани крайней колонны справа:

- для комбинации “1+4” и выровненной эпюры моментов:

Перерезывающая сила на опоре:

$$Q_1^{(1+4)} = \frac{(p_p^{nep} + v_p^{nep}) \cdot l_2}{2} - \frac{M_2 - M_3}{l_2} = \frac{(31,41 + 7,63) * 4,2}{2} - \frac{(-53,20 - (-51,68))}{4,2} = 82,35 \text{ кН};$$

изгибающий момент:

$$M_2^* = M_2 + \frac{Q_1^{(1+4)} \cdot h_k}{2} = -53,2 + \frac{82,35 * 250}{1000 * 2} = -42,91 \text{ кН * м}.$$

По остальным схемам загрузки действующие изгибающие моменты ригеля в опорном сечении справа колонны меньше, чем слева, т. е. их можно не вычислять.

По результатам вычислений расчётный (максимальный) изгибающий момент ригеля в опорном сечении по грани средней колонны равен:

$$M_{оп} = M_1^{(1+2)*} = -58,01 \text{ кН * м};$$

Расчётный изгибающий момент ригеля в пролётном сечении:

- в крайнем пролёте:

$$M_{нр}^1 = M_{1нр} = 67,94 \text{ кН * м};$$

- в среднем пролёте:

$$M_{np}^2 = M_{2np}^{(1+3)} = 27,45 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Дополнительные данные:

Для крайнего ригеля:

$$M_{оп, норм} = 50,4 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad M_{оп, норм, l} = 48,49 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{оп, норм}^1 = 58,83 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad M_{оп, норм, l}^1 = 55,44 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Для среднего ригеля:

$$M_{np, норм}^2 = 23,65 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad M_{np, норм, l}^2 = 21,52 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

3. Расчёт монолитного железобетонного ригеля по предельным состояниям первой группы

3.1. Расчёт ригеля на прочность по сечениям, нормальным к продольной оси

На этом этапе необходимо выполнить подбор продольной рабочей арматуры монолитного железобетонного ригеля крайнего пролёта второго этажа. Все необходимые усилия для расчёта были получены на этапе 2.

Определим площадь сечения продольной арматуры в пролётном сечении ригеля. Расчёт производим в предположении, что сжатая арматура по расчёту не требуется.

1. Согласно результатам компоновки сборно-монолитного перекрытия (см. этап 1), геометрические размеры поперечного сечения ригеля составляют:

$b = 620 \text{ мм}$, $h = 290 \text{ мм}$, $b_f' = 2020 \text{ мм}$, $h_f' = 60 \text{ мм}$. Толщину защитного слоя бетона назначаем с учётом требований п. 4,5 [3], величину a принимаем равной 30 мм.

2. Характеристики бетона и арматуры: бетон тяжёлый, класс бетона монолитных конструкций по бланку задания (см. этап 1) В30, по табл. 2.2 [3] определяем расчётное сопротивление бетона по прочности на сжатие:

$$R_b = 17 \text{ МПа}.$$

Продольная рабочая арматура по заданию – класса А400, расчётное значение сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы определяем по табл. 2.6 [3]: $R_s = 355 \text{ МПа}$.

Расчётный изгибающий момент в пролётном сечении крайнего пролёта:
 $M_{np}^1 = 67,94 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

По табл. 3.2 [3] находим: $\xi_R = 0,531$, $\alpha_R = 0,39$.

3. Определяем рабочую высоту сечения бетона:

$$h_0 = 280 - 30 = 250 \text{ мм}.$$

4. Проверяем условие $M \leq R_b \cdot b_f^i \cdot h_f^i \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f^i)$:

$$M = 67,94 \text{ кН} \cdot \text{м} < 17 \cdot 2020 \cdot 60 \cdot (250 - 0,5 \cdot 60) = 453,288 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке ригеля. Согласно п.3.25 [3], площадь сечения растянутой арматуры определяем как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f^i = 2020 \text{ мм}$.

5. Вычисляем α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{67,94 \cdot 10^6}{17 \cdot 2020 \cdot 250^2} = 0,03$$

$\alpha_m < \alpha_R = 0,39$ - сжатая арматура не требуется.

6. Определяем относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,03} = 0,03$$

7. Требуемая площадь растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \xi}{R_s} = \frac{17 \cdot 2020 \cdot 250 \cdot 0,03}{355} = 768,8 \text{ мм}^2$$

Количество стержней принимаем равным:

$$n = (b \setminus 150) = \frac{620}{150} + 1 = 5.$$

По сортаменту принимаем $A_s = 769 \text{ мм}^2$ (5Ø14 - пять стержней диаметром 14 мм).

Определяем, насколько процентов площадь поперечного сечения фактически установленных стержней больше требуемой по расчёту:

$$\Delta = \frac{768,8 - 769}{769} \cdot 100\% = 0,03\%.$$

8. Толщина защитного слоя составляет:

$$a - \frac{d}{2} = 30 - \frac{14}{2} = 23 \text{ мм} > 20 \text{ мм}.$$

Продольную сжатую арматуру принимаем конструктивно 5 стержней класса А240 диаметром, равным диаметру поперечных стержней (5 мм).

Определим площадь сечения продольной арматуры в опорном сечении ригеля.

На опоре растянутая зона располагается в верхней части поперечного сечения ригеля, следовательно, рабочая арматура будет расположена в этой зоне. С целью обеспечения удобства армирования опорного узла было произведено выравнивание изгибающих моментов в опорных сечениях ригеля. Согласно п. 8 расчётов по этапу 2, расчётным изгибающим моментом ригеля в опорном сечении по грани средней колонны является момент, полученный по комбинации схем загрузки "1+2" (см. табл. 3).

При подборе продольной арматуры растянутые свесы полки ригеля в расчётах не учитываем. Однако, учитывая тот факт, что сборные плиты перекрытия имеют арматурные выпуски, которые замоноличиваются в ригель, можно сделать вывод о том, что бетон сжатой зоны ригеля и бетон плиты перекрытия работают совместно. В связи с этим поперечное сечение ригеля на опоре будем рассматривать как тавровое с полками в сжатой зоне. Высота свесов полок поперечного сечения плиты перекрытия составляет $h'_f = 30,5 \text{ мм}$.

Ширину свесов полок принимаем равными $l_2 / 6 = \frac{4200}{6} = 700 \text{ мм}$.

Расчёт выполняем согласно п. 3.24 [3].

1. Геометрические размеры поперечного сечения ригеля на опоре составляют: $b = 620 \text{ мм}$, $h = 280 \text{ мм}$, $b'_f = 2020 \text{ мм}$, $h'_f = 30,5 \text{ мм}$. Толщину защитного слоя бетона назначаем с учётом требований п. 4,5 [3], величину a принимаем равной 30 мм.

2. Характеристики бетона и арматуры (см. подбор продольной арматуры в пролётном сечении ригеля): $R_b = 17 \text{ МПа}$.

Продольная рабочая арматура по заданию – класса А400,

$$R_s = 355 \text{ МПа}.$$

Расчётный изгибающий момент в опорном сечении ригеля (см. результаты расчетов по этапу 2): $M_{on} = 58,01 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

3. Определяем рабочую высоту сечения бетона: $h_0 = 280 - 30 = 250 \text{ мм}$.

4. Проверяем условие: $M \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f)$:

$M = 58,01 \text{ кН} \cdot \text{м} < 17 \cdot 2020 \cdot 30,5 \cdot (250 - 0,5 \cdot 30,5) = 245,87 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке расчётного поперечного сечения ригеля. Согласно п. 3.25 [3], площадь сечения

растянутой арматуры определяем как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f = 2020 \text{ мм}$.

5. Вычисляем α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{58,01 \cdot 10^6}{17 \cdot 2020 \cdot 250^2} = 0,027$$

$\alpha_m < \alpha_R = 0,39$ - сжатая арматура не требуется.

6. Определяем относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 0,027$$

7. Требуемая площадь растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \xi}{R_s} = \frac{17 \cdot 2020 \cdot 250 \cdot 0,027}{355} = 652,94 \text{ мм}^2.$$

Количество стержней на опоре принимаем на 1 больше, чем в пролете.

По сортаменту принимаем $A_s = 679$ ($6\emptyset 12$ – шесть стержней диаметром 12 мм). Определяем, насколько процентов площадь поперечного сечения фактически установленных стержней больше требуемой по расчёту:

$$\Delta = \frac{652,94 - 679}{679} \cdot 100\% = 3,8\%.$$

$$a - \frac{d}{2} = 30 - \frac{12}{2} = 24 \text{ мм} > 20 \text{ мм}.$$

8. Толщина защитного слоя составляет

Конструирование монолитного ригеля.

Рабочая арматура в пролетном сечении ригеля объединяется в плоский каркас КР-1, с помощью поперечных стержней и продольных стержней (диаметр принимается равным диаметру поперечных, стержни крайних каркасов смещаются вниз на 30 мм см. сечение 2-2 лист 3).

Рабочая арматура в сечении ригеля на опоре принимается в виде отдельных стержней поз.1, вылет стержней принимается равным $\frac{1}{4}$ пролета ригеля плюс 10 диаметров стержней. Для надежной анкеровки и предотвращения выпучивания стержни закрепляем с помощью деталей поз.3, устанавливаемых шагом 200 мм. В зоне стыка ригеля и колонны закрепление осуществляем с помощью деталей поз.4. Конструктивная арматура в опорном сечении в виде стержней поз.3 служит для работы монолитного ригеля по неразрезной схеме и располагается между каркасами КР-1. Их диаметр принимается равным таким же, как и у стержней растянутой арматуры в пролете (или меньшему из них), т.е. 12мм, количество назначается на один стержень меньше, чем растянутой арматуры в пролете. Следовательно, принимаем 4 шт. диаметром 14мм. Вылет стержней должен составлять не менее $10d_s + s_{wl} = 10 \cdot 12 + 100 = 220 \text{ мм}$.

Монтажную арматуру поз.5 принимаем 5 В500 и устанавливаем шагом 200 мм.

В полке монолитного ригеля устанавливаем сетки С-1 и С-2, продольные и поперечные стержни принимаем диаметром 8 мм с шагом 200

мм из арматуры класса А240 (для восприятия опорного момента в плитах перекрытия. В зоне стыка ригеля с колонной выполняется нахлест сеток и для этого сетка С-2 изготавливается с вырезом под размеры сечения колонны. Величина нахлеста должна составлять не менее 200 мм.

3.2. Расчёт ригеля на прочность по сечениям, наклонным к продольной оси

На этом этапе необходимо выполнить расчёт ригеля по полосе между наклонными трещинами, подбор поперечной арматуры для ригеля крайнего пролёта второго этажа. Все необходимые усилия для расчёта были получены на этапе 2.

Расчёт монолитного ригеля по полосе между наклонными трещинами выполняем согласно п. 3.30 [3].

1. Геометрические параметры поперечного сечения ригеля: $b = 620 \text{ мм}$,

$h = 290 \text{ мм}$, $b'_f = 2620 \text{ мм}$, $h'_f = 70 \text{ мм}$. Рабочая высота сечения бетона:

$$h_0 = 290 - 35 = 255 \text{ мм}.$$

2. Характеристики бетона: $R_b = 17 \text{ МПа}$.

Расчётная перерезывающая сила согласно результатам расчётов по этапу

2 - $Q_{\max} = 165,05 \text{ кН}$.

3. Определяем предельную поперечную силу в сечении, нормальном к продольной оси ригеля:

$$Q_{uit} = 0,3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 17 \cdot 620 \cdot 255 = 806,310 \text{ кН}.$$

4. Проверяем условие $Q_{\max} \leq Q_{uit}$:

$$Q_{uit} = 806,310 \text{ кН} > 165,05.$$

Прочность элемента по полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Требуется произвести расчёт по прочности на действие поперечной силы по наклонному сечению.

Проверку прочности ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси, на действие поперечной силы выполняем согласно п. 3.31 – 3.42 [3].

1. Геометрические параметры поперечного сечения ригеля – см. расчёт по полосе между наклонными сечениями.

2. Характеристики бетона: $R_b = 17 \text{ МПа}$. По табл. 2.2 [3] определяем расчётное сопротивление бетона по прочности на растяжение:

$$R_{bt} = 1,15 \text{ МПа}.$$

Г. к. диаметр продольной растянутой арматуры каркаса КР-1 составляет 22мм, наименьший допустимый диаметр стержней поперечного направления

из условия свариваемости составляет 5мм. Класс поперечной арматуры назначаем В500, $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$ – по табл. 16,5 [1].

Количество поперечных стержней принимаем равным количеству продольных – 7шт. Тогда площадь сечения стержней поперечной арматуры диаметром 4мм составит $A_{sw} = 137,5 \text{ мм}^2$.

Шаг поперечных стержней на опоре, согласно п. 5.21 [3], назначается из условий:

$$s_w^1 \leq 0,5 \cdot h_0, s_w^1 \leq 300 \text{ мм},$$

$$s_w^1 \leq 0,5 \cdot 255 = 127,5 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг поперечных стержней на опоре $s_w^1 = 100 \text{ мм}$ – кратно 50мм.

Шаг поперечных стержней в пролёте, согласно п. 5.21 [3], назначается из условий:

$$s_w^2 \leq 0,75 \cdot h_0, s_w^2 \leq 500 \text{ мм},$$

$$s_w^2 \leq 0,75 \cdot 255 = 191,25 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг поперечных стержней в пролёте $s_w^2 = 150 \text{ мм}$ – кратно 50мм.

Расчётная перерезывающая сила согласно результатам расчётов по этапу 2 - $Q_{\max} = 165,05 \text{ кН}$, значение полной расчётной нагрузки на 1м.п. ригеля от перекрытия с учётом его собственного веса равно:

$$q_p^{nep} = 45,63 \text{ кН/м} \text{ (см. результаты расчёта этапа 1)}.$$

3. Определяем значение M_b :

$$M_b = 1,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 1,5 \cdot 1,15 \cdot 620 \cdot 255^2 = 69,54 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

4. Интенсивность установки поперечных стержней на опоре (q_{sw1}) и в пролёте (q_{sw2}) составляет:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w^1} = \frac{300 \cdot 137,5}{100} = 412,5 \text{ кН/м},$$

$$q_{sw2} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w^2} = \frac{300 \cdot 137,5}{150} = 275 \text{ кН/м}.$$

5. Находим длину проекции наклонного сечения:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_p^{nep}}} = \sqrt{\frac{69,54 \cdot 10^6}{45,63}} = 1221,19 \text{ мм}.$$

$$c < \frac{2 \cdot h_0}{1 - 0.5 \cdot \frac{q_{sw1}}{R_{bt} \cdot b}}, \frac{q_{sw1}}{R_{bt} \cdot b} > 2;$$

6. Проверяем условия

$$1221,19 \text{ мм} \stackrel{!}{<} \frac{2 \cdot 255}{1 - 0,5 \cdot \frac{5 \cdot 412,5}{1,15 \cdot 620}} = 713,3 \text{ мм},$$

$$\frac{412,5}{1,15 \cdot 620} = 0,5882 < 2 - \text{условия не выполняются, и, согласно п. 3.32 [3],}$$

значение c не корректируем.

7. Проверяем условие $c > 3 \cdot h_0$:

$$c = 1221,19 \text{ мм} \stackrel{!}{>} 3 \cdot h_0 = 3 \cdot 255 = 765 \text{ мм} - \text{условие выполняется.}$$

8. Значение c принимаем $c = 3 \cdot h_0 = 765 \text{ мм}$.

9. Длину проекции наклонной трещины c_0 принимаем равной c :

$$c_0 = c = 765 \text{ мм}.$$

10. Проверяем условие $c_0 > 2 \cdot h_0$:

$$c_0 = 765 \text{ мм} > 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 255 = 510 \text{ мм} - \text{условие выполняется.}$$

11. Значение c_0 принимаем равным $c_0 = 2 \cdot h_0 = 510 \text{ мм}$.

12. Поперечная сила, воспринимаемая хомутами в наклонном сечении:

$$Q_{sw} = 0,75 \cdot q_{sw1} \cdot c_0 = 0,75 \cdot 412,5 \cdot 510 = 157,78 \text{ кН}.$$

13. Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении:

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{69,5 \cdot 10^6}{765} = 90,85 \text{ кН}.$$

14. Поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции c от внешних сил принимается в сечении, нормальном к продольной оси элемента, проходящем на расстоянии c от опоры, и определяется по формуле:

$$Q = Q_{\max} - q_p^{\text{пер}} \cdot c = 165,05 - 45 \cdot \frac{63 \cdot 765}{1000} = 130,15 \text{ кН}.$$

15. Проверяем условие $Q \leq Q_b + Q_{sw}$:

$$Q = 130,15 \text{ кН} < 90,85 + 157,78 = 248,63 \text{ кН} - \text{условие выполняется, прочность элемента по сечениям, наклонным к продольной оси обеспечена.}$$

При уменьшении интенсивности хомутов от опоры – к пролёту с q_{sw1} до q_{sw2} , вызванном увеличением шага поперечных стержней, длину участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} следует принимать не менее $\frac{1}{4}$ пролёта монолитного ригеля и не менее значения l_1 , определяемого в зависимости от $\Delta q_{sw} = 0,75 \cdot (q_{sw1} - q_{sw2})$:

$$\Delta q_{sw} = 0,75 \cdot (412,5 - 275) = 103,13 \text{ кН/м}.$$

Т. к. $\Delta q_{sw} > q_p^{nep} = 33,83 \text{ кН/м}$, согласно п. 3.34 [3], значение l_1 определяем по формуле:

$$l_1 = \frac{Q_{\max} - (Q_{b,\min} + 1,5 \cdot q_{sw2} \cdot h_0)}{q_p^{nep}} - 2 \cdot h_0;$$

где $Q_{b,\min} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 620 \cdot 255 = 90,9 \text{ кН}$.

Проверяем условие $q_{sw2} \geq 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b$:

$$q_{sw2} = 275 \text{ кН/м} > 0,25 \cdot 1,15 \cdot 620 = 178,25 \text{ кН/м} \quad - \quad \text{условие выполняется,}$$

следовательно, значение M_b и $Q_{b,\min}$ не корректируем:

$$l_1 = \frac{165,05 - (90,9 + 1,5 \cdot 275 \cdot 255 / 1000)}{45,63} - \frac{2 \cdot 255}{1000} = -1190 \text{ мм}.$$

С учётом ширины площадки опирания ригеля на наружные кирпичные стены (250 мм – см. общие сведения о сборно-монолитном перекрытии, этап 1), значение l_1 составит: $l_1 = -1190 \text{ мм}$. Значение l_1 необходимо принимать не менее $\frac{1}{4}$ пролёта ригеля, что составляет $\frac{6000}{4} = 1500 \text{ мм}$.

Окончательно длину участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} назначаем кратно шагу поперечных стержней на опоре: $l_1 = 1500 \text{ мм}$, кратно $s_w^1 = 100 \text{ мм}$. Конструирование монолитного ригеля показано в графической части.

4. Расчёт монолитного железобетонного ригеля по предельным состояниям второй группы

На этом этапе необходимо выполнить расчёт ригеля крайнего пролёта второго этажа по предельным состояниям второй группы: определить момент трещинообразования, вычислить ширину продолжительного и непродолжительного раскрытия трещин, нормальных к продольной оси ригеля, выполнить расчёт по деформациям. Все необходимые усилия были получены на этапе 2.

В случае, если трещины не образуются, расчёт по раскрытию трещин выполнять не следует.

Момент образования трещин с учётом упругих деформаций определяем согласно п. 4.4 – 4.8 [3].

1. Геометрические параметры поперечного сечения ригеля: $b = 620 \text{ мм}$, $h = 290 \text{ мм}$, $b'_f = 2620 \text{ мм}$, $h'_f = 70 \text{ мм}$, $a = 35 \text{ мм}$, $a' = 20 + \frac{6}{2} = 23 \text{ мм}$, где 20 мм – минимальная толщина защитного слоя бетона, 4 мм – диаметр сжатой арматуры в пролетном сечении.

2. Характеристики бетона и арматуры для расчёта ригеля по предельным состояниям второй группы: бетон тяжёлый, класс бетона В30, по табл. 2.1 [3] расчётное сопротивление бетона по прочности на сжатие $R_{b,ser} = 22 \text{ МПа}$, $R_{bt,ser} = 1,75 \text{ МПа}$. Значение начального модуля упругости бетона принимаем по табл. 2.4 [3]: $E_b = 32500 \text{ МПа}$.

Продольная рабочая арматура по заданию – класса А300, значение модуля упругости арматуры E_s принимаем равным $E_s = 200000 \text{ МПа}$ (см. п. 2.20 [3]). Площадь фактически установленной продольной растянутой арматуры в пролётном сечении составляет $A_s = 2595 \text{ мм}^2$ ($6\varnothing 22$ и $1\varnothing 20$), продольной сжатой: $A'_s = 198$ (76).

За расчётный диаметр стержней растянутой арматуры d_s принимаем наибольший диаметр – $d_s = 22 \text{ мм}$.

Изгибающий момент ригеля в пролётном сечении в крайнем пролёте от действия полной нормативной нагрузки равен $M_{пр,норм}^1 = 138,02 \text{ кН*м}$, в т. ч. изгибающий момент в пролётном сечении в крайнем пролёте от действия нормативной длительной нагрузки $M_{пр,норм,д}^1 = 127,91 \text{ кН*м}$.

3. Площадь поперечного сечения ригеля в пролётном сечении:

$$A_b = 0,3198 \text{ м}^2, \text{ см. этап 1.}$$

4. Определяем коэффициент приведения арматуры к бетону:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{32500} = 6,15$$

5. Площадь приведённого сечения ригеля:

$$A_{red} = A_b + \alpha \cdot (A_s + A'_s) = 0,3198 + 6,15 \cdot (2595 + 198) = 336539,87 \text{ мм}^2.$$

6. Статический момент полного приведённого сечения относительно растянутой грани:

$$S_{red} = S_{1,t} + S_{2,t} + S_{3,t};$$

где $S_{1,t} = b \cdot h \cdot \frac{h}{2} = \frac{620 \cdot 290 \cdot 290}{2} = 26071000 \text{ мм}^3$ – статический момент стенки монолитного ригеля относительно растянутой грани;

$$S_{2,t} = (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot \left(h - \frac{h'_f}{2} \right) = (2620 - 620) \cdot 70 \cdot \left(290 - \frac{70}{2} \right) = 35700000 \text{ мм}^3$$
 – статический момент полки ригеля относительно растянутой грани;

и $S_{3,t} = \alpha \cdot (A_s \cdot a + A'_s \cdot (h - a')) = 6,15 \cdot (2595 \cdot 35 + 198 \cdot (290 - 23)) = 868401,83 \text{ мм}^3$ – статический момент сжатой и растянутой арматуры относительно растянутой грани.

$$S_{red} = 868401,83 + 26071000 + 35700000 = 62639401,83.$$

7. Расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведённого сечения ригеля:

$$y_t = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{62306971,879}{324967,675} = 186,13 \text{ мм}.$$

Расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения монолитного ригеля будет равно:

$$y_c = h - y_t = 290 - 186,13 = 103,87 \text{ мм}.$$

8. Момент инерции приведённого сечения относительно его центра тяжести:

$$I_{red} = I_b + I_s + I_s^i;$$

$$I_b = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(y_t - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{(b_f' - b) \cdot h_f'^3}{12} + (b_f' - b) \cdot h_f' \cdot \left(h - y_t - \frac{h_f'}{2} \right)^2 =$$

где

$$\frac{620 \cdot 290^3}{12} + 620 \cdot 290 \cdot \left(186,13 - \frac{290}{2} \right)^2 + \frac{(2620 - 620) \cdot 70^3}{12} + (2620 - 620) \cdot 50 \cdot \left(290 - 186,13 - \frac{70}{2} \right)^2 = 228$$

момент инерции поперечного сечения бетона ригеля относительно центра тяжести приведённого сечения;

$$I_s = \alpha \cdot A_s \cdot (y_t - a)^2 = 6,15 \cdot 2595 \cdot (186,13 - 35)^2 = 364363388,67 \text{ мм}^4 - \text{и момент}$$

инерции растянутой арматуры относительно центра тяжести приведённого сечения;

$$I_s^i = \alpha \cdot A_s^i \cdot (h - y_t - a^i)^2 = 6,15 \cdot 198 \cdot (290 - 186,13 - 23)^2 = 7963705,52 \text{ мм}^4 - \text{и момент}$$

инерции сжатой арматуры относительно центра тяжести приведённого сечения;

$$I_{red} = 2650786800,81 \text{ мм}^4.$$

9. Момент сопротивления W :

$$W = \frac{I_{red}}{y_t} = \frac{2650786800,81}{186,13} = 14241588,14 \text{ мм}^3.$$

10. Согласно п. 4.8 [3], для тавровых сечений при определении момента образования трещин с учётом неупругих деформаций растянутого бетона допускается заменять значение W на $W_{pl} = W \cdot \gamma$, где γ – коэффициент, зависящий от формы поперечного сечения элемента, определяемый по табл. 4.1 [3]. Для элемента таврового профиля коэффициент $\gamma = 1,3$.

$$W_{pl} = 18514064,58 \text{ мм}^3.$$

11. Момент образования трещин с учётом неупругих деформаций бетона:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 1,75 \cdot 18514064,58 = 32,40 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

12. Проверяем условие $M_{crc} < M_{пр,норм}^1$:

$M_{cr} = 32,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $127,91 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – условие выполняется, трещины образуются, требуется расчёт по раскрытию трещин.

Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси ригеля, определяем согласно п. 4.4 – 4.8 [3].

1. Исходные данные см. расчёт по определению момента трещинообразования.

2. коэффициент приведения арматуры к бетону:

$$\alpha_{s1} = \frac{300}{R_{b,ser}} = \frac{300}{22} = 13,64$$

3. Напряжения в растянутой арматуре монолитного ригеля определяют по формуле:

$$\sigma_s = \frac{M \cdot (h_0 - y_c)}{I_{red}^x} \cdot \alpha_{s1},$$

I_{red}^x – момент инерции приведенного поперечного сечения монолитного ригеля, определяемого с учетом площади сечения только сжатой зоны бетона, площадей сечения растянутой и сжатой арматуры, принимая в соответствующих формулах значения коэффициента приведения арматуры к бетону $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$.

Для определения высоты сжатой зоны бетона вычисляем коэффициенты армирования:

$$\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0}, \quad \mu_s^i = \frac{A_s^i}{b \cdot h_0}, \quad \mu_f^i = \frac{A_f^i}{b \cdot h_0},$$

где $A_f^i = (b_f^i - b) \cdot h_f^i$ – площадь сжатых свесов полок.

$$\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = 0,016, \quad \mu_s^i = \frac{A_s^i}{b \cdot h_0} = 0,001,$$

$$\mu_f^i = \frac{A_f^i}{b \cdot h_0} = \frac{(2620 - 620) \cdot 70}{620 \cdot 255} = 0,885.$$

Высоту сжатой зоны определяем по формуле 4.44 [3]:

$$x_m = h_0 \left(\sqrt{(\mu_s \alpha_{s2} + \mu_s^i \alpha_{s1} + \mu_f^i)^2 + 2(\mu_s \alpha_{s2} + \mu_s^i \alpha_{s1} \frac{a'}{h_0} + \mu_f^i \frac{h_f^i}{2h_0}) - (\mu_s \alpha_{s2} + \mu_s^i \alpha_{s1} + \mu_f^i)} \right)$$

Принимая $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$, находим x_m :

$$x_m = 255 \cdot \left(\sqrt{1,12^2 + 2 \cdot \left(0,016 \cdot 13,64 + 0,001 \cdot 13,64 \cdot \frac{64 \cdot 23}{255} + \frac{0,885 \cdot 70}{2 \cdot 255} \right)} - 1,12 \right) = 69,23 \text{ мм.}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести с учетом площади сечения только сжатой зоны бетона, площадей сечения растянутой и сжатой арматуры определяем по формуле:

$$I_{red}^x = I_b + \alpha_{s2} I_s + \alpha_{s1} I_s^i, \text{ где}$$

$$I_b = \frac{b \cdot x_m^3}{12} + b \cdot x_m \left(y_c - \frac{x_m}{2} \right)^2 + \frac{(b'_f - b)h'_f{}^3}{12} + (b'_f - b)h'_f \left(y_c - \frac{h'_f}{2} \right)^2 =$$

$$\frac{620 \cdot 69,23^3}{12} + 620 \cdot 69,23 \cdot \left(103,87 - \frac{69,23}{2} \right)^2 + \frac{(2620 - 620) \cdot 70^3}{12} + (2620 - 620) \cdot 70 \cdot \left(103,87 - \frac{70}{2} \right)^2 =$$

момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести с учетом площади сечения только сжатой зоны;

$$I_s = A_s (y_t - a)^2 = 2595 \cdot (186,13 - 35)^2 = 57647260,08 \text{ мм}^4 - \text{ момент инерции}$$

растянутой арматуры относительно центра тяжести приведенного сечения;

$$I'_s = A'_s (y_c - a')^2 = 198 \cdot (103,87 - 23)^2 = 1294911,47 \text{ мм}^4 - \text{ момент инерции}$$

сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного сечения.

Принимая $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$, находим I_{red}^x :

$$I_{red}^x = I_b + \alpha_{s2} I_s + \alpha_{s1} I'_s = 1748179649,64.$$

6. Определяем высоту растянутой зоны бетона:

$$y = y_t \cdot k;$$

где k – поправочный коэффициент, равный 0,9 для элементов таврового сечения с полкой в сжатой зоне;

$$y = 186,13 \cdot 0,9 = 167,52 \text{ мм}.$$

7. При определении площади сечения растянутого бетона высота растянутой зоны бетона y принимается не менее $2 \cdot a$ и не более $0,5 \cdot h$:

$$y = 0,5 \cdot 290 = 145 \text{ мм} < y = 167,52 > 2 \cdot a = 2 \cdot 35 = 70 \text{ мм} - \text{ условие не}$$

выполняется, принимаем $y = 0,5 \cdot 290 = 145 \text{ мм}$.

8. Площадь сечения растянутого бетона:

$$A_{bt} = b \cdot y = 620 \cdot 145 = 89900 \text{ мм}^2.$$

9. Базовое расстояние между трещинами l_s :

$$l_s = 0,5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s = 391,81 \text{ мм}$$

где $d_s = 22 \text{ мм}$ – см. исходные данные определения момента трещинообразования.

10. Значение l_s принимают не менее $10 \cdot d_s$ и 100 мм :

$$l_s = 391,81 \text{ мм} > 10 \cdot d_s = 10 \cdot 22 = 220 \text{ мм} > 100 \text{ мм} - \text{ условие выполняется,}$$

значение l_s не корректируем.

11. Значение l_s принимают не более $40 \cdot d_s$ и 400 мм :

$$l_s = 391,81 \text{ мм} > 40 \cdot d_s = 40 \cdot 22 = 880 \text{ мм} > 400 \text{ мм} - \text{ окончательно принимаем}$$

$$l_s = 400 \text{ мм}.$$

17. Значение напряжения в растянутой арматуре монолитного ригеля определяем по формуле:

$$\sigma_s = \frac{M \cdot (h_0 - y_c)}{I_{red}^x} \cdot \alpha_{s1}$$

где $M = M_{пр, норм}^1 = 138,02 * м$ – к определению ширины раскрытия трещин при действии полной нормативной нагрузки;

$M = M_{пр, норм, дл}^1 = 127,91 кН * м$ – к определению ширины раскрытия трещин при действии нормативной длительной нагрузки.

$$\sigma_s = \frac{138,02 * 10^6 * (255 - 103,87)}{1748179649,64} * 13,64 = 162,75 МПа – \zeta \text{напряжение} \quad \text{в}$$

растянутой арматуре при действии полной нормативной нагрузки;

$$\sigma_s = \frac{127,91 * 10^6 * (255 - 103,87)}{1748179649,64} * 13,64 = 150,83 МПа – \zeta \text{напряжение} \quad \text{в}$$

растянутой арматуре при действии нормативной длительной нагрузки.

18. Значение коэффициента ψ_s , учитывающего неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{crc}}{M};$$

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{32,4}{138,02} = 0,81 – \zeta \text{при действии полной нормативной нагрузки};$$

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{32,4}{127,91} = 0,797 – \zeta \text{при действии нормативной длительной}$$

нагрузки.

19. Значения коэффициентов ϕ_i согласно п. 4.10 [3]:

ϕ_1 – учитывает продолжительность действия нагрузки, равный 1 при непродолжительном действии нагрузки; равный 1,4 – при продолжительном.

ϕ_2 – учитывает профиль продольной арматуры, равный 0,5 для арматуры класса А300;

ϕ_3 – учитывает характер нагружения, равный 1 для изгибаемых элементов.

20. Ширина раскрытия трещин:

$$a_{crc} = \phi_1 \cdot \phi_2 \cdot \phi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s;$$

при продолжительном действии длительных нагрузок:

$$a_{crc1} = 1,4 * 1 * 0,5 * 0,797 * \frac{150,83}{200000} * 400 = 0,17 мм;$$

при непродолжительном действии полной нагрузки:

$$a_{crc2} = 1 * 1 * 0,5 * 0,81 * \frac{162,75}{200000} * 400 = 0,13 мм;$$

при непродолжительном действии длительных нагрузок:

$$a_{crc3} = 1 * 1 * 0,5 * 0,81 * \frac{150,83}{200000} * 400 = 0,12 мм.$$

Согласно п. 4.14 [3], ширина продолжительного раскрытия трещин:

$$a_{crc} = a_{crc1} = 0,08 \text{ мм.}$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин:

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} = 0,17 + 0,13 - 0,12 = 0,18 \text{ мм.}$$

16. Проверяем условие $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$;

где $a_{crc,ult}$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещин, равная:

0.3 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0.4 мм – при непродолжительном раскрытии трещин.

$$a_{crc1} = 0,17 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм} \text{ – условие выполняется;}$$

$$a_{crc} = 0,18 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0,4 \text{ мм} \text{ – условие выполняется.}$$

Следовательно, требования к монолитному ригелю по трещиностойкости удовлетворяются.

4.1. Расчёт ригеля по деформациям

Расчёт по прогибам с трещинами в растянутой зоне выполняем согласно п. 4.17 – 4.25 [3].

1. Геометрические размеры рассматриваемого поперечного сечения ригеля в пролёте составляют: $b = 620 \text{ мм}$, $h = 290 \text{ мм}$, $b'_f = 2620 \text{ мм}$, $h'_f = 70 \text{ мм}$, $a = 35 \text{ мм}$.

Размеры ригеля на опоре: $b = 620 \text{ мм}$, $h = 290 \text{ мм}$, $b'_f = 2620 \text{ мм}$, $h'_f = 30,5 \text{ мм}$, $a = 35 \text{ мм}$.

2. Расчётный пролёт монолитного ригеля:

$$l_0 = l_2 - \frac{h_k}{2} + 250 \frac{1}{3} = 6000 - \frac{250}{2} + 250/3 = 5958,33 \text{ мм}, \quad (h_k = 250 \text{ мм} - \text{высота}$$

сечения колонны, 250 мм – ширина площадки опирания ригеля на кирпичную стену).

3. Характеристики бетона и арматуры для расчёта по предельным состояниям второй группы см. расчёт по определению момента трещинообразования.

4. Площадь фактически установленной продольной растянутой арматуры в пролётном сечении составляет $A_s = 2595 \text{ мм}^2$ (6Ø22 и 1Ø20), продольной сжатой: $A'_s = 198 \text{ мм}^2$ (76).

Площадь фактически установленной продольной растянутой арматуры в опорном сечении составляет $A_s = 2036 \text{ мм}^2$ (8Ø18), продольной сжатой: $A'_s = 1885 \text{ мм}^2$ (620).

Изгибающий момент ригеля в пролётном сечении в крайнем пролёте от действия полной нормативной нагрузки (см. этап 2, дополнительные данные)

равен $M_{пр,норм}^1 = 138,02 \text{ кН} \cdot \text{м}$, в т. ч. момент в пролётном сечении в крайнем пролёте от действия нормативной длительной нагрузки $M_{пр,норм,l}^1 = 127,91 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Изгибающий момент в опорном сечении по грани средней колонны от действия полной нормативной нагрузки $M_{оп,норм} = 128,53 \text{ кН} \cdot \text{м}$, от действия нормативной длительной нагрузки $M_{оп,норм,l} = 53,52 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

5. Для определения кривизны монолитного ригеля находим значения коэффициентов μ, μ'_f , а также значение коэффициента приведения сжатой арматуры к бетону α_{s1} :

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0}, \quad \mu'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} + \frac{A'_s}{bh_0} \alpha_{s1}$$

$$\alpha_{s1} = \frac{560}{R_{b,ser}} = \frac{560}{22} = 25,45 - i$$

Где α_{s1} для продолжительного действия нагрузки при определении коэффициента ϕ_1 ;

$$\alpha_{s1} = \frac{300}{R_{b,ser}} = \frac{300}{22} = 13,64 - i$$

Где α_{s1} для непродолжительного действия нагрузки при определении коэффициента ϕ_1 и при определении коэффициента ϕ_2 ;

Значения коэффициентов $\mu \alpha_{s1}, \mu'_f$ для определения кривизны сечения ригеля в пролёте составят:

для продолжительного действия нагрузок при определении коэффициента ϕ_1 :

$$\mu \alpha_{s1} = \frac{2595}{620 \cdot 255} = 0,406;$$

$$\mu'_f = \frac{(2620 - 620) \cdot 70}{620 \cdot 255} + \frac{198}{620 \cdot 255} = 0,917;$$

для непродолжительного действия нагрузок при определении коэффициента ϕ_1 и при определении коэффициента ϕ_2

$$\mu \alpha_{s1} = \frac{2595}{620 \cdot 255} \cdot 13,64 = 0,218;$$

$$\mu'_f = \frac{(2620 - 620) \cdot 70}{620 \cdot 255} + \frac{198}{620 \cdot 255} \cdot 13,64 = 0,903;$$

Значения коэффициентов $\mu \alpha_{s1}, \mu'_f$ для определения кривизны сечения ригеля на опоре составят:

для продолжительного действия нагрузок при определении коэффициента ϕ_1 :

$$\mu \alpha_{s1} = \frac{2036}{620 \cdot 255} \cdot 25,45 = 0,328;$$

$$\mu_f' = \frac{(2620 - 620) * 30,5}{620 * 255} + \frac{1885}{620 * 255} * 25,45 = 0,689;$$

для непродолжительного действия нагрузок при определении коэффициента ϕ_1 и при определении коэффициента ϕ_2 :

$$\mu\alpha_{s1} = \frac{2036}{620 * 255} * 13,64 = 0,176;$$

$$\mu_f' = \frac{(2620 - 620) * 30,5}{620 * 255} + \frac{1885}{620 * 255} * 13,64 = 0,549.$$

Коэффициент ϕ_1 и ϕ_2 определяем по табл. 4.5 [3].

6. Находим кривизну монолитного ригеля от непродолжительного действия нагрузок:

для сечения в пролёте $\phi_1=0,668255$ 0,707 и $\phi_2=0,305$ 0,204:

$$\left(\frac{1}{r}\right)^1 = \frac{M - \phi_2 b h^2 R_{bt,ser}}{\phi_1 E_s A_s h_0^2} = \frac{138,02 * 10^6 - 0,260 * 620 * 290^2 * 1,75}{0,686 * 200000 * 2595 * 255^2} = 5,08 * 10^{-6} \frac{1}{мм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sup,r}^1 = \frac{M - \phi_2 b h^2 R_{bt,ser}}{\phi_1 E_s A_s h_0^2} = \frac{128,53 * 10^6 - 0,246 * 620 * 290^2 * 1,75}{0,680 * 200000 * 2036 * 255^2} = 5,89 * 10^{-6} \frac{1}{мм};$$

7. От непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок:
для сечения в пролёте

$$\left(\frac{1}{r}\right)^2 = \frac{M - \phi_2 b h^2 R_{bt,ser}}{\phi_1 E_s A_s h_0^2} = \frac{127,91 * 10^6 - 0,26 * 620 * 290^2 * 1,75}{0,686 * 200000 * 2595 * 255^2} = 4,63 * 10^{-6} \frac{1}{мм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sup,r}^2 = \frac{M - \phi_2 b h^2 R_{bt,ser}}{\phi_1 E_s A_s h_0^2} = \frac{121,62 * 10^6 - 0,246 * 620 * 290^2 * 1,75}{0,68 * 200000 * 2036 * 255^2} = 5,51 * 10^{-6} \frac{1}{мм}.$$

8. От продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок:
для сечения в пролёте

$$\left(\frac{1}{r}\right)^3 = \frac{M - \phi_2 b h^2 R_{bt,ser}}{\phi_1 E_s A_s h_0^2} = \frac{127,91 * 10^6 - 0,24 * 620 * 290^2 * 1,75}{0,603 * 200000 * 2595 * 255^2} = 5,36 * 10^{-6} \frac{1}{мм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sup,r}^3 = \frac{M - \phi_2 b h^2 R_{bt,ser}}{\phi_1 E_s A_s h_0^2} = \frac{121,62 * 10^6 - 0,226 * 620 * 290^2 * 1,75}{0,626 * 200000 * 2036 * 255^2} = 6,09 * 10^{-6} \frac{1}{мм}.$$

9. Полная кривизна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{max} = \left(\frac{1}{r}\right)^1 - \left(\frac{1}{r}\right)^2 + \left(\frac{1}{r}\right)^3 = (5,08 - 4,63 + 5,36) * 10^{-6} = 5,81 * 10^{-6} \frac{1}{мм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\text{sup},r} = \left(\frac{1}{r}\right)_{\text{sup},r}^1 - \left(\frac{1}{r}\right)_{\text{sup},r}^2 + \left(\frac{1}{r}\right)_{\text{sup},r}^3 = (5,89 - 5,51 + 6,09) * 10^{-6} = 6,47 * 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}$$

$$S = \frac{5}{48}$$

10. Коэффициент S принимаем как для свободно опертой балки:

11. Прогиб крайнего пролёта ригеля:

$$f = \left[\left(\frac{1}{r}\right)_{\text{max}} \cdot S - 0,5 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{\text{sup},r} \cdot \left(\frac{1}{8} - S\right) \right] \cdot l_0^2 =$$

$$\left[5, \frac{81 * 10^{-6} * 5}{48} - 0,5 * 6,47 * 10^{-6} * \left(\frac{1}{8} - \frac{5}{48}\right) \right] * 5958,33^2 = 19,09 \text{ мм}$$

$$f_{\text{ult}} = \frac{1}{195,14} \cdot l_0 = \frac{5958,33}{195,14} = 29,89 \text{ мм}$$

12. Согласно п. 10.7 [4] находим

13. Проверяем условие $f \leq f_{\text{ult}}$:

$f = 19,09 \text{ мм} < f_{\text{ult}} = 29, \text{ мм}$ – условие выполняется.

5. Расчёт сборной железобетонной колонны на действие сжимающей продольной силы со случайным эксцентриситетом и монолитного центрально нагруженного фундамента

5.1. Расчёт сборной железобетонной колонны на действие сжимающей продольной силы со случайным эксцентриситетом

На этом этапе необходимо подобрать площадь сечения продольной сжатой арматуры и поперечной арматуры в сечении сборной железобетонной колонны. При этом значение эксцентриситета продольной силы принимаем равным случайному эксцентриситету e_a (определяется согласно п. 3.49 [3]). Все необходимые усилия были получены на этапе 2.

Подбор продольной арматуры выполняем согласно п. 3.49 – 3.58 [3].

1. Сечение колонны принято на 1 этапе и составляет $b = h = 250 \text{ мм}$. Величину защитного слоя назначаем в соответствии с требованиями п. 5.6 – 16,5 [3] и принимаем $a = 40 \text{ мм}$. Длина колонны первого этажа составляет $l = 2850 \text{ мм}$. Расчётную длину элемента принимаем согласно требованиям п. 6.2.18 [1]: $l_0 = 0,8 \cdot l = 0,8 * 2850 = 2280 \text{ мм}$.

2. Характеристики бетона и арматуры: бетон тяжёлый, класс бетона В25, по табл. 2.2 [3] определяем расчётное сопротивление бетона по прочности на сжатие: $R_b = 8,5 \text{ МПа}$. Продольная рабочая арматура по заданию – класса А300, расчётное сопротивление арматуры для предельных состояний первой группы определяем по табл. 2.6 [3]: $R_{sc} = 355 \text{ МПа}$.

Расчётные усилия в колонне первого этажа:

усилие в колонне первого этажа от расчётных нагрузок с учётом её собственного веса $N = 802,15 \text{ кН}$;

усилие в колонне первого этажа от расчётных длительных нагрузок с учётом её собственного веса $N^l = 733,44 \text{ кН}$.

3. Определяем рабочую высоту сечения бетона колонны:

$$h_0 = 250 - 40 = 210 \text{ мм}.$$

$$\text{Т.к. } \frac{l_0}{h} = \frac{2280}{250} = 9,12 > 4, \quad \frac{l_0}{h} = 9,12 < 20,$$

расчёт допускается производить из условия $N \leq \phi \cdot (R_b \cdot A + R_s \cdot A_s)$.

При $N_l / N = \frac{733,44}{802,15} = 0,91, \quad \frac{l_0}{h} = 9,12,$ по табл. 3.5 и 3.6 [3] находим $\phi_b = 0,9, \quad \phi_{sb} = 0,905$

6. Определяем коэффициенты α_s и ϕ :

$$\alpha_s = \frac{R_s \cdot A_{s,tot}}{R_b \cdot A} = \frac{355 \cdot (485,99)}{11,5 \cdot 250^2} = 0,24$$

$$\phi = \phi_b + 2(\phi_{sb} - \phi_b)\alpha_s = 0,898 + 2 \cdot (0,898 - 0,898) \cdot (-473,81) = 0,898.$$

Коэффициент ϕ принимается не более ϕ_{sb} ; $\phi = 0,898$.

Вычисляем требуемую площадь сечения по формуле:

$$A_{s,tot} = \frac{N}{\phi \cdot R_{sc}} - A \cdot \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{802,15 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 355} - \frac{250^2 \cdot 11,5}{355} = 485,99 \text{ мм}^2.$$

Принимаем армирование колонны – 416, $A_{s,tot} = 804 \text{ мм}^2$.

7. Фактическая несущая способность колонны:

$$N_u = \phi \cdot (R_b \cdot A + R_s \cdot A_s) = 0,9 \cdot (11,5 \cdot 250^2 + 355 \cdot 804) = 903,75 \text{ кН}.$$

8. Проверяем условие $N \leq N_u$:

$N = 802,15 \text{ кН} < 903,75 \text{ кН}$, условие выполняется, следовательно, прочность колонны обеспечена.

9. Диаметр стержней поперечной и монтажной арматуры назначаем из условия свариваемости 5 мм и принимаем равным класса В500.

Конструирование колонны показано в графической части.

5.2. Расчёт монолитного центрально нагруженного фундамента

Фундамент проектируем под колонну, рассчитанную на этапе 5.1. верх фундамента располагаем на отметке $-0,150 \text{ м}$. Все необходимые усилия были получены на этапе 2.

1. Геометрические размеры сечения колонны приняты на этапе 1 и составляют $b = h = 250 \text{ мм}$. По заданию грунт основания имеет условное расчётное сопротивление $R_0 = 0,3 \text{ МПа}$. Глубина заложения фундамента составляет $H_f = 1,95 \text{ м}$.

2. Характеристики бетона и арматуры: бетон тяжёлый, класс бетона В25, по табл. 2.2 [3] определяем расчётное сопротивление бетона осевому растяжению: $R_{bt} = 11,05$.

Продольная рабочая арматура по заданию – класса А300, расчётное сопротивление арматуры для предельных состояний первой группы определяем по табл. 2.6 [3]: $R_s = 270 \text{ МПа}$.

Усилие в колонне первого этажа от нормативных нагрузок с учётом её собственного веса (см. этап 1): $N^n = 312,63 \text{ кН}$, усилие в колонне первого этажа от расчётных нагрузок с учётом её собственного веса: $N = 362,99 \text{ кН}$.

Усреднённый вес единицы объёма бетона фундамента и грунта на его обрезах принимаем равным $\gamma_{mt} = 20 \cdot 10^{-6} \text{ Н/мм}^3$.

3. Требуемая площадь подошвы фундамента:

$$A_{f, \text{tot}} = \frac{N^n}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot H_f} = \frac{680,2 \cdot 10^3}{0,3 - 20 \cdot 10^{-3} \cdot 1950} = 2,6.$$

Размер стороны квадратной подошвы фундамента должен быть не менее $a_f = \sqrt{A_{f, \text{tot}}} = \sqrt{2,6} = 1,61 \text{ м}$. Принимаем $a_f = 1,7 \text{ м}$ (кратно 100 мм , нечётное), при этом площадь подошвы фундамента будет равна $A_f = 1,7^2 = 2,89 \text{ м}^2$.

4. Давление под подошвой фундамента от расчётной нагрузки:

$$p = \frac{N}{A_f} = \frac{802,15 \cdot 10^{-3}}{2890000} = 0,28 \text{ МПа}$$

5. Высота фундамента составляет $H = 1,95 - 0,15 = 1800 \text{ мм}$, где $1,95 \text{ м}$ – глубина заложения фундамента, $0,15 \text{ м}$ – расстояние от отметки $+0.000$ до уровня верха фундамента. Расстояние от наиболее растянутой грани подошвы фундамента до центра тяжести стержней продольной арматуры в плитной части принимаем равным $a = 50 \text{ мм}$.

Ширину стакана в уровне верха принимаем равной $h + 150 \text{ мм} = 250 + 150 = 400 \text{ мм}$, в уровне низа $h + 100 \text{ мм} = 250 + 100 = 350 \text{ мм}$.

Величину заделки колонны в стакан фундамента принимаем равной $h_s = 1,5 \cdot h_k = 1,5 \cdot 250 = 375 \text{ мм}$, при этом глубина стакана составит $h_{cf} = 375 + 50 = 425 \text{ мм}$.

Толщину стенок стакана назначаем равной 200 мм . Тогда ширина подколонника составит $l_{cf} = 400 + 2 \cdot 200 = 800 \text{ мм}$.

Высота плитной части конструктивно равна:

$$h_{pl} = H - h_{cf} = 1800 - 425 = 1375 \text{ мм}$$

Уточняем требуемую рабочую высоту плитной части:

$$h_{0, pl} = -\frac{b+h}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{\alpha \cdot R_{bt} + p}}$$

где α – коэффициент, принимаемый равным 0,85.

$$h_{0,pl} = \frac{-250+250}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{802,15 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 1,15 + 0,28}} = 274,34 \text{ мм.}$$

С учётом $a = 50 \text{ мм}$ требуемая высота плитной части составит:

$$h_{pl} = h_{0,pl} + a = 274,34 + 50 = 324,34 \text{ мм.}$$

Окончательно высоту плитной части принимаем $h_{pl} = 1375 \text{ мм}$. Тогда рабочая высота плитной части составит $h_{0,pl} = h_{pl} - a = 1375 - 50 = 1325 \text{ мм}$.

Вылет подошвы фундамента равен $\frac{a_f - l_{cf}}{2} = \frac{1,7 - 0,8}{2} * 1000 = 450 \text{ мм}$ – плитную часть фундамента выполняем одноступенчатой, высоту ступени назначаем равной $h_1 = 450 \text{ мм}$. Рабочая высота первой ступени будет равна $h_{0,1} = h_1 - a = 450 - 50 = 400 \text{ мм}$. Высота подколонника составит $h_n = H - h_1 = 1800 - 400 = 1400 \text{ мм}$.

$$h_0 = H - a = 1800 - 50 = 1750 \text{ мм.}$$

6. Проверку прочности нижней ступени фундамента по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении (для единицы ширины этого сечения, $b = 1 \text{ мм}$) производим из условия $Q \leq Q_{b,\min}$,

где $Q_{b,\min} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{0,1} = 0,5 * 1,15 * 1 * 250 = 143,75 \text{ кН}$ – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

$$a_f - h_k - 2 \cdot h_0 = 1,7 * 1000 - 250 - 2 * 1750 = -2050 < 0 \quad - \quad \text{следовательно,}$$

поперечную силу в наклонном сечении вычисляем по формуле:
 $Q = (0,5 \cdot (a_f - l_{cf}) - h_1) \cdot b \cdot p = 42 \text{ кН}$.

$Q = 42 \text{ кН} < Q_{b,\min} = 143,75 \text{ кН}$ – условие выполняется, т. е. прочность нижней ступени фундамента по поперечной силе обеспечена.

7. Продавливание плитной части низом колонны от действия продольной силы $N = 362,99 \text{ кН}$ (расчёт производится на продавливание от низа подколонника).

Расчёт на продавливание плитной части низом подколонника (от низа колонны граница продавливания находится за пределами подошвы фундамента) производится из условия $F \leq R_{bt} \cdot u_m \cdot h_{0,1}$;

где F – продавливающая сила, принимается равной N ;

$$u_m = 4 \cdot (h_k + h_{01}) = 4 * (250 + 250) = 2000 \text{ мм} - \text{среднее арифметическое}$$

значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания.

$802150 \text{ Н} < 1,15 * 2000 * 550 = 575000 \text{ Н}$ – условие выполняется, продавливания не происходит.

8. Проверку плитной части фундамента на раскалывание от действия продольной силы $N = 802,15 \text{ кН}$ производим из условия $N \leq 2 \cdot \mu \cdot \gamma_g \cdot A_b \cdot R_{bt}$ где $\mu = 0,75$ – коэффициент трения бетона по бетону;

$\gamma_g = 1,3$ – коэффициент, учитывающий совместную работу фундамента с грунтом;

A_b – площадь вертикального сечения фундамента в плоскости, проходящей по оси сечения колонны параллельно стороне подошвы, для одноступенчатого фундамента:

$$A_b = a_f \cdot h_1 + l_{cf} \cdot (h_n - h_3 - 50) =$$

$$1,7 \cdot 1000 \cdot 400 + 800 \cdot (1500 - 450 - 50) = 1480000 \text{ мм}^2.$$

$802,15 \text{ кН} < 2 \cdot 0,75 \cdot 1,7 \cdot 1480000 \cdot 1,15 = 2170,05 \text{ кН}$ – условие выполняется, раскалывания не происходит.

9. Площадь сечения арматуры подошвы фундамента в сечениях I-I, II-II и III-III:

$$A_{s,i} = \frac{M_i}{0,9 \cdot h_{0,i} \cdot R_s};$$

где M_i – изгибающий момент в расчётном сечении;

$h_{0,i}$ – рабочая высота фундамента в расчётном сечении;

R_s – расчётное сопротивление арматуры на растяжение.

Изгибающие моменты:

для сечения $M_{III-III} = 0,125 \cdot p \cdot (a_f - h_k)^2 \cdot a_f =$
 $0,125 \cdot 0,28 \cdot (1,7 \cdot 1000 - 250)^2 \cdot 1,7 \cdot 1000 = 125,098 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$

для сечения $M_{I-I} = 0,125 \cdot p \cdot (a_f - l_{cf})^2 \cdot a_f =$
 $0,125 \cdot 0,28 \cdot (1,7 \cdot 1000 - 800)^2 \cdot 1,7 \cdot 1000 = 48,195 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$

Определяем требуемую площадь арматуры в сечениях I-I и III-III (сечение II-II отсутствует, т.к. фундамент одноступенчатый):

$$A_{s,I-I} = \frac{48,195 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 250 \cdot 270} = 793,33 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s,III-III} = \frac{125,098 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 1250 \cdot 270} = 411,85 \text{ мм}^2.$$

Для ширины подошвы фундамента 1,3м количество стержней продольной арматуры в плитной части, устанавливаемой с шагом 200 мм, будет равно 7шт.

По максимальной из требуемых площадей арматуры определяем требуемую площадь сечения одного стержня:

$$A_{s,\min}^1 = \frac{793,33}{9} = 88,15 \text{ мм}^2.$$

Минимальный диаметр стержней продольной арматуры в плитной части фундамента – 10мм, $A_s = 78,5 \text{ мм}^2$. Окончательно принимаем сетку с

одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой $\varnothing 12$ (семь стержней диаметром 12мм) с площадью сечения $A_s = 1018 \text{ мм}^2$.

Конструирование фундамента показано в графической части.

6. Расчет кирпичного простенка с сетчатым армированием

Расчет производим для кирпичного простенка первого этажа. Кирпичная кладка высшего качества.

Геометрические размеры кирпичных стен и площадок опирания плит на стены принимать согласно плана и разреза здания. Опасным будет являться сечение простенка, расположенное на $2/3$ его высоты.

Сетку назначать из стержней арматуры класса В500 диаметром не менее 3 мм, размер ячейки сетки от 30 до 120 мм, шаг сеток не реже, чем через 5

рядов кирпичной кладки. При этом процент армирования кладки должен быть не менее 0,1%.

1. Начало.

2. На этапе 1 принята толщина наружных стен принята равной 640 мм. Материал стен - кирпич керамический полнотелый одинарный марки по прочности 150, марки по морозостойкости F50, марка цементно-песчаного раствора М50 (в процессе расчета марка кирпича и марка раствора могут быть изменены).

Высота кирпичной стены за вычетом расстояния от низа стены до 2/3 высоты простенка первого этажа составляет $H=9,5$ м. Расчетная ширина стены принимается равной шагу колонн в поперечном направлении – 3900 мм. Ширина оконных проемов равна 1800 мм. Ширина площадки опирания плиты перекрытия на кирпичную стену составляет $l_{loc}=140$. Расчетная высота простенка равна высоте оконного проема 1500 мм. Размеры поперечного сечения простенка составят:

$$3,9 - 1,8 = 2,1 \text{ м}$$

Согласно расчетам этапа 1, полная расчетная нагрузка на 1 м^2 покрытия с учетом нормального уровня ответственности здания II будет равна: $q^{нок} = 6,31 \text{ кН/м}$, полная расчетная нагрузка на 1 м^2 перекрытия с учетом нормального уровня ответственности здания II будет равна $q_{k1}^{неп} = 6,36 \text{ кН/м}$, $q_{k2}^{неп} = 7,45 \text{ кН/м}$.

3. Продольную силу в опасном сечении простенка определяем по формуле:

$$N = H \cdot b \cdot t \cdot k \cdot \rho \cdot \gamma_f + (n - 1) \cdot b \cdot \frac{l_1^*}{2} q^{неп} + b \cdot \frac{l_2^*}{2} q^{нок},$$

где $H = 9,5$ м - расчетная высота кирпичной стены;

$l_2 = 6000$ мм – расчетная ширина стены;

$t = 640$ мм = 0,64 м – толщина стены;

$$k = \frac{H \times b - A_{np}}{H \times b}$$

- коэффициент проемности (A_{np} - суммарная площадь оконных проемов в расчетном сечении стены);

$\rho = 1800 \text{ кг/м}^3 = 18 \text{ кН/м}^3$ - плотность кладки;

$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке;

$n = 4$ – число этажей в здании (см. бланк задания);

$l_1^* = 5500$ мм – ширина первого пролета в продольном направлении.

Суммарную площадь оконных проемов в расчетном сечении стены определяем по рис: $A_{np} = 9 \text{ м}^2$. Тогда коэффициент проемности будет равен:

$$k = \frac{9,5 \times 6 - 9}{9,5 \times 6} = 0,84;$$

$$N = 9,5 \times 6 \times 0,64 \times 0,84 \times 18 \times 1,1 + \frac{(4-1) \times 6 \times 5,5}{2} \times 6,36 + \frac{6 \times 5,5}{2} \times 6,31 = 1025,675 \text{ кН}.$$

Момент в расчетном сечении простенка определяем согласно рис.

$$M = b \cdot \frac{l_0^2}{2} \cdot q_{k2}^{nep} \left(h/2 - \frac{1}{3} l_{loc} \right)$$

$$M = 3,9 \cdot \frac{5,5}{2} \cdot 7,45 \cdot \left(\frac{0,64}{2} - \frac{1}{3} \cdot \frac{140}{1000} \right) = 33,60 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

4. Значение эксцентриситета продольной силы будет равно:

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{33,6}{1025,675} = 33 \text{ мм}.$$

Так как величина эксцентриситета $e_0 = 33 \text{ мм} < 0,17h = 0,17 \cdot 640 = 109 \text{ мм}$ то, согласно п. 4.31 [7], простенок можно проектировать с сетчатым армированием.

5. Вычисляем максимальные напряжения в кладке по формуле:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{m_g \gamma_1 A_c \omega}$$

где $m_g = 1, \phi_1 = 0,9, \omega = 1$ – приняты ориентировочно в первом приближении;

$$A_c = bh \left(1 - \frac{2e}{h} \right), A_c = 2,1 \cdot 1000 \cdot 640 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 31}{640} \right) = 1213800 \text{ мм}^2.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1025,675 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,9 \cdot 2410800 \cdot 1} = 0,47 \text{ МПа}.$$

Расчетное сопротивление неармированной кладки должно быть не менее $0,6\sigma_{\max} = 0,47 \cdot 0,6 = 0,28 \text{ МПа}$.

6. По табл. 2 [7] или табл. 1 прил. 7 для марки кирпича 150 и марки раствора 50 определяем расчетное сопротивление кладки $R = 1,8 \text{ МПа} > 0,28 \text{ МПа}$.

7. Исходя из конструктивных требований назначаем сетку из стержней арматуры класса В500 диаметром 4 мм ($R_s = 415 \text{ МПа}, R_{sn} = 500 \text{ МПа}, A_s = 12,6 \text{ мм}^2$). Шаг сеток назначаем через каждые пять рядов $s = 385 \text{ мм}$ (при толщине шва 14 мм, высоте кирпича 65 мм). Размер ячейки сетки принимаем 60 мм.

Процент армирования по объему кладки с сетчатым армированием составит:

$$\mu = \frac{2 A_s}{cs} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 12,6}{60 \cdot 385} \cdot 100\% = 0,11\% > 0,1\%$$

8. Для определения коэффициентов продольного изгиба гибкость простенка в плоскости действия изгибающего момента будет равна:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}, \lambda_h = \frac{1500}{640} = 2,34$$

Высота сжатой части сечения составит: $h_c = h - 2e_0 = 640 - 2 \cdot 33 = 574 \text{ мм}$, и

$$\lambda_{hc} = \frac{l_0}{h_c}, \lambda_{hc} = \frac{1500}{574} = 2,61.$$

соответствующая ей гибкость

Расчетное сопротивление кладки при внецентренном сжатии равно:

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \left(1 - \frac{2e}{0.5h}\right) \leq 2R,$$

$$R_{skb} = 1,8 + \frac{2*0,11*0,6*415}{100} * \left(1 - \frac{2*33}{0,5*640}\right) = 2,24 \text{ МПа} < 3,6 \text{ МПа}.$$

Упругую характеристику кладки с сетчатым армированием определяем по формуле:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}},$$

где $\alpha = 1000$ – по табл. 15 [7] для керамического полнотелого кирпича;
 $R_u = 2R$, $R_u = 2 \cdot 1,8 = 3,6 \text{ МПа}$;

$$R_{sku} = 2R + \frac{2R_s\mu}{100}, R_{sku} = 2 \cdot 1,8 + \frac{2 \cdot 500 \cdot 0,11}{100} = 4,7 \text{ МПа}.$$

$$\alpha_{sk} = 1000 \frac{3,6}{4,7} = 766$$

По величинам гибкостей $\lambda_h = 2,34$ и $\lambda_{hc} = 2,61$, а также значению $\alpha_{sk} = 766$ по табл. 18 [7] или табл.2 прил. 7 определяем значения коэффициентов продольного изгиба для армированной кладки при внецентренном сжатии:

$$\phi_h = 1 \text{ и } \phi_{hc} = 1. \text{ Тогда } \phi_1 = \frac{\phi_h + \phi_{hc}}{2} = \frac{1+1}{2} = 1.$$

9. При $\lambda_h = 2,34 < 10$ по табл. 20 [7] определяем $\eta = 0$, тогда коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки, определяемый по формуле 16 [7], будет равен $m_g = 1$.

10. Коэффициент ω , учитывающий повышение расчетного сопротивления кладки при внецентренном сжатии, определяем по табл. 19 [7]:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45 = 1 + \frac{33}{640} = 1,05 < 1,45.$$

11. Фактическая несущая способность кирпичного простенка при внецентренном сжатии будет равна:

$$N_u = m_g \phi_1 R_{skb} A_c \omega,$$

$$N_u = 1 * 1 * 2,24 * 2410800 * 1,05 = 5670,2 \text{ кН} > 1025,675 \text{ кН} - \text{прочность}$$

кирпичного простенка обеспечена.

7. Расчет предварительно напряженной круглопустотной плиты перекрытия

1. По результатам компоновки перекрытия здания (см. этап ,1) номинальная ширина плиты составляет $b_n = 1500 \text{ мм}$, пролет плиты перекрытия $l_n = 5100 \text{ мм}$, высота плиты $h_n = 220 \text{ мм}$. Ширина площадки опирания плиты на кирпичную стену составляет 140 мм, тогда расчетный пролет плиты будет равен:

$$l_{0,n} = 5100 - 140/2 = 5,03 \text{ м}.$$

Полная расчетная нагрузка на 1 м длины перекрытия (см. табл. 1.1 этап 1) равна $q^{nep} = 7,99 \text{ кН/м}$.

Определяем изгибающие моменты в пролетном и опорном сечениях плиты:

для расчета по первой группе предельных состояний: изгибающий момент в опорном сечении плиты:

$$M_{on} = \frac{q^{nep} l_{0,n}^2}{14},$$

$$M_{on} = \frac{11,99 * 5,03^2}{14} = 21,67 \text{ кН * м}.$$

Поперечная сила в узле сопряжения плиты с монолитным ригелем:

$$Q_1 = \frac{q^{nep} l_{0,n}}{2} - M_{on} / l_{0,n},$$

$$Q_{max} = Q_2 = \frac{q^{nep} l_{0,n}}{2} + M_{on} / l_{0,n},$$

$$Q_1 = \frac{11,99 * 5,03}{2} - \frac{21,67}{5,03} = 25,85 \text{ кН},$$

$$Q_{max} = 34,46 \text{ кН}.$$

Расстояние от опоры, на котором изгибающий момент плиты в пролетном сечении максимален:

$$x = \frac{Q_1}{q^{nep}} = \frac{25,85}{11,99} = 2,16 \text{ м}.$$

Значение максимального изгибающего момента плиты в пролетном сечении составит:

$$M_{np} = Q_1 x - \frac{q x^2}{2},$$

$$M_{np} = 25,85 * 2,16 - \frac{11,99 * 2,16^2}{2} = 27,87 \text{ кН * м}.$$

Продольная рабочая напрягаемая арматура по заданию - класса К1500, расчетное значение сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы определяем по табл. 2 прил. 8 или по табл. 2.8 [9]: $R_s = 1250 \text{ МПа}$, $R_{s,ser} = 1500 \text{ МПа}$, $f_{tk,s} = 180000$. Способ натяжения арматуры – механический.

Характеристики бетона и арматуры: бетон тяжелый, класс бетона для сборных конструкций по бланку задания (см. этап 1) В15. По табл. прил. 8 минимальный класс бетона при классе напрягаемой арматуры К1500 – В30, поэтому класс бетона плиты перекрытия принимаем В30. По табл. 1 прил. 4 и табл. 1 прил. 5: $R_b = 17 \text{ МПа}$.

3. Согласно п. 2.25 [9], величину предварительного напряжения арматуры назначаем равным:

$$\sigma_{sp} = 0,8 * 1500 = 1200 \text{ МПа}.$$

Расчет плиты по предельным состояниям первой группы

4. Подбор предварительно напрягаемой арматуры в пролетном сечении плиты. При расчете плиты по прочности учитываем благоприятное влияние предварительного напряжения с учетом возможных отклонений

предварительного напряжения: $\gamma_{sp} \sigma_{sp} = 1200 * 0,9 = 1080 \text{ МПа}$, где $\gamma_{sp} = 0,9$ согласно п. 3.7 [9].

Расчетное сечение плиты - тавровое с полкой в сжатой зоне. Рабочая высота сечения плиты составляет $h_0 = 195 \text{ мм}$.

Проверяем условие:

$$R_b b_f h_f' (h_0 - 0,5 h_f') \geq M_{np},$$

$$17 * 1460 * 30,5 * (195 - 0,5 * 30,5) = 136,07 \text{ кН} * \text{м} > M_{np} = 27,87 \text{ кН} * \text{м} - \text{условие}$$

выполняется, следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке и площадь сечения напрягаемой арматуры определяется как для

прямоугольного сечения шириной $b = b_f = 1460 \text{ мм}$ согласно п. 3.14 и 3.16 [9].

Вычисляем значение α_m по формуле:

$$\alpha_m = \frac{M_{np}}{R_b b h_0^2},$$

$$\alpha_m = \frac{27,87 * 10^6}{17 * 1460 * 195^2} = 0,03.$$

Значение ξ_R определяем по табл. 3.1 [9] или табл. 5 прил. 8 в зависимости от соотношения

$$\frac{0,7 \sigma_{sp}}{R_s} = \frac{0,7 * 1080}{1250} = 0,6, \text{ где } 0,7 \sigma_{sp} - \text{предварительное напряжение с учетом}$$

всех потерь:

$$\xi_R = 0,33$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,33 * (1 - 0,5 * 0,33) = 0,28$$

$\alpha_m = 0,03 < \alpha_R = 0,28$ - сжатая ненапрягаемая арматура по расчету не требуется.

Площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой зоне определяем по формуле:

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_0}{\gamma_{s3} R_s},$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,03} = 0,03$.

γ_{s3} - коэффициент условий работы напрягаемой арматуры, при

$\xi < \xi_R$ $\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R}$ (принимается не более 1,1):

$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{0,03}{0,33} = 1,24$, принимаем $\gamma_{s3} = 1,1$.

$A_{sp} = \frac{0,03 * 17 * 1460 * 195}{1,1 * 1250} = 105,6 \text{ мм}^2$.

Количество стержней напрягаемой арматуры принимаем по сортаменту (табл. 3 прил. 9) принимаем 8 стержней диаметром 6мм с расчетной

площадью поперечного сечения $A_{sp} = 181,6 \text{ мм}^2$.

Список литературы

1. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ГУП НИИЖБ Госстроя России, 2003.
2. Железобетонные конструкции. Общий курс. В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991.
3. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжёлого бетона без предварительного натяжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО “ЦНИИПромзданий”, 2005. – 214 с.
4. СНиП
5. 2.01.07-85* (актуализированный 2011г.). Нагрузки и воздействия.
6. Железобетонные и каменные конструкции. Под редакцией В.М. Бондаренко. – М.: Высшая школа, 2007.
7. Примеры расчёта и конструирования железобетонных конструкций по СП 52-101-2003. Под редакцией Соколова Б.С., Казань, 2007.
8. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко Госстроя СССР.
9. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие. А.Б. Гольшев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук и др.; Под редакцией А.Б. Гольшева. – К.: Будівельник, 1985. – 496с.
10. Пособие по проектированию предварительно напряжённых железобетонных конструкций из тяжёлого бетона (к СП 52-102-2004) – М.: ГУП НИИЖБ Госстроя России, 2004г.