

ОБЛАСТНОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ПРОФЕССИОНАЛЬНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
«КУРСКИЙ МОНТАЖНЫЙ ТЕХНИКУМ»

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ
ПО ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

ПМ. 01 УЧАСТИЕ В ПРОЕКТИРОВАНИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

МДК 01.01.Проектирование зданий и сооружений.

Раздел 2 Проектирование строительных конструкций

основной профессиональной образовательной программы –

программы подготовки специалистов среднего звена

по специальности

08.02.01 Строительство и эксплуатация зданий и сооружений

г. Курск

СОДЕРЖАНИЕ:

Исходные данные

Выбор основных конструкций	2
1. Компоновка перекрытия	2
1.1. Вариантное проектирование	2
1.2. Назначение размеров элементов перекрытия	6
2. Расчет плиты монолитного ребристого перекрытия	7
2.1 Расчетные пролеты и нагрузки	7
2.2 Определение усилий в плите	9
2.3 Расчет прочности сечения	10
2.4 Конструирование плиты	12
2.5 Конструирование арматурных изделий	14
3. Расчет второстепенной балки монолитного ребристого перекрытия	17
3.1. Расчетная схема	17
3.2. Определение расчетных усилий	18
3.3 Расчет прочности сечений	19
3.4. Расчет продольной арматуры	20
3.5. Расчет поперечной арматуры	21
3.6. Конструирование балки	22
4. Расчет на смятие кирпичной стены под второстепенной балкой	23
Список используемой литературы	25

Данные для проектирования

Требуется рассчитать и сконструировать монолитное ребристое перекрытие гражданского здания с неполным железобетонным каркасом. Здание по уровню ответственности относится ко 2 классу. Нормативная временная нагрузка на перекрытие составляет 3,6кН/м² в том числе длительнодействующая 2,4кН/м²

Для всех элементов перекрытия принят тяжелый бетон класса B-20

Для армирования плит принята проволочная арматура класса B_p-1

Продольная рабочая арматура балок – стержневая арматура класса A-III, поперечная и монтажная арматура класса A-I.

Расчетные характеристики материалов

Бетон класса B-20. Расчетное сопротивление бетона R_b , R_{bt} предельных состояний первой группы при классе бетона по прочности на сжатие B-20 принимаем по таб. 13.[2]. Расчетные сопротивления бетона снижаем путем умножения на коэффициент условий работы бетона γ_{b2} приведенного в таб. 15.[2]. Согласно заданию $\gamma_{b2}=1$.

$R_b=11,5\text{МПа}$; $R_{bt}=1,4\text{МПа}$; для арматурной проволоки диаметром 4мм класса B_p-1 – $R_s=365\text{МПа}$; для стержневой арматуры класса A-III – $R_s=365\text{МПа}$; $R_{so}=290\text{МПа}$; и класса A-I – $R_s=225\text{МПа}$. Перекрытия проектируются с применением сварных сеток.

1. Компоновка перекрытия

Разрабатываем конструктивную схему, выбираем основные несущие элементы, назначаем их размеры и очертания, решаем вопросы сопряжения их между собой.

Монолитное ребристое перекрытие состоит из плоской плиты и системы перекрестных балок – главных и второстепенных.

Плиты предусмотрены балочные т.е. соотношение стороны $\frac{l_1}{l_2} \geq 2$, где l_1 и l_2 – пролеты плиты.

1.1 Вариантное проектирование

Одним из главных показателей характеризующих экономичность перекрытий – расход материалов. Для сравнения рассмотрим 2 варианта расположения главных и второстепенных балок.

В первом – главные балки расположены по осям колонн поперек здания, а второстепенные – вдоль.

Во втором - главные балки располагаются вдоль, а второстепенные поперек здания.

Для обоих вариантов определяем приведенную толщину перекрытия.

Коэффициент уровня ответственности здания по назначению равен $\gamma_n=0,95$.

Коэффициент надежности по нагрузке для временной нагрузки $\gamma_f=1,2$.

При компоновке перекрытия назначаем сетку колонн $L_1 \times L_2 = \underline{\quad} \times \underline{\quad}$; где L_1 - пролет, L_2 - шаг. Привязка к оси 200мм.

Введем следующие обозначения:

l_{mb} – пролет главной балки;
 l_{sb} – пролет второстепенной балки;
 l_s – пролет плиты;
 n_s – количество пролетов плиты
 n_{sb} – количество пролетов второстепенной балки;
 n_{mb} – количество пролетов главной балки;
 q_n – нормативное значение постоянной нагрузки на перекрытие без учета его собственного веса $q_n=0$ кПа.

p_n – нормативное значение временной полезной нагрузки на перекрытие $p_n=3,6$ кПа.

Приведенную толщину перекрытия в мм определяем по формуле 7.1[3].

$$h_{red} = h_{s,red} + h_{sb,red} + h_{mb,red}$$

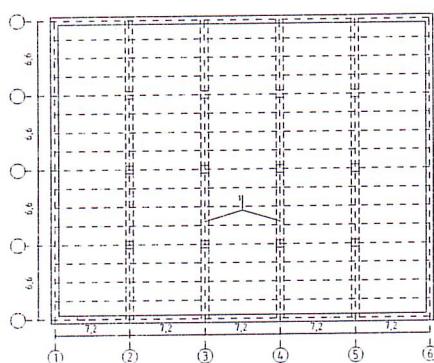
Где: $h_{s,red}$ – приведенная толщина плиты; $h_{sb,red}$ – приведенная толщина второстепенной балки; $h_{mb,red}$ – приведенная толщина главной балки. Их значения определяют по формуле 7.2-7.5[3].

$$h_{s,red} = 8,2 \cdot l_s \cdot \sqrt{g_s} \text{ где: } g_s = \gamma_n [1,1(q_n + l_s) \cdot \gamma_f \cdot p_n]$$

$$h_{sb,red} = 0,54 \cdot \frac{l_{sb}}{l_s} \cdot \sqrt[3]{g_{sb} \cdot l_{sb}} \cdot \frac{n_s - 1}{n_s} \text{ где: } g_{sb} = g_s \cdot l_s + 0,04 \cdot \gamma_n \cdot l^2_{sb}$$

$$h_{mb,red} = \frac{1,25}{l_{sb}} \cdot \sqrt[3]{g_{mb}^2 \cdot l_{mb}^2} \cdot \frac{n_{sb} - 1}{n_{sb}} \text{ где: } g_{mb} = g_{sb} \cdot l_{sb} + 0,07 \cdot \gamma_n \cdot l_s \cdot l^2_{mb}$$

Вариант I



I. Главные балки расположены поперек здания

Первый вариант

$$l_{mb}=6,6(\text{м})$$

$$l_{sb}=7,2(\text{м})$$

$$l_s=1,65(\text{м})$$

$$n_{mb}=4$$

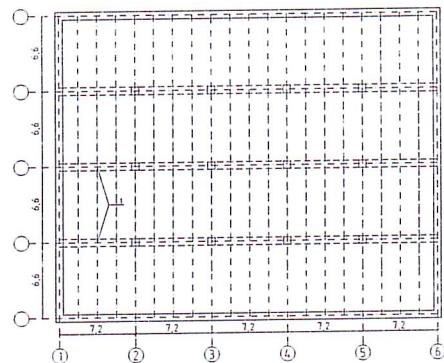
$$n_{sb}=5$$

$$n_s=4$$

$$q_n=0 \text{ кПа}$$

$$p_n=3,6 \text{ кПа}$$

Вариант II



II. Главные балки расположены вдоль здания

Второй вариант

$$l_{mb}=7,2(\text{м})$$

$$l_{sb}=6,6(\text{м})$$

$$l_s=1,8(\text{м})$$

$$n_{mb}=5$$

$$n_{sb}=4$$

$$n_s=4$$

$$q_n=0 \text{ кПа}$$

$$p_n=3,6 \text{ кПа}$$

$$\begin{aligned}
&\gamma_{b2}=1 \\
&\gamma_n=0,95 \\
&\gamma_f=1,2 \\
&g_s = \gamma_n [1,1(q_n + l_s) \cdot \gamma_f \cdot p_n] = \\
&= 0,95[1,1(0+1,65) \cdot 1,2 \cdot 3,6] = 7,449 \\
&g_{sb} = g_s \cdot l_s + 0,04 \cdot \gamma_n \cdot l^2_{sb} = \\
&= 7,449 \cdot 1,65 + 0,04 \cdot 0,95 \cdot (7,2)^2 = 14,261 \\
&g_{mb} = g_{sb} \cdot l_{sb} + 0,07 \cdot \gamma_n \cdot l_s \cdot l^2_{mb} = \\
&= 14,261 \cdot 7,2 + 0,07 \cdot 0,95 \cdot 1,65 \cdot (5,8)^2 = 107,457
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&\gamma_{b2}=1 \\
&\gamma_n=0,95 \\
&\gamma_f=1,2 \\
&g_s = \gamma_n [1,1(q_n + l_s) \cdot \gamma_f \cdot p_n] = \\
&= 0,95[1,1(0+1,8) \cdot 1,2 \cdot 3,6] = 8,126 \\
&g_{sb} = g_s \cdot l_s + 0,04 \cdot \gamma_n \cdot l^2_{sb} = \\
&= 8,126 \cdot 1,8 + 0,04 \cdot 0,95 \cdot (6,6)^2 = 16,282 \\
&g_{mb} = g_{sb} \cdot l_{sb} + 0,07 \cdot \gamma_n \cdot l_s \cdot l^2_{mb} = \\
&= 16,282 \cdot 6,6 + 0,07 \cdot 0,95 \cdot 1,8 \cdot (7,2)^2 = 113,666
\end{aligned}$$

Приведенные толщины

$$\begin{aligned}
h_{s,red} &= 8,2 \cdot l_s \cdot \sqrt{g_s} = \\
&= 8,2 \cdot 1,65 \cdot 2,729 = 36,927(\text{мм}) \\
h_{sb,red} &= 0,54 \cdot \frac{l_{sb}}{l_s} \cdot \sqrt[3]{g_{sb} \cdot l_{sb}} \cdot \frac{n_s - 1}{n_s} = \\
&= 0,54 \cdot 4,36 \cdot 10,113 \cdot 0,75 = 8,276(\text{мм}) \\
h_{mb,red} &= \frac{1,25}{l_{sb}} \cdot \sqrt[3]{g^2_{mb} \cdot l^2_{mb}} \cdot \frac{n_{sb} - 1}{n_{sb}} = \\
&= 0,21 \cdot 45,52 \cdot 0,8 = 11,046(\text{мм})
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
h_{s,red} &= 8,2 \cdot l_s \cdot \sqrt{g_s} = \\
&= 8,2 \cdot 1,8 \cdot 2,85 = 42,075(\text{мм}) \\
h_{sb,red} &= 0,54 \cdot \frac{l_{sb}}{l_s} \cdot \sqrt[3]{g_{sb} \cdot l_{sb}} \cdot \frac{n_s - 1}{n_s} = \\
&= 0,54 \cdot 3,66 \cdot 4,75 \cdot 0,75 = 7,060(\text{мм}) \\
h_{mb,red} &= \frac{1,25}{l_{sb}} \cdot \sqrt[3]{g^2_{mb} \cdot l^2_{mb}} \cdot \frac{n_{sb} - 1}{n_{sb}} = \\
&= 0,18 \cdot 49,49 \cdot 0,75 = 12,428(\text{мм}) \\
h_{red} &= h_{s,red} + h_{sb,red} + h_{mb,red} = 42,075 + 7,060 + \\
&+ 12,428 = 61,563(\text{мм})
\end{aligned}$$

Принят 1 вариант, как более экономичный по расходу железобетона, коэффициент условия работы $\gamma_{b2}=\underline{1}$, тогда $R_b=\underline{11,5}\text{МПа}$.

1.2 Назначение размеров элементов перекрытия

Определяем требуемые размеры поперечного сечения элементов перекрытия по формулам 7.9-7.12[3]. в мм.

$$h_s = 26 \cdot l_s \cdot \sqrt{\frac{g_s}{R_b}} = 26 \cdot 1,65 \cdot 0,804 = 34,527(\text{мм})$$

$$h_{sb} = 80 \cdot \sqrt[3]{\frac{g_{sb} \cdot l_{sb}^2}{R_b}} = 80 \cdot 4 = 320(\text{мм})$$

$$h_{mb} = 125 \cdot \sqrt[3]{\frac{g_{mb} \cdot l_{mb}}{R_b}} = 125 \cdot 3,95 = 493,860(\text{мм})$$

Назначаем унифицированные размеры: $h_s=57(\text{мм})$

$h_{sb}=320(\text{мм})$

$h_{mb}=500(\text{мм})$

$$b_{mb} = h_{mb} \cdot 0,4 = 500 \cdot 0,4 = 200(\text{мм})$$

$$b_{sb} = h_{sb} \cdot 0,4 = 320 \cdot 0,4 = 130(\text{мм})$$

2. Расчет и конструирование плиты.

2.1. Расчетные пролеты и нагрузки.

При расчете балочной плиты нагруженной распределенной нагрузкой рассмотрим грузовую полосу шириной 1м (рис.2).

Нагрузка на 1м. такой полосы и на 1м^2 численно равны и отличаются только размерностями – вместо нагрузки расположенной по площади принимаем нагрузку, распределенную по длине. Для крайних пролетов плиты расчетным является расстояние от грани крайней балки до оси опоры на стене (рис.3).

Рис.2. Нагрузка на плиту в шириной 1м

Вариант I

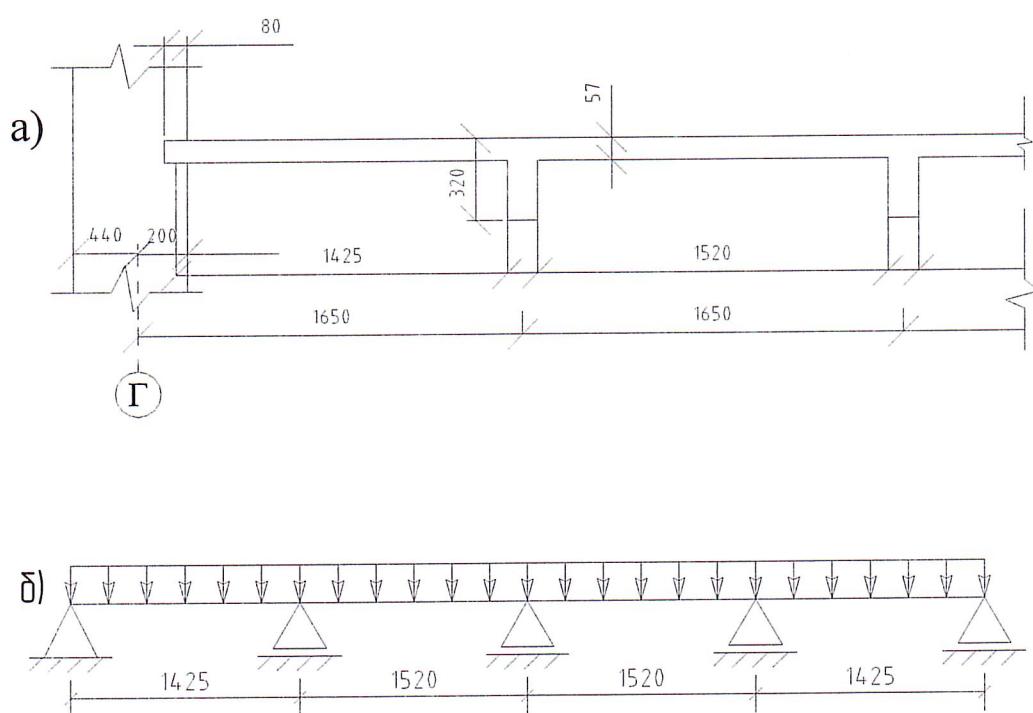
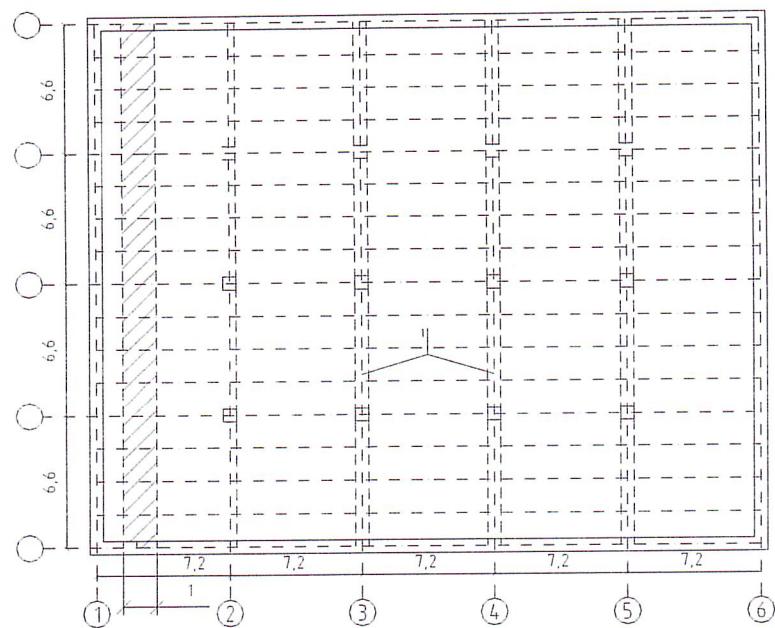


Рис.3. К расчету плиты: а) конструктивная схема; б) расчетная схема.
в коротком направлении:

$$l_1 = l_s - 0,5 \cdot b_{sb} - 200 + 40 = 1650 - 0,5 \cdot 130 - 200 + 40 = 1425 (\text{мм})$$

в длинном направлении:

$$l'_1 = l_{sb} - 0,5 \cdot b_{mb} - 200 + 40 = 7200 - 0,5 \cdot 200 - 200 + 40 = 6940(\text{мм})$$

$$\frac{l'_1}{l_1} = \frac{6940}{1425} = 4,87 \succ 2$$

для средних пролетов плиты расчетным является расстояние в свету.

в коротком направлении:

$$l_2 = l_s - b_{sb} = 1650 - 130 = 1520(\text{мм})$$

в длинном направлении:

$$l'_2 = l_{mb} - b_{mb} = 6600 - 200 = 6400(\text{мм})$$

$$\frac{l'_2}{l_2} = \frac{6400}{1520} = 4,21 \succ 2$$

Т.к. для любого пролета отношения расчетных пролетов $\frac{l'_2}{l_1} \succ 2$, плиту

рассчитываем как балочную вдоль коротких сторон. Расчетная схема ее приведена на рис.3.(б).

2.2. Определение усилий в плитах

Нагрузку на балочную плиту шириной 1м сводим в табл.1 с учетом коэффициента $\gamma_n=0,95$.

Таблица 1. Нагрузки на плиту

Вид нагрузки	Нормативное значение; кПа	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетное значение; кПа
<i>Постоянная нагрузка:</i>			
1. керамическая плита $\delta=25\text{мм}; \rho=25 \text{ кг}/\text{м}^3$	0,006	1,2	0,143
2. Цементно-песчаный раствор $\delta=40\text{мм}; \rho=1800 \text{ кг}/\text{м}^3$	0,72	1,3	0,936
3. 1 слой рубероида $\delta=5\text{мм}; \rho=25000 \text{ Н}/\text{м}^3$	0,0125	1,2	0,015
4. перлитобитумные плиты $\delta=50\text{мм}; \rho=250 \text{ кг}/\text{м}^3$	0,125	1,2	0,150
5. Железобетонная панель перекрытия $\delta=57\text{мм}; \rho=25000 \text{ Н}/\text{м}^3$	1,422	1,1	1,568
<i>Итого постоянная:</i>	<u>2,289</u>		<u>2,676</u>
<i>Временная нагрузка:</i>			
Длительнодействующая	2,4	1,2	2,88
Кратковременная	1,2	1,2	1,44
<i>Итого временная:</i>	<u>3,6</u>		<u>4,32</u>

Всего:	5,889		6,646
Всего с учетом класса ответственности $\gamma_n=1$	5,595		6,996

Расчетные усилия определяем с учетом их перераспределения вследствие пластических деформаций. Наибольшие изгибающие моменты устанавливаем расчетом, как в пролетах, так и в опорных сечениях. Поперечные силы при расчете плит, как правило, не определяют. Изгибающие моменты в сечениях балочной плиты вычисляют по формулам 6.168;6.169;[3].

В крайних пролетах:

$$M_1 = g \cdot \frac{l_1^2}{11} = 6,646 \cdot \frac{1,425^2}{11} = 1,291 \text{кН} \cdot \text{м}$$

На вторых от края опоры:

$$M'_1 = g \cdot \frac{l_2^2}{11} = 6,646 \cdot \frac{1,52^2}{11} = 1,469 \text{кН} \cdot \text{м}$$

В средних пролетах на средних опорах:

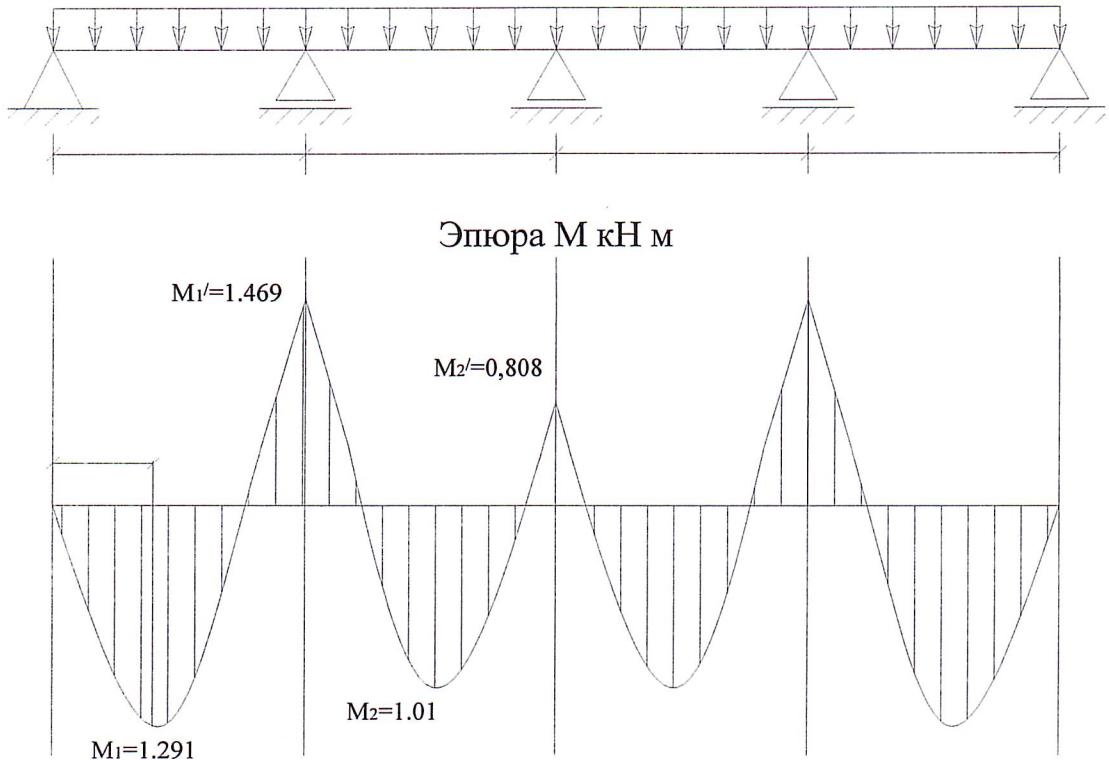
$$M_2 = g \cdot \frac{l_2^2}{16} = 6,646 \cdot \frac{1,52^2}{16} = 1,010 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Т.к. для рассматриваемой конструкции $\frac{h_s}{l_s} = \frac{0,05}{1,65} \approx \frac{1}{30}$, то в плитах окаймленных по

всему контуру монолитно связанными с ними балками, изгибающий момент в сечениях промежуточных пролетов и на промежуточных опорах можно уменьшать на 20% для учета возникающего распора;

$$M'_2 = 0,8 \cdot M_2 = 0,8 \cdot 1,010 = 0,808 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Рис.4. Эпюра моментов для расчета плиты



2.3. Расчет прочности сечения

Расчет прочности сечения.

Определяем граничное значение относительно сжатой зоны в сечениях плиты по формуле 25 [2],

$$\gamma_{b2} = 1; R_b = 11,5 \text{ МПа}; R_s = 365 \text{ МПа}.$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,758}{1,1}\right)} = 0,618$$

где; ω - характеристика сжатой зоны бетона определяемая по формуле 26[2],

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 = 0,758$$

Определяем коэффициент A_R (α_r)

$$A_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,618 (1 - 0,309) = 0,427$$

Определяем рабочую высоту сечения

$$h_0 = h - a = 57 - 15 = 42$$

В крайних пролетах коэффициент A_{01}

$$A_{01} = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,001291}{11,5 \cdot 1 \cdot 0,042^2} = 0,063 < A_R;$$

$$\nu = 0,968; A_{s1} = \frac{M_1}{R_s \cdot \nu \cdot h_0} = \frac{0,001291}{365 \cdot 0,968 \cdot 0,042} = 0,0000861 \text{ м}^2 = 0,861 \text{ см}^2;$$

$$\mu_s = \frac{A_{s1}}{b \cdot h_0} = \frac{0,0000861}{1 \cdot 0,042} = 0,002 > \mu_{\min} = 0,0005;$$

На первых промежуточных опорах коэффициент A_{01}^I

$$A'_{01} = \frac{M'_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,001469}{11,5 \cdot 1 \cdot 0,042^2} = 0,072 < A_R;$$

$$\nu = 0,963; A'_{s1} = \frac{M_1}{R_s \cdot \nu \cdot h_0} = \frac{0,001469}{365 \cdot 0,963 \cdot 0,042} = 0,0000995^2 = 0,995 \text{с.}^2;$$

$$\mu_s = \frac{A'_{s1}}{b \cdot h_0} = \frac{0,0000995}{1,0 \cdot 0,042} = 0,002 > \mu_{\min} = 0,0005;$$

В средних пролётах и на средних опорах плит, не окаймлённых по всему контуру балки A_{02}

$$A_{02} = \frac{M_2}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,001010}{11,5 \cdot 1 \cdot 0,042^2} = 0,050 < A_R$$

$$\nu = 0,974; A'_{s2} = \frac{M_2}{R_s \cdot \nu \cdot h_0} = \frac{0,001010}{365 \cdot 0,974 \cdot 0,042} = 0,0000676 \text{м}^2 = 0,676 \text{см}^2;$$

$$\mu_s = \frac{A_{s2}}{b \cdot h_0} = \frac{0,0000676}{1,0 \cdot 0,042} = 0,0016 > \mu_{\min} = 0,0005;$$

В средних пролётах и на средних опорах плит, окаймлённых по всему контуру балки A_{02}^I

$$A'_{02} = \frac{M'_2}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,000808}{11,5 \cdot 1 \cdot 0,042^2} = 0,039 < A_R;$$

$$\nu = 0,980; A'_{s2} = \frac{M'_2}{R_s \cdot \nu \cdot h_0} = \frac{0,000808}{365 \cdot 0,980 \cdot 0,042} = 0,0000538 \text{м}^2 = 0,538 \text{см}^2;$$

$$\mu_s = \frac{A'_{s1}}{b \cdot h_0} = \frac{0,0000538}{1,0 \cdot 0,042} = 0,0013 > \mu_{\min} = 0,0005;$$

2.4. Конструирование плиты.

Конструкция разработана с применением варианта армирования сварными сетками с поперечным расположением рабочих стержней стержнями. Для армирования принимаем сварные сетки, рабочие стержни которых из стали Вр-1 диаметром 5мм. Распределительная диаметром 3 мм. При выборе сеток используем данные таблицы 6.32 и 6.34 [3] Результаты подбора армирования приведены таблице 2.

Таблица 2. Армирование плиты сварными сетками

Рассматриваемое сечение плиты.	$A_s, \text{см}^2$ по расчёту.	Принятое сечение			
		Рабочие стержни $\emptyset 5$ класса Вр-1		Распределительные стержни класса Вр-1	
		Шаг, мм	$A_s, \text{см}^2$	диаметр	Шаг, мм

В крайних пролётах.	$A_{s1}=0,861$	200	1,96	$\varnothing 3$	400
У первых промежуточных опор.	$A_{s1}'=0,995$	150	1,31	$\varnothing 3$	400
В средних пролётах и у средних опор, не окаймленных плит.	$A_{s2}=0,676$	250	0,79	$\varnothing 3$	400
В средних пролётах и у средних опор окаймлённых плит.	$A_{s2}'=0,538$	300	0,65	$\varnothing 3$	400
В местах заделки и над главными балками. $A_s=0,25A_{s1}$	$A_{s1}''=0,215$	400	0,49	$\varnothing 3$	400

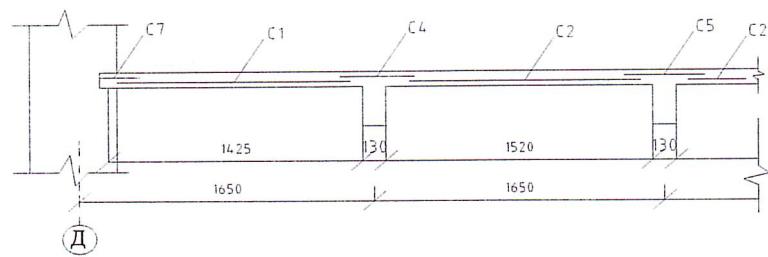
Как в пролетах, так и на опорах принимаем из условия, чтобы в сторону от грани балки длина составляла 1/4 пролета плиты.

В местах заделки плиты в стене ,устанавливаем верхние сетки, площадь сечения рабочих стержней должна составлять не менее 1/3 .Длину рабочих стержней принимаем из условия, что расстояние от грани плиты до края сетки должно составлять 1/10 пролета плиты.

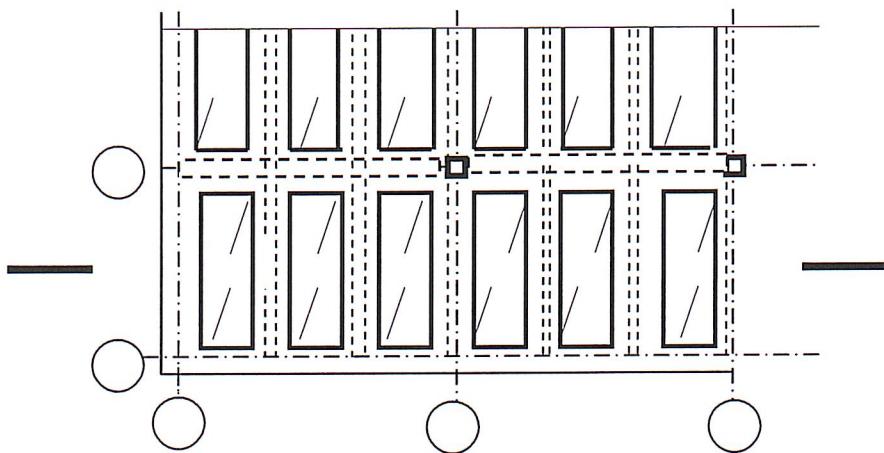
Над главными балками устанавливаем сетки с таким же количеством стержней и с длинной рабочих стержней в каждую сторону от грани балки 1/4 пролета плиты. Схема расположения сеток представлена на рисунке 5.

Рис.5 Схема расположения сеток

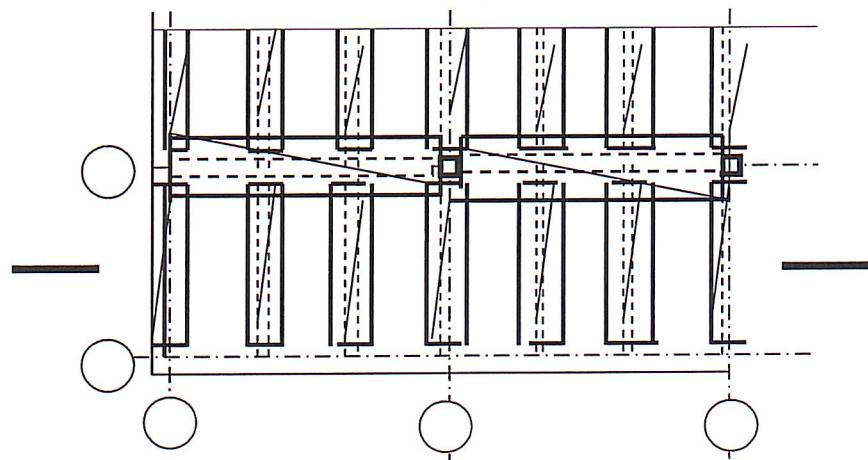
а) положение нижних и верхних сеток



б) схема расположения нижних сеток

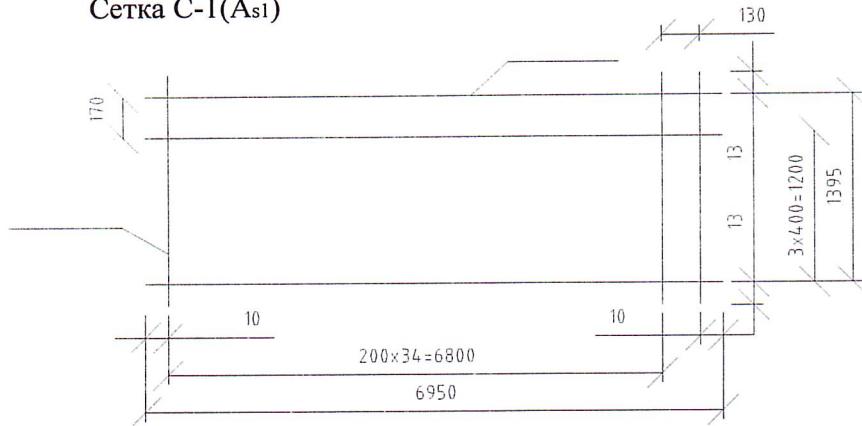


в) схема расположения верхних сеток

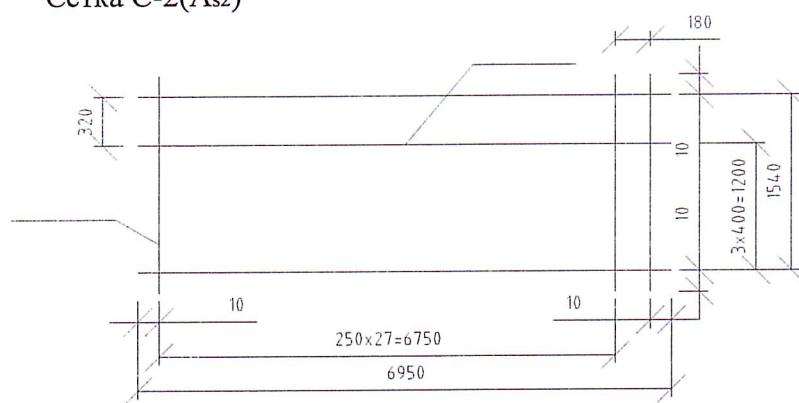


2.5. Конструирование арматурных изделий

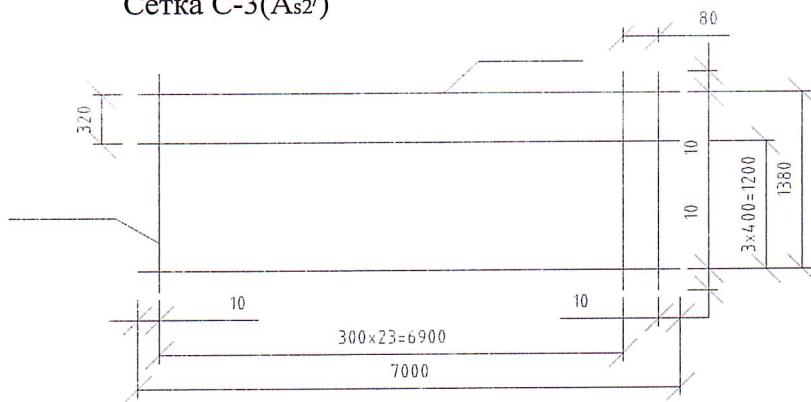
Сетка С-1(As1)



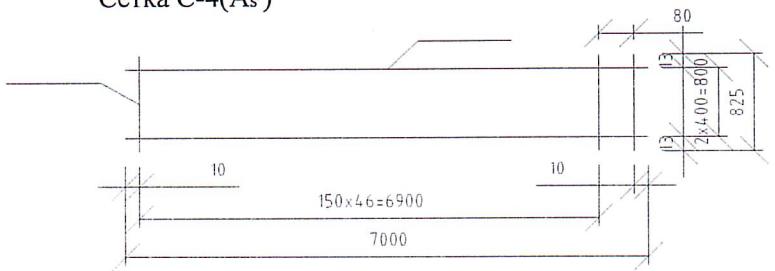
Сетка С-2(As2)



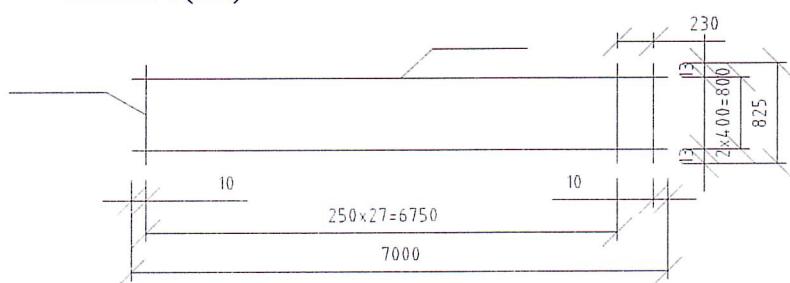
Сетка С-3(As2')



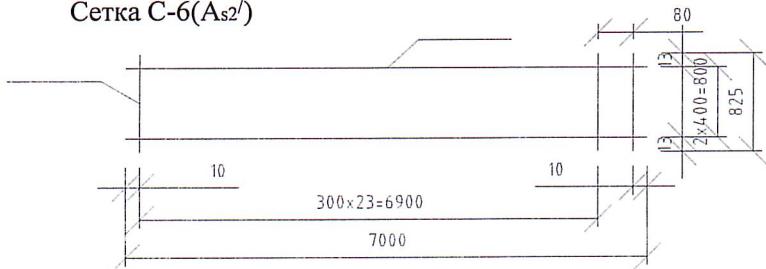
Сетка С-4($A_{s'}$)

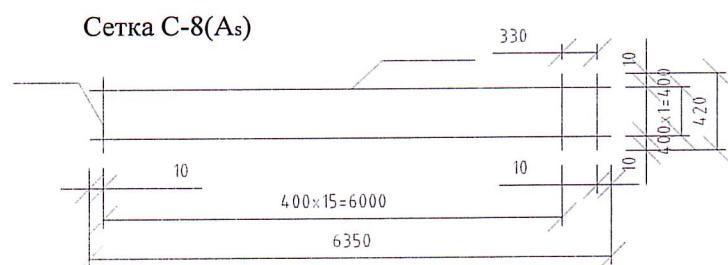
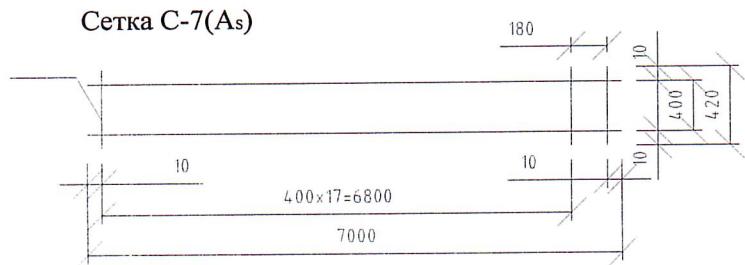


Сетка С-5(A_{s2})



Сетка С-6($A_{s2'}$)





3. Расчет и конструирование второстепенной балки.

3.1 Расчетная схема.

Принимаем длину опирания балки на стену 200мм. Получаем для крайних пролетов $l_1 = l_{sb} - 0,5b_{mb} - 0,5 \cdot 200 = 7200 - 100 - 100 = 7000(\text{мм})$

и для средних пролетов $l_2 = l_1 - b_{mb} = 7000 - 200 = 6800$ (мм)

нагрузки на второстепенную балку собираем с ее грузовой полосы ширина которой равна шагу второстепенной балки,(см.рис.1) кроме того, учитываем вес ребра балки.

Расчетные нагрузки при $\gamma_f > 1$:

a) постоянные:

$$q = b_{sb} \cdot (h_{sb} - h_s) \cdot 1,1 \cdot 25 \cdot \gamma_n + g_p \cdot l_s = 0,13 \cdot (0,32 - 0,057) \cdot 1,1 \cdot 25 \cdot 0,95 + 2,542 \cdot 1,65 = \\ = 4,194 (\kappa H / m)$$

где g_p – постоянная нагрузка на 1м^2 плиты (см.таб.1 (Нагрузки на плиту)).

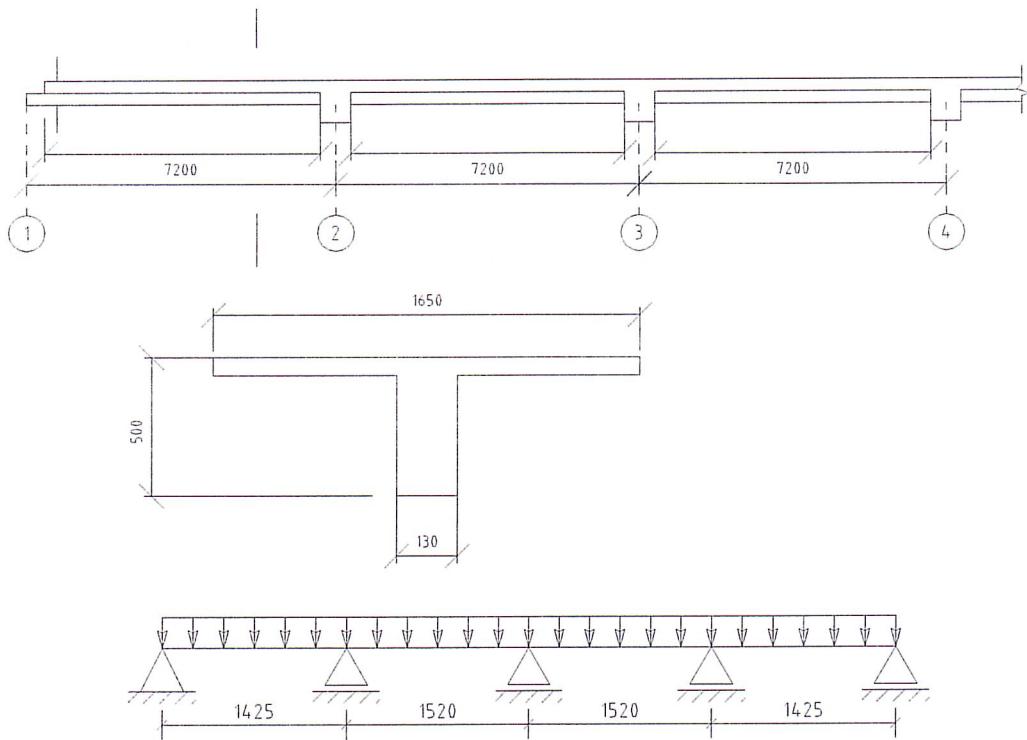
б) временные:

$$p = g_{\text{B}} \cdot l_s = 4,104 \cdot 1,65 = 6,772 (\text{kN/m})$$

где g_b – временная нагрузка на 1м^2 плиты (см.таб.1 (Нагрузки на плиту)).

Расчетная схема второстепенной балки представляет собой четырех пролетную неразрезную балку, нагруженную равномерно-распределенной нагрузкой.

Рис. 6. Расчетные пролеты, сечение и схема второстепенной балки.



$$\text{Полная расчетная нагрузка } g_n = q + p = 4,194 + 6,772 = 10,966(\text{kH} / \text{м})$$

3.2. Определение расчетных усилий

Расчетные усилия в балке определяем с учетом их перераспределения по формулам 6.19 и 6.78[3]. Отношение временной к постоянной нагрузке:

$$\frac{p}{q} = \frac{6,772}{4,194} = 1,49 \Rightarrow \text{по эпюре [3] определяем изгибающие моменты по формуле}$$

$$M = \beta(q + p) \cdot l^2$$

вычисления изгибающих моментов выполняем в табличной форме (см.таб.3).

Таблица 3. Изгибающие моменты в сечениях балки.

Номер пролета		Расстояние от левой опоры до сечения	Значения коэффициентов		$(q + p) \cdot l^2$ кНм	Изгибающие моменты, кНм	
	расчетного сечения		$+\beta$	$-\beta$		M_{\max}	M_{\min}
1	1	0,2l	0,065		537,3	34,92	
	2	0,4l	0,090		537,3	48,36	
	3	0,6l	0,075		537,3	40,30	
	4	0,8l		0,02	537,3		10,75

	$2'$	$0,425 l$	0,091		537,3	48,89	
2	6	$0,2 l$	0,018		507,1	9,13	
	7	$0,4 l$	0,058		507,1	29,41	
	8	$0,6 l$	0,058		507,1	29,41	
	9	$0,8 l$	0,018		507,1	9,13	
$1'$	$4''$	$0,228 l$	0,0				
	$5'$	$0l$		0,0715	537,3		38,42
$2'$	6	$0,2 l$		0,026	507,1		13,18
	7	$0,4 l$	0,003		507,1		1,52
	8	$0,6 l$	0,0				
	9	$0,8 l$		0,02	507,1		10,142
	10	l		0,0625	507,1		31,69

Вычисляем расчетные величины поперечных сил:

На крайней опоре:

$$Q = 0,4g_n l_1 = 0,4 \cdot 10,966 \cdot 7 = 30,70 \text{ кН}$$

На первой промежуточной опоре слева:

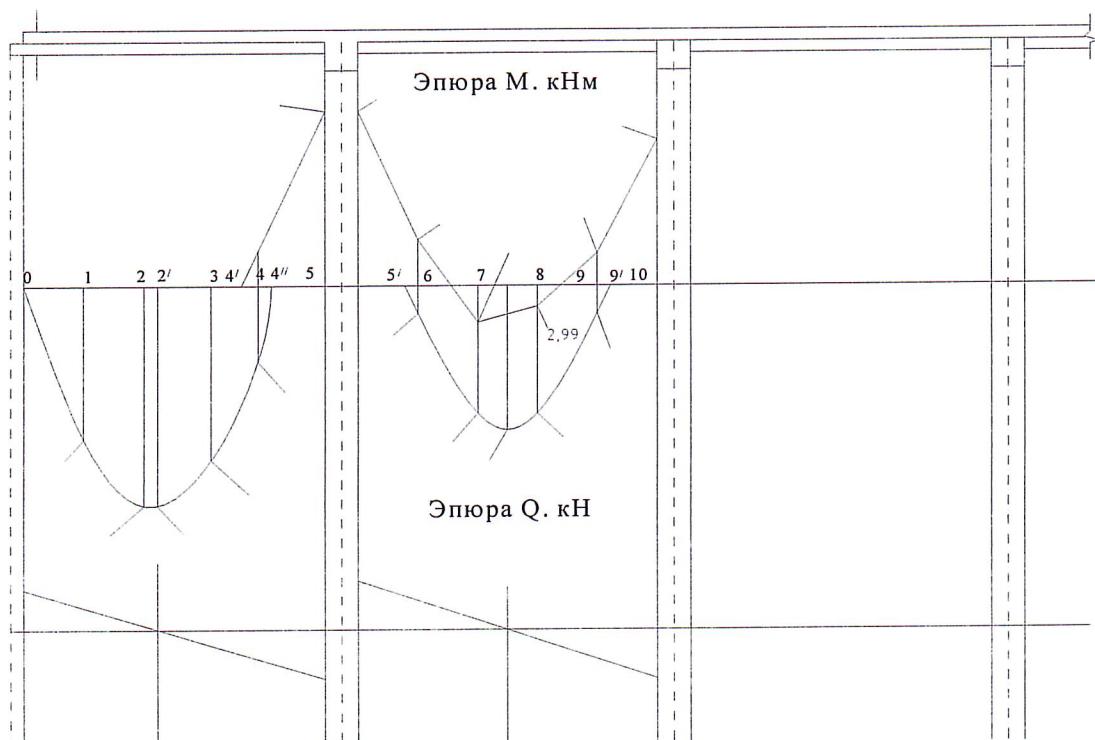
$$Q = 0,6g_n l_1 = 0,6 \cdot 410,966 \cdot 7 = 46,06 \text{ кН}$$

на первой промежуточной опоре справа:

$$Q = 0,5g_n l_1 = 0,5 \cdot 10,996 \cdot 6,8 = 37,28 \text{ кН}$$

По вычисленным значениям моментов и поперечных сил строим эпюры (см.рис.7)

Рисунок 7. эпюры расчетных моментов и поперечных сил.



3.3. Расчет прочности сечений.

Размеры бетонного сечения второстепенной балки приведены на рис.6. для участков, где М положителен сечение тавровое с полкой в сжатой зоне. Введенную в расчет ширину b_f' принимаем согласно п.3.16[2]

$$b_f' = b_{sb} + \frac{2}{6} \cdot l_1 = 0,13 + \frac{2}{6} \cdot 7,2 = 2,53(m)$$

где l_1 -пролет балки, но не более $l_s=1,65$ принимаем $b_f'=1,65$

Рабочая высота сечения балки при $a=0,015\text{cm}$

1) 1) $h_0 = h_{sb} - a = 320 - 15 = 305 (\text{мм}) = 0,305 (\text{м})$ Проверяем прочность бетона стенки по сжатой полосе между наклонными трещинами по формуле [2]

$$Q \leq 0,3\varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b_{sb} \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1 \cdot 0,885 \cdot 11,5 \cdot 0,1 \cdot 0,305 = 0,1211 \text{МН} = 121,1 \text{kH}$$

где $\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,885$

$\varphi_{\omega 1}$ -принимаем равной 1 (предполагаем отсутствие поперечной арматуры). Так как

$$Q = 121,1 > 46,06 (\text{максимальное из эпюры } Q)$$

принятые размеры сечения достаточны.

3.4. Расчет продольной арматуры

Определить граничное значение сжатой зоны бетона по формуле 25[2],

$$\xi_r = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc.u}} (1 - \frac{\omega}{1,1})} = \frac{0,758}{1 + \frac{365}{500} (1 - \frac{0,758}{1,1})} = 0,618$$

где:

$$\omega = \alpha - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 = 0,758$$

Определяем значение коэффициента

$$A_r = \xi_r (1 - 0,5 \xi_r) = 0,618 (1 - 0,5 \cdot 0,618) = 0,43$$

Определяем положение нулевой линии в тавровом сечении балки.

Момент воспринимаемый полкой

$$M_f' = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f') = 11,5 \cdot 1,65 \cdot 0,05 (0,305 - 0,5 \cdot 0,057) = \\ = 0,299(\text{МНм}) = 299(\text{kNm})$$

Сравниваем моменты $M_f' > M_{max}$ (максимальный момент в пролете ($M_{max}=48,89$)) \Rightarrow нулевая линия расположена в полке и сечение рассматриваем как прямоугольное шириной $b_f'=1,65 \text{ м}$

Для определения площади сечения продольной арматуры находим значение

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2}$$

В первом пролете $M_1=48,89 \text{ кНм}$

$$A_{01} = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,04889}{11,5 \cdot 1,65 \cdot 0,305^2} = 0,028;$$

По таблице находим $\nu = 0,985$, затем находим площадь сечения арматуры по формуле:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{R_s \cdot \nu \cdot h_0} = \frac{0,04889}{365 \cdot 0,985 \cdot 0,305} = 0,000446 \text{ м}^2 = 4,46 \text{ см}^2;$$

Принимаем $2\varnothing 18 A_s = 5,09 \text{ см}^2$

Во втором пролете $M_2 = 31,69 \text{ кНм}$

$$A_{02} = \frac{M_2}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,03169}{11,5 \cdot 1,65 \cdot 0,305^2} = 0,018;$$

По таблице находим $\nu = 0,99$ и находим

$$A_{s2} = \frac{M_2}{R_s \cdot \nu \cdot h_0} = \frac{0,03169}{365 \cdot 0,99 \cdot 0,305} = 0,000288 \text{ м}^2 = 2,88 \text{ см}^2;$$

Принимаем $2\varnothing 14 A_s = 3,08 \text{ см}^2$

В опорных сечениях балки действует отрицательные моменты, поэтому сечение рассматриваем как прямоугольное шириной

На первой опоре $M'_1 = 40,49 \text{ кНм}$

$$A'_{01} = \frac{M'_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,03842}{11,5 \cdot 0,13 \cdot 0,305^2} = 0,276;$$

По таблице находим $\nu = 0,826$ и находим

$$A'_{s1} = \frac{M'_1}{R_s \cdot \nu \cdot h_0} = \frac{0,03842}{365 \cdot 0,826 \cdot 0,305} = 0,000412 \text{ м}^2 = 4,12 \text{ см}^2;$$

Принимаем $2\varnothing 18 A_s = 5,09 \text{ см}^2$

На второй опоре $M'_2 = 31,69 \text{ кНм}$

$$A'_{02} = \frac{M'_2}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,03169}{11,5 \cdot 0,13 \cdot 0,305^2} = 0,228;$$

По таблице находим $\nu = 0,870$ и находим

$$A'_{s2} = \frac{M'_2}{R_s \cdot \nu \cdot h_0} = \frac{0,03169}{365 \cdot 0,870 \cdot 0,305} = 0,000327 \text{ м}^2 = 3,27 \text{ см}^2;$$

Принимаем $2\varnothing 16 A_s = 4,02 \text{ см}^2$

Количество продольных стержней и их диаметры указаны в графической части проекта.

3.5. Расчет поперечной арматуры.

Определяем $Q_{b,u}$ -прочность в наклонном сечении при отсутствии поперечной арматуры по формуле [2]

$$Q_{b,u} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b_{sb} \cdot h_o^2}{c} = \frac{1,5(1+0) \cdot 1,4 \cdot 0,13 \cdot 0,305^2}{0,61} = 0,042(MH)$$

$\varphi_n=0$ так как продольные силы отсутствуют

$$c = h_0 \cdot 2 = 0,305 \cdot 2 = 0,61 (m)$$

с другой стороны

$$Q_{b,u} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b_{sb} \cdot h_0 = 0,6 \cdot (1+0) \cdot 1,4 \cdot 0,13 \cdot 0,305 = 0,0333(MH)$$

принимаем $Q_{b,u}=42$ (кН) и проверяем условие

$$Q_{max} \leq Q_{b,u}; - \text{условие не выполняется.}$$

Так как условие не выполняется, необходима постановка расчетной поперечной арматуры.

Согласно пункту 5,27[2] на при опорных участках равных при равномерно распределенной нагрузке $\frac{1}{4}$ пролета, устанавливаем шаг поперечных стержней не более $\frac{h}{2}$ и не более 150 мм, на остальных участках с шагом не более $\frac{3}{4}h =$ не более 500.

Назначаем \emptyset поперечных стержней и их шаг 8 шаг 150 поперечных стержней по формуле 81[2]

$$g_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{175 \cdot 100,48 \cdot 10^{-6}}{0,15} = 0,1172$$

$$A_{sw} = \pi \cdot R^2 \cdot n = 3,14 \cdot 4^2 \cdot 2 = 100,48 (mm^2) = 100,48 \cdot 10^{-6} (m^2)$$

Поперечное усилие воспринимаемое поперечными стержнями

$$Q_{sw} = g_{sw} \cdot c_0 = 0,1172 \cdot 0,61 = 0,071 (MH) = 71(\text{kN}) \text{ где :}$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2}{g_{sw}}} = \sqrt{\frac{2(1+0+1,44) \cdot 1,4 \cdot 0,13 \cdot 0,305^2}{0,1172}} =$$

$$= 0,84 (\text{но не более } 2 \cdot h_o) \Rightarrow c_0 = 2 \cdot 0,305 = 0,61 \text{ где :}$$

$$\varphi_f = 0,75 \cdot \frac{(1,65 - 0,13) \cdot 0,057}{0,13 \cdot 0,305} = 1,44$$

3.6. Конструирование балки.

Пролетную арматуру назначаем в виде плоских вертикальных сеток, надопорную – виде плоских горизонтальных. Принимаем армирование: в пролете 1–две сетки в каждой продольные рабочие стержни 2∅18 всего $A_{s1}=5,09>4,46\text{cm}^2$.

В пролете 2–две сетки, в каждой 2∅14 $A_{s2}=3,08>2,88\text{cm}^2$, верхние стержни каждой пролетной сетки 2∅18 $A_{s1}'=5,09\text{cm}^2$, на опоре B – 2∅16 всего $A_{s2}'=4,02>3,27\text{cm}^2$.

Поперечное армирование вертикальных сеток на приопорных участках длинной 1,65м в соответствии с расчетом принимаем диаметр 8мм из стали A-I с шагом 150мм. На

остальной части пролетов тех же сеток шаг поперечных стержней удваиваем и принимаем 300мм. В горизонтальных сетках назначаем поперечные стержни диаметром 8мм (по условию сварки) с шагом 400мм. Продольные рабочие стержни вертикальных сеток (при условии что их два и больше) обрываем исходя изгибающей эпюры изгибающих моментов.

4. Расчет на смятие кирпичной стены под второстепенной балкой.

Проверим прочность кладки из кирпича марки 75 на растворе марки 25 под железобетонной второстепенной балкой с сечением $b \times h = 13 \times 32(\text{см})$ и пролетом 7,2 м, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой $q=6,646 \text{ кН/м}$.

Толщина стены $h=64 \text{ см}$.

Расстояние между осями балок $l_1=7 \text{ м}$.

$$\text{Опорная реакция } Q = 0,4q \cdot l_1 = 0,4 \cdot 6,646 \cdot 7 = 18,61(\text{kH})$$

$$N_c \leq \psi \cdot d \cdot R_c \cdot A_c$$

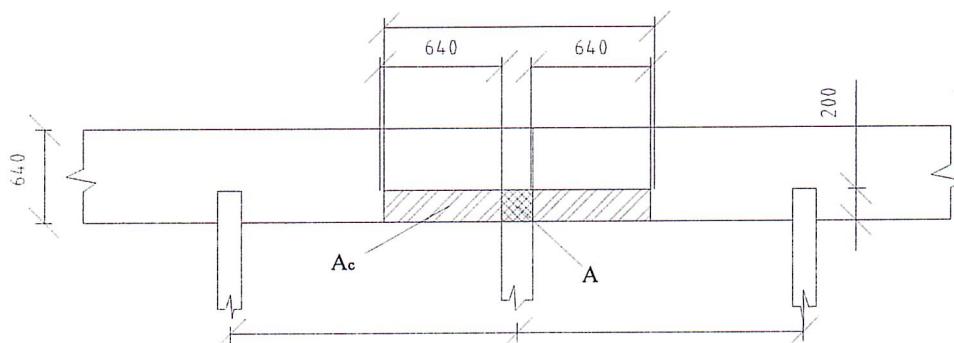
Расчетное сопротивление кладки на смятие.

$$R_c = \xi \cdot R$$

$$\text{Коэффициент } \xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \leq \xi_1$$

Расчетное сопротивление кладки осевому сжатию $R=1,1 \text{ МПа т.2[4]}$

Рис.9



Расчетная площадь сечения стены $A = b \cdot a_c$, где $a_c=20 \text{ см}$ - глубина заделки опорного участка балки.

$$b = b_{sb} + 2h, \text{ при } l > 2h$$

$$7m > 0,64 \times 2 = 1,28(\text{м})$$

$$b = 13 + 128 = 141(\text{см})$$

$$A = 141 \cdot 20 = 2820(\text{см}^2)$$

Площадь смятия

$$A_c = a_c b_{sb} = 20 \cdot 13 = 260 \text{ (см)}$$

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{2820}{260}} = 2,21 > \xi_1 = 2$$

$$\xi_1 = 2 \text{ таблица 21[4]}$$

Расчетное сопротивление кладки $R = 1,1 \text{ МПа}$

$$R_c = 2,21 \cdot 1,1 = 2,43 (\text{МПа})$$

При опирании железобетонных балок междуэтажных перекрытий на кирпичную кладку принимается

$$\psi \cdot d = 0,625$$

$$N_c = 0,625 \cdot 0,243 \cdot 0,26 = 0,0395 (M) = 39,5 (\kappa H)$$

$$N_c = 39,5 \kappa H > Q = 18,61 \kappa H$$

Несущая способность опорного сечения балки достаточна.

Список использованной литературы.

СНиП 2.01.07 «Нагрузки и воздействия».

Приложение к СНиПу 2.03.01 «Железобетонные конструкции».

Цай 2 том «Строительные конструкции».

Справочник проектировщика под редакцией «Голышева».