

## ВВЕДЕНИЕ

Курсовое проектирование призвано закрепить теоретические знания, привить необходимые навыки практического их применения, стимулировать профессиональную подготовку будущих специалистов. В процессе курсового проектирования студенты знакомятся с нормативными документами по расчету и конструированию элементов зданий и сооружений, осваивают методику инженерных расчетов, степень их детализации и получают опыт графического оформления проекта.

Курсовой проект предусматривает проектирование сборных железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания с неполным каркасом, а также каменных и при необходимости армокаменных конструкций.

В учебном пособии рассмотрены следующие вопросы:

- проектирование сборного балочного междуэтажного перекрытия, включающее составление разбивочной схемы перекрытия, расчет ребристой плиты и неразрезного ригеля;
- проектирование колонны и отдельно стоящего фундамента;
- расчет кирпичных простенка и столба.

В приложении представлены справочные материалы, исходные данные и чертежи конструктивных решений.

**Задание на курсовое проектирование** принимается строго в соответствии с номером зачетной книжки (шифром), по приложениям 6 и 7, и включает в себя

- длину и ширину здания в свету между внутренними гранями стен  $L$  и  $B$  соответственно;
- высоту этажа (расстояние между отметками чистого пола)  $h_{эт}$ ;
- временную нормативную нагрузку  $v^n$ ;
- расчетное сопротивление грунта основания  $R$ .

Курсовой проект состоит из расчетно-пояснительной записки и графической части, оформленными согласно требованиям настоящего учебного пособия и ГОСТ.

Расчетно-пояснительная записка выполняется на листах формата А4, шрифтом Times New Roman основной кегель – 13, вспомогательный (таблицы, рисунки) – 11 с одиночным интервалом. Записка должна содержать поясняющие рисунки. Использование MathCAD для оформления пояснительной записки не допускается. Сложные формулы набираются с использованием редактора формул. Графическая часть оформляется на листе формата А1.

Курсовой проект в электронном виде в PDF формате выкладывается в соответствующем курсе moodle.

В учебном пособии используются единицы измерения СИ.

## 1. СОСТАВЛЕНИЕ РАЗБИВОЧНОЙ СХЕМЫ СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

В соответствии с заданием требуется запроектировать несущие конструкции четырехэтажного промышленного здания с неполным каркасом: наружные стены – кирпичные несущие толщиной 510 мм, внутренний каркас из сборного железобетона (сборное балочное перекрытие и колонны). Привязка разбивочных осей к внутренним граням стен принята равной 120 мм (по цифровым осям) и 380 мм (по буквенным осям). Промышленное здание прямоугольное в плане с размерами между внутренними гранями стен  $L = 36,6$  м и  $B = 24,6$  м.

Оконные проемы в здании приняты шириной 2,4 м, высотой 2,1 м. Высота этажей между отметками чистого пола  $h_{эт} = 4,2$  м. Временная нормативная нагрузка на всех междуэтажных перекрытиях  $v^n = 21$  кН/м<sup>2</sup>, в том числе кратковременная  $v_{sh}^n = 1,5$  кН/м<sup>2</sup>. Район строительства – г. Санкт-Петербург.

Подошва фундаментов основывается на грунте с расчетным сопротивлением  $R = 0,35$  МПа. Отметка подошвы фундамента  $-1,5$  м.

Междуэтажные железобетонные перекрытия опираются на наружные кирпичные стены и внутренние железобетонные колонны. Кровельное покрытие опирается только на наружные стены. В качестве несущих элементов покрытия используются сборные железобетонные фермы. Промежуточные колонны доводятся только до междуэтажного перекрытия четвертого этажа.

Состав пола на междуэтажных перекрытиях и на первом этаже принимается типовым в зависимости от назначения помещения и характера технологии производства в нем.

Принцип разбивки сетки колонн к схеме расположения ригелей и колонн сборного перекрытия изложен в [1, 2]. Разбивочные (осевые) размеры плит перекрытия определяются в зависимости от величины временной нагрузки и принимаются в пределах от 1,2 до 1,5 м по ширине и от 5,0 до 7,0 м – по длине. По методическим соображениям в курсовом проекте принцип унификации размеров не соблюдается.

Перекрытие следует проектировать с наименьшим числом типоразмеров элементов. С этой целью рекомендуется принимать все ребристые плиты одинаковой ширины и длины, чтобы их можно было изготавливать в одних и тех же опалубочных формах.

При рекомендуемой длине плит и поперечном расположении ригелей на заданной длине здания  $L = 36,6$  м могут разместиться 6 плит. Длина плит с учетом заделки крайних плит в стены на глубину 120 мм будет (рис. 1)

$$l = \frac{L + a_{оп} \cdot 2}{n} = \frac{36600 + 120 \cdot 2}{6} = 6140 \text{ мм,}$$

где  $a_{оп}$  – величина опирания плиты перекрытия на кирпичную стену, мм;  $n$  – количество пролетов, перекрываемых плитами, шт.

При рекомендуемых пролетах ригеля от 5,0 до 7,0 м на заданной ширине здания  $B = 24,6$  м принимаем 4 пролета.

При ширине ребристой плиты от 1,2 до 1,5 м принимаем в средних пролетах ригеля по 5 плит, в крайних – по 4,5 плиты.

Ширина плит (рис. 1)

$$b = \frac{B}{n_{кр} + n_{ср} + n_{ср} + n_{кр}} = \frac{B}{4,5 + 5 + 5 + 4,5} = \frac{24600}{19} = 1295 \text{ мм,}$$

где  $n_{кр}$  – количество плит, укладываемых на ригель в крайних пролетах, шт.;  $n_{ср}$  – количество плит, укладываемых на ригель в средних пролетах, шт.

С учетом допусков на изготовление  $\pm 5$  мм/пог.м, но не более 30 мм на весь размер элемента и для образования швов замоноличивания между панелями принимаем конструктивные размеры плит  $b_n \times l_n = 1285 \times 6110$  мм (рис. 2).

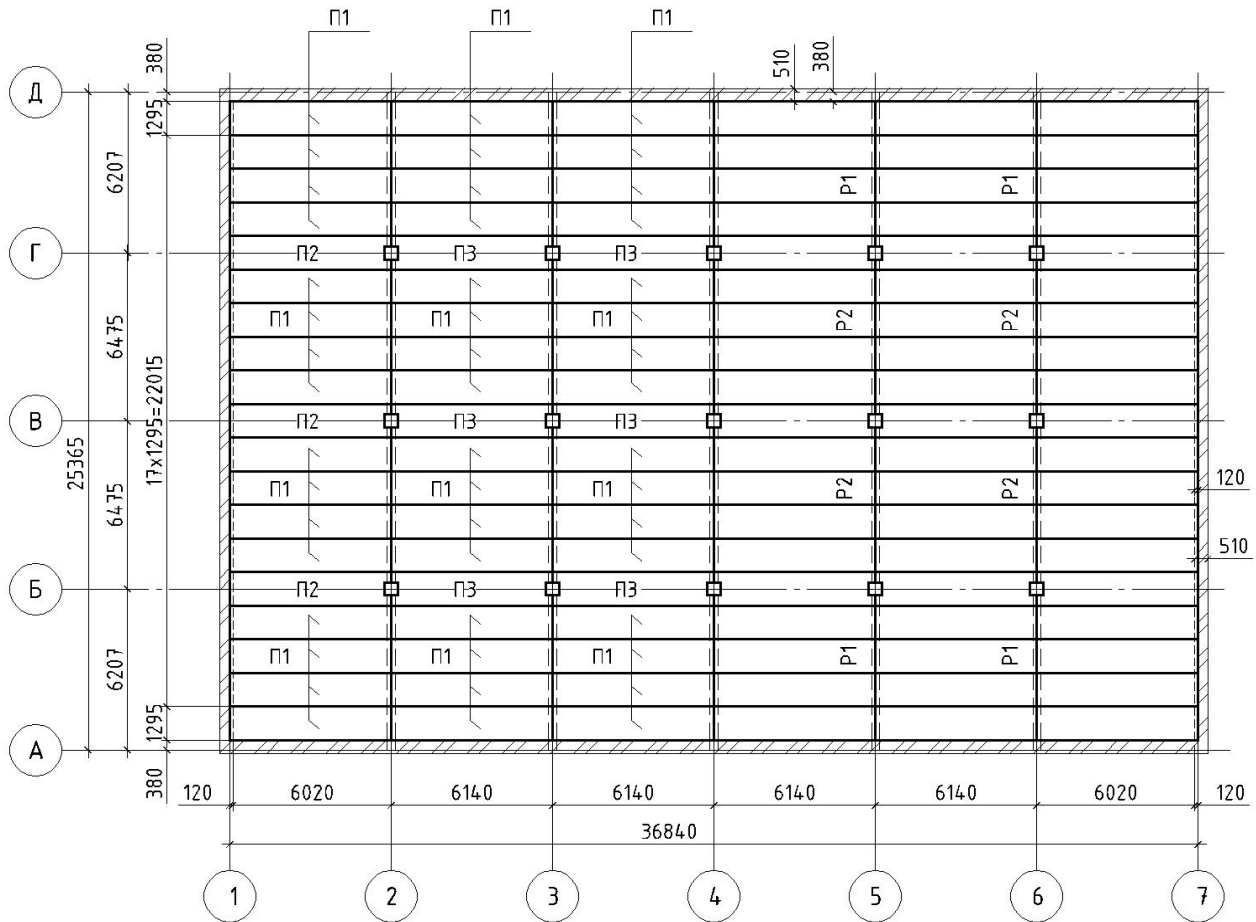


Рис. 1. Схема расположения сборного железобетонного перекрытия на отм. +4.150, +8.350 и +12.550

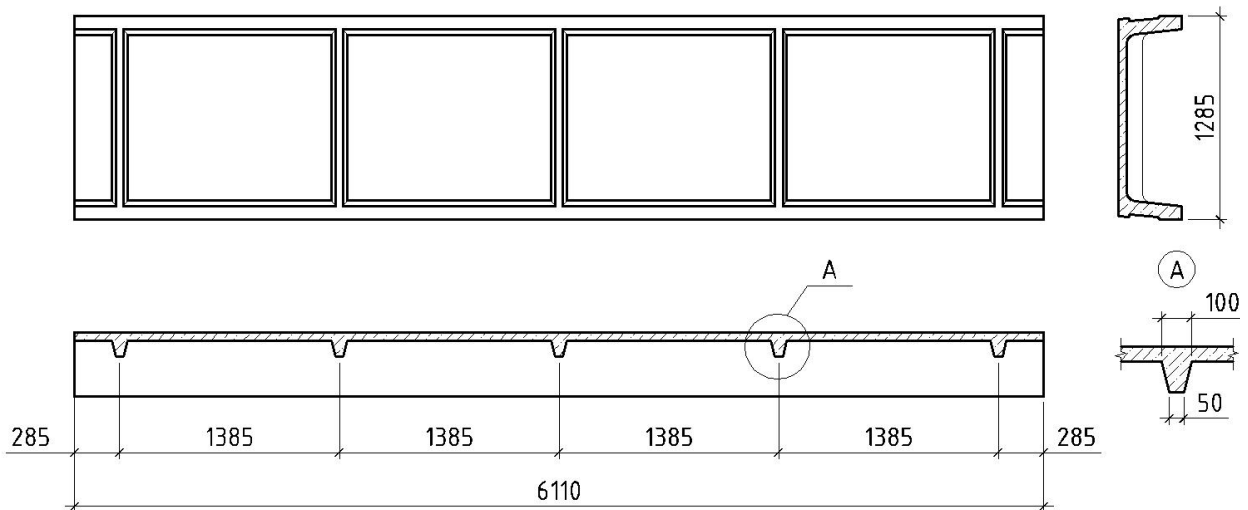


Рис. 2. Рибристая плита перекрытия П1

Во всех ребристых плитах при ширине их более 1,2 м предусматривается устройство пяти поперечных ребер. В полках плит марок П2 и П3 устраиваются вырезы для пропуска колонн со смещением осей крайних поперечных ребер от торца плиты на 285 мм.

## 2. РАСЧЕТ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ П1

Расчет ребристой плиты перекрытия заключается в расчете ее полки, поперечного и продольного ребер.

### 2.1. Назначение классов бетона и арматуры

В соответствии с п. 7.5.4 [1] ребристые плиты перекрытий рекомендуется проектировать из тяжелого или легкого конструкционного бетонов класса по прочности на сжатие не ниже В20.

Все характеристики принимаются в соответствии с таблицами [3].

Плиту проектируем из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В25 со следующими характеристиками:

–  $R_b = 14,5$  МПа,  $R_{bt} = 1,05$  МПа (табл. 6.8 [3]),

–  $R_{b,ser} = 18,5$  МПа,  $R_{bt,ser} = 1,55$  МПа (табл. 6.7 [3]),

–  $E_b = 30000$  МПа (табл. 6.11 [3]).

В качестве рабочей арматуры полки плиты используем арматуру класса В500С с расчетным сопротивлением  $R_s = 415$  МПа (табл. 6.14 [3]) в виде сварных рулонных сеток с продольной и поперечной рабочей арматурой.

В продольных и поперечных ребрах устанавливаем плоские сварные каркасы с продольной рабочей арматурой класса А500С с расчетным сопротивлением  $R_s = 435$  МПа (табл. 6.14 [3]). Поперечную и монтажную арматуру в ребрах плиты принимаем класса А240 с расчетными сопротивлениями  $R_s = 210$  МПа (табл. 6.14 [3]),  $R_{sw} = 170$  МПа (табл. 6.15 [3]).

В соответствии с п. 6.2.12 [3] значение модуля упругости для арматуры классов А и В (В500С, А500С, А240) принимается равным  $E_s = 200000$  МПа.

### 2.2. Расчет полки плиты

В соответствии с п. 7.5.8 [1] толщину полки сборной ребристой плиты перекрытия промышленного здания принимаем 50 мм.

Полка плит представляет собой четыре прямоугольные ячейки в плане (рис. 2) со сложным характером опирания сторон. В поперечном направлении полка защемлена в продольных ребрах, а в продольном направлении она работает как неразрезная многопролетная конструкция, опорами которой являются поперечные ребра.

Поперечный разрез ребристой плиты представлен на рисунке 3, расчетная схема полки плиты представлена на рисунке 4.

С целью упрощения расчета каждую из ячеек полки в статическом отношении условно рассматриваем как плиту, опертую по контуру  $\left(\frac{l_2}{l_1} \leq 2\right)$  с частичным защемлением в продольных и поперечных ребрах (в соответствии п. 7.5.19 [1]).

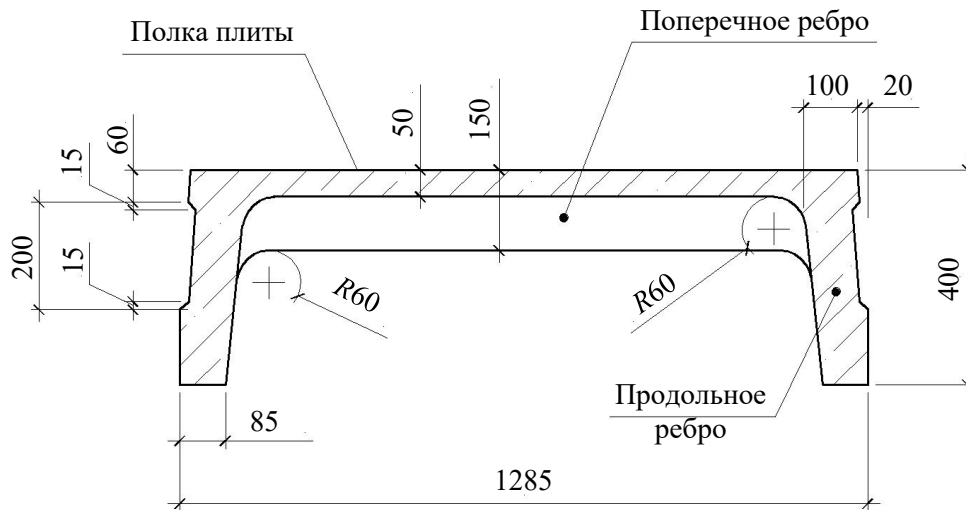


Рис. 3. Поперечный разрез ребристой плиты

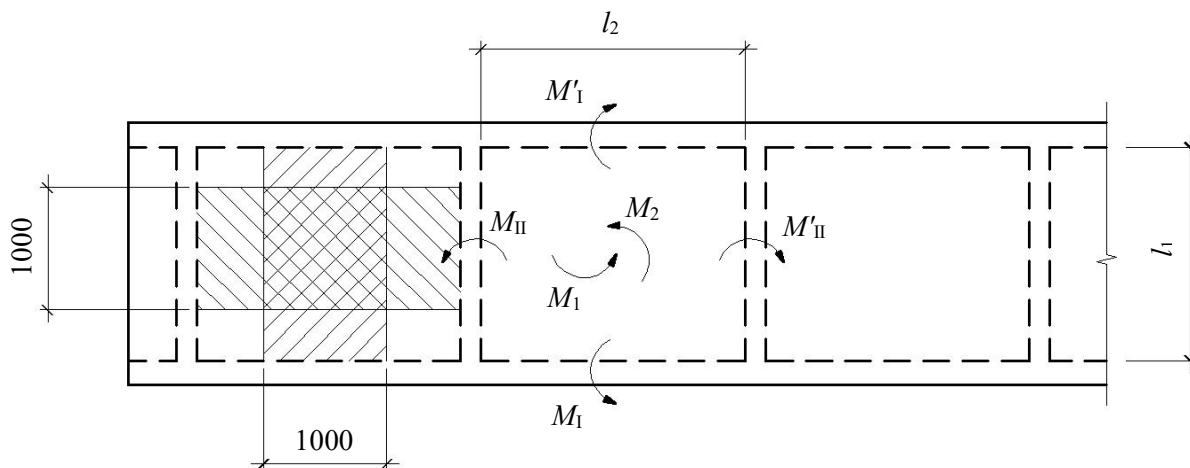


Рис. 4. Расчетная схема полки плиты

За расчетные пролеты принимаются:

- в поперечном направлении (рис. 4)

$$l_1 = b_{\text{п}} - 2 \cdot b_1 = 1285 - 2 \cdot 120 = 1045 \text{ мм};$$

- в продольном направлении (рис. 4)

$$l_2 = \frac{l_{\text{п}} - 285 \cdot 2 - (n_{\text{п}} - 1)b_2}{n_{\text{я}}^{\text{ср}}} = \frac{6110 - 285 \cdot 2 - (5 - 1) \cdot 100}{4} = 1285 \text{ мм},$$

где  $b_1$  и  $b_2$  – ширина поверху продольного и поперечного ребер соответственно (см. рис. 2 и 3);  $n_{\text{п}}$  – количество поперечных ребер (см. рис. 2);  $n_{\text{я}}^{\text{ср}}$  – количество средних ячеек.

### 2.2.1. Сбор нагрузок. Статический расчет полки плиты

Нагрузка на полосу плиты с условной шириной 1,0 м при толщине плиты 50 мм приведена в таблице 1.

Найдем значения расчетных нагрузок с учетом коэффициента надежности по ответственности сооружений  $\gamma_n$ , который принимается по [5] в зависимости от уровня ответственности строительного объекта.

Сбор нагрузок на 1 погонный метр полки плиты

№ п/п	Наименование	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м
Постоянные нагрузки				
1	Вес пола из цементного раствора с затиркой $\delta = 0,05$ м, $\gamma = 17$ кН/м <sup>3</sup>	0,85	1,3	1,11
2	Вес железобетонной плиты $h'_f = 0,05$ м, $\gamma = 25$ кН/м <sup>3</sup>	1,25	1,1	1,38
Итого		2,1	–	2,49
Временные нагрузки (по заданию)				
3	Равномерно-распределенная	21	1,2	25,2
	в т.ч. кратковременная	1,5	1,2	1,8
<b>Полная</b>		<b>23,10</b>	–	<b>27,69</b>
<b>Постоянная + длительная</b>		<b>21,60</b>	–	<b>25,89</b>

Примечание: коэффициент надежности по нагрузке ( $\gamma_f$ ) – коэффициент, учитывающий в условиях нормальной эксплуатации сооружений возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от нормативных значений. Принимается в соответствии с [4].

Для здания нормального уровня ответственности  $\gamma_n = 1,0$  для расчетов по первой группе предельных состояний по табл. 2 п. 10.1;  $\gamma_n = 1,0$  для расчетов по второй группе предельных состояний согласно п. 10.3.

- постоянная расчетная нагрузка

$$g = \gamma_n \cdot 2,49 = 1,0 \cdot 2,49 = 2,49 \text{ кН/м,}$$

- временная расчетная нагрузка

$$v = \gamma_n \cdot 25,2 = 1,0 \cdot 25,2 = 25,2 \text{ кН/м,}$$

- полная расчетная нагрузка

$$q = \gamma_n \cdot 27,69 = 1,0 \cdot 27,69 = 27,69 \text{ кН/м,}$$

- постоянная и временная длительная расчетная нагрузка

$$q_l = \gamma_n \cdot 25,89 = 1,0 \cdot 25,89 = 25,89 \text{ кН/м.}$$

При соотношении сторон полки плиты, отличающихся не более чем на 20% [6], изгибающие моменты определяют исходя из равенства опорных и пролетных моментов ( $M_1 = M'_1 = M_1 = M_2 = M'_1 = M_1$ ). В этом случае изгибающий пролетный момент в полке плиты на 1 м ширины определяется по формуле

$$M = M_0 = M_1 = M_2 = \eta \frac{q \cdot l_0^2}{48},$$

где  $\eta = 0,8$  – понижающий коэффициент, учитывающий благоприятное влияние распора в жестком контуре;  $l_0$  – больший из расчетных пролетов  $l_1$  и  $l_2$ .

Если разница соотношения сторон превышает 20% (в нашем случае  $\frac{l_2}{l_1} = \frac{1285}{1045} = 1,23$ ), вычисляем изгибающие моменты методом предельного равновесия

из основного уравнения (в данном случае значение максимального момента будет больше, чем по приведенной выше упрощенной формуле)

$$\eta \frac{q l_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = l_2 (2M_1 + M_1 + M'_1) + l_1 (2M_2 + M_1 + M'_1),$$

где  $q$  – нагрузка на полку плиты на 1 п.м.

Пользуясь рекомендованными соотношениями между расчетными моментами, согласно Приложению 1 находим момент  $M_1$  на полосу шириной 1 м в направлении короткой стороны.

При соотношении сторон  $\frac{l_2}{l_1} = 1,23$  при помощи интерполяции принимаем следующие соотношения моментов

$$M_2 = 0,57M_1; M'_1 = M_1 = 1,85M_1; M'_{II} = M_{II} = 1,85M_1.$$

С учетом полученных соотношений уравнение равновесия имеет следующий вид

$$\eta \frac{ql_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = l_2 (2M_1 + 1,85M_1 \cdot 2) + l_1 (2 \cdot 0,57M_1 + 1,85M_1 \cdot 2),$$

$$\eta \frac{ql_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = 1,23l_1 \cdot 5,7M_1 + l_1 \cdot 4,84M_1.$$

Откуда момент  $M_1$  равняется

$$M_1 = \eta \frac{ql_1}{12} \cdot \frac{(3l_2 - l_1)}{11,85}.$$

Находим моменты:

- от полной нагрузки

$$M_1 = 0,8 \cdot \frac{27,69 \cdot 1,045}{12} \cdot \frac{(3 \cdot 1,285 - 1,045)}{11,85} = 0,457 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = 0,57 \cdot 0,457 = 0,260 \text{ кН} \cdot \text{м}; M'_1 = M_1 = M'_{II} = M_{II} = 1,85 \cdot 0,457 = 0,845 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- от постоянных и длительных нагрузок

$$M_{1,l} = 0,8 \cdot \frac{25,89 \cdot 1,045}{12} \cdot \frac{(3 \cdot 1,285 - 1,045)}{11,85} = 0,428 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2,l} = 0,57 \cdot 0,428 = 0,244 \text{ кН} \cdot \text{м}; M'_{1,l} = M_{1,l} = M'_{II,l} = M_{II,l} = 1,85 \cdot 0,428 = 0,792 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Далее в расчете используем наибольший из опорных и пролетных моментов от полной нагрузки  $M = 0,845 \text{ кН} \cdot \text{м}$  и от постоянных и длительных  $M_l = 0,792 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

### 2.2.2. Расчет рабочей арматуры полки плиты

Согласно п. 6.1.12 [3] определяем коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b1}$ , который зависит от соотношения усилий (изгибающего момента) от постоянных и длительных нагрузок к усилию от полных нагрузок

$$\frac{M_l}{M} \begin{cases} > 0,9 \rightarrow \gamma_{b1} = 0,9; \\ \leq 0,9 \rightarrow \gamma_{b1} = 1,0. \end{cases}$$

$$\frac{M_l}{M} = \frac{0,792}{0,845} = 0,937 > 0,9, \text{ следовательно, коэффициент условий работы } \gamma_{b1} = 0,9.$$

Уточняем толщину плиты, приняв коэффициент армирования  $\mu_s = 0,006$

$$\xi = \mu_s \frac{R_s}{R_b \cdot \gamma_{b1}} = 0,006 \cdot \frac{415}{14,5 \cdot 0,9} = 0,191;$$

$$\alpha_m = \xi (1 - 0,5 \cdot \xi) = 0,191 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,191) = 0,173,$$

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{845000}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 0,173}} = 19,3 \text{ мм}.$$

В соответствии с п. 10.3.2 [3] минимальное значение толщины защитного слоя бетона следует принимать

- не менее 15 мм, для сборных железобетонных конструкций, эксплуатируемых в закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности, поскольку для сборных элементов значение из табл. 10.1 [3] (20 мм) уменьшают на 5 мм;
- не менее диаметра стержня (предполагаем, что максимальный диаметр рабочей арматуры 5 мм);
- не менее 10 мм.

Из трех условий принимаем максимальное значение толщины защитного слоя бетона – 15 мм.

$$h'_f = h_0 + a = 19,3 + 22,5 = 41,8 \text{ мм},$$

где  $a = 15 + 1,5 \cdot d = 15 + 1,5 \cdot 5 = 22,5$  мм; слагаемое  $1,5d$  учитывает расположение рабочей арматуры в сетке в двух направлениях, таким образом, рабочая высота полки принимается от центра тяжести верхней арматуры сетки до верха полки (см. рис. 5).

Оставляем принятую толщину плиты 50 мм. Пересчитываем рабочую высоту сечения с учетом принятой толщины плиты

$$h_0 = h'_f - a = 50 - 22,5 = 27,5 \text{ мм}.$$

Находим относительную несущую способность сечения

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{bl} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,845}{14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 0,0275^2} = 0,086.$$

Проверяем условие  $\alpha_m \leq \alpha_R$ , если условие выполняется, то сжатая арматура по расчету не требуется. Если условие не выполняется, требуется увеличить сечение элемента или повысить класс бетона, или установить сжатую арматуру в соответствии с п. 3.2.9 [7].

Определяем граничную относительную высоту сжатой зоны бетона и граничную относительную несущую способность для арматуры класса В500С

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{415}{700}} = 0,502;$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \cdot \xi_R) = 0,502 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,502) = 0,376,$$

т.к.  $\alpha_m = 0,086 < \alpha_R = 0,376$ , то сжатая арматура по расчету не требуется.

Определим требуемую площадь сечения арматуры на 1 м ширины плиты

$$A_s = \frac{R_b \cdot \gamma_{bl} \cdot b \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{14,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 27,5 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,086})}{415} = 77,9 \text{ мм}^2.$$

Принимаем рулонную сетку Ср1 марки  $4\text{Ср1} \frac{4\text{В500С}-150}{4\text{В500С}-150}$  с продольной и по-

перечной рабочей арматурой площадью  $A_s = 84 \text{ мм}^2$ . Площадь подбираем по Приложению 2. Сетка Ср1 раскатывается вдоль продольных ребер на всю ширину полки. Принцип подбора и маркировки сеток см. проектирование монолитного ребристого перекрытия. На опорах также устанавливается сетка с рабочей арматурой Ср2 марки  $4\text{Ср2} \frac{4\text{В500С}-150}{4\text{В500С}-150}$ , которая заводится в продольные ребра на длину анкеровки (рис. 5). Сетки Ср1 и Ср2 имеют разную маркировку, т.к. отличаются размерами.

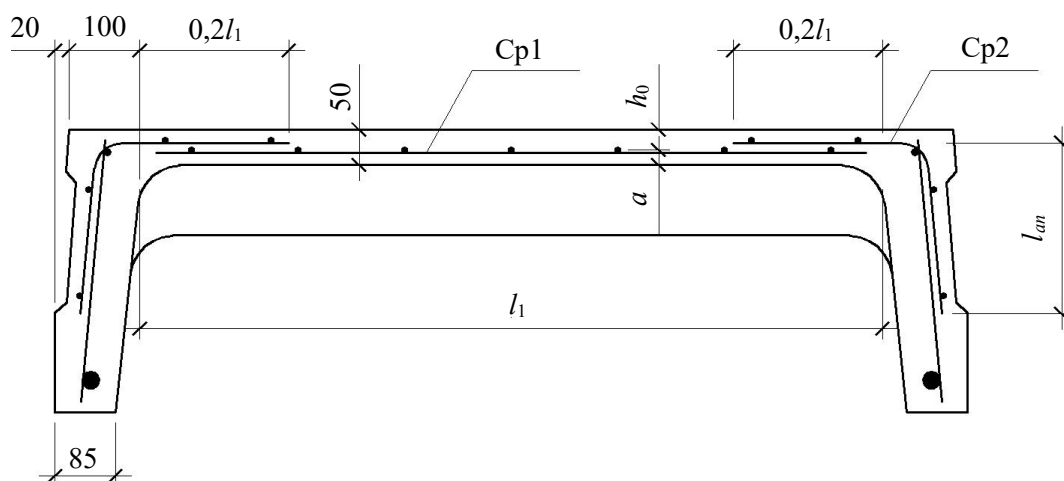


Рис. 5. Схема армирования полки плиты

### 2.3. Расчет промежуточного поперечного ребра

Поперечные ребра панели монолитно связаны с продольными ребрами, однако, учитывая возможность поворота их при действии внешней нагрузки, за расчетную схему поперечного ребра в запас прочности принимаем балку со свободным опиранием. Расчетный пролет поперечного ребра исчисляется как расстояние между осями продольных ребер (рис. 6):

$$l_0 = b_{\text{п}} - 2 \cdot 20 - 2 \cdot 0,5 \cdot (100 + 85) \cdot 0,5 = 1285 - 40 - 92,5 = 1152,5 \text{ мм} \approx 1153 \text{ мм},$$

где 20 мм – зазор между вертикальной линией продольного ребра и верхом полки (см. рис. 5); 100 мм и 85 мм – соответственно ширина продольного ребра по верху и по низу (см. рис. 5).

Высота поперечных ребер принимается в соответствии с серией [8] высота поперечного ребра  $h_p = 150$  мм. Принимаем ширину по низу – 50 мм, по верху – 100 мм.

#### 2.3.1. Сбор нагрузок. Статический расчет поперечного ребра

Полная расчетная нагрузка на поперечное ребро ребристой плиты складывается из полной нагрузки на полку плиты ( $q^1$ ), которая передается через треугольные (случай  $l_1 \leq l_2$ ) или трапециевидные (случай  $l_1 > l_2$ ) грузовые площади и равномерно распределенной нагрузки от собственного веса поперечного ребра ( $q_c$ ).

При  $l_1 < l_2$  ( $1045 < 1285$ ) максимальная нагрузка на среднее поперечное ребро передается с треугольных грузовых площадей  $A_{\text{гр}} = 0,5l_0^2$  (рис. 6).

Треугольную нагрузку допускается заменить на эквивалентную равномерно распределенную по формуле  $q_e = \frac{5}{8}q^1$ , тогда полная эквивалентная нагрузка составит

$$q_e = \frac{5}{8}q^1 = \frac{5}{8}q(l_0 + b_p) = \frac{5}{8} \cdot 27,69 \cdot (1,153 + 0,075) = 21,25 \text{ кН/м},$$

а временная эквивалентная соответственно

$$q_v = \frac{5}{8}v(l_0 + b_p) = \frac{5}{8} \cdot 25,2 \cdot (1,153 + 0,075) = 19,34 \text{ кН/м},$$

где  $b_p = (100+50)/2 = 75$  мм – средняя толщина поперечного ребра;  $q$  и  $v$  – соответственно полная и временная расчетные и нагрузки, принимаемые из расчета полки плиты (см. п. 2.2.1).

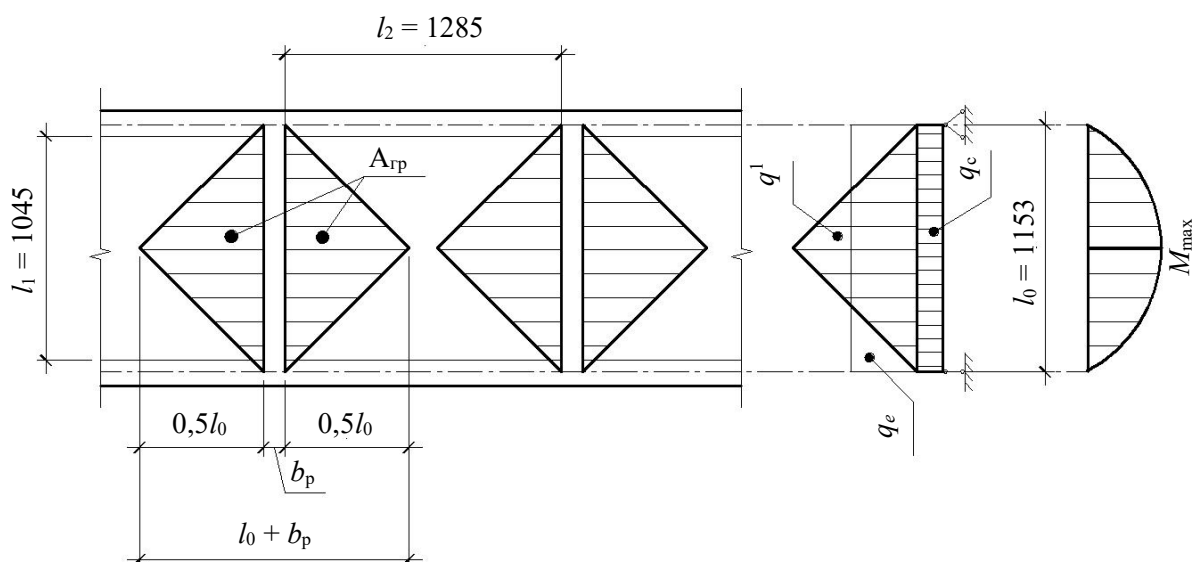


Рис. 6. Схема распределения нагрузок на поперечное ребро в случае  $l_1 < l_2$

Собственный вес поперечного ребра

$$q_c = b_p (h_p - h'_f) \gamma \cdot \gamma_f = 0,075 \cdot (0,15 - 0,05) \cdot 25 \cdot 1,1 = 0,21 \text{ кН/м.}$$

Суммарная равномерно распределенная нагрузка

$$q = q_e + q_c = 21,25 + 0,21 = 21,46 \text{ кН/м.}$$

Расчетные усилия

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{21,46 \cdot 1,153^2}{8} = 3,57 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = 0,5ql_0 = 0,5 \cdot 21,46 \cdot 1,153 = 12,37 \text{ кН.}$$

В том случае, когда пролет  $l_1 > l_2$ , грузовая площадь имеет вид трапеции. Расчетные формулы имеют вид

$$q^1 = q(l_2 + b_p);$$

$$q_v = v(l_2 + b_p) \left[ 1 - 2 \left( \frac{l_2}{2l_0} \right)^2 + \left( \frac{l_2}{2l_0} \right)^3 \right];$$

$$q_c = b_p (h_p - h'_f) \gamma \cdot \gamma_f;$$

$$M = \frac{(q^1 + q_c)l_0^2}{8} - \frac{0,5 \cdot q^1 \cdot l_2^2}{6} = \frac{(q^1 + q_c)l_0^2}{8} - \frac{q^1 \cdot l_2^2}{12};$$

$$Q = \frac{(q^1 + q_c)l_0}{2} - \frac{q^1 \cdot l_2}{4}.$$

### 2.3.2. Расчет рабочей продольной арматуры поперечного ребра

При расчете поперечного ребра за расчетное принимаем тавровое сечение с полкой в сжатой зоне. При отношении толщины плиты к высоте ребра

$$\frac{h'_f}{h_p} = \frac{50}{150} = 0,33 > 0,1 \text{ согласно п. 8.1.11 [3] ширина полки принимается не более}$$

$$b'_f \leq 2 \frac{l_0}{6} + b_p = \frac{1153}{3} + 75 = 459 \text{ мм};$$

$$b'_f \leq l_2 + b_p = 1285 + 75 = 1360 \text{ мм.}$$

где  $b_p$  – средняя толщина поперечного ребра (см. п. 2.3.1).

Принимаем меньшее значение из двух величин  $b'_f = 459$  мм.

В соответствии с п. 10.3.2 [3] минимальное значение толщины защитного слоя бетона следует принимать

- не менее 15 мм, для сборных железобетонных конструкций, эксплуатируемых в закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности, поскольку для сборных элементов значение из табл. 10.1 [3] (20 мм) уменьшают на 5 мм;
- не менее диаметра стержня (предполагаем, что максимальный диаметр рабочей арматуры 10 мм);
- не менее 10 мм.

Также необходимо учесть, что поперечное ребро армируется сварным каркасом, тогда минимальное расстояние до поверхности рабочей арматуры с учетом возможности приварки поперечных стержней каркаса к продольной арматуре составит 25 мм.

Из всех условий принимаем максимальное значение толщины защитного слоя бетона – 25 мм.

Рабочая высота сечения

$$h_0 = h_p - a = 150 - 30 = 120 \text{ мм},$$

где  $a = 25 + \frac{d}{2} = 25 + \frac{10}{2} = 30$  мм.

Определяем, где пройдет граница сжатой зоны в тавровом сечении

$$M'_f = \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot h'_f \cdot b'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,05 \cdot 0,459 \cdot \left( 0,12 - \frac{0,05}{2} \right) = 28,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M = 3,57 \text{ кН} \cdot \text{м} < M'_f = 28,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Условие выполняется, следовательно, граница сжатой зоны бетона пройдет в полке таврового сечения, в этом случае сечение рассчитывается как прямоугольное шириной  $b'_f$ .

Находим относительную несущую способность сечения и проверяем условие  $\alpha_m \leq \alpha_R$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{3,57}{14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,459 \cdot 0,120^2} = 0,041.$$

Определяем граничную относительную высоту сжатой зоны бетона и граничную относительную несущую способность для арматуры класса А500С

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{435}{700}} = 0,493;$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \cdot \xi_R) = 0,493 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,493) = 0,371,$$

т.к.  $\alpha_m = 0,041 < \alpha_R = 0,371$ , то сжатая арматура по расчету не требуется.

Определяем необходимое количество продольной арматуры класса А500С

$$A_s = \frac{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{14,5 \cdot 0,9 \cdot 0,459 \cdot 0,120 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,041})}{435} = 69,2 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 = 69,2 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в поперечных ребрах плоские сварные каркасы с продольной арматурой из стержней класса А500С диаметром 10 мм с  $A_s = 78,5$  мм<sup>2</sup>.

### 2.3.3. Расчет по прочности поперечного ребра при действии поперечных сил

Проверяем условие

$$Q_{\min} > 0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b_p \cdot h_0,$$

где  $Q_{\min}$  – минимальное значение поперечной силы на опорах;  $0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b_p \cdot h_0$  соответствует образованию наклонной трещины. Если условие выполняется, то поперечную арматуру устанавливаем по расчету, иначе осуществляется конструктивное армирование;  $b_p$  – средняя толщина поперечного ребра.

Минимальное значение поперечной силы на опорах  $Q_{\min} = Q = 12,37$  кН.

$$0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b_p \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,075 \cdot 0,12 = 4,25 \text{ кН},$$

$$12,37 \text{ кН} > 4,25 \text{ кН},$$

следовательно, поперечная арматура в поперечных ребрах должна устанавливаться по расчету.

При высоте ребра 150 мм и продольной арматуре диаметром 10 мм принимаем поперечные стержни в каркасах из арматуры класса А240 диаметром 6 мм с  $A_{sw} = 28,3$  мм<sup>2</sup>. В соответствии с п. 10.3.13 [3] шаг арматуры должен быть не более

$$s_w \leq 0,5h_0 = 0,5 \cdot 120 = 60 \text{ мм};$$

$$s_w \leq 300 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг поперечных стержней в каркасах  $s_w = 60$  мм.

Если условие  $Q_{\min} > 0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b_p \cdot h_0$  не выполняется, поперечная сила воспринимается только бетоном. В этом случае в балках и ребрах высотой 150 мм и более поперечная арматура устанавливается с шагом не более  $0,75h_0$  и не более 500 мм (в соответствии с п. 10.3.13 [3]).

#### *Расчет поперечного ребра по полосе между наклонными сечениями*

Проверим прочность наклонной полосы между наклонными сечениями в соответствии с п. 8.1.32 [3]

$$Q = 12,37 \text{ кН} < 0,3\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_p \cdot h_0 = 0,3 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,075 \cdot 0,120 = 35,24 \text{ кН}.$$

Прочность полосы на сжатие **обеспечена**.

#### *Расчет поперечного ребра по наклонным сечениям на действие поперечных сил*

Прочность наклонных сечений поперечных ребер по поперечной силе проверим согласно п. 8.1.33 [3]. Поскольку

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 28,3}{60} = 80,18 \text{ Н/мм} > 0,25R_{bt}\gamma_{b1}b_p = 0,25 \cdot 1,05 \cdot 0,9 \cdot 75 = 17,72 \text{ Н/мм},$$

хомуты необходимо учитывать в расчете полностью.

Не соблюдение условия свидетельствует о том, что наклонная трещина образуется между поперечной арматурой, то есть в расчетное сечение не попадает ни один стержень поперечной арматуры. В этом случае поперечная сила должна восприниматься только бетоном, а разрушение будет носить хрупкий крайне нежелательный характер. Для предотвращения внезапного хрупкого разрушения по наклонному сечению на действие поперечной силы необходимо увеличить интенсивность поперечного армирования, то есть параметр  $q_{sw}$  (увеличить диаметр поперечной арматуры или уменьшить ее шаг).

Значение  $M_b$  определяется по формуле

$$M_b = 1,5R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b_p \cdot h_0^2 = 1,5 \cdot 1,05 \cdot 0,9 \cdot 75 \cdot 120^2 = 1,53 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения, согласно п. 3.2.19 [7]. При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки  $q$  значение  $c$  принимают равным  $\sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$ , а если при этом  $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\gamma_{b1} R_{bt} b_p}}$  или

$$\frac{q_{sw}}{\gamma_{b1} R_{bt} b_p} > 2, \text{ следует принимать } c = \sqrt{\frac{M_b}{\varphi_{sw} q_{sw} + q_1}}, \text{ где } q_1 = q - 0,5q_v \text{ в случае если}$$

нагрузка включает в себя временную, приведенную к эквивалентной равномерно распределенной;  $\varphi_{sw}$  – коэффициент, принимаемый равным 0,75.

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{1,53 \cdot 10^6}{11,79}} = 360 \text{ мм} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\gamma_{b1} R_{bt} b_p}} = \frac{2 \cdot 120}{1 - 0,5 \cdot \frac{80,18}{0,9 \cdot 1,05 \cdot 75}} = 553 \text{ мм};$$

тогда  $c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q_1}} = \sqrt{\frac{1,53 \cdot 10^6}{0,75 \cdot 80,18 + 11,79}} = 146 \text{ мм}$ , но не менее  $h_0 = 120 \text{ мм}$  и не

более  $3h_0 = 3 \cdot 120 = 360 \text{ мм}$ ,

где  $q_1 = q - 0,5q_v = 21,46 - 0,5 \cdot 19,34 = 11,79 \text{ кН/м}$ .

Длину проекции наклонной трещины  $c_0$  принимают равной  $c$ , но не менее  $h_0$  и не более  $2h_0$

$$h_0 = 120 \text{ мм} \leq c_0 \leq 2h_0 = 240 \text{ мм}.$$

Принимаем  $c_0 = c = 146 \text{ мм}$ .

Находим поперечные силы, воспринимаемые бетоном и арматурой

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw} \cdot c_0 = 0,75 \cdot 80,18 \cdot 146 \cdot 10^{-3} = 8,78 \text{ кН},$$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{1,53 \cdot 10^3}{146} = 10,48 \text{ кН},$$

но не более  $Q_{b,\max} = 2,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b_p \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,075 \cdot 0,120 = 21,26 \text{ кН}$ ,

и не менее  $Q_{b,\min} = 0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b_p \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,075 \cdot 0,120 = 4,25 \text{ кН}$ .

Принимаем  $Q_b = 10,48 \text{ кН}$ .

$$Q_b + Q_{sw} = 10,48 + 8,78 = 19,26 \text{ кН},$$

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 12,37 - 11,79 \cdot 0,146 = 10,65 \text{ кН}.$$

$Q_b + Q_{sw} = 19,26 \text{ кН} > Q = 10,65 \text{ кН}$ , следовательно, прочность наклонных сечений на действие поперечных сил **обеспечена**.

В соответствии с п. 3.2.22 [7] шаг поперечной арматуры, учитываемой в расчете, должен быть не более

$$s_{w,\max} = \frac{\gamma_{b1} R_{bt} b_p h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{0,9 \cdot 1,05 \cdot 75 \cdot 120^2}{12370} = 82,5 \text{ мм}.$$

$s_w = 60 \text{ мм} < s_{w,\max} = 82,5 \text{ мм}$ , следовательно, требование выполнено.

## 2.4. Расчет продольного ребра

Высоту плит (продольных ребер) ориентировочно определяем из соотношения

$$h = \frac{l_n}{15} = 6110 : 15 \approx 407 \text{ мм}.$$

Полученное значение высоты округляем в большую сторону с кратностью 50 мм, но ограничиваем  $h \leq 400$  мм. Окончательно принимаем  $h = 400$  мм. В соответствии с п. 7.5.6 [1] ребристые плиты рекомендуется применять высотой 300 или 400 мм. В качестве опорных конструкций для панелей принимаем ригели прямоугольного сечения с шириной ребра  $b_{\text{риг}} = 300$  мм.

### 2.4.1. Сбор нагрузок. Статический расчет продольного ребра

Сбор нагрузок приведен в таблице 2.

Таблица 2

Сбор нагрузок на  $1 \text{ м}^2$  двух продольных ребер плиты перекрытия

№ п/п	Наименование	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
Постоянные нагрузки				
1	Вес пола из цементного раствора с затиркой $\delta = 0,05 \text{ м}, \gamma = 17 \text{ кН/м}^3$	0,85	1,3	1,11
2	Вес железобетонной плиты $h'_f = 0,05 \text{ м}, \gamma = 25 \text{ кН/м}^3$	1,25	1,1	1,38
3	Вес поперечных ребер* (5 шт.) $b_p = \frac{100 + 50}{2} = 75 \text{ мм},$ $h = h_p - h'_f = 150 - 50 = 100 \text{ мм},$ $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$	0,13*	1,1	0,14
4	Вес продольных ребер** (2 шт.) $b_p^{\text{прод.}} = 0,5 \cdot (100 + 85) = 92,5 \text{ мм},$ $h = h - h'_f = 400 - 50 = 350 \text{ мм},$ $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$	1,26**	1,1	1,39
Итого		3,49	–	4,02
Временные нагрузки (по заданию)				
5	Равномерно-распределенная	21	1,2	25,2
	в т.ч. кратковременная	1,5	1,2	1,8
<b>Полная</b>		<b>24,49</b>	–	<b>29,22</b>
<b>Постоянная + длительная</b>		<b>22,99</b>	–	<b>27,42</b>

Примечание:

$$(*) q = n_p \cdot \frac{\gamma \cdot b_p \cdot h \cdot l_1}{b_n \cdot l_n} = 5 \cdot \frac{25 \cdot 0,075 \cdot 0,1 \cdot 1,045}{1,285 \cdot 6,110} = 0,13 \text{ кН/м}^2,$$

$$(**) q = n_p \cdot \frac{\gamma \cdot b_p^{\text{прод.}} \cdot h \cdot l_n}{b_n \cdot l_n} = 2 \cdot \frac{25 \cdot 0,0925 \cdot 0,35 \cdot 6,110}{1,285 \cdot 6,110} = 1,26 \text{ кН/м}^2,$$

где  $n_p$  – количество поперечных или продольных ребер, шт.

Погонная нагрузка на два продольных ребра:

- полная расчетная нагрузка

$$q = \gamma_n \cdot 29,22 \cdot b_n = 1,0 \cdot 29,22 \cdot 1,285 = 37,55 \text{ кН/м},$$

- постоянная и временная длительная расчетная нагрузка

$$q_l = \gamma_n \cdot 27,42 \cdot b_n = 1,0 \cdot 27,42 \cdot 1,285 = 35,23 \text{ кН/м},$$

- полная нормативная нагрузка

$$q^n = \gamma_n \cdot 24,49 \cdot b_n = 1,0 \cdot 24,49 \cdot 1,285 = 31,47 \text{ кН/м},$$

- постоянная и временная длительная нормативная

$$q_l^n = \gamma_n \cdot 22,99 \cdot b_{\text{п}} = 1,0 \cdot 22,99 \cdot 1,285 = 29,54 \text{ кН/м.}$$

За расчетную схему для продольных ребер принимаем однопролетную балку со свободным опиранием концов на ригели (рис. 7), расчетный пролет определяется как расстояние между серединами площадок опирания ребер плиты на ригели (рис. 8).

$$l_0 = l - 0,5 \cdot b_{\text{риг}} = 6,14 - 0,5 \cdot 0,3 = 5,99 \text{ м.}$$

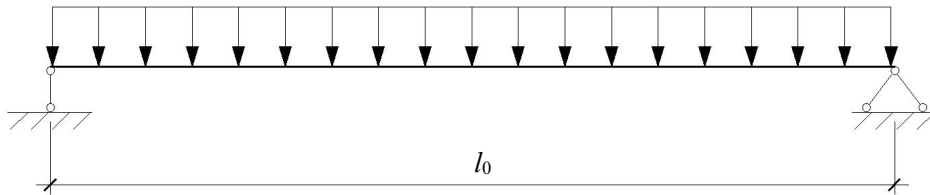


Рис. 7. Расчетная схема продольного ребра

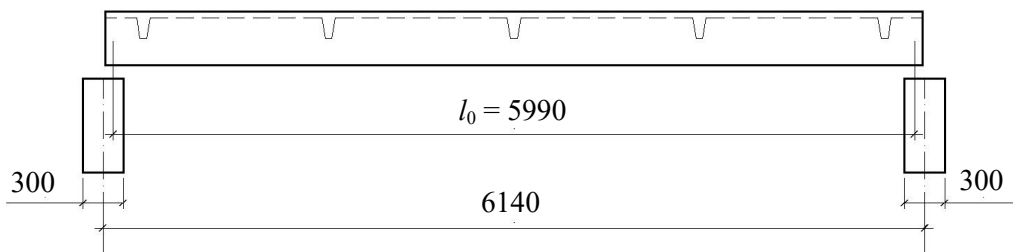


Рис. 8. Схема опирания плиты перекрытия на ригели

Усилия в двух продольных ребрах:

от полной расчетной нагрузки

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{37,55 \cdot 5,99^2}{8} = 168,41 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{37,55 \cdot 5,99}{2} = 112,46 \text{ кН};$$

от постоянной и временной длительной расчетной

$$M_l = \frac{q_l \cdot l_0^2}{8} = \frac{35,23 \cdot 5,99^2}{8} = 158,01 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_l = \frac{q_l \cdot l_0}{2} = \frac{35,23 \cdot 5,99}{2} = 105,51 \text{ кН},$$

от полной нормативной нагрузки

$$M^n = \frac{q^n \cdot l_0^2}{8} = \frac{31,47 \cdot 5,99^2}{8} = 141,14 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q^n = \frac{q^n \cdot l_0}{2} = \frac{31,47 \cdot 5,99}{2} = 94,25 \text{ кН};$$

от постоянной и временной длительной нормативной

$$M_l^n = \frac{q_l^n \cdot l_0^2}{8} = \frac{29,54 \cdot 5,99^2}{8} = 132,49 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_l^n = \frac{q_l^n \cdot l_0}{2} = \frac{29,54 \cdot 5,99}{2} = 88,47 \text{ кН};$$

в том числе, от кратковременной

$$M_{sh}^n = M^n - M_l^n = 141,14 - 132,49 = 8,65 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_{sh}^n = Q^n - Q_l^n = 94,25 - 88,47 = 5,78 \text{ кН}.$$

#### 2.4.2. Расчет продольной рабочей арматуры продольных ребер

Расчетное сечение двух продольных ребер – тавровое с полкой в сжатой зоне (рис. 9). При ширине продольных ребер по верху 100 мм и по низу 85 мм суммарная толщина двух ребер без учета швов замоноличивания будет равна

$$b = 2 \cdot b_p^{\text{прод.}} = 185 \text{ мм},$$

где  $b_p^{\text{прод.}} = 0,5 \cdot (100 + 85) = 92,5 \text{ мм}$  – средняя толщина продольного ребра.

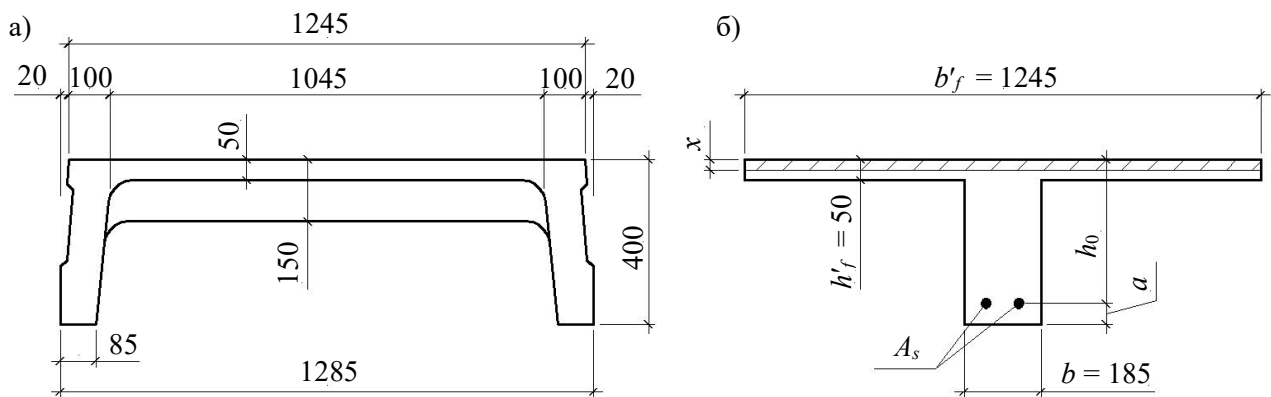


Рис. 9. К расчету продольного ребра ребристой плиты перекрытия: а) заданное поперечное сечение плиты перекрытия; б) расчетное поперечное сечение плиты перекрытия

Ширина полки, вводимая в расчет, в соответствии с п. 8.1.11 [3] при наличии поперечных ребер

$$b'_f \leq 2 \frac{l_0}{6} + b = \frac{5990}{3} + 185 = 2182 \text{ мм};$$

$$b'_f \leq b_n = 1285 \text{ мм}.$$

Принимаем минимальное из двух значений  $b'_f = 1285 \text{ мм}$ .

Работу бетона в швах замоноличивания в запас прочности условно не учитываем, предполагая, что при неблагоприятных условиях надежная совместная работа бетона замоноличивания с продольными ребрами за счет их сцепления может быть не обеспечена. Тогда расчетная ширина полки

$$b'_f = b_n - 2 \cdot 20 = 1285 - 40 = 1245 \text{ мм}.$$

В соответствии с п. 10.3.2 [3] минимальное значение толщины защитного слоя бетона следует принимать

- не менее 15 мм, для сборных железобетонных конструкций, эксплуатируемых в закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности, поскольку для сборных элементов значение из табл. 10.1 [3] (20 мм) уменьшают на 5 мм;
- не менее диаметра стержня (предполагаем, что максимальный диаметр рабочей арматуры 28 мм);
- не менее 10 мм.

Также следует учесть, что продольная рабочая арматура на опоре приваривается к закладной детали, от размеров которой, будет зависеть величина защитного слоя бетона, равная в данном случае 30 мм.

Принимаем толщину защитного слоя бетона 30 мм.

Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 400 - 45 = 355 \text{ мм},$$

где  $a = 30 + \frac{d}{2} = 30 + \frac{28}{2} = 44 \text{ мм} \approx 45 \text{ мм}$ .

Согласно п. 6.1.12 [3] определяем коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b1}$ , который зависит от соотношения усилий (изгибающего момента) от постоянных и длительных нагрузок к усилию от полных нагрузок

$$\frac{M_l}{M} \begin{cases} > 0,9 \rightarrow \gamma_{b1} = 0,9; \\ \leq 0,9 \rightarrow \gamma_{b1} = 1,0. \end{cases}$$

$$\frac{M_l}{M} = \frac{158,01}{168,41} = 0,938 > 0,9, \text{ следовательно, коэффициент условий работы } \gamma_{b1} = 0,9.$$

Расчет производим в предположении, что сжатая арматура по расчету не требуется  $A'_s = 0$ .

Определим, где проходит граница сжатой зоны бетона

$$M'_f = \gamma_{b1} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 0,9 \cdot 14,5 \cdot 1245 \cdot 50 \cdot (355 - 0,5 \cdot 50) \cdot 10^{-6} = 268,1 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т.к.  $M'_f = 268,1 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 168,41 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , следовательно, нейтральная ось проходит в пределах полки ( $x < h'_f$ ) и элемент рассчитывается как прямоугольный с шириной  $b'_f = 1245 \text{ мм}$ .

Находим относительную несущую способность сечения

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b1} R_b b'_f h_0^2} = \frac{168,41 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 1245 \cdot 355^2} = 0,082.$$

Проверяем условие  $\alpha_m \leq \alpha_R$ , если условие не выполняется, то требуется увеличить сечение, повысить класс бетона или установить сжатую арматуру.

Определяем граничную относительную высоту сжатой зоны бетона и граничную относительную несущую способность для арматуры класса А500С

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{435}{700}} = 0,493;$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \cdot \xi_R) = 0,493 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,493) = 0,371,$$

Так как  $\alpha_m = 0,082 < \alpha_R = 0,371$ , сжатая арматура по расчету действительно не требуется.

Определяем требуемое количество продольной арматуры класса А500С

$$A_s = \frac{\gamma_{b1} R_b b'_f h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 14,5 \cdot 1245 \cdot 355 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,082})}{435} = 1136 \text{ мм}^2.$$

В качестве продольной рабочей арматуры принимаем стержни  $2\varnothing 28$  класса А500С площадью больше требуемой  $A_s^{\phi} = 1232 \text{ мм}^2 > 1136 \text{ мм}^2$ .

Монтажную арматуру в каркасах продольных ребер принимаем  $2\varnothing 10$  класса А240 площадью  $A'_s = 157 \text{ мм}^2$ .

### 2.4.3. Расчет по прочности продольных ребер при действии поперечных сил

Проверяем условие

$$Q_{\min} > 0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0,$$

где  $Q_{\min}$  – минимальное значение поперечной силы на опорах;  $0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$  соответствует образованию наклонной трещины. Если условие выполняется, то поперечную арматуру устанавливаем по расчету, иначе осуществляется конструктивное армирование.

Минимальное значение поперечной силы на опорах  $Q_{\min} = Q = 112,46$  кН.

$$0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,185 \cdot 0,355 = 31,03 \text{ кН},$$

$$112,46 \text{ кН} > 31,03 \text{ кН},$$

следовательно, поперечная арматура в продольных ребрах должна устанавливаться по расчету.

Предварительно по конструктивным соображениям принимаем поперечную арматуру класса А240 с  $R_{sw} = 170$  МПа. Согласно п. 10.3.13 [3] диаметр поперечной арматуры в сварном каркасе подбирается из условия технологии сварки с наибольшим диаметром продольной арматуры.

В двух плоских сварных каркасах при диаметре стержней продольной арматуры 28 мм поперечные стержни из условия технологии сварки принимаем диаметром 8 мм ( $d_w \geq 0,25d$ , см. п. 5.8 [9]).

В соответствии с п. 10.3.13 [3] шаг арматуры у опор должен быть не более

$$s_w \leq 0,5h_0 = 0,5 \cdot 355 = 177,5 \text{ мм};$$

$$s_w \leq 300 \text{ мм}.$$

В соответствии с п. 3.2.22 [7] шаг поперечной арматуры, учитываемой в расчете, должен быть не более

$$s_w \leq \frac{\gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,185 \cdot 0,355^2}{112,46} = 0,196 \text{ м},$$

где  $Q_{\max} = Q = 112,46$  кН.

В расчет принимаем наименьшее значение шага поперечной арматуры с округлением в меньшую сторону кратно 50 мм.

В первом приближении принимаем поперечную арматуру  $d_w = 8$  мм класса А240, с площадью поперечного сечения двух стержней  $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$  с шагом  $s_w = 150$  мм.

### **Расчет продольных ребер по полосе между наклонными сечениями**

Расчет продольных ребер по бетонной полосе между наклонными сечениями производим из условия 3.59 [7]

$$Q \leq 0,3\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0,$$

где  $Q$  – поперечная сила в нормальном сечении, принимаемом на расстоянии не менее  $h_0$  от опоры; ширина двух продольных ребер в среднем сечении  $b = 0,185$  м.

$$0,3\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,185 \cdot 0,355 = 257,12 \text{ кН} >$$

$$> Q = Q_{\text{оп}} - q \cdot h_0 = 112,46 - 37,55 \cdot 0,355 = 99,13 \text{ кН},$$

т. е. прочность наклонной полосы на сжатие **обеспечена**.

## Расчет продольных ребер по наклонным сечениям на действие поперечных сил

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия 3.44 [3]

$$Q \leq Q_b + Q_{sw},$$

где  $Q$  – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции  $c$  на продольную ось элемента, определяемая от внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при вертикальной нагрузке приложенной к верхней грани элемента, значение  $Q$  принимается в нормальном сечении, проходящем на расстоянии  $c$  от опоры; при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной  $c$ ;  $Q_b$  – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;  $Q_{sw}$  – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Определяем усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 10^3 \cdot 101 \cdot 10^{-6}}{0,15} = 114,47 \text{ кН/м.}$$

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} \geq 0,25 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b, \\ 0,25 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,185 = 43,71 \text{ кН/м,} \\ 114,47 \text{ кН/м} > 43,71 \text{ кН/м,}$$

условие выполняется, следовательно, поперечная арматура учитывается в расчете.

Момент, воспринимаемый бетоном при действии поперечной силы

$$M_b = \varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,185 \cdot 0,355^2 = 33,05 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

где  $\varphi_{b2}$  – коэффициент, принимаемый равным 1,5.

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения, согласно п. 3.2.19 [7]. При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки  $q$  значение  $c$  принимают равным  $\sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$ , а если при этом  $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\gamma_{b1} R_{bt} b}}$  или

$\frac{q_{sw}}{\gamma_{b1} R_{bt} b} > 2$ , следует принимать  $c = \sqrt{\frac{M_b}{\varphi_{sw} q_{sw} + q_1}}$ , где  $q_1 = q$  при действии сплошной равномерно распределенной нагрузки  $q$ ;  $\varphi_{sw}$  – коэффициент, принимаемый равным 0,75.

$$\frac{q_{sw}}{\gamma_{b1} R_{bt} b} = \frac{114,47}{0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,185} = 0,655 < 2,$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q}} = \sqrt{\frac{33,05}{37,55}} = 0,938 \text{ м} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\gamma_{b1} R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 0,355}{1 - 0,5 \cdot 0,655} = 1,056 \text{ м;}$$

тогда  $c = \sqrt{\frac{M_b}{\varphi_{sw} q_{sw} + q_1}} = \sqrt{\frac{33,05}{0,75 \cdot 114,47 + 37,55}} = 0,518 \text{ м}$ , но не менее  $h_0 = 0,355 \text{ м}$  и не более  $3h_0 = 3 \cdot 0,355 = 1,065 \text{ м}$ .

Длину проекции наклонной трещины  $c_0$  принимают равным  $c$ , но не менее  $h_0$  и не более  $2h_0$ .

$$h_0 = 0,355 \text{ м} \leq c_0 \leq 2h_0 = 2 \cdot 0,355 = 0,71 \text{ м.}$$

Принимаем  $c = c_0 = 0,518$  м.

Определяем поперечную силу, воспринимаемую поперечной арматурой

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot c_0 = 0,75 \cdot 114,47 \cdot 0,518 = 44,47 \text{ кН.}$$

Находим поперечную силу, воспринимаемую бетоном

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{33,05}{0,518} = 63,80 \text{ кН,}$$

но не более  $Q_{b,max} = 2,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,185 \cdot 0,355 = 155,16$  кН,

и не менее  $Q_{b,min} = 0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,185 \cdot 0,355 = 31,03$  кН.

Принимаем  $Q_b = 63,80$  кН.

Определяем поперечную силу  $Q$  с учетом возможности отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной  $c$

$$Q = Q^{оп} - \gamma_n \cdot v \cdot c = 112,46 - 1,0 \cdot 25,2 \cdot 1,285 \cdot 0,518 = 95,69 \text{ кН,}$$

где  $v$  – расчетная временная нагрузка в кН/м ( $v$  из табл. 2 (кН/м<sup>2</sup>), умноженная на  $b_n$  (м)).

$$Q = 95,69 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 63,80 + 44,47 = 108,27 \text{ кН,}$$

то есть прочность по наклонным сечениям на действие поперечных сил у опор **обеспечена**.

Если условие выполняется, то принятая поперечная арматура с принятым шагом устанавливается на приопорных участках, равных четверти пролета, иначе – увеличиваем диаметр поперечной арматуры или уменьшаем шаг.

Максимально допустимый шаг стержней поперечной арматуры в пролете балок высотой 150 мм и более в соответствии с п. 10.3.13 [3]

$$s_w \leq 0,75h_0 = 0,75 \cdot 355 = 266 \text{ мм;}$$

$$s_w \leq 500 \text{ мм.}$$

Принимаем наименьшее значение шага поперечной арматуры с округлением в меньшую сторону кратно 50 мм –  $s_w = 250$  мм.

Окончательно устанавливаем в продольных ребрах плиты на приопорных участках длиной  $\frac{1}{4}l$  поперечную арматуру диаметром 8 мм класса А240 с шагом 150 мм, а на средних участках с шагом 250 мм.

*Поскольку продольная растянутая арматура ребер по концам приварена к закладным деталям, проверку наклонных сечений на действие момента не производим.*

## 2.5. Расчет ребристой плиты по предельным состояниям второй группы

Расчеты по предельным состояниям второй группы включают:

- расчет по образованию трещин;
- расчет по раскрытию трещин;
- расчет по деформациям.

### 2.5.1. Определение геометрических характеристик приведенного сечения

Приведенное сечение – сечение, имеющее два или более разнородных материалов, которые для удобства расчетов приводят к сечению с одним материалом, используя коэффициент приведения.

Сжатую арматуру ( $A'_s$ ) в расчетах характеристик приведенного сечения условно не учитываем.

$$\text{Коэффициент приведения арматуры к бетону } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{3,0 \cdot 10^4} = 6,67.$$

Площадь приведенного сечения

$$\begin{aligned} A_{red} &= A_1 + A_2 + A_{sb} = b \cdot h + (b'_f - b) \cdot h'_f + \alpha \cdot A_s = \\ &= 185 \cdot 400 + (1245 - 185) \cdot 50 + 6,67 \cdot 1232 = 135217 \text{ мм}^2, \end{aligned}$$

где  $b = 185$  мм – средняя толщина двух продольных ребер.

Статический момент площади приведенного поперечного сечения элемента относительно наиболее растянутого волокна бетона (нижней грани сечения)

$$\begin{aligned} S_{t,red} &= \sum A_{bi} y_i + \alpha \cdot A_s \cdot a = A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 + \alpha \cdot A_s \cdot a = \\ &= bh \cdot 0,5h + (b'_f - b) h'_f \cdot (h - 0,5h'_f) + \alpha \cdot A_s \cdot a = \\ &= 185 \cdot 400 \cdot 0,5 \cdot 400 + (1245 - 185) \cdot 50 \cdot (400 - 0,5 \cdot 50) + 6,67 \cdot 1232 \cdot 45 = 35044785 \text{ мм}^3. \end{aligned}$$

Расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения

$$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}} = \frac{35044785}{135217} = 259,2 \text{ мм.}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести:

$$I_{red} = \sum (I_{i,0} + A_{bi} z_i^2) + \alpha \cdot A_s \cdot z_i^2 = \frac{b \cdot h^3}{12} + A_1 \cdot z_1^2 + \frac{(b'_f - b) \cdot h_f^3}{12} + A_2 \cdot z_2^2 + \alpha \cdot A_s \cdot z_3^2,$$

где  $z_i$  – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до  $i$ -го прямоугольника (рис. 10);  $I_{i,0}$  – собственный момент инерции каждого  $i$ -го элемента.

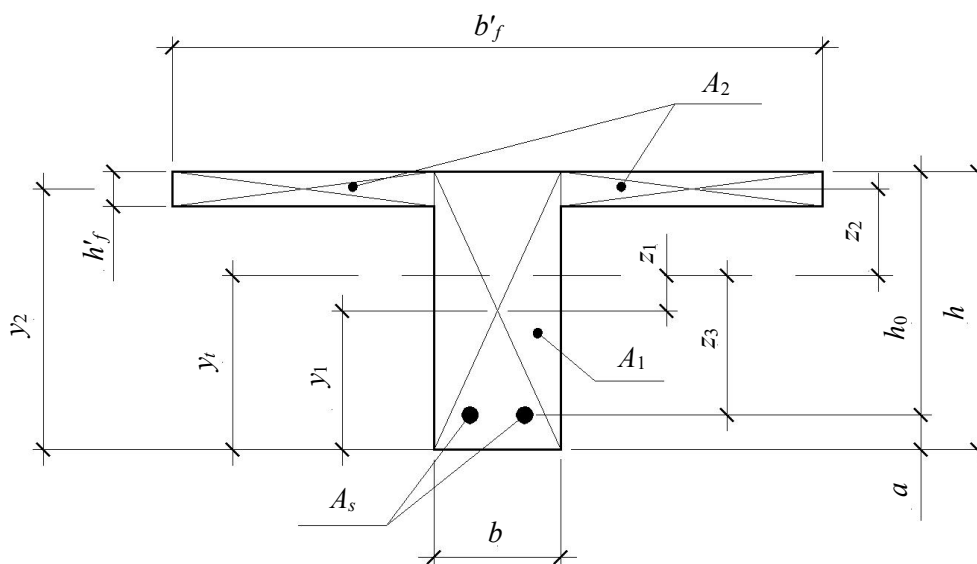


Рис. 10. К определению геометрических характеристик приведенного сечения

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{bh^3}{12} + bh \cdot (y_t - 0,5h)^2 + \frac{(b'_f - b) h_f^3}{12} + (b'_f - b) h'_f \cdot (h - y_t - 0,5h'_f)^2 + \alpha A_s \cdot (y_t - a)^2, \\ I_{red} &= \frac{185 \cdot 400^3}{12} + 185 \cdot 400 \cdot (259,2 - 200)^2 + \frac{(1245 - 185) \cdot 50^3}{12} + (1245 - 185) \cdot 50 \times \end{aligned}$$

$$\times(400 - 259,2 - 0,5 \cdot 50)^2 + 6,67 \cdot 1232 \cdot (259,2 - 45)^2 = 2344792237 \text{ мм}^4 = 2,34 \cdot 10^9 \text{ мм}^4.$$

Упругий момент сопротивления приведенного сечения

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_t} = \frac{2,34 \cdot 10^9}{259,2} = 9,03 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

### 2.5.2. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси

Для железобетонных элементов, в которых допускается образование трещин, расчет по образованию трещин имеет вспомогательное значение и сводится к определению усилия, соответствующего образованию трещин [10], которое используется в дальнейших расчетах по раскрытию трещин и по деформациям. В этом случае коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  принимается равным 1,0.

Согласно п. 8.2.4 [3] расчет железобетонных элементов по образованию трещин производят из условия

$$M^n > M_{crc}, \quad (1)$$

где  $M^n$  – изгибающий момент от внешней нагрузки ( $\gamma_f = 1,0$ );  $M_{crc}$  – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин.

Если условие (1) выполняется, то в продольных ребрах ребристой плиты образуются трещины, необходимо выполнить расчеты по раскрытию трещин и по деформациям (прогибам); иначе – трещины не образуются, тогда необходимо выполнить расчет по деформациям (прогибам), а кривизна определяется на участках без трещин в растянутой зоне.

Для тавровых сечений с полкой, расположенной в сжатой зоне, значение упругопластического момента сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна при действии момента в плоскости оси симметрии допускается принять равным

$$W_{pl} = W_{red} \cdot \gamma = 9,03 \cdot 10^6 \cdot 1,3 = 11,74 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

где  $\gamma$  – коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона, определяемый по табл. табл. 4.1 [7], равный 1,3 для таврового сечения с полкой, расположенной в сжатой зоне.

Момент образования трещин с учетом неупругих деформаций растянутого бетона определяется по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 1,55 \cdot 11,74 \cdot 10^6 = 18,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 18,20 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем условие (1)

$$141,14 \text{ кН} \cdot \text{м} > 18,20 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

условие выполняется, следовательно, образуются трещины, необходимо проверить ширину их раскрытия.

### 2.5.3. Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси

Расчет железобетонных элементов производят по непродолжительному и продолжительному раскрытию трещин. Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  принимается равным 1,0.

Непродолжительное раскрытие определяют от совместного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок, продолжительное – только от постоянных и временных длительных нагрузок.

Согласно п. 8.2.6 [3] расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин производят из условия

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}, \quad (2)$$

где  $a_{crc}$  – ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки;  $a_{crc,ult}$  – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Из условия обеспечения сохранности арматуры классов А240...А600, В500  $a_{crc,ult}$  принимается равным

0,3 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,4 мм – при непродолжительном раскрытии трещин.

При отсутствии требований к конструкции по ограничению проницаемости и при выполнении условия (4.32) п. 4.14 [7]

$$A = \frac{M_l^n - 0,8M_{crc}}{M^n - 0,8M_{crc}} > 0,68, \quad (3)$$

можно проверять только продолжительное раскрытие трещин, а если условие не выполняется – только непродолжительное раскрытие.

Ширина продолжительного раскрытия трещин определяется по формуле

$$a_{crc} = a_{crc1},$$

где  $a_{crc1}$  – ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок (при  $\varphi_1 = 1,4$ ;  $M = M_l^n$ ).

Ширина непродолжительного раскрытия трещин определяется по формуле

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3},$$

где  $a_{crc2}$  – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок (при  $\varphi_1 = 1,0$ ;  $M = M^n$ );

$a_{crc3}$  – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок (при  $\varphi_1 = 1,0$ ;  $M = M_l^n$ ).

Ширину непродолжительного раскрытия трещин можно также определять по формуле

$$a_{crc} = a_{crc2} \left( 1 + 0,4 \cdot \frac{M_l^n - 0,8M_{crc}}{M^n - 0,8M_{crc}} \right).$$

В соответствии с п. 8.2.15 [3] ширину раскрытия трещин нормальных к продольной оси элемента  $a_{crc,i}$  ( $i = 1, 2, 3$ ) определяют по формуле

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s,$$

где  $\varphi_1$  – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки:

1,0 – при непродолжительном действии нагрузки;

1,4 – при продолжительном действии нагрузки;

$\varphi_2$  – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры:

0,5 – для арматуры периодического профиля и канатной;

0,8 – для гладкой арматуры;

$\varphi_3$  – коэффициент, учитывающий характер нагружения элементов:

1,0 – для изгибаемых и внецентренно сжатых;

1,2 – для растянутых.

$\psi_s$  – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; допускается принимать  $\psi_s = 1,0$ , если при этом условие (2) не удовлетворяется, значение  $\psi_s$  следует определять согласно п. 4.13 [7] по формуле

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M}, \text{ но не менее } 0,2.$$

$\sigma_s$  – напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки;

$$\sigma_s = \frac{M}{z_s \cdot A_s},$$

где  $z_s$  – плечо внутренней пары сил (расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной), для элементов таврового сечения с полкой в сжатой зоне допускается принимать  $z_s = 0,8h_0$ .

$M$  – изгибающий момент от соответствующей внешней нагрузки ( $M = M_l^n$  или  $M = M^n$ ) при определении  $\psi_s$  и  $\sigma_s$ .

$l_s$  – базовое расстояние между трещинами

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s,$$

где  $A_{bt} = b \cdot y$  – площадь сечения растянутого бетона перед образованием трещин, определяемая согласно указаниям п. 4.12 [7]; при этом высота растянутой зоны  $y$  принимается

$$2a \leq y = k \cdot y_t \leq 0,5h,$$

где  $k$  – поправочный коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона; для таврового сечения с полкой в сжатой зоне  $k = 0,9$ ;  $y_t$  – высота растянутой зоны бетона, определяемая как для упругого материала при коэффициенте приведения арматуры к бетону  $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ .

Базовое расстояние между трещинами принимается не менее  $10d_s$  и 100 мм и не более  $40d_s$  и 400 мм.

Проверяем условие (3)

$$\text{Так как } \frac{M_l^n - 0,8M_{crc}}{M^n - 0,8M_{crc}} = \frac{132,49 - 0,8 \cdot 18,20}{141,14 - 0,8 \cdot 18,20} = 0,93 > 0,68, \text{ следовательно, выпол-}$$

няем расчет только на **продолжительное раскрытие трещин.**

Для тавровых сечений напряжение  $\sigma_s$  допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{M_l^n}{z_s \cdot A_s} = \frac{132,49 \cdot 10^6}{284 \cdot 1232} = 378,7 \text{ МПа,}$$

где  $z_s = 0,8h_0 = 0,8 \cdot 355 = 284$  мм.

Находим высоту растянутой зоны бетона

$$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}} = \frac{35044785}{135217} = 259,2 \text{ мм.}$$

$$2a = 2 \cdot 45 = 90 \text{ мм} < y = 0,9 \cdot 259,2 = 233,3 \text{ мм} > 0,5h = 200 \text{ мм.}$$

Принимаем  $y = 200$  мм.

Площадь сечения растянутого бетона

$$A_{bt} = b \cdot y = 185 \cdot 200 = 37000 \text{ мм}^2.$$

Базовое расстояние между трещинами

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s = 0,5 \cdot \frac{37000}{1232} \cdot 28 = 420 \text{ мм.}$$

Полученное значение сравниваем с граничными значениями базового расстояния между трещинами

$$10d_s = 10 \cdot 28 = 280 \text{ мм} \leq l_s \leq 40d_s = 40 \cdot 28 = 1120 \text{ мм,}$$

$$100 \text{ мм} \leq l_s \leq 400 \text{ мм.}$$

Принимаем  $l_s = 400$  мм.

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M_l^n} = 1 - 0,8 \cdot \frac{18,20}{132,49} = 0,89, \text{ но не менее } 0,2.$$

Определяем ширину раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок

$$a_{crc1} = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,89 \cdot \frac{378,7}{2 \cdot 10^5} \cdot 400 = 0,472 \text{ мм.}$$

Определяем ширину продолжительного раскрытия трещин

$$a_{crc} = a_{crc1} = 0,472 \text{ мм,}$$

что **больше** предельно допустимой ширины продолжительного раскрытия трещин  $a_{crc,ult} = 0,3$  мм, условие (2) **не выполняется**.

Если условие (2) не выполняется, то необходимо увеличить диаметр продольной рабочей арматуры в ребрах плиты до двух стержней большего диаметра, но не более 28 мм, поскольку при диаметре 32 мм и более не обеспечиваются требования к минимальной толщине защитного слоя бетона по боковым граням ребер. Выполняем перерасчет с п. 2.5.1 пошагово увеличивая диаметр арматуры до тех пор, пока не выполнится условие (2).

Поскольку для данного примера  $2\varnothing 28$  не достаточно, **устанавливаем в продольных ребрах по одному пучку из двух стержней ( $\varnothing 25 + \varnothing 18$ ), всего  $2\varnothing 25 + 2\varnothing 18$  площадью  $A_s^{\Phi} = 982 + 509 = 1491 \text{ мм}^2 > 1136 \text{ мм}^2$ .**

Поскольку параметр  $a$  и как следствие рабочая высота сечения  $h_0$  в первом приближении определялись с учетом диаметра продольной арматуры 28 мм, то при установке пучка из двух стержней требуется выполнить перерасчет этих параметров и далее.

С учетом описанных выше требований по толщине защитного слоя бетона (см. п. 2.4.2), принимаем эту величину, равной 30 мм.

Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 400 - 55 = 345 \text{ мм,}$$

где  $a = 30 + 25 = 55$  мм.

### ***Расчет по прочности продольных ребер при действии поперечных сил***

Проверяем условие

$$Q_{\min} > 0,5 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0,$$

$$Q_{\min} = 112,46 \text{ кН} > 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,185 \cdot 0,345 = 30,16 \text{ кН,}$$

следовательно, поперечная арматура в продольных ребрах должна устанавливаться по расчету.

В двух плоских сварных каркасах при максимальном диаметре стержней продольной арматуры 25 мм поперечные стержни из условия технологии сварки принимаем диаметром 8 мм ( $d_w \geq 0,25 \cdot d$ , см. п. 5.8 [9]).

В соответствии с п. 10.3.13 [3] шаг арматуры у опор должен быть не более

$$s_w \leq 0,5h_0 = 0,5 \cdot 345 = 172,5 \text{ мм};$$

$$s_w \leq 300 \text{ мм}.$$

В соответствии с п. 3.2.22 [7] шаг поперечной арматуры, учитываемой в расчете, должен быть не более

$$s_w \leq \frac{\gamma_{bt} R_{bt} b h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{0,9 \cdot 1,05 \cdot 185 \cdot 345^2}{112,46 \cdot 10^3} = 185 \text{ мм},$$

где  $Q_{\max} = Q = 112,46 \text{ кН}$ .

Во втором приближении принимаем поперечную арматуру  $d_w = 8 \text{ мм}$  класса А240, с площадью поперечного сечения двух стержней  $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$  с шагом  $s_w = 150 \text{ мм}$ .

#### *Расчет продольных ребер по полосе между наклонными сечениями*

Проверяем условие

$$0,3\gamma_{bt} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,185 \cdot 0,345 = 249,87 \text{ кН} >$$

$$> Q = Q_{\text{оп}} - q \cdot h_0 = 112,46 - 37,55 \cdot 0,345 = 99,51 \text{ кН},$$

т. е. прочность наклонной полосы на сжатие **обеспечена**.

#### *Расчет продольных ребер по наклонным сечениям на действие поперечных сил*

Определяем усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 10^3 \cdot 101 \cdot 10^{-6}}{0,15} = 114,47 \text{ кН/м}.$$

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} \geq 0,25\gamma_{bt} \cdot R_{bt} \cdot b,$$

$$0,25\gamma_{bt} \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,185 = 43,71 \text{ кН/м},$$

$$114,47 \text{ кН/м} > 43,71 \text{ кН/м},$$

условие выполняется, следовательно, поперечная арматура учитывается в расчете.

Момент, воспринимаемый бетоном при действии поперечной силы

$$M_b = \varphi_{b2} \gamma_{bt} R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,185 \cdot 0,345^2 = 31,21 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения

$$\frac{q_{sw}}{\gamma_{bt} R_{bt} b} = \frac{114,47}{0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,185} = 0,655 < 2,$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q}} = \sqrt{\frac{31,21}{37,55}} = 0,912 \text{ м} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\gamma_{bt} R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 0,345}{1 - 0,5 \cdot 0,655} = 1,02 \text{ м};$$

тогда  $c = \sqrt{\frac{M_b}{\varphi_{sw} q_{sw} + q_1}} = \sqrt{\frac{31,21}{0,75 \cdot 114,47 + 37,55}} = 0,503 \text{ м}$ , но не менее  $h_0 = 0,345 \text{ м}$  и не более  $3h_0 = 3 \cdot 0,345 = 1,035 \text{ м}$ .

Длину проекции наклонной трещины  $c_0$  принимают равным  $c$ , но не менее  $h_0$  и не более  $2h_0$ .

$$h_0 = 0,345 \text{ м} \leq c_0 \leq 2h_0 = 2 \cdot 0,345 = 0,69 \text{ м}.$$

Принимаем  $c = c_0 = 0,503 \text{ м}$ .

Определяем поперечную силу, воспринимаемую поперечной арматурой

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot c_0 = 0,75 \cdot 114,47 \cdot 0,503 = 43,18 \text{ кН}.$$

Находим поперечную силу, воспринимаемую бетоном

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{31,21}{0,503} = 62,05 \text{ кН},$$

но не более  $Q_{b,\max} = 2,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,185 \cdot 0,345 = 150,79 \text{ кН}$ ,

и не менее  $Q_{b,\min} = 0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,185 \cdot 0,345 = 30,16 \text{ кН}$ .

Принимаем  $Q_b = 62,05 \text{ кН}$ .

Определяем поперечную силу  $Q$  с учетом возможности отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной  $c$

$$Q = Q^{\text{оп}} - v \cdot c = 112,46 - 25,2 \cdot 1,285 \cdot 0,503 = 96,17 \text{ кН}.$$

$$Q = 96,17 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 62,05 + 43,18 = 105,23 \text{ кН},$$

то есть прочность по наклонным сечениям на действие поперечных сил у опор **обеспечена**.

Максимально допустимый шаг стержней поперечной арматуры в пролете балок высотой 150 мм и более в соответствии с п. 10.3.13 [7]

$$s_w \leq 0,75h_0 = 0,75 \cdot 345 = 259 \text{ мм};$$

$$s_w \leq 500 \text{ мм}.$$

Принимаем наименьшее значение шага поперечной арматуры с округлением в меньшую сторону кратно 50 мм –  $s_w = 250 \text{ мм}$ .

Окончательно устанавливаем в продольных ребрах плиты на приопорных участках длиной  $\frac{1}{4}l$  поперечную арматуру диаметром 8 мм класса А240 с шагом 150 мм, а на средних участках с шагом 250 мм.

### **Определение геометрических характеристик приведенного сечения**

$$\text{Коэффициент приведения арматуры к бетону } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{3,0 \cdot 10^4} = 6,67.$$

Площадь приведенного сечения

$$\begin{aligned} A_{red} &= A_1 + A_2 + A_{sb} = b \cdot h + (b'_f - b) \cdot h'_f + \alpha \cdot A_s = \\ &= 185 \cdot 400 + (1245 - 185) \cdot 50 + 6,67 \cdot 1491 = 136945 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Статический момент площади приведенного поперечного сечения элемента относительно наиболее растянутого волокна бетона (нижней грани сечения)

$$\begin{aligned} S_{t,red} &= \sum A_{bi} y_i + \alpha \cdot A_s \cdot a = A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 + \alpha \cdot A_s \cdot a = \\ &= bh \cdot 0,5h + (b'_f - b) h'_f \cdot (h - 0,5h'_f) + \alpha \cdot A_s \cdot a = \\ &= 185 \cdot 400 \cdot 0,5 \cdot 400 + (1245 - 185) \cdot 50 \cdot (400 - 0,5 \cdot 50) + 6,67 \cdot 1491 \cdot 55 = 35221973 \text{ мм}^3. \end{aligned}$$

Расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения

$$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}} = \frac{35221973}{136945} = 257,2 \text{ мм}.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести:

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot (y_t - 0,5h)^2 + \frac{(b'_f - b) h'^3_f}{12} + (b'_f - b) h'_f \cdot (h - y_t - 0,5h'_f)^2 + \alpha A_s \cdot (y_t - a)^2,$$

$$I_{red} = \frac{185 \cdot 400^3}{12} + 185 \cdot 400 \cdot (257,2 - 200)^2 + \frac{(1245 - 185) \cdot 50^3}{12} + (1245 - 185) \cdot 50 \times \\ \times (400 - 257,2 - 0,5 \cdot 50)^2 + 6,67 \cdot 1491 \cdot (257,2 - 55)^2 = 2381895521 \text{ мм}^4 = 2,38 \cdot 10^9 \text{ мм}^4.$$

Упругий момент сопротивления приведенного сечения

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_t} = \frac{2,38 \cdot 10^9}{257,2} = 9,25 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

### **Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси**

Упругопластический момент сопротивления

$$W_{pl} = W_{red} \cdot \gamma = 9,25 \cdot 10^6 \cdot 1,3 = 12,03 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Момент образования трещин с учетом неупругих деформаций растянутого бетона

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 1,55 \cdot 12,03 \cdot 10^6 = 18,65 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 18,65 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем условие (1)

$$141,14 \text{ кН} \cdot \text{м} > 18,65 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

условие выполняется, следовательно, образуются трещины, необходимо проверить ширину их раскрытия.

### **Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси**

Проверяем условие (3)

$$\text{Так как } \frac{M_l^n - 0,8M_{crc}}{M^n - 0,8M_{crc}} = \frac{132,49 - 0,8 \cdot 18,65}{141,14 - 0,8 \cdot 18,65} = 0,93 > 0,68, \text{ следовательно, выпол-}$$

няем расчет только на **продолжительное раскрытие трещин.**

Для тавровых сечений напряжение  $\sigma_s$  допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{M_l^n}{z_s \cdot A_s} = \frac{132,49 \cdot 10^6}{276 \cdot 1491} = 322,0 \text{ МПа},$$

где  $z_s = 0,8h_0 = 0,8 \cdot 345 = 276 \text{ мм}$ .

Находим высоту растянутой зоны бетона

$$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}} = \frac{35221973}{136945} = 257,2 \text{ мм}.$$

$$2a = 2 \cdot 55 = 110 \text{ мм} < y = 0,9 \cdot 257,2 = 231 \text{ мм} > 0,5h = 200 \text{ мм}.$$

Принимаем  $y = 200 \text{ мм}$ .

Площадь сечения растянутого бетона

$$A_{bt} = b \cdot y = 185 \cdot 200 = 37000 \text{ мм}^2.$$

При различных диаметрах стержней растянутой арматуры значения  $d_s$  определяется согласно п. 4.12 [7]

$$d_s = \frac{n_1 d_{s1}^2 + n_2 d_{s2}^2}{n_1 d_{s1} + n_2 d_{s2}} = \frac{2 \cdot 25^2 + 2 \cdot 18^2}{2 \cdot 25 + 2 \cdot 18} = 22 \text{ мм},$$

где  $d_1, d_2$  – диаметры стержней растянутой арматуры, равные 25 и 18 мм соответственно;  $n_1, n_2$  – число стержней диаметрами соответственно  $d_1$  и  $d_2$ .

Базовое расстояние между трещинами

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s = 0,5 \cdot \frac{37000}{1491} \cdot 22 = 273 \text{ мм.}$$

Полученное значение сравниваем с граничными значениями базового расстояния между трещинами

$$10d_s = 10 \cdot 22 = 220 \text{ мм} \leq l_s \leq 40d_s = 40 \cdot 22 = 880 \text{ мм}, \\ 100 \text{ мм} \leq l_s \leq 400 \text{ мм.}$$

Принимаем  $l_s = 273$  мм.

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M_l^n} = 1 - 0,8 \cdot \frac{18,65}{132,49} = 0,887, \text{ но не менее } 0,2.$$

Определяем ширину раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок

$$a_{crc1} = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,887 \cdot \frac{322}{2 \cdot 10^5} \cdot 273 = 0,273 \text{ мм.}$$

Определяем ширину продолжительного раскрытия трещин

$$a_{crc} = a_{crc1} = 0,273 \text{ мм,}$$

что **меньше** предельно допустимой ширины продолжительного раскрытия трещин  $a_{crc,ult} = 0,3$  мм, условие (2) **выполняется**.

#### 2.5.4. Расчет плиты по прогибам

Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям производят с учетом эксплуатационных требований, предъявляемых конструкциям.

Расчет по деформациям следует производить на действие:

- постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок при ограничении деформаций технологическими или конструктивными требованиями;
- постоянных и временных длительных нагрузок при ограничении деформаций эстетическими требованиями.

В курсовом проекте прогибы ребристой плиты ограничиваются **эстетико-психологическими требованиями**.

Согласно п. 8.2.21 [3] расчет железобетонных элементов по прогибам производят из условия

$$f \leq f_{ult}, \quad (4)$$

где  $f$  – прогиб элемента от действия внешней нагрузки;

$f_{ult}$  – значение предельно допустимого прогиба.

Значение предельно допустимого прогиба  $f_{ult}$  принимается согласно [4] табл. Д.1 поз. 2а для плиты по эстетико-психологическим требованиям. Промежуточные значения определяются линейной интерполяцией.

Для свободно опертых и консольных элементов прогиб определяется по формуле

$$f = \left( \frac{1}{r} \right)_{\max} S l_0^2,$$

где  $\left( \frac{1}{r} \right)_{\max}$  – полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом;  $S$  – коэффициент, зависящий от расчетной схемы и вида нагрузки, принимаемый по

табл. 4.3 [7]; для свободно опертой балки с равномерным распределением нагрузки  $S = \frac{5}{48}$ ;  $l_0$  – расчетный пролет элемента.

Полную кривизну изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов определяют по формулам:

1) для участков без трещин в растянутой зоне

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2,$$

где  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ ,  $\left(\frac{1}{r}\right)_2$  – кривизны соответственно от непродолжительного действия кратковременных нагрузок ( $M = M_{sh}^n$ ) и от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок ( $M = M_l^n$ );

Исходя из эстетико-психологических требований, предъявляемых к ребристой плите, полная кривизна для участков без трещин, определяется как

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \left(\frac{1}{r}\right)_2;$$

2) для участков с трещинами в растянутой зоне

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3,$$

где  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$  – кривизна от непродолжительного действия всех нагрузок ( $M = M^n$ );

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$  – кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок ( $M = M_l^n$ );  $\left(\frac{1}{r}\right)_3$  – кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок ( $M = M_l^n$ ).

Исходя из эстетико-психологических требований, предъявляемых к ребристой плите, полная кривизна для участков с трещинами, определяется как

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \left(\frac{1}{r}\right)_3.$$

**Кривизна железобетонного элемента на участке без трещин** в растянутой зоне

$$\left(\frac{1}{r}\right)_i = \frac{M}{D} = \frac{M}{E_{b1} I_{red}},$$

где  $M$  – изгибающий момент от соответствующей внешней нагрузки;  $D$  – изгибная жесткость приведенного сечения элемента,  $E_{b1}$  – модуль деформации сжатого бетона.

Модуль деформации сжатого бетона при непродолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = 0,85 E_b,$$

где 0,85 – коэффициент, учитывающий снижение жесткости (увеличение кривизны) под влиянием неупругих деформаций бетона и растянутой арматуры.

Модуль деформации сжатого бетона при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}},$$

где  $\varphi_{b,cr}$  – коэффициент ползучести бетона, принимаемый в зависимости от относительной влажности и класса бетона по табл. 6.12 [3]. Для бетона класса прочности на сжатие В25 и относительной влажности воздуха 40 – 75%  $\varphi_{b,cr} = 2,5$ .

Момент инерции приведенного сечения  $I_{red}$  пересчитывается для коэффициента приведения

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{b1}}.$$

**Кривизна железобетонного элемента на участке с трещинами** в растянутой зоне

Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений, эксплуатируемых при влажности воздуха окружающей среды свыше 40%, кривизну на участках с трещинами допускается определять по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_i = \frac{M - \varphi_2 \cdot b \cdot h^2 \cdot R_{bt,ser}}{\varphi_1 \cdot E_s \cdot A_s \cdot h_0^2},$$

где  $M$  – изгибающий момент от соответствующей внешней нагрузки;  $\varphi_1$  и  $\varphi_2$  принимаются по табл. 4.5 и табл. 4.6 [7].

Поскольку расчет на образование трещин показал, что в продольных ребрах ребристой плиты образуются трещины, определяем полную кривизну изгибаемого элемента **для участков с трещинами** в растянутой зоне.

Для определения  $\varphi_1$  и  $\varphi_2$  вычислим следующие параметры.

Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1491}{185 \cdot 345} = 0,023.$$

При продолжительном действии нагрузки  $\alpha_{s1} = \frac{560}{R_{b,ser}} = \frac{560}{18,5} = 30,3$ ,

$$\mu \cdot \alpha_{s1} = 0,023 \cdot 30,3 = 0,697.$$

$$\mu'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} + \frac{A'_s}{bh_0} \alpha_{s1} = \frac{(1245 - 185) \cdot 50}{185 \cdot 345} + \frac{157}{185 \cdot 345} \cdot 30,3 = 0,905.$$

Находим по табл. 4.5 [7]  $\varphi_1 = 0,502$ .

По табл. 4.6 [7] находим  $\alpha_{s1} = \frac{300}{R_{b,ser}} = \frac{300}{18,5} = 16,2$ ;  $\mu \cdot \alpha_{s1} = 0,023 \cdot 16,2 = 0,373$ ;

$$\mu'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} + \frac{A'_s}{bh_0} \alpha_{s1} = \frac{(1245 - 185) \cdot 50}{185 \cdot 345} + \frac{157}{185 \cdot 345} \cdot 16,2 = 0,87 \text{ и } \mu_f = 0.$$

Тогда  $\varphi_2 = 0,257$ .

Полная кривизна равна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \frac{M_l^n - \varphi_2 \cdot b \cdot h^2 \cdot R_{bt,ser}}{\varphi_1 \cdot E_s \cdot A_s \cdot h_0^2} = \frac{132,49 \cdot 10^6 - 0,257 \cdot 185 \cdot 400^2 \cdot 1,55}{0,502 \cdot 200000 \cdot 1491 \cdot 345^2} = 6,8 \cdot 10^{-6}.$$

Прогиб равен

$$f = \frac{5}{48} \cdot 6,8 \cdot 10^{-6} \cdot 5990^2 = 25,42 \text{ мм.}$$

Величина предельно допустимого прогиба по эстетико-психологическим требованиям для плиты пролетом  $l_0 = 5990$  мм равна  $f_{ult} = l_0/200$ .

Проверяем условие (4)

$$f = 25,42 \text{ мм} < f_{ult} = \frac{l_0}{200} = \frac{5990}{200} = 29,95 \text{ мм}, \text{ условие } \mathbf{выполняется}.$$

Если условие (4) не выполняется, т. е. расчетный прогиб превышает предельно допустимую величину, то для его уменьшения следует увеличить высоту продольных ребер до размера, кратного 5 см или повысить класс бетона.

### 3. РАСЧЕТ НЕРАЗРЕЗНОГО РИГЕЛЯ

Проектируем ригель с соединением на монтаже однопролетных сборных элементов в неразрезную систему путем сварки выпусков арматуры из колонн и ригелей и замоноличивания стыков, а в дальнейшем – и швов между сборными плитами перекрытий (рис. 11, 12). Действующий в стыке изгибающий момент вызывает растяжение верхней части и сжатие нижней [6].

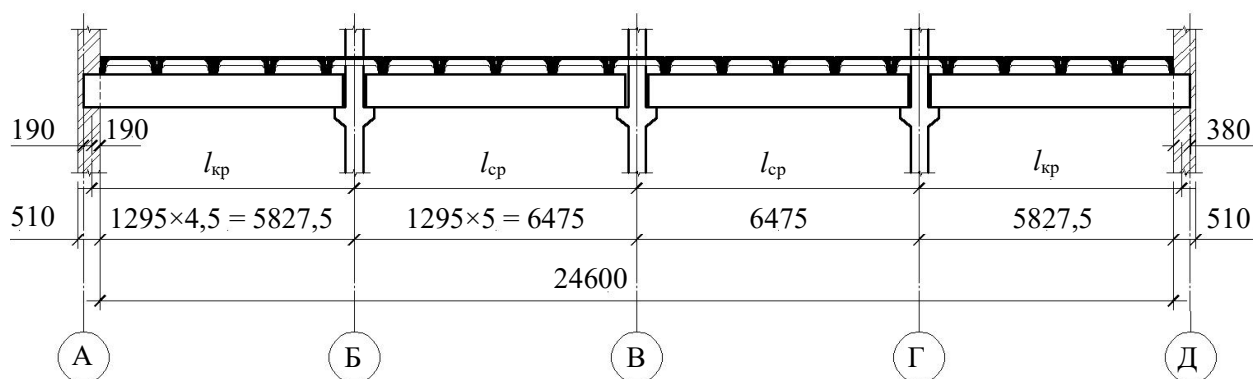


Рис. 11. Поперечный разрез здания

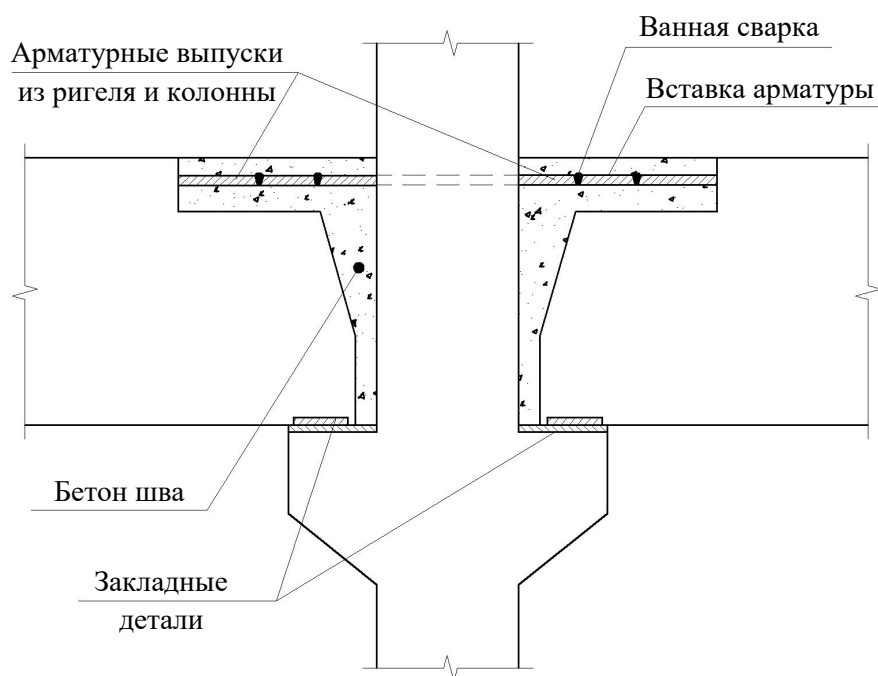


Рис. 12. Жесткий стык ригеля с колонной с опиранием на открытую консоль [1]

#### 3.1. Назначение классов бетона и арматуры

В соответствии с п. 7.4.5 [1] класс бетона по прочности на сжатие для предварительно напряженных ригелей рекомендуется принимать не ниже В20, для ригелей без предварительного напряжения арматуры – не ниже В15.

Проектируем ригель из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В25 со следующими характеристиками:

$$-R_b = 14,5 \text{ МПа}, R_{bt} = 1,05 \text{ МПа (табл. 6.8 [3])},$$

$$-R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа}, R_{bt,ser} = 1,55 \text{ МПа (табл. 6.7 [3])},$$

–  $E_b = 30000$  МПа (табл. 6.11 [3]).

В качестве рабочей арматуры ригеля используем стержневую арматуру класса А500С в виде плоских сварных каркасов с расчетным сопротивлением  $R_s = 435$  МПа (табл. 6.14 [3]). Поперечную арматуру принимаем класса А500С с расчетным сопротивлением  $R_{sw} = 300$  МПа (табл. 6.15 [3]).

В соответствии с п. 6.2.12 [3] значение модуля упругости для арматуры класса А (А500С) принимается равным  $E_s = 200000$  МПа.

### 3.2. Сбор нагрузок. Статический расчет ригеля

Нагрузка на ригель от сборных плит передается продольными ребрами сосредоточенно (см. рис. 11). Для упрощения расчета без большой погрешности при четырех и более сосредоточенных силах на длине пролета разрешается заменять такую нагрузку равномерно распределенной по длине ригеля.

Высота сечения ригелей перекрытий массового применения из ребристых плит принимается не менее 600 мм (п. 7.4.2 [1]). Принимаем ригель сечением 300×750 мм.

Сбор нагрузок на ригель приведен в таблице 3.

Таблица 3

Сбор нагрузок на 1 м<sup>2</sup> ригеля

№ п/п	Наименование	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
Постоянные нагрузки				
1	Вес пола из цементного раствора с затиркой $\delta = 0,05$ м, $\gamma = 17$ кН/м <sup>3</sup>	0,85	1,3	1,11
2	Вес железобетонной плиты $h'_f = 0,05$ м, $\gamma = 25$ кН/м <sup>3</sup>	1,25	1,1	1,38
3	Вес поперечных ребер (5 шт.) $b_p = \frac{100 + 50}{2} = 75$ мм, $h = h_p - h'_f = 150 - 50 = 100$ мм, $\gamma = 25$ кН/м <sup>3</sup>	0,13	1,1	0,14
4	Вес продольных ребер (2 шт.) $b_p^{\text{прод.}} = 0,5 \cdot (100 + 85) = 92,5$ мм, $h = h - h'_f = 400 - 50 = 350$ мм, $\gamma = 25$ кН/м <sup>3</sup>	1,26	1,1	1,39
5	Вес ригеля* $b \times h = 300 \times 750$ мм, $\gamma = 25$ кН/м <sup>3</sup>	0,92*	1,1	1,01
Итого		4,41	–	5,03
Временные нагрузки (по заданию)				
5	Равномерно-распределенная	21	1,2	25,2
	в т.ч. кратковременная	1,5	1,2	1,8
<b>Полная</b>		<b>25,41</b>	–	<b>30,23</b>
<b>Постоянная + длительная</b>		<b>23,91</b>	–	<b>28,43</b>

Примечание:

$$(*) q = \frac{\gamma \cdot b \cdot h \cdot l_p}{l \cdot l_p} = \frac{25 \cdot 0,3 \cdot 0,75}{6,140} = 0,92 \text{ кН/м}^2,$$

где  $l_p$  – пролет ригеля;  $l$  – пролет плиты перекрытия в осях до вычета швов замоноличивания.

Погонная нагрузка на ригель:

- постоянная расчетная нагрузка
$$g = \gamma_n \cdot 5,03 \cdot l = 1,0 \cdot 5,03 \cdot 6,140 = 30,88 \text{ кН/м,}$$
- временная расчетная нагрузка
$$v = \gamma_n \cdot 25,2 \cdot l = 1,0 \cdot 25,2 \cdot 6,140 = 154,73 \text{ кН/м,}$$
- кратковременная расчетная нагрузка
$$v_{sh} = \gamma_n \cdot 1,8 \cdot l = 1,0 \cdot 1,8 \cdot 6,140 = 11,05 \text{ кН/м,}$$
- полная расчетная нагрузка
$$q = \gamma_n \cdot 30,23 \cdot l = 1,0 \cdot 30,23 \cdot 6,140 = 185,61 \text{ кН/м,}$$
- постоянная и временная длительная расчетная
$$q_l = \gamma_n \cdot 28,43 \cdot l = 1,0 \cdot 28,43 \cdot 6,140 = 174,56 \text{ кН/м,}$$
- полная нормативная нагрузка
$$q^n = \gamma_n \cdot 25,41 \cdot l = 1,0 \cdot 25,41 \cdot 6,140 = 156,02 \text{ кН/м,}$$
- постоянная и временная длительная нормативная
$$q_l^n = \gamma_n \cdot 23,91 \cdot l = 1,0 \cdot 23,91 \cdot 6,140 = 146,81 \text{ кН/м.}$$

Ригель после сварки арматуры и замоноличивания стыков превращается в элемент поперечной рамной конструкции, однако при свободном опирании его концов на стены и равных или отличающихся не более чем на 10% расчетных пролетах, ригель разрешается рассчитывать, как неразрезную многопролетную балку.

За расчетные пролеты ригеля принимаем:

- в крайних пролетах – расстояние между осью колонны, на которую опирается ригель, до середины площадки опирания ригеля на стену;
- в средних пролетах – расстояние между осями колонн, на которые опирается ригель.

Расчетные пролеты:

- крайний  $l_{кр} = b \cdot n_{кр} + 0,5 \cdot a_{оп} = 1,295 \cdot 4,5 + 0,5 \cdot 0,38 \approx 6,02 \text{ м,}$
- средний  $l_{ср} = b \cdot n_{ср} = 1,295 \cdot 5 \approx 6,48 \text{ м,}$

где  $b$  – номинальная ширина плиты перекрытия (до вычета швов замоноличивания);  $a_{оп} = 380 \text{ мм}$  – длина площадки опирания ригеля на стену (1,5 кирпича);  $n_{кр}$  – количество плит, укладываемых на ригель в крайних пролетах, шт.;  $n_{ср}$  – количество плит, укладываемых на ригель в средних пролетах, шт.

$$l_{кр} : l_{ср} = 6,02 : 6,48 = 0,93 > 0,9 \text{ – условие выполняется.}$$

Изгибающие моменты в сечениях ригеля по его длине при равномерно распределенной нагрузке определяются по формуле [6]

$$M = (\alpha \cdot g + \beta \cdot v) l^2 = \alpha \cdot g \cdot l^2 + \beta \cdot v \cdot l^2,$$

а поперечные силы на опорах ригеля – по формуле

$$Q = (\alpha \cdot g + \beta \cdot v) l = \alpha \cdot g \cdot l + \beta \cdot v \cdot l,$$

где  $g$  и  $v$  – постоянная и временная расчетные нагрузки на ригель, соответственно (кН/м);  $\alpha$  и  $\beta$  – табличные коэффициенты, принимаемые по Приложению 3 в зависимости от числа пролетов и схемы загрузки;  $l$  – расчетный пролет, крайний или средний.

Для определения изгибающего момента на опоре  $B$  принимают  $l = 0,5(l_{кр} + l_{ср}) = 0,5 \cdot (6,02 + 6,48) = 6,25 \text{ м.}$

Пример определения изгибающих моментов и поперечных сил в сечениях ригеля:

- при действии постоянной нагрузки  $g$  для схемы загрузки 1 (см. табл. 4):

$$M_1 = \alpha_1 g l_{\text{кр}}^2 = 0,0586 \cdot 30,88 \cdot 6,02^2 = 65,6 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_B = \alpha_B g l^2 = -0,1071 \cdot 30,88 \cdot 6,25^2 = -129,2 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_6 = \alpha_6 g l_{\text{ср}}^2 = -0,02 \cdot 30,88 \cdot 6,48^2 = -25,9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_A = \alpha_A g l_{\text{кр}} = 0,393 \cdot 30,88 \cdot 6,02 = 73,1 \text{ кН},$$

$$Q_B^{\text{сп}} = \alpha_B^{\text{сп}} g l_{\text{ср}} = 0,536 \cdot 30,88 \cdot 6,48 = 107,3 \text{ кН},$$

- при действии временной нагрузки  $v$  для схемы нагружения 2 (см. табл. 4):

$$M_1 = \beta_1 v l_{\text{кр}}^2 = 0,0693 \cdot 154,73 \cdot 6,02^2 = 388,6 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_B = \beta_B v l^2 = -0,0536 \cdot 154,73 \cdot 6,25^2 = -324,0 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_6 = \beta_6 v l_{\text{ср}}^2 = -0,05 \cdot 154,73 \cdot 6,48^2 = -324,9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_A = \beta_A v l_{\text{кр}} = 0,446 \cdot 154,73 \cdot 6,02 = 415,4 \text{ кН},$$

$$Q_B^{\text{сп}} = \beta_B^{\text{сп}} v l_{\text{ср}} = 0,018 \cdot 154,73 \cdot 6,48 = 18,0 \text{ кН}.$$

Расчеты по определению изгибающих моментов и поперечных сил сведены в таблицу 4.

От нагружения ригеля постоянной нагрузкой в сочетании с невыгодным его нагружением временной нагрузкой (рис. 13) строятся эпюры моментов и поперечных сил: I (1+2); II (1+3); III (1+4); IV (1+5) (см. табл. 4).

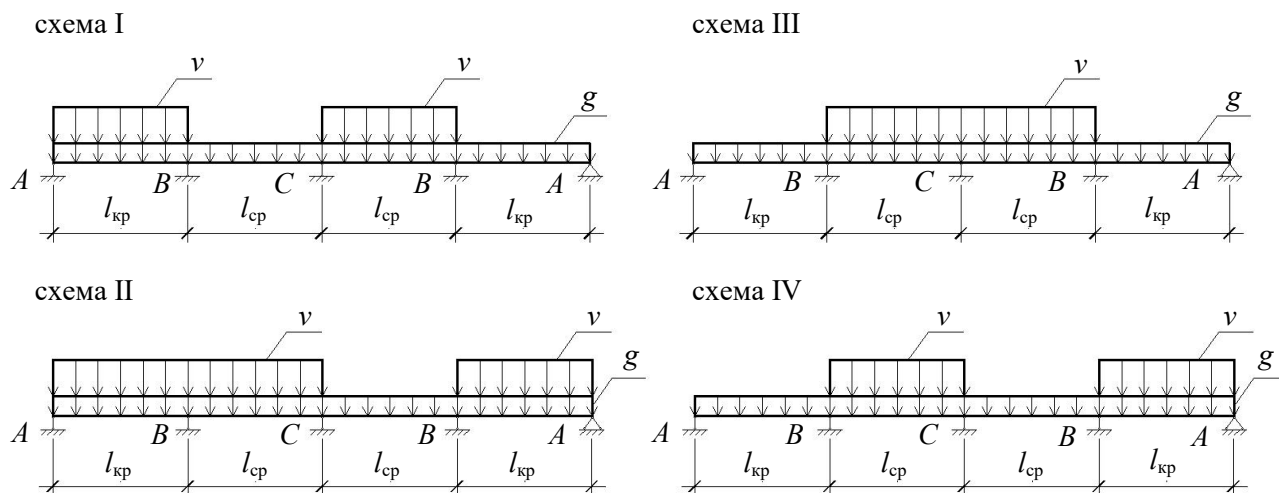


Рис. 13. Невыгодные загрузки 4-х пролетного ригеля временной нагрузкой

### Перераспределение изгибающих моментов

В связи с жесткими требованиями к размещению в опорных сечениях ригеля выпусков арматурных стержней, стыкуемых ванной сваркой, следует стремиться к уменьшению площади сечения опорной арматуры и числа стержней в опорных сечениях, а также к унификации армирования опорных сечений. Достигается это перераспределением усилий между опорными и пролетными сечениями вследствие пластических деформаций бетона и арматуры. С целью перераспределения моментов в ригеле к эпюре моментов от постоянных нагрузок и отдельных невыгодно расположенных временных нагрузок прибавляют добавочные треугольные эпюры с произвольными по знаку и значению опорными моментами (рис. 14) [6]. При этом уменьшение опорных моментов не должно превышать 30% в сравнении с рассчитанными по «упругой»

схеме. Расчеты по перераспределению усилий в неразрезном ригеле сведены в таблицу 5.

При уменьшении опорного момента на опоре  $B$  на 30% принимаем максимальную ординату добавочной треугольной эпюры

$$\Delta M_B = 0,3 \cdot M_{B,\max} = 0,3 M_{B,\text{II}} = 0,3 \cdot 857,5 = 257,3 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

С целью унификации армирования опорных сечений момент на опоре  $C$  уменьшаем до

$$0,7 \cdot M_{B,\max} = 0,7 \cdot M_{B,\text{II}} = 0,7 \cdot 857,5 = 600,2 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Максимальная ордината добавочной эпюры

$$\Delta M_C = M_{C,\text{III}} - 0,7 M_{B,\text{II}} = 792,3 - 600,2 = 192,1 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

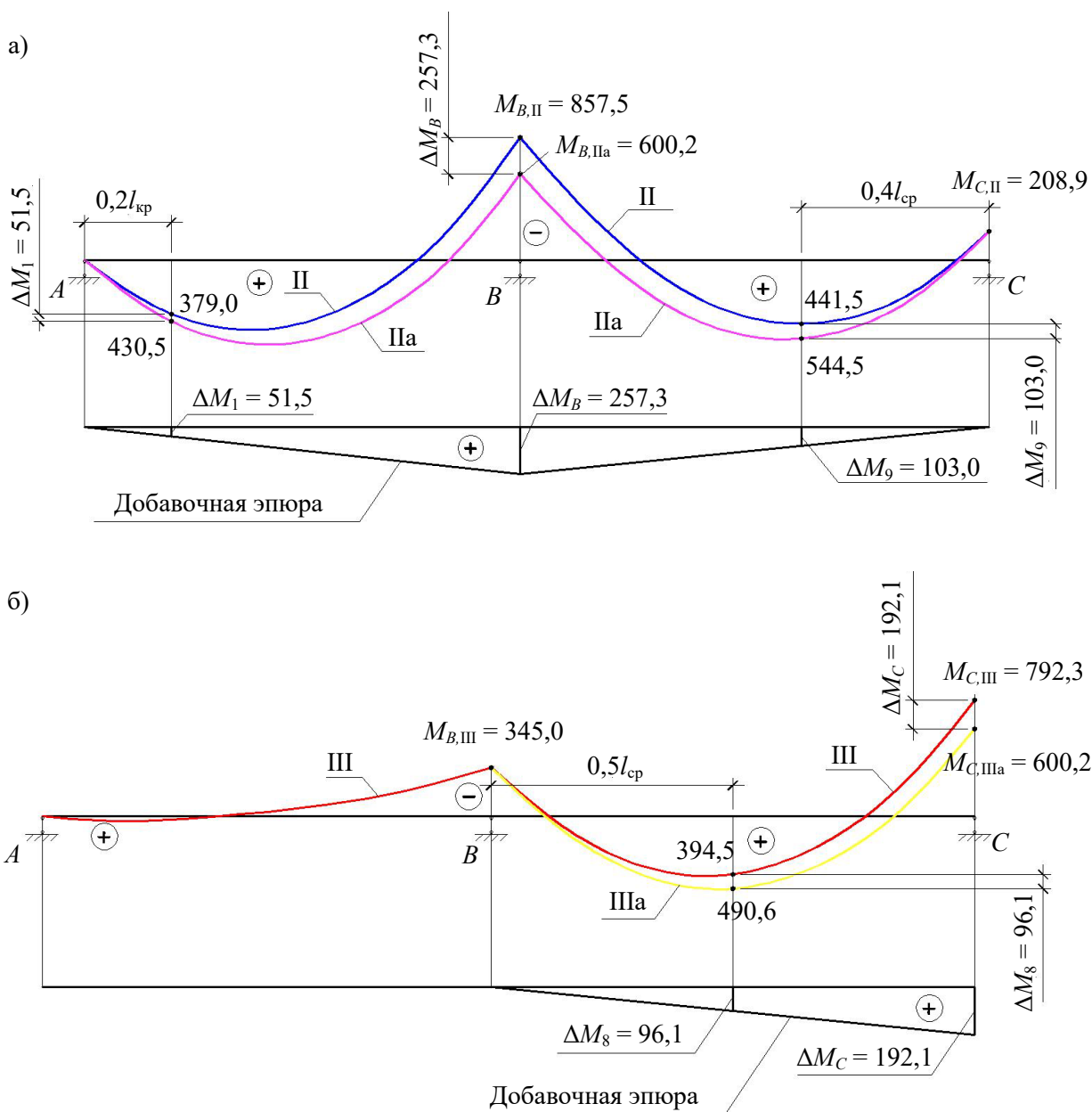
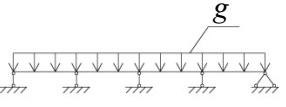
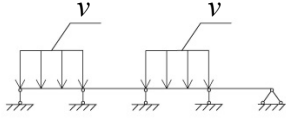
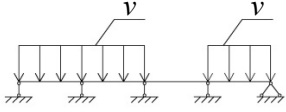
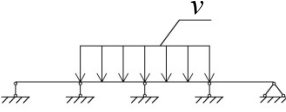
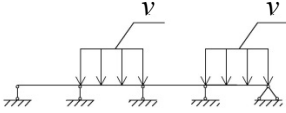
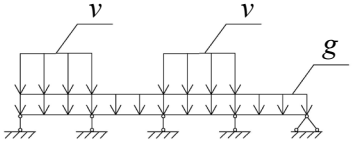
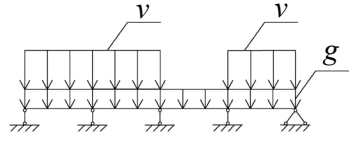
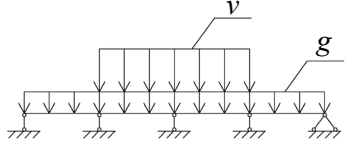
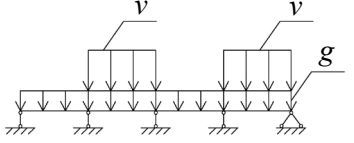


Рис. 14. Перераспределение усилий в ригеле  
а) по схеме II загрузки; б) по схеме III загрузки

Таблица 4

Усилия в крайних и средних пролетах ригеля в зависимости от схем загрузки

Схемы загрузки	Изгибающие моменты, кН·м											Поперечная сила, кН					
	$M_A$	В крайних пролетах					$M_B$	В средних пролетах					$M_C$	$Q_A$	$Q_B^I$	$Q_B^{II}$	$Q_C^I$
		$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_4$	$M_5$		$M_6$	$M_7$	$M_8$	$M_9$	$M_{10}$					
1 	0,0	65,6	86,3	79,9	62,3	-6,4	-129,2	-25,9	35,1	46,3	44,5	18,5	-92,6	73,1	-112,8	107,3	-92,8
2 	0,0	388,6	552,9	550,7	492,9	208,0	-324,0	-324,9	-301,5	-289,8	-278,7	-255,3	-231,9	415,4	-516,0	18,0	18,0
3 	0,0	313,5	402,6	362,8	267,5	-92,0	-728,3	-129,9	263,1	362,5	397,0	270,3	-116,3	353,0	-578,4	604,6	-398,1
4 	0,0	-39,8	-80,2	-100,4	-120,0	-160,4	-215,8	194,9	361,9	348,2	269,0	-83,8	-699,7	-33,5	-33,5	429,1	-573,5
5 	0,0	-60,0	-120,0	-150,3	-180,0	-240,6	-324,0	194,9	478,2	522,4	500,9	264,4	-231,9	-50,3	-50,3	519,4	-483,3

Схемы загрузки	Изгибающие моменты, кН·м											Поперечная сила, кН					
	$M_A$	В крайних пролетах					$M_B$	В средних пролетах					$M_C$	$Q_A$	$Q_B^I$	$Q_B^{II}$	$Q_C^I$
		$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_4$	$M_5$		$M_6$	$M_7$	$M_8$	$M_9$	$M_{10}$					
 <p>I (1+2)</p>	0,0	454,2	639,2	630,6	555,2	201,7	-453,2	-350,8	-266,3	-243,5	-234,3	-236,8	-324,5	488,5	-628,9	125,3	-74,8
 <p>II (1+3)</p>	0,0	379,0	488,9	442,7	329,8	-98,3	-857,5	-155,9	298,3	408,8	441,5	288,8	-208,9	426,1	-691,3	711,9	-490,9
 <p>III (1+4)</p>	0,0	25,8	6,1	-20,5	-57,7	-166,8	-345,0	169,0	397,0	394,5	313,5	-65,3	-792,3	39,5	-146,4	536,4	-666,4
 <p>IV (1+5)</p>	0,0	5,6	-33,7	-70,4	-117,7	-246,9	-453,2	169,0	513,3	568,7	545,4	283,0	-324,5	22,8	-163,1	626,6	-576,1

Перераспределение изгибающих моментов по схемам II и III

Схемы загрузки	Изгибающие моменты, кН·м												
	$M_A$	В крайних пролетах					$M_B$	В средних пролетах					$M_C$
		$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_4$	$M_5$		$M_6$	$M_7$	$M_8$	$M_9$	$M_{10}$	
Ординаты основной эпюры моментов при загрузении по схемам II (1+3) (см. табл. 4)	Перераспределение усилий за счет уменьшения опорного момента $M_{B,II}$ на величину $\Delta M_B = 0,3M_{B,II} = 0,3 \cdot 857,5 = 257,3$ кН·м												
	0,0	+379,0	+488,9	+442,7	+329,8	-98,3	-857,5	-155,9	+298,3	+408,8	+441,5	+288,8	-208,9
Ординаты добавочной эпюры (рис. 14 а) при $\Delta M_B = +257,3$ кН·м	0,0	+51,5	+103,0	+128,7	+154,4	+205,8	+257,3	+205,8	+154,4	+128,7	+103,0	+51,5	0,0
Ординаты перераспределенной эпюры схема IIa (рис. 14 а)	0,0	+430,5	+591,9	+571,4	+484,2	+107,5	-600,2	+49,9	+452,7	+537,5	+544,5	+340,3	-208,9
Ординаты основной эпюры моментов при загрузении по схемам III (1+4) (см. табл. 4)	Перераспределение усилий за счет уменьшения опорного момента $M_{C,max}$ на величину $\Delta M_C = M_{C,III} - 0,7M_{B,II} = 792,3 - 600,2 = 192,1$ кН·м												
	0,0	+25,8	+6,1	-20,5	-57,7	-166,8	-345,0	+169,0	+397,0	+394,5	+313,5	-65,3	-792,3
Ординаты добавочной эпюры (рис. 14 б) при $\Delta M_C = +192,1$ кН·м	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	+38,4	+76,8	+96,1	+115,2	+153,7	+192,1
Ординаты перераспределенной эпюры схема IIIa (рис. 14 б)	0,0	+25,8	+6,1	-20,5	-57,7	-166,8	-345,0	+207,4	+473,8	+490,6	+428,7	+88,4	-600,2

### Перераспределение поперечных сил

В связи с перераспределением изгибающих моментов уточняем величину поперечных сил.

Поперечные силы в опорных сечениях ригеля после перераспределения усилий по схеме II при  $q = g + v = 185,61$  кН/м,  $M_{B,IIa} = 0,7 \cdot M_{B,II} = 600,2$  кН·м и  $M_{C,IIIa} = 208,9$  кН·м (рис. 15):

$$Q_A = 0,5 \cdot q \cdot l_{кр} - \frac{M_{B,IIa}}{l_{кр}} = 0,5 \cdot 185,61 \cdot 6,02 - \frac{600,2}{6,02} = 459,0 \text{ кН};$$

$$Q_B^I = - \left[ 0,5 \cdot q \cdot l_{\text{кр}} + \frac{M_{B, \text{IIa}}}{l_{\text{кр}}} \right] = - \left[ 0,5 \cdot 185,61 \cdot 6,02 + \frac{600,2}{6,02} \right] = -658,4 \text{ кН};$$

$$Q_B^{\text{II}} = 0,5 \cdot q \cdot l_{\text{сп}} + \frac{M_{B, \text{IIa}} - M_{C, \text{IIa}}}{l_{\text{сп}}} = 0,5 \cdot 185,61 \cdot 6,48 + \frac{600,2 - 208,9}{6,48} = 661,8 \text{ кН};$$

$$Q_C^I = - \left[ 0,5 \cdot q \cdot l_{\text{сп}} - \frac{M_{B, \text{IIa}} - M_{C, \text{IIa}}}{l_{\text{сп}}} \right] = - \left[ 0,5 \cdot 185,61 \cdot 6,48 - \frac{600,2 - 208,9}{6,48} \right] = -541,0 \text{ кН}.$$

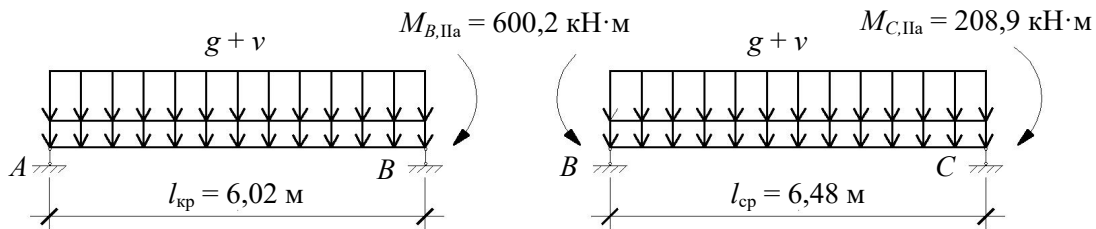


Рис. 15. К перераспределению поперечных сил по схеме загрузки IIa

Поперечные силы в опорных сечениях ригеля после перераспределения усилий по схеме III при  $g = 30,88 \text{ кН/м}$ ;  $q = g + v = 185,61 \text{ кН/м}$ ,  $M_{B, \text{IIIa}} = 345,0 \text{ кН·м}$  и  $M_{C, \text{IIIa}} = 600,2 \text{ кН·м}$  (рис. 16):

$$Q_A = 0,5g \cdot l_{\text{кр}} - \frac{M_{B, \text{IIIa}}}{l_{\text{кр}}} = 0,5 \cdot 30,88 \cdot 6,02 - \frac{345,0}{6,02} = 35,6 \text{ кН};$$

$$Q_B^I = - \left[ 0,5g \cdot l_{\text{кр}} + \frac{M_{B, \text{IIIa}}}{l_{\text{кр}}} \right] = - \left[ 0,5 \cdot 30,88 \cdot 6,02 + \frac{345,0}{6,02} \right] = -150,3 \text{ кН};$$

$$Q_B^{\text{II}} = 0,5 \cdot q \cdot l_{\text{сп}} + \frac{M_{B, \text{IIIa}} - M_{C, \text{IIIa}}}{l_{\text{сп}}} = 0,5 \cdot 185,61 \cdot 6,48 + \frac{345,0 - 600,2}{6,48} = 562,0 \text{ кН};$$

$$Q_C^I = - \left[ 0,5 \cdot q \cdot l_{\text{сп}} - \frac{M_{B, \text{IIIa}} - M_{C, \text{IIIa}}}{l_{\text{сп}}} \right] = - \left[ 0,5 \cdot 185,61 \cdot 6,48 - \frac{345,0 - 600,2}{6,48} \right] = -640,8 \text{ кН}.$$

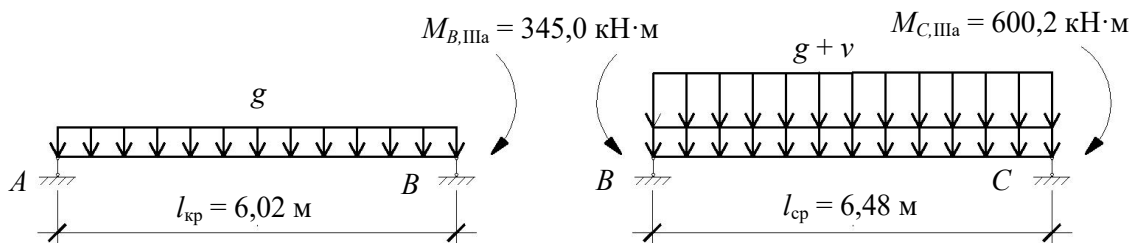


Рис. 16. К перераспределению поперечных сил по схеме загрузки IIIa

### 3.3. Определение размеров поперечного сечения ригеля

Согласно п. 6.1.12 [3] определяем коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b1}$

$$\frac{M_{l,B}}{M_B} = \frac{805,5}{857,5} = 0,939 > 0,9, \text{ следовательно, коэффициент условий работы } \gamma_{b1} = 0,9.$$

$M_{l,B}$  – изгибающий момент на опоре  $B$  от действия постоянной и временной длительной нагрузки по схеме II до перераспределения нагрузки

$$M_{l,B} = M_{B,II} - \beta_B v_{sh} l^2 = -857,5 + 0,1205 \cdot 11,05 \cdot 6,25^2 = -805,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

За расчетное в опорном сечении ригеля принимается сечение по грани колонны (рис. 17). Необходимую расчетную высоту сечения ригеля определяем по максимальному перераспределенному изгибающему моменту у граней колонн с размерами  $b_c = h_c = 400$  мм.

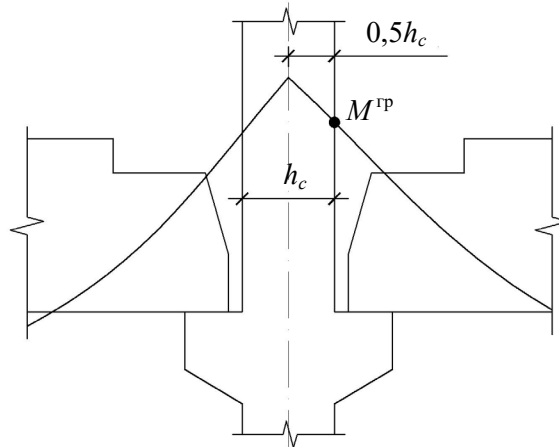


Рис. 17 Определение изгибающего момента по грани колонны

Определяем изгибающие моменты в расчетных сечениях

$$M_B^{rp} = M_{B,IIa} - Q_B^n \cdot 0,5h_c = 600,2 - 658,4 \cdot 0,5 \cdot 0,4 = 468,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_C^{rp} = M_{C,IIIa} - Q_C^n \cdot 0,5h_c = 600,2 - 640,8 \cdot 0,5 \cdot 0,4 = 472,0 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $Q_B^n$ ,  $Q_C^n$  перераспределенные поперечные силы по схемам IIa и IIIa соответственно.

При ширине ригеля  $b = 300$  мм,  $\xi = 0,3$ ,  $\alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5\xi) = 0,255$  расчетная высота ригеля:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_C^{rp}}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{472,0 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 0,255}} = 687,6 \text{ мм}.$$

В соответствии с п. 10.3.2 [3] минимальное значение толщины защитного слоя бетона следует принимать

- не менее 15 мм, для сборных железобетонных конструкций, эксплуатируемых в закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности, поскольку для сборных элементов значение из табл. 10.1 [3] (20 мм) уменьшают на 5 мм;
- не менее диаметра стержня (предполагаем, что максимальный диаметр рабочей арматуры 28 мм);
- не менее 10 мм.

Принимаем толщину защитного слоя бетона 28 мм.

Полная высота ригеля

$$h = h_0 + a = 687,6 + 42 = 729,6 \text{ мм},$$

$$\text{где } a = 28 + \frac{d}{2} = 28 + \frac{28}{2} = 42 \text{ мм}.$$

Полученное значение высоты ригеля округляем в большую сторону кратно 50 мм. Принимаем  $h = 750$  мм,  $b = 300$  мм.

В пролетах для нижней арматуры, расположенной в 2 ряда по высоте ригеля  $h_0 = h - a = 750 - 70 = 680$  мм, где  $a = 28 + 28 + \frac{d}{2} = 28 + 28 + \frac{28}{2} = 70$  мм.

На опорах и в пролетах для верхней арматуры, расположенной в 1 ряд по высоте ригеля  $h_0 = h - a = 750 - 42 = 708$  мм.

Расчетные сечения ригеля для верхней и нижней арматуры представлены на рис. 18.

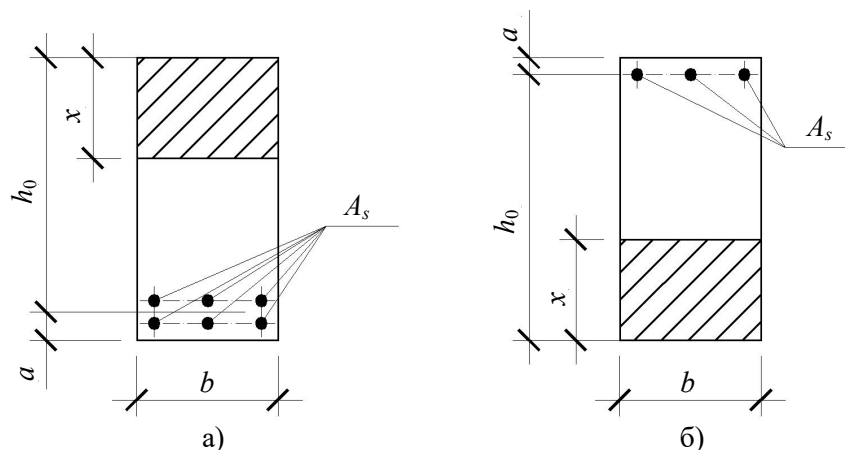


Рис. 18 Расчетные сечения ригеля

а) в пролете для нижней арматуры; б) на опоре и в пролете для верхней арматуры

Расчеты по определению необходимого количества рабочей арматуры в неразрезном ригеле сведены в таблице 6.

Таблица 6

Подбор продольной рабочей арматуры в ригеле

Расчетные сечения	$M$ , кН·м	Размеры сечения		Расчетные характеристики		Продольная рабочая арматура класса А500С, мм <sup>2</sup>		Фактическая несущая способность, кН·м $M_{\phi} = M \frac{A_s^{\phi}}{A_s}$
		$b$ , мм	$h_0$ , мм	$\alpha_m$	$\xi$	по расчету $A_s$ , мм <sup>2</sup>	принятая арматура $A_s^{\phi}$ , мм <sup>2</sup>	
В нижней зоне крайних пролетов	639,2	300	680	0,353	0,458	2803	$3\varnothing 28 + 3\varnothing 22$ $A_s^{\phi} = 1847 + 1140 = 2987$	681,2
В верхней зоне над опорами В у грани колонны	468,5	300	708	0,239	0,278	1771	$3\varnothing 28$ $A_s^{\phi} = 1847$	488,6
В нижней зоне средних пролетов	568,7	300	680	0,314	0,390	2387	$3\varnothing 25 + 3\varnothing 20$ $A_s^{\phi} = 1473 + 942 = 2415$	575,4
В верхней зоне над опорами С у грани колонны	472,0	300	708	0,241	0,280	1784	$3\varnothing 28$ $A_s^{\phi} = 1847$	488,7

Примечание: если в табл. 6 значение  $\xi$  превышает значение  $\xi_R$ , требуется увеличить высоту ригеля до следующего размера, кратного 50 мм, до тех пор, пока не выполнится условие  $\xi \leq \xi_R$ .

Относительная несущая способность сечения

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b1} R_b b h_0^2}.$$

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}.$$

Требуемая площадь рабочей арматуры

$$A_s = \frac{\gamma_{b1} R_b b h_0 \xi}{R_s}.$$

### 3.4. Расчет по прочности ригеля при действии поперечных сил

Для расчета прочности по сечениям, наклонным к продольной оси, принимают значения поперечных сил ригеля, большие из двух расчетов: упругого расчета и с учетом перераспределения моментов [6]. Для всех вариантов загрузки максимальные значения поперечных сил:

- $Q_A = 488,5$  кН от загрузки I (1+2),
- $Q_B^н = -691,3$  кН от загрузки II (1+3),
- $Q_B^{пр} = 711,9$  кН от загрузки II (1+3),
- $Q_C^н = -666,4$  кН от загрузки III (1+4).

Величина максимальных поперечных сил у грани стены при длине площадки опирания ригеля на стену  $a_{оп} = 380$  мм и у граней колонн при высоте их сечения  $h_c = 400$  мм

$$Q_A^{пр} = Q_A - \frac{1}{3} \cdot a_{оп} \cdot (g + v) = 488,5 - \frac{1}{3} \cdot 0,38 \cdot 185,61 = 465,0 \text{ кН},$$

$$Q_B^{н, пр} = Q_B^н - 0,5 \cdot h_c \cdot (g + v) = -(691,3 - 0,5 \cdot 0,4 \cdot 185,61) = -654,2 \text{ кН},$$

$$Q_B^{пр, пр} = Q_B^{пр} - 0,5 \cdot h_c \cdot (g + v) = 711,9 - 0,5 \cdot 0,4 \cdot 185,61 = 674,8 \text{ кН},$$

$$Q_C^{н, пр} = Q_C^н - 0,5 \cdot h_c \cdot (g + v) = -(666,4 - 0,5 \cdot 0,4 \cdot 185,61) = -629,3 \text{ кН}.$$

Проверяем условие

$$Q_{\min} > 0,5 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0,$$

где  $Q_{\min}$  – минимальное значение поперечной силы на опорах;  $0,5 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$  соответствует образованию наклонной трещины. Если условие выполняется, то поперечную арматуру устанавливаем по расчету, иначе осуществляется конструктивное армирование.

Для расчетов по прочности при действии поперечных сил принимаем рабочую высоту сечения от верхней грани ригеля до центра тяжести продольной рабочей арматуры, расположенной в нижней зоне  $h_0 = 680$  мм.

Минимальное значение поперечной силы на опорах  $Q_{\min} = Q_A^{пр} = 465,0$  кН.

$$0,5 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68 = 96,4 \text{ кН},$$

$$465,0 \text{ кН} > 96,4 \text{ кН},$$

следовательно, поперечная арматура в ригеле должна устанавливаться по расчету.

Принимаем поперечную арматуру класса А500С с  $R_{sw} = 300$  МПа. Согласно п. 10.3.12 [3] диаметр поперечной арматуры в сварном каркасе подбирается из условия технологии сварки с наибольшим диаметром продольной арматуры.

В трех плоских сварных каркасах каждого пролета ригеля при наибольшем диаметре стержней продольной рабочей арматуры 28 мм (см. табл. 6) поперечные стержни из условия технологии сварки принимаем диаметром 8 мм ( $d_w \geq 0,25 \cdot d$ , см. п. 5.8 [9]).

### 3.4.1. Расчет по прочности ригеля при действии поперечных сил у опор В и С

Поперечные силы у опор В и С соответственно равны  $Q_B^{л, гр} = -654,2$  кН,  $Q_B^{пр, гр} = 674,8$  кН,  $Q_C^{л, гр} = -629,3$  кН. Расчеты ригеля по полосе между наклонными сечениями и по наклонным сечениям на действие поперечных сил выполняем для опоры с максимальным значением поперечной силы  $Q_{max} = Q_B^{пр, гр} = 674,8$  кН.

Максимально допустимый шаг стержней поперечной арматуры у опор В и С в соответствии с п. 10.3.13 [3]

$$s_w \leq 0,5h_0 = 0,5 \cdot 680 = 340 \text{ мм};$$

$$s_w \leq 300 \text{ мм}.$$

В соответствии с п. 3.2.22 [7] шаг поперечной арматуры, учитываемой в расчете, должен быть не более

$$s_w \leq \frac{\gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}} = \frac{0,9 \cdot 1,05 \cdot 300 \cdot 680^2}{674,8 \cdot 10^3} = 194 \text{ мм},$$

где  $Q_{max} = Q_B^{пр, гр} = 674,8$  кН.

В расчет принимаем наименьшее значение шага поперечной арматуры с округлением в меньшую сторону кратно 50 мм.

В первом приближении принимаем поперечную арматуру  $d_w = 8$  мм класса А500С, с площадью поперечного сечения трех стержней  $A_{sw} = 151 \text{ мм}^2$  с шагом  $s_w = 150$  мм.

#### Расчет ригеля по полосе между наклонными сечениями

$$Q \leq \varphi_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0,$$

где  $\varphi_{b1}$  – коэффициент, принимаемый равным 0,3;  $Q$  – поперечная сила в нормальном сечении, принимаемом на расстоянии от опоры не менее  $h_0$ .

$$Q = Q_B^{пр, гр} - qh_0 = 674,8 - 185,61 \cdot 0,68 = 548,6 \text{ кН}.$$

$$\varphi_{b1} \gamma_{b1} R_b b h_0 = 0,3 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68 = 798,7 \text{ кН},$$

$548,6 \text{ кН} < 798,7 \text{ кН}$ , условие выполняется, следовательно, прочность наклонной полосы на сжатие **обеспечена**.

#### Расчет ригеля по наклонным сечениям на действие поперечных сил

Определяем усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{300 \cdot 10^3 \cdot 151 \cdot 10^{-6}}{0,15} = 302 \text{ кН/м}.$$

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} \geq 0,25 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b,$$

$$0,25 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 = 70,9 \text{ кН/м},$$

$$302,0 \text{ кН/м} > 70,9 \text{ кН/м},$$

условие выполняется, следовательно, поперечная арматура учитывается в расчете.

Момент воспринимаемый бетоном при действии поперечной силы

$$M_b = \varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68^2 = 196,6 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $\varphi_{b2}$  – коэффициент, принимаемый равным 1,5.

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения

$$\frac{q_{sw}}{\gamma_{b1} R_{bt} b} = \frac{302}{0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3} = 1,07 < 2,$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q}} = \sqrt{\frac{196,6}{185,61}} = 1,03 \text{ м} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\gamma_{b1} R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 0,68}{1 - 0,5 \cdot 1,07} = 2,92 \text{ м};$$

тогда  $c = \sqrt{\frac{M_b}{\varphi_{sw} q_{sw} + q}} = \sqrt{\frac{196,6}{0,75 \cdot 302 + 185,61}} = 0,69 \text{ м}$ , но не менее  $h_0$  и не более  $3h_0$ .

$$h_0 = 0,68 \text{ м} \leq c \leq 3h_0 = 3 \cdot 0,68 = 2,04 \text{ м}.$$

Принимаем  $c = 0,69 \text{ м}$ .

Длину проекции наклонной трещины  $c_0$  принимают равным  $c$ , но не менее  $h_0$  и не более  $2h_0$ .

$$h_0 = 0,68 \text{ м} \leq c \leq 2h_0 = 2 \cdot 0,68 = 1,36 \text{ м}.$$

Принимаем  $c = c_0 = 0,69 \text{ м}$ .

Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot c_0 = 0,75 \cdot 302 \cdot 0,69 = 156,3 \text{ кН}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{196,6}{0,69} = 284,9 \text{ кН},$$

но не более  $Q_{b,max} = 2,5 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68 = 482,0 \text{ кН}$ ,

и не менее  $Q_{b,min} = 0,5 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68 = 96,4 \text{ кН}$ .

Принимаем  $Q_b = 284,9 \text{ кН}$ .

Определяем поперечную силу  $Q$  с учетом возможности отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной  $c$

$$Q = Q_B^{np, ip} - \nu c = 674,8 - 154,73 \cdot 0,69 = 568,0 \text{ кН}.$$

Проверяем условие  $Q = 568,0 \text{ кН} > Q_b + Q_{sw} = 284,9 + 156,3 = 441,2 \text{ кН}$ , то есть прочность по наклонным сечениям на действие поперечных сил у опор  $B$  и  $C$  **не обеспечена**.

Если уменьшить шаг поперечной арматуры до 100 мм **или** увеличить диаметр поперечной арматуры до 10 мм прочность по наклонным сечениям на действие поперечных сил у опор  $B$  и  $C$  также не обеспечена (промежуточные расчеты не представлены). Поэтому одновременно увеличиваем диаметр поперечной арматуры до 10 мм, с площадью поперечного сечения трех стержней  $A_{sw} = 236 \text{ мм}^2$  и уменьшаем шаг поперечных стержней до  $s_w = 100 \text{ мм}$  и выполняем перерасчет.

Определяем усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{300 \cdot 10^3 \cdot 236 \cdot 10^{-6}}{0,1} = 708 \text{ кН/м}.$$

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} \geq 0,25 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b,$$

$$0,25\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 = 70,9 \text{ кН/м},$$

$$708,0 \text{ кН/м} > 70,9 \text{ кН/м},$$

условие выполняется, следовательно, поперечная арматура учитывается в расчете.

Момент воспринимаемый бетоном при действии поперечной силы

$$M_b = \varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68^2 = 196,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения

$$\frac{q_{sw}}{\gamma_{b1} R_{bt} b} = \frac{708}{0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3} = 2,5 > 2,$$

тогда  $c = \sqrt{\frac{M_b}{\varphi_{sw} q_{sw} + q}} = \sqrt{\frac{196,6}{0,75 \cdot 708 + 185,61}} = 0,52 \text{ м}$ , но не менее  $h_0$  и не более  $3h_0$ .

$$h_0 = 0,68 \text{ м} \leq c \leq 3h_0 = 3 \cdot 0,68 = 2,04 \text{ м}.$$

Принимаем  $c = 0,68 \text{ м}$ .

Длину проекции наклонной трещины  $c_0$  принимают равным  $c$ , но не менее  $h_0$  и не более  $2h_0$ .

$$h_0 = 0,68 \text{ м} \leq c \leq 2h_0 = 2 \cdot 0,68 = 1,36 \text{ м}.$$

Принимаем  $c = c_0 = 0,68 \text{ м}$ .

Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot c_0 = 0,75 \cdot 708 \cdot 0,68 = 361,1 \text{ кН}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{196,6}{0,68} = 289,1 \text{ кН},$$

но не более  $Q_{b,\max} = 2,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68 = 482,0 \text{ кН}$ ,

и не менее  $Q_{b,\min} = 0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68 = 96,4 \text{ кН}$ .

Принимаем  $Q_b = 289,1 \text{ кН}$ .

Определяем поперечную силу  $Q$  с учетом возможности отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной  $c$

$$Q = Q_B^{\text{пр, гр}} - \nu c = 674,8 - 154,73 \cdot 0,68 = 569,6 \text{ кН}.$$

Проверяем условие  $Q = 569,6 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 289,1 + 361,1 = 650,2 \text{ кН}$ , то есть прочность по наклонным сечениям на действие поперечных сил у опор  $B$  и  $C$  **обеспечена**.

*На средних опорах  $B$  и  $C$  концы стержней нижней арматуры неразрезного ригеля приварены к закладным деталям, что обеспечивает анкеровку продольной арматуры, поэтому расчет ригеля по наклонным сечениям на действие моментов не производим.*

### 3.4.2. Расчет по прочности ригеля при действии поперечных сил у опоры $A$

Максимально допустимый шаг стержней поперечной арматуры у опоры  $A$  в соответствии с п. 10.3.13 [3]

$$s_w \leq 0,5h_0 = 0,5 \cdot 680 = 340 \text{ мм};$$

$$s_w \leq 300 \text{ мм}.$$

В соответствии с п. 3.2.22 [7] шаг поперечной арматуры, учитываемой в расчете, должен быть не более

$$s_w \leq \frac{\gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{0,9 \cdot 1,05 \cdot 300 \cdot 680^2}{465,0 \cdot 10^3} = 282 \text{ мм},$$

где  $Q_{\max} = Q_A^{\text{гп}} = 465,0 \text{ кН}$ .

В расчет принимаем наименьшее значение шага поперечной арматуры с округлением в меньшую сторону кратно 50 мм.

Принимаем поперечную арматуру  $d_w = 10 \text{ мм}$  (из расчета у опор  $B$  и  $C$ ) класса А500С, с площадью поперечного сечения трех стержней  $A_{sw} = 236 \text{ мм}^2$  с шагом  $s_w = 250 \text{ мм}$ .

### ***Расчет ригеля по полосе между наклонными сечениями***

$$Q \leq \varphi_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0,$$

где  $\varphi_{b1}$  – коэффициент, принимаемый равным 0,3;  $Q$  – поперечная сила в нормальном сечении, принимаемом на расстоянии от опоры не менее  $h_0$ .

$$Q = Q_A^{\text{гп}} - q h_0 = 465,0 - 185,61 \cdot 0,68 = 338,8 \text{ кН}.$$

$$\varphi_{b1} \gamma_{b1} R_b b h_0 = 0,3 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68 = 798,7 \text{ кН},$$

$338,8 \text{ кН} < 798,7 \text{ кН}$ , условие выполняется, следовательно, прочность наклонной полосы на сжатие **обеспечена**.

### ***Расчет ригеля по наклонным сечениям на действие поперечных сил***

Определяем усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{300 \cdot 10^3 \cdot 236 \cdot 10^{-6}}{0,25} = 283,2 \text{ кН/м}.$$

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} \geq 0,25 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b,$$

$$0,25 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 = 70,9 \text{ кН/м},$$

$$283,2 \text{ кН/м} > 70,9 \text{ кН/м},$$

условие выполняется, следовательно, поперечная арматура учитывается в расчете.

Момент воспринимаемый бетоном при действии поперечной силы

$$M_b = \varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68^2 = 196,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения

$$\frac{q_{sw}}{\gamma_{b1} R_{bt} b} = \frac{283,2}{0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3} = 1,0 < 2,$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q}} = \sqrt{\frac{196,6}{185,61}} = 1,03 \text{ м} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\gamma_{b1} R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 0,68}{1 - 0,5 \cdot 1,0} = 2,72 \text{ м};$$

тогда  $c = \sqrt{\frac{M_b}{\varphi_{sw} q_{sw} + q}} = \sqrt{\frac{196,6}{0,75 \cdot 283,2 + 185,61}} = 0,7 \text{ м}$ , но не менее  $h_0$  и не более  $3h_0$ .

$$h_0 = 0,68 \text{ м} \leq c \leq 3h_0 = 3 \cdot 0,68 = 2,04 \text{ м}.$$

Принимаем  $c = 0,7 \text{ м}$ .

Длину проекции наклонной трещины  $c_0$  принимают равным  $c$ , но не менее  $h_0$  и не более  $2h_0$ .

$$h_0 = 0,68 \text{ м} \leq c \leq 2h_0 = 2 \cdot 0,68 = 1,36 \text{ м.}$$

Принимаем  $c = c_0 = 0,7 \text{ м}$ .

Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot c_0 = 0,75 \cdot 283,2 \cdot 0,7 = 148,7 \text{ кН.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{196,6}{0,7} = 280,9 \text{ кН,}$$

но не более  $Q_{b,max} = 2,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68 = 482,0 \text{ кН}$ ,

и не менее  $Q_{b,min} = 0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68 = 96,4 \text{ кН}$ .

Принимаем  $Q_b = 280,9 \text{ кН}$ .

Определяем поперечную силу  $Q$  с учетом возможности отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной  $c$

$$Q = Q_A^{гр} - \nu c = 465,0 - 154,73 \cdot 0,7 = 356,7 \text{ кН.}$$

Проверяем условие  $Q = 356,7 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 280,9 + 148,7 = 429,6 \text{ кН}$ , то есть прочность по наклонным сечениям на действие поперечных сил у опоры  $A$  **обеспечена**.

### ***Расчет ригеля по наклонным сечениям на действие моментов***

Расчет на действие момента производят для наклонных сечений, расположенных в местах обрыва продольной арматуры, а также у грани крайней свободной опоры балок и у свободного конца консолей при отсутствии у продольной арматуры специальных анкеров.

Расчет ригеля по наклонным сечениям на действие моментов выполняем согласно п. 8.1.35, 10.3.21 – 10.3.28 [3] с учетом рекомендаций п. 3.2.30 – 3.2.33 [7].

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов производят из условия (3.69) [7] (или усл. (8.63) [3])

$$M \leq M_s + M_{sw},$$

где  $M$  – момент в наклонном сечении с длиной проекции  $c$  на продольную ось элемента, определяемый от внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно конца наклонного сечения, противоположного концу, у которого располагается проверяемая продольная арматура, испытывающая растяжение от момента в наклонном сечении;  $M_s$  – момент, воспринимаемый продольной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения;  $M_{sw}$  – момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного наклонного сечения.

**В первом приближении** выполняем расчет ригеля по наклонному сечению на действие момента из условия, что у грани крайней свободной опоры ригеля (опоры  $A$ ) верхний ряд нижней арматуры (3Ø22 мм) не доводим до опоры, а у оставшегося нижнего ряда арматуры (3Ø28 мм) отсутствуют специальные анкера (см. табл. 6).

Определяем расстояние от конца продольной арматуры до точки пересечения с ней наклонного сечения

$$l_s = l_{sup} - 30 = 380 - 30 = 350 \text{ мм,}$$

где 30 мм – защитный слой в торце продольного стержня на опоре.

Определяем расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном (10.2) [3]

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 1,05 \cdot 0,9 = 2,36 \text{ МПа,}$$

где  $\eta_1$  – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным 2,5 для горячекатаной арматуры периодического профиля (класса А500С);  $\eta_2$  – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным 1,0 при диаметре продольной арматуры  $d_s \leq 32$  мм (диаметр продольной арматуры 28 мм, см. табл. 6).

Базовую (основную) длину анкеровки, необходимую для передачи усилия в арматуре с полным расчетным значением сопротивления  $R_s$  на бетон, определяем по формуле (10.1) [3]

$$l_{0,an}^{\emptyset 28} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{435 \cdot 615,8}{2,36 \cdot 87,92} = 1291 \text{ мм},$$

где  $A_s$  и  $u_s$  – соответственно площадь поперечного сечения **одного** анкеруемого стержня и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня.

Анкеруемый арматурный стержень в крайнем пролете диаметром 28 мм, площадью поперечного сечения  $A_s = 615,8 \text{ мм}^2$ , периметром  $u_s = \pi \cdot d = \pi \cdot 28 = 87,92 \text{ мм}$ .

Устанавливаем значение коэффициента  $\alpha$ , учитывающего влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры, и конструктивного решения элемента в зоне анкеровки. Для ненапрягаемой арматуры при анкеровке стержней периодического профиля с прямыми концами без дополнительных анкерующих устройств для растянутых стержней принимают  $\alpha = 1,0$ .

Определяем длину анкеровки по формуле (3.74) [7] (или (10.3) [3])

$$l_{an}^{\emptyset 28} = \alpha \cdot l_{0,an}^{\emptyset 28} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1,0 \cdot 1291 \cdot 1 = 1291 \text{ мм},$$

где  $A_{s,cal}$  и  $A_{s,ef}$  – площади поперечного сечения арматуры, требуемая по расчету и фактически установленная соответственно, для данного расчета принимается

$$\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1.$$

В любом случае фактическая длина анкеровки принимается

$$l_{an} \geq 15d_s = 15 \cdot 28 = 420 \text{ мм};$$

$$l_{an} \geq 200 \text{ мм};$$

$$l_{an} \geq 0,3l_{0,an} = 0,3 \cdot 1291 = 387 \text{ мм}.$$

Принимаем  $l_{an}^{\emptyset 28} = 1291 \text{ мм}$ .

При пересечении наклонного сечения продольной растянутой арматурой, не имеющей анкеров в пределах зоны анкеровки, усилие  $N_s$  определяется по формуле (3.73) [7] (или (10.4) [3])

$$N_s^{3\emptyset 28} = R_s A_s^{3\emptyset 28} \frac{l_s}{l_{an}^{\emptyset 28}} = 435 \cdot 1847 \cdot \frac{350}{1291} \cdot 10^{-3} = 217,8 \text{ кН}.$$

В случае приваривания к продольным растянутым стержням поперечной арматуры  $N_s$  увеличивается на величину усилия  $N_w$ , связанного с сопротивлением бетона раскалыванию от действия поперечных сил анкерующих стержней

$$N_w = 0,7n_w \varphi_w d_w^2 \gamma_{bl} R_{bt} = 0,7 \cdot 7 \cdot 120 \cdot 10^2 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^{-3} = 55,6 \text{ кН},$$

где  $n_w$  – количество приваренных стержней по длине  $l_s$ ;  $d_w$  – диаметр привариваемых стержней (поперечной арматуры);  $\varphi_w$  – коэффициент, принимаемый по табл. 3.4 [7] в зависимости от  $d_w$ . Принимаем  $d_w = 10 \text{ мм}$ ,  $n_w = 2 \cdot 3 + 1 = 7$  (см. рис. 19),  $\varphi_w = 120$ .

Но не более усилия, связанного с прочностью самих поперечных анкерующих стержней

$$0,8R_s d_w^2 n_w = 0,8 \cdot 435 \cdot 10^2 \cdot 7 \cdot 10^{-3} = 243,6 \text{ кН.}$$

Принимаем  $N_w = 55,6 \text{ кН.}$

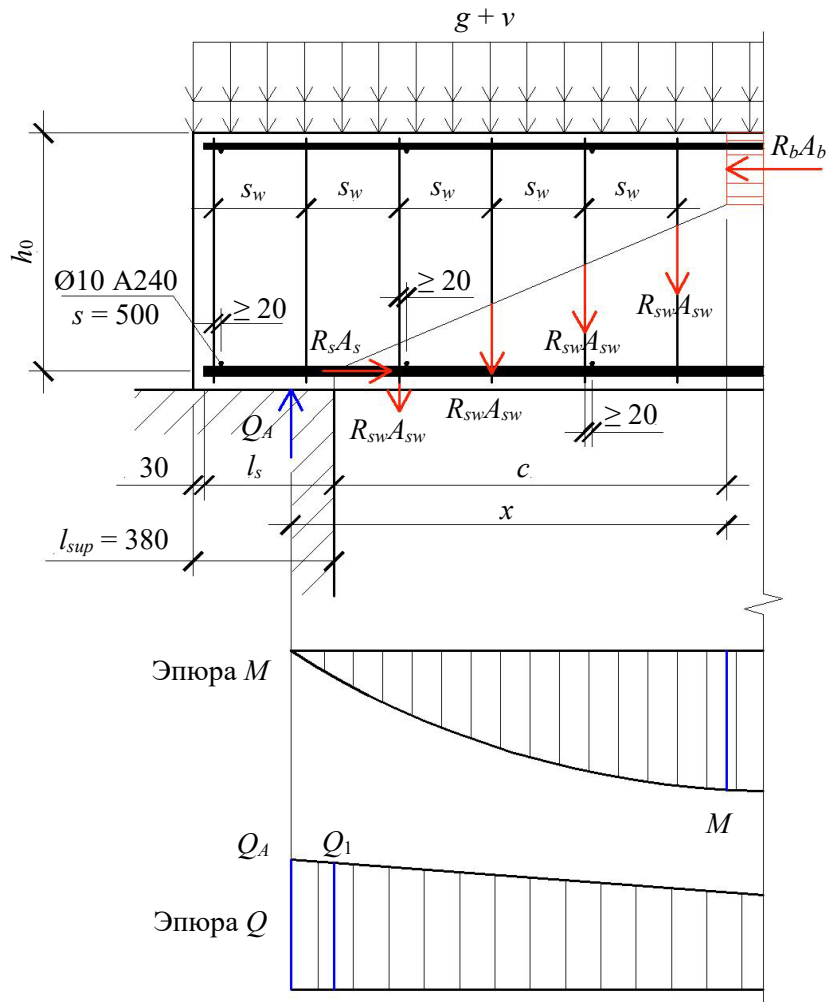


Рис. 19. К расчету ригеля по наклонным сечениям на действия момента

Тогда усилие в продольной растянутой арматуре  $N_s$  будет равно

$$N_s = N_s^{3\emptyset 28} + N_w = 217,8 + 55,6 = 273,4 \text{ кН.}$$

При этом значение  $N_s$  принимается не более максимального значения  $N_{s,\max}$ , вычисленного по тем же формулам при  $\alpha = 0,7$ .

$$l_{an}^{\emptyset 28} = \alpha \cdot l_{0,an}^{\emptyset 28} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 0,7 \cdot 1291 \cdot 1 = 904 \text{ мм.}$$

В любом случае фактическая длина анкеровки принимается

$$l_{an} \geq 15d_s = 15 \cdot 28 = 420 \text{ мм;}$$

$$l_{an} \geq 200 \text{ мм;}$$

$$l_{an} \geq 0,3l_{0,an} = 0,3 \cdot 1291 = 387 \text{ мм.}$$

Принимаем  $l_{an}^{\emptyset 28} = 904 \text{ мм.}$

Находим максимальное значение усилия в продольной растянутой арматуре

$$N_{s,\max}^{3\emptyset 28} = R_s A_s^{3\emptyset 28} \frac{l_s}{l_{an}^{\emptyset 28}} = 435 \cdot 1847 \cdot \frac{350}{904} \cdot 10^{-3} = 311,1 \text{ кН.}$$

Принимаем  $N_s = 273,4 \text{ кН.}$

Определим плечо внутренней пары сил

$$z_s = h_0 - \frac{N_s}{2\gamma_{b1}R_b b} = 680 - \frac{273,4 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 300} = 645 \text{ мм},$$

при наличии сжатой арматуры  $z_s \geq h_0 - a' = 680 - 42 = 638 \text{ мм}$ .

Принимаем  $z_s = 645 \text{ мм}$ .

Момент, воспринимаемый продольной арматурой, определяем по формуле (3.70) [7] (или (8.64) [3])

$$M_s = N_s \cdot z_s = 273,4 \cdot 645 \cdot 10^{-3} = 176,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента (3.48) [7] (или (8.59) [3])

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{300 \cdot 10^3 \cdot 236 \cdot 10^{-6}}{0,25} = 283,2 \text{ кН/м}.$$

Поперечная сила в начале наклонного сечения  $Q_1 = Q_A^{\text{пр}} = 465,0 \text{ кН}$ .

Определим длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения при действии равномерно распределенной нагрузки по формуле (3.76) [7]

$$c = \frac{Q_1}{q_{sw} + q} = \frac{465,0}{283,2 + 185,61} = 0,99 \text{ м},$$

кроме того,  $c$  принимают в пределах  $h_0 = 0,68 \text{ м} \leq c \leq 2h_0 = 2 \cdot 0,68 = 1,36 \text{ м}$ .

Принимаем  $c = 0,99 \text{ м}$ .

Момент, воспринимаемый поперечной арматурой, определяем по формуле (3.71) [7] (или (8.65) [3])

$$M_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2 = 0,5 \cdot 283,2 \cdot 0,99^2 = 138,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент в наклонном сечении определяем как момент в нормальном сечении, расположенном в конце наклонного сечения, то есть на расстоянии от точки приложения опорной реакции, равной  $x = \frac{l_{sup}}{3} + c = \frac{380}{3} + 990 = 1117 \text{ мм}$ .

$$M = Q_1 \cdot x - \frac{qx^2}{2} = 465,0 \cdot 1,117 - \frac{185,61 \cdot 1,117^2}{2} = 403,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем условие

$$M = 403,6 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_s + M_{sw} = 176,3 + 138,8 = 315,1 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

условие не выполняется, т.е. если верхний ряд нижней арматуры (3Ø22 мм) не доведем до опоры, а у оставшегося нижнего ряда арматуры (3Ø28 мм) отсутствуют специальные анкера, то прочность по наклонным сечениям на действие моментов у опоры **A не обеспечена**.

**Во втором приближении** выполняем расчет из условия, что все 6 стержней продольной рабочей арматуры (3Ø28 мм и 3Ø22 мм) доведены до свободной опоры ригеля A.

Определяем базовую (основную) длину анкеровки, необходимую для передачи усилия в арматуре диаметром 22 мм с полным расчетным значением сопротивления  $R_s$  на бетон

$$l_{0,an}^{\text{Ø22}} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{435 \cdot 380,1}{2,36 \cdot 69,1} = 1014 \text{ мм},$$

где  $A_s$  и  $u_s$  – соответственно площадь поперечного сечения **одного** анкеруемого стержня и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня.

Анкеруемый арматурный стержень в крайнем пролете диаметром 22 мм, площадью поперечного сечения  $A_s = 380,1 \text{ мм}^2$ , периметром  $u_s = \pi \cdot d = \pi \cdot 22 = 69,1 \text{ мм}$ .

Принимаем коэффициент  $\alpha = 1,0$  и определяем длину анкеровки

$$l_{an}^{\emptyset 22} = \alpha \cdot l_{0,an}^{\emptyset 22} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1,0 \cdot 1014 \cdot 1 = 1014 \text{ мм.}$$

В любом случае фактическая длина анкеровки принимается

$$l_{an} \geq 15d_s = 15 \cdot 22 = 330 \text{ мм;}$$

$$l_{an} \geq 200 \text{ мм;}$$

$$l_{an} \geq 0,3l_{0,an} = 0,3 \cdot 1014 = 304 \text{ мм.}$$

Принимаем  $l_{an}^{\emptyset 22} = 1014 \text{ мм}$ .

Определяем усилие в продольной растянутой арматуре

$$N_s = N_s^{3\emptyset 28} + N_s^{3\emptyset 22} = R_s A_s^{3\emptyset 28} \frac{l_s}{l_{an}^{\emptyset 28}} + R_s A_s^{3\emptyset 22} \frac{l_s}{l_{an}^{\emptyset 22}},$$

$$N_s = 435 \cdot 1847 \cdot \frac{350}{1291} \cdot 10^{-3} + 435 \cdot 1140 \cdot \frac{350}{1014} \cdot 10^{-3} = 217,8 + 171,2 = 389,0 \text{ кН.}$$

С учетом поперечной арматуры

$$N_s = 389,0 + N_w = 389,0 + 55,6 = 444,6 \text{ кН.}$$

Определяем максимально допустимое значение усилия  $N_{s,max}$ , вычисленного по тем же формулам при  $\alpha = 0,7$ .

$$l_{an}^{\emptyset 22} = \alpha \cdot l_{0,an}^{\emptyset 22} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 0,7 \cdot 1014 \cdot 1 = 710 \text{ мм.}$$

В любом случае фактическая длина анкеровки принимается

$$l_{an} \geq 15d_s = 15 \cdot 22 = 330 \text{ мм;}$$

$$l_{an} \geq 200 \text{ мм;}$$

$$l_{an} \geq 0,3l_{0,an} = 0,3 \cdot 1014 = 304 \text{ мм.}$$

Принимаем  $l_{an}^{\emptyset 22} = 710 \text{ мм}$ .

Находим максимальное значение усилия в продольной растянутой арматуре

$$N_{s,max} = N_{s,max}^{3\emptyset 28} + N_{s,max}^{3\emptyset 20} = R_s A_s^{3\emptyset 28} \frac{l_s}{l_{an}^{\emptyset 28}} + R_s A_s^{3\emptyset 20} \frac{l_s}{l_{an}^{\emptyset 20}},$$

$$N_{s,max} = 435 \cdot 1847 \cdot \frac{350}{904} \cdot 10^{-3} + 435 \cdot 1140 \cdot \frac{350}{710} \cdot 10^{-3} = 311,1 + 244,5 = 555,6 \text{ кН.}$$

Принимаем  $N_s = 444,6 \text{ кН}$ .

Определим плечо внутренней пары сил

$$z_s = h_0 - \frac{N_s}{2\gamma_{b1} R_b b} = 680 - \frac{444,6 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 300} = 623 \text{ мм,}$$

при наличии сжатой арматуры  $z_s \geq h_0 - a' = 680 - 42 = 638 \text{ мм}$ .

Принимаем  $z_s = 638 \text{ мм}$ .

Момент, воспринимаемый продольной арматурой

$$M_s = N_s \cdot z_s = 444,6 \cdot 638 \cdot 10^{-3} = 283,7 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Проверяем условие

$$M = 403,6 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_s + M_{sw} = 283,7 + 138,8 = 422,5 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

условие выполняется, т. е. если все 6 стержней продольной рабочей арматуры (3 $\emptyset$ 28 мм и 3 $\emptyset$ 22 мм) доведены до свободной опоры ригеля А, прочность по наклонным сечениям на действие моментов у опоры А **обеспечена**.

**В третьем приближении** выполняем расчет из условия, что у грани крайней опоры ригеля у нижнего ряда арматуры (3Ø28 мм) на концах стержней устраиваются специальные анкера в виде пластин, шайб, гаек, уголков, высаженных головок и т. п., удовлетворяющих требованиям п. 5.36 [7] или концы стержней привариваются к надежно заанкеренным закладным деталям, а верхний ряд нижней арматуры (3Ø22 мм) не доводится до опоры.

Пересчитываем значение усилия  $N_s$

$$N_s = R_s A_s^{3\text{Ø}28} = 435 \cdot 1847 \cdot 10^{-3} = 803,4 \text{ кН.}$$

Определим плечо внутренней пары сил

$$z_s = h_0 - \frac{N_s}{2\gamma_{b1} R_b b} = 680 - \frac{803,4 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 300} = 577 \text{ мм,}$$

при наличии сжатой арматуры  $z_s \geq h_0 - a' = 680 - 42 = 638 \text{ мм.}$

Принимаем  $z_s = 638 \text{ мм.}$

Момент, воспринимаемый продольной арматурой

$$M_s = N_s \cdot z_s = 803,4 \cdot 638 \cdot 10^{-3} = 512,6 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Проверяем условие

$$M = 403,6 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_s + M_{sw} = 512,6 + 138,8 = 651,4 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

условие выполняется, то есть прочность по наклонным сечениям на действие моментов у опоры  $A$  при установке на концах стержней нижнего ряда специальных анкеров **обеспечена.**

Таким образом, для обеспечения прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента необходимо всю продольную арматуру нижней зоны в крайнем пролете со стороны опоры  $A$  довести до конца ригеля **или** у нижнего ряда арматуры (3Ø28 мм) со стороны опоры  $A$  предусмотреть устройство на концах стержней специальных анкеров в виде пластин, шайб, гаек, уголков, высаженных головок и т. п.

### 3.4.3. Определение шага поперечной арматуры в средней части крайнего и среднего пролетов

Шаг поперечной арматуры в средней части крайнего и среднего пролетов ригеля определяем по наибольшему значению поперечной силы  $Q_1$  на расстоянии  $\frac{1}{4}$  пролета от оси опоры.

- Величина  $Q_1$  для крайнего пролета

$$Q_{1,\text{кр}} = Q_B^{\text{л}} - q \frac{l_{\text{кр}} - 0,5h_c}{4} = 691,3 - 185,61 \cdot \frac{6,02 - 0,5 \cdot 0,4}{4} = 421,2 \text{ кН;}$$

- величина  $Q_1$  для среднего пролета

$$Q_{1,\text{ср}} = Q_B^{\text{пр}} - q \frac{l_{\text{ср}} - 0,5h_c}{4} = 711,9 - 185,61 \cdot \frac{6,48 - 0,5 \cdot 0,4}{4} = 420,5 \text{ кН.}$$

Принимаем  $Q_1 = Q_{1,\text{кр}} = 421,2 \text{ кН.}$

Момент, воспринимаемый бетоном при действии поперечной силы

$$M_b = \varphi_{b2} \gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68^2 = 196,6 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q}} = \sqrt{\frac{196,6}{185,61}} = 1,03 \text{ м, но не менее } h_0 \text{ и не более } 3h_0.$$

$$h_0 = 0,68 \text{ м} \leq c \leq 3h_0 = 3 \cdot 0,68 = 2,04 \text{ м.}$$

Принимаем  $c = 1,03 \text{ м}$ .

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{196,6}{1,03} = 190,9 \text{ кН,}$$

но не более  $Q_{b,\max} = 2,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68 = 482,0 \text{ кН}$ ,  
и не менее  $Q_{b,\min} = 0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68 = 96,4 \text{ кН}$ .

Принимаем  $Q_b = 190,9 \text{ кН}$ .

Проверяем условие  $Q_1 = 421,2 \text{ кН} > Q_b = 190,9 \text{ кН}$ , т. е. поперечная сила не может быть воспринята только бетоном.

Максимально допустимый шаг стержней поперечной арматуры в элементах, в которых поперечная сила не может быть воспринята только бетоном в соответствии с п. 10.3.13 [3]

$$s_w \leq 0,5h_0 = 0,5 \cdot 680 = 340 \text{ мм};$$

$$s_w \leq 300 \text{ мм.}$$

В соответствии с п. 3.2.22 [7] шаг поперечной арматуры, учитываемой в расчете, должен быть не более

$$s_w \leq \frac{\gamma_{b1} R_{bt} b h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{0,9 \cdot 1,05 \cdot 300 \cdot 680^2}{421,2 \cdot 10^3} = 311 \text{ мм,}$$

где  $Q_{\max} = Q_1 = 421,2 \text{ кН}$ .

В расчет принимаем наименьшее значение шага поперечной арматуры с округлением в меньшую сторону кратно 50 мм.

Принимаем поперечную арматуру  $d_w = 10 \text{ мм}$  (из расчета у опор  $B$  и  $C$ ) класса А500С, с площадью поперечного сечения трех стержней  $A_{sw} = 236 \text{ мм}^2$  с шагом  $s_w = 300 \text{ мм}$ .

Определяем усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{300 \cdot 10^3 \cdot 236 \cdot 10^{-6}}{0,3} = 236 \text{ кН/м.}$$

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} \geq 0,25\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b,$$

$$0,25\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 = 70,9 \text{ кН/м,}$$

$$236,0 \text{ кН/м} > 70,9 \text{ кН/м,}$$

условие выполняется, следовательно, поперечная арматура учитывается в расчете.

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения

$$\frac{q_{sw}}{\gamma_{b1} R_{bt} b} = \frac{236}{0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3} = 0,83 < 2,$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q}} = \sqrt{\frac{196,6}{185,61}} = 1,03 \text{ м} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\gamma_{b1} R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 0,68}{1 - 0,5 \cdot 0,83} = 2,32 \text{ м};$$

$$\text{тогда } c = \sqrt{\frac{M_b}{\varphi_{sw} q_{sw} + q}} = \sqrt{\frac{196,6}{0,75 \cdot 236 + 185,61}} = 0,74 \text{ м, но не менее } h_0 \text{ и не более } 3h_0.$$

$$h_0 = 0,68 \text{ м} \leq c \leq 3h_0 = 3 \cdot 0,68 = 2,04 \text{ м.}$$

Принимаем  $c = 0,74$  м.

Длину проекции наклонной трещины  $c_0$  принимают равным  $c$ , но не менее  $h_0$  и не более  $2h_0$ .

$$h_0 = 0,68 \text{ м} \leq c \leq 2h_0 = 2 \cdot 0,68 = 1,36 \text{ м.}$$

Принимаем  $c = c_0 = 0,74$  м.

Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot c_0 = 0,75 \cdot 236 \cdot 0,74 = 131,0 \text{ кН.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{196,6}{0,74} = 265,7 \text{ кН,}$$

но не более  $Q_{b,\max} = 2,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68 = 482,0$  кН,

и не менее  $Q_{b,\min} = 0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68 = 96,4$  кН.

Принимаем  $Q_b = 265,7$  кН.

Проверяем условие  $Q_1 = 421,2 \text{ кН} > Q_b + Q_{sw} = 265,7 + 131,0 = 396,7 \text{ кН}$ , то есть прочность по наклонным сечениям на действие поперечных сил в средней части крайнего пролета ригеля **не обеспечена**.

Уменьшаем шаг поперечной арматуры до  $s_w = 250$  мм и выполняем перерасчет.

Определяем усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w} = \frac{300 \cdot 10^3 \cdot 236 \cdot 10^{-6}}{0,25} = 283,2 \text{ кН/м.}$$

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} \geq 0,25\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b,$$

$$0,25\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 = 70,9 \text{ кН/м,}$$

$$283,2 \text{ кН/м} > 70,9 \text{ кН/м,}$$

условие выполняется, следовательно, поперечная арматура учитывается в расчете.

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения

$$\frac{q_{sw}}{\gamma_{b1} R_{bt} b} = \frac{283,2}{0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3} = 1,0 < 2,$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q}} = \sqrt{\frac{196,6}{185,61}} = 1,03 \text{ м} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\gamma_{b1} R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 0,68}{1 - 0,5 \cdot 1,0} = 2,72 \text{ м;}$$

тогда  $c = \sqrt{\frac{M_b}{\varphi_{sw} q_{sw} + q}} = \sqrt{\frac{196,6}{0,75 \cdot 283,2 + 185,61}} = 0,7 \text{ м}$ , но не менее  $h_0$  и не более  $3h_0$ .

$$h_0 = 0,68 \text{ м} \leq c \leq 3h_0 = 3 \cdot 0,68 = 2,04 \text{ м.}$$

Принимаем  $c = 0,7$  м.

Длину проекции наклонной трещины  $c_0$  принимают равным  $c$ , но не менее  $h_0$  и не более  $2h_0$ .

$$h_0 = 0,68 \text{ м} \leq c \leq 2h_0 = 2 \cdot 0,68 = 1,36 \text{ м.}$$

Принимаем  $c = c_0 = 0,7$  м.

Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot c_0 = 0,75 \cdot 283,2 \cdot 0,7 = 148,7 \text{ кН.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{196,6}{0,7} = 280,9 \text{ кН,}$$

но не более  $Q_{b,\max} = 2,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68 = 482,0$  кН,

и не менее  $Q_{b,\min} = 0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,68 = 96,4$  кН.

Принимаем  $Q_b = 280,9$  кН.

Проверяем условие  $Q_1 = 421,2$  кН <  $Q_b + Q_{sw} = 280,9 + 148,7 = 429,6$  кН, то есть прочность по наклонным сечениям на действие поперечных сил в средней части крайнего и среднего пролетов ригеля **обеспечена** при шаге поперечных стержней 250 мм.

Окончательно устанавливаем в ригеле поперечную арматуру диаметром 10 мм класса А500С

- на приопорных участках длиной  $\frac{1}{4}l$ 
  - у опоры А с шагом 250 мм;
  - у опор В и С с шагом 100 мм.
- на средних участках
  - крайнего пролета с шагом 250 мм;
  - среднего пролета с шагом 250 мм.

Для обеспечения прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента необходимо всю продольную арматуру нижней зоны в крайнем пролете со стороны опоры А довести до конца ригеля **или** у нижнего ряда арматуры (3Ø28 мм) со стороны опоры А предусмотреть устройство на концах стержней специальных анкеров в виде пластин, шайб, гаек, уголков, высаженных головок и т. п.

#### **3.4.4. Определение мест обрыва стержней продольной арматуры**

Согласно п. 7.4.13 [1] отдельные стержни верхней опорной арматуры целесообразно обрывать в пролете, так чтобы была обеспечена прочность по моменту наклонных сечений, начинающихся от конца оборванного стержня.

Отдельные стержни ненапрягаемой нижней арматуры, полученной из расчета на действие максимального пролетного момента, целесообразно не доводить до опоры в соответствии с п. 7.4.14 [1].

Расстояние от опор до точек теоретического обрыва стержней разрешается определять графически по эпюрам моментов в масштабе при условии, что эпюры вычерчены не менее чем по пяти ординатам в каждом пролете с помощью лекала на миллиметровой бумаге или в программе AutoCAD с использованием команды «сплайн».

Точка (место) теоретического обрыва соответствует нормальному сечению, в котором несущая способность этого сечения без учета обрываемой арматуры равна внешнему изгибающему моменту [10].

Для проверки экономичности армирования ригеля и прочности всех его сечений строят эпюру арматуры (эпюру материалов). Ординаты эпюр вычисляют как моменты внутренних сил в рассматриваемых сечениях ригеля. Эпюра арматуры в месте теоретического обрыва стержней имеет ступенчатое очертание с вертикальными уступами. Там, где эпюра арматуры значительно отходит от эпюры  $M$ , – избыточный запас прочности (избыток растянутой арматуры); в местах, где ступенчатая линия эпюры пересекает эпюру  $M$ , прочность недостаточна [6].

#### **Построение эпюры арматуры.**

1) Составляется таблица 7, в которой указываются диаметры подобранной арматуры, диаметры обрываемой арматуры и рассчитывается изгибающий момент, воспринимаемый сечением после обрыва арматуры

$$\mu = \frac{A_{s1}}{bh_0}; \xi = \mu \frac{R_s}{\gamma_{b1} R_b}; \alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi); M = \alpha_m \gamma_{b1} R_b b h_0^2.$$

2) В масштабе вычерчиваются все эпюры моментов, в том числе перераспределенные, и поперечных сил, затем графически определяются точки теоретического обрыва.

3) Обрываемые стержни заводят за место теоретического обрыва на длину  $w$

$$\frac{Q}{2q_{sw}} \leq h_0 \rightarrow w = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d_s,$$

$$\frac{Q}{2q_{sw}} > h_0 \rightarrow w = 2h_0 \left( 1 - \frac{q_{sw} h_0}{Q} \right) + 5d_s,$$

где  $Q$  – поперечная сила от расчетных нагрузок в месте теоретического обрыва стержней при соответствующей схеме загрузки;  $d_s$  – диаметр обрываемых стержней;

$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w}$  – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента.

Обрываемые стержни соединяются стыковой сваркой тип С1-К<sub>0</sub>, минимальный диаметр стержней – 10 мм [9].

Кроме того расстояние от мест обрыва стержней до сечения, где арматура используется с полным расчетным сопротивлением (см. рис. 20), должно быть не менее длины анкеровки арматуры  $l_{an}$ , определяемой согласно п. 10.3.25 [3].

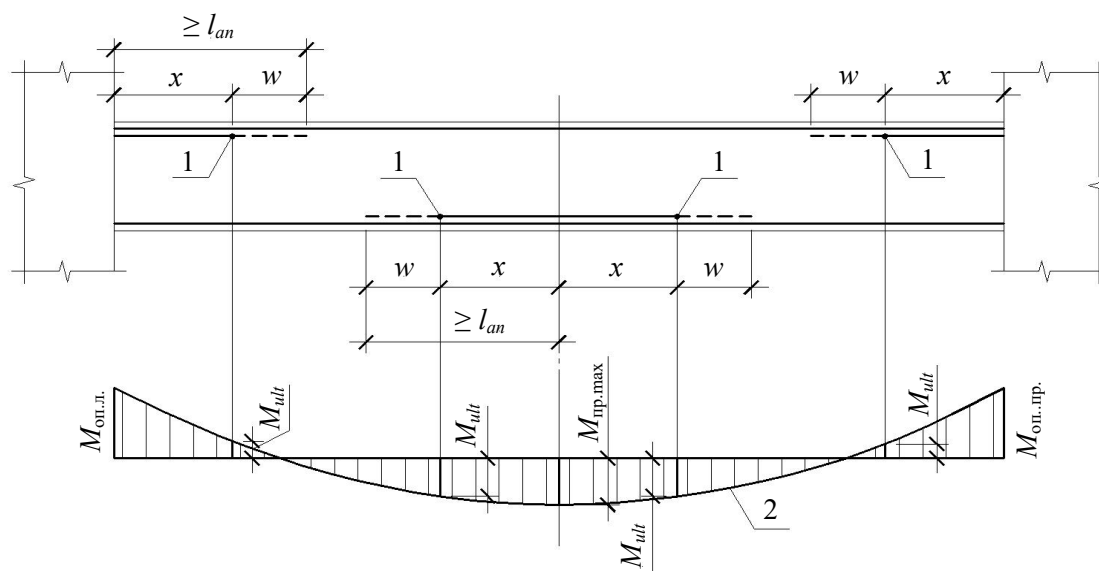


Рис. 20. Обрыв растянутых стержней на опоре и в пролете

1 – точки теоретического обрыва; 2 – эпюра моментов;  $M_{ult}$  – предельный момент без учета обрываемой арматуры [1]

Рассмотрим пример определения длины анкеровки для арматурного стержня диаметром 28 мм. Определяем расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном согласно п. 10.3.24 [3]

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 1,05 \cdot 0,9 = 2,36 \text{ МПа},$$

где  $\eta_1$  – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным 2,5 для горячекатаной арматуры периодического профиля (класса А500С);  $\eta_2$  – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным 1,0 при диаметре продольной арматуры  $d_s \leq 32$  мм (диаметр продольной арматуры 28 мм, см. табл. 7).

Базовую (основную) длину анкеровки, необходимую для передачи усилия в арматуре с полным расчетным значением сопротивления  $R_s$  на бетон, определяем по формуле

$$l_{0,an}^{\emptyset 28} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{435 \cdot 615,8}{2,36 \cdot 87,92} = 1291 \text{ мм},$$

где  $A_s$  и  $u_s$  – соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня.

Анкеруемый арматурный стержень в крайнем пролете диаметром 28 мм, площадью поперечного сечения  $A_s = 615,8 \text{ мм}^2$ , периметром  $u_s = \pi \cdot d = \pi \cdot 28 = 87,92 \text{ мм}$ .

Для ненапрягаемой арматуры при анкеровке стержней периодического профиля с прямыми концами без дополнительных анкерующих устройств для растянутых стержней принимают  $\alpha = 1,0$ .

Определяем длину анкеровки

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1,0 \cdot 1291 \cdot 1 = 1291 \text{ мм},$$

где  $A_{s,cal}$  и  $A_{s,ef}$  – площади поперечного сечения арматуры, требуемая по расчету и фактически установленная соответственно, для данного расчета принимается  $\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1$ .

В любом случае фактическая длина анкеровки принимается

$$l_{an} \geq 15d_s = 15 \cdot 28 = 420 \text{ мм};$$

$$l_{an} \geq 200 \text{ мм};$$

$$l_{an} \geq 0,3l_{0,an} = 0,3 \cdot 1291 = 387 \text{ мм}.$$

Принимаем  $l_{an}^{\emptyset 28} = 1291 \text{ мм}$ .

Расчеты по определению мест обрыва стержней сведены в таблицу 8.

Таблица 7

## К построению эпюры арматуры

Расположение стержней		Арматура сечения			Размеры сечения		Расчетные характеристики			
		до обрыва стержней $A_s$	обрывае-мая	после обрыва $A_{s1}$	$b$ , мм	$h_0$ , мм	$\mu$	$\xi$	$\alpha_m$	$M$ , кН·м
В нижней зоне ригеля	У опоры $A$	$\frac{3\varnothing 28+3\varnothing 22}{2987}$	—	—	—	—	—	—	—	—
	В крайнем пролете у опоры $B$	$\frac{3\varnothing 28+3\varnothing 22}{2987}$	$\frac{3\varnothing 22}{1140}$	$\frac{3\varnothing 28}{1847}$	300	680	0,0091	0,303	0,257	465,2
	В среднем пролете у опоры $B$	$\frac{3\varnothing 25+3\varnothing 20}{2415}$	$\frac{3\varnothing 20}{942}$	$\frac{3\varnothing 25}{1473}$	300	680	0,0072	0,240	0,211	382,0
	В среднем пролете у опоры $C$	$\frac{3\varnothing 25+3\varnothing 20}{2415}$	$\frac{3\varnothing 20}{942}$	$\frac{3\varnothing 25}{1473}$	300	680	0,0072	0,240	0,211	382,0
В верхней зоне ригеля	У опоры $B$ со стороны крайнего пролета	$\frac{3\varnothing 28}{1847}$	$\frac{2\varnothing 28}{1232}$ $\frac{1\varnothing 28}{615,8}$	$\frac{1\varnothing 28+2\varnothing 16}{1017,8}$ $\frac{3\varnothing 16}{603}$	300	708	0,0048 0,0028	0,160 0,093	0,147 0,089	288,5 174,7
	У опоры $B$ со стороны среднего пролета	$\frac{3\varnothing 28}{1847}$	$\frac{2\varnothing 28}{1232}$	$\frac{1\varnothing 28+2\varnothing 18}{1124,8}$	300	708	0,0053	0,177	0,161	316,0
	У опоры $C$	$\frac{3\varnothing 28}{1847}$	$\frac{2\varnothing 28}{1232}$	$\frac{1\varnothing 28+2\varnothing 18}{1124,8}$	300	708	0,0053	0,177	0,161	316,0

Таблица 8

## Определение мест обрыва стержней

Место расположения обрываемых стержней		Продольная арматура обрываема арматура	Поперечная арматура $\frac{A_{sw}}{s},$ $\frac{\text{мм}^2}{\text{м}}$	Поперечная сила в месте теоретического обрыва, кН	$q_{sw},$ кН/м	$\frac{Q}{2q_{sw}},$ мм	Длина запуска обрываемых стержней за место теоретического обрыва $w$ , мм	Минимальная длина анкеровки*	Длина анкеровки	Величина $x$ (см. рис. 20 и 21)	$l_{an} - x$	Принятая величина $w$ , мм **	Расстояние от оси опоры до места теоретического обрыва, мм	Расстояние от оси опоры до места фактического обрыва, мм (см. рис. 20 и 21)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
В нижней зоне ригеля	В крайнем пролете у опоры <i>A</i>	$\frac{3\varnothing 28+3\varnothing 22}{-}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	В крайнем пролете у опоры <i>B</i>	$\frac{3\varnothing 28+3\varnothing 22}{3\varnothing 22}$	$\frac{236(3\varnothing 10)}{250}$	259	283,2	$\frac{457}{h_0 = 680}$	567	330	1014	1467	-453	570	1990	1420
	В среднем пролете у опоры <i>B</i>	$\frac{3\varnothing 25+3\varnothing 20}{3\varnothing 20}$	$\frac{236(3\varnothing 10)}{250}$	264	283,2	$\frac{466}{h_0 = 680}$	566	300	921	1465	-544	570	1950	1380
	В среднем пролете у опоры <i>C</i>	$\frac{3\varnothing 25+3\varnothing 20}{3\varnothing 20}$	$\frac{236(3\varnothing 10)}{100}$	270	708,0	$\frac{191}{h_0 = 680}$	291	300	921	1605	-684	295	1460	1165

Место расположения обрываемых стержней		Продольная арматура обрываемая арматура	Поперечная арматура	Поперечная сила в месте теоретического обрыва, кН	$q_{sw}$ , кН/м	$\frac{Q}{2q_{sw}}$ , мм	Длина запуска обрываемых стержней за место теоретического обрыва $w$ , мм	Минимальная длина анкеровки*	Длина анкеровки	Величина $x$ (см. рис. 20 и 21)	$l_{an} - x$	Принятая величина $w$ , мм **	Расстояние от оси опоры до места теоретического обрыва, мм	Расстояние от оси опоры до места фактического обрыва, мм (см. рис. 20 и 21)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
В верхней зоне ригеля	У опоры В со стороны крайнего пролета	$\frac{3\emptyset 28}{2\emptyset 28}$	$\frac{236(3\emptyset 10)}{100}$	135	708,0	$95 < h_0 = 708$	235	420	1291	725	566	570	925	1495
		$\frac{1\emptyset 28+2\emptyset 18}{1\emptyset 28}$	$\frac{236(3\emptyset 10)}{250}$	108	283,2	$191 < h_0 = 708$	331	420	1291	1600	-309	335	1800	2135
	У опоры В со стороны среднего пролета	$\frac{3\emptyset 28}{2\emptyset 28}$	$\frac{236(3\emptyset 10)}{250}$	71	283,2	$125 < h_0 = 708$	265	420	1291	1570	-279	265	1770	2035
	В среднем пролете у опоры С	$\frac{3\emptyset 28}{2\emptyset 28}$	$\frac{236(3\emptyset 10)}{100}$	554	708,0	$391 < h_0 = 708$	531	420	1291	265	1026	1030	465	1495

Примечание:

(\*) Принимается наибольшее значение из  $15d_s$ , 200 мм и  $0,3l_{0,an}$ .

(\*\*) Величину  $w$  округляем в большую сторону кратно 5 мм.

Величина  $w$  в 12-м столбце принимается по наибольшему значению из величин 7-го и 11-го столбцов.

Принцип построения эпюры арматуры и определения мест обрыва стержней показан на рисунке 21.

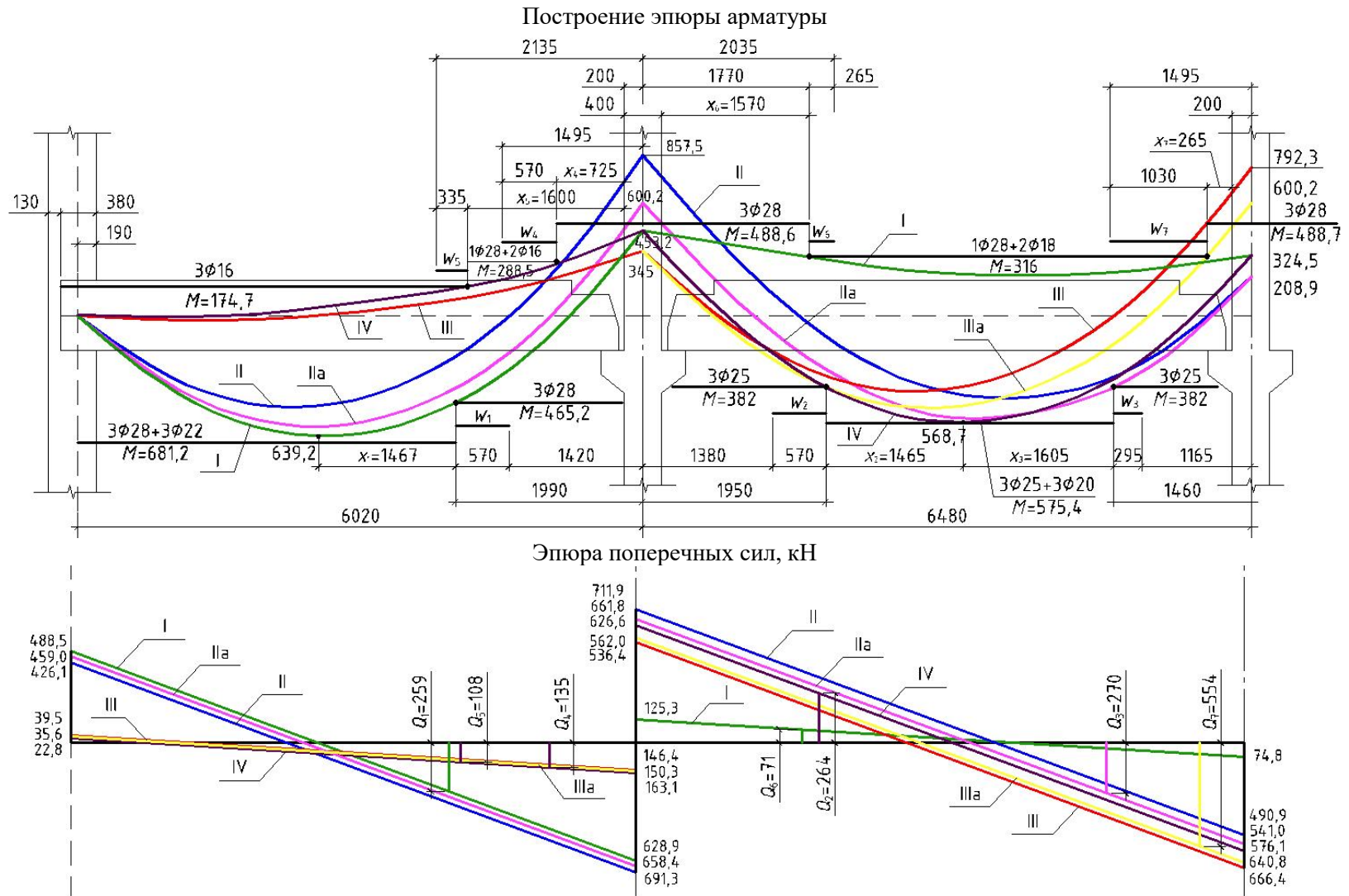


Рис. 21. Эпюра арматуры

## 4. РАСЧЕТ КОЛОННЫ

Принимаем к расчету наиболее нагруженную колонну среднего ряда. Расчет прочности колонны производим в наиболее нагруженном сечении – у обреза фундамента.

Нагрузку на колонну с учетом ее веса определяем от опирающихся на нее ригелей трех вышележащих междуэтажных перекрытий (нагрузка от кровли передается на наружные кирпичные стены). При этом неразрезность ригеля условно не учитывается, поскольку определение усилий в ригелях выполнено без учета влияния жесткости колонн («рамность» каркаса не учитывается).

### 4.1. Назначение классов бетона и арматуры

В соответствии с п. 7.3.4 [1] колонны следует изготавливать из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие не ниже В15.

Проектируем колонну из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В40 со следующими характеристиками:

- $R_b = 22,0$  МПа,  $R_{bt} = 1,40$  МПа (табл. 6.8 [3]),
- $R_{b,ser} = 29,0$  МПа,  $R_{bt,ser} = 2,10$  МПа (табл. 6.7 [3]),
- $E_b = 36000$  МПа (табл. 6.11 [3]).

В качестве рабочей арматуры колонны используем стержневую арматуру класса А500С с расчетным сопротивлением арматуры сжатию при длительном действии нагрузки  $R_{sc} = 435$  МПа; при кратковременном действии нагрузки  $R_{sc} = 400$  МПа (табл. 6.14 [3]). Поперечную арматуру принимаем класса А240 с расчетными сопротивлениями  $R_{sw} = 170$  МПа (табл. 6.15 [3]).

В качестве рабочей арматуры консоли колонны используем арматуру класса А500С, поперечной – класса А240.

В соответствии с п. 6.2.12 [3] значение модуля упругости для арматуры класса А (А240, А500С) принимается равным  $E_s = 200000$  МПа.

### 4.2. Сбор нагрузок. Статический расчет колонны

Промежуточная колонна здания условно относится к центрально-сжатым элементам, однако в результате неоднородности бетона, несовершенства и отклонений геометрических размеров, смещений элементов на опорах из-за неточности монтажа и многих других причин такие элементы рассчитываются как внецентренно сжатые со случайным эксцентриситетом [6]. Для таких колонн рекомендуется квадратная форма поперечного сечения [6, 11].

В качестве расчетной схемы колонны условно принимаем внецентренно сжатую со случайным эксцентриситетом стойку, заземленную в уровне обреза фундамента и шарнирно закрепленную в уровне середины высоты ригеля (рис. 22).

Определяем расчетную длину колонны нижнего этажа в соответствии с п. 8.1.17 [3] для элемента с шарнирным опиранием на одном конце и податливой (допускающей ограниченный поворот) заделкой на другом

$$l_0 = 0,9l = 0,9(h_{эт} + 0,75 - h_{п} - 0,5h_p) = 0,9 \cdot (4,2 + 0,75 - 0,4 - 0,5 \cdot 0,75) = 3,76 \text{ м,}$$

где  $h_{эт}$  – высота этажа (по заданию); 0,75 – расстояние от обреза фундамента до уровня чистого пола первого этажа (при глубине заложения фундамента 1,5 м и предпола-

гаемой высоте фундамента 0,75 м);  $h_{п}$  – высота ребристой плиты перекрытия (см. п. 2.4);  $h_{р}$  – высота ригеля (см. п. 3.3).

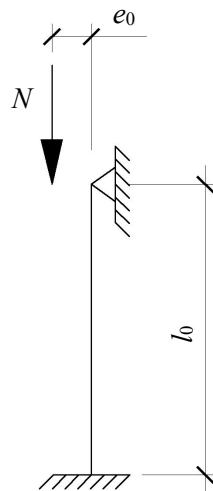


Рис. 22. Расчетная схема колонны

Принимаем колонну сечением 400×400 мм.

В соответствии с п. 10.3.2 [3] минимальное значение толщины защитного слоя бетона следует принимать

- не менее 15 мм, для сборных железобетонных конструкций, эксплуатируемых в закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности, поскольку для сборных элементов значение из табл. 10.1 [3] (20 мм) уменьшают на 5 мм;
- не менее диаметра стержня (предполагаем, что максимальный диаметр рабочей арматуры 28 мм);
- не менее 10 мм.

Также необходимо учесть, что колонна армируется сварным каркасом, тогда с учетом возможности приварки поперечных стержней каркаса к продольной арматуре и обеспечением минимальной требуемой величины защитного слоя для поперечной арматуры принимаем  $a = a' = 50$  мм.

Собственный вес колонны

$$G_c = \gamma_n \cdot \gamma \cdot b_c \cdot h_c \cdot \gamma_f (h_{эт}n + 0,75) = 1,0 \cdot 25 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 1,1 \cdot (4,2 \cdot 3 + 0,75) = 58,74 \text{ кН.}$$

где  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по ответственности сооружений, для здания нормального уровня ответственности  $\gamma_n = 1,0$  для расчетов по предельным состояниям первой группы по табл. 2 п. 10.1 [5];  $\gamma$  – удельный вес, принимаемый равным 25 кН/м<sup>3</sup> для железобетона;  $b_c$  и  $h_c$  – размеры сечения колонны;  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным 1,1 для железобетонных конструкций по табл. 7.1 п. 7.2 [4];  $n$  – число перекрытий, с которых нагрузка передается на колонну ( $n = 3$ ).

Расчетная нагрузка на колонну в уровне обреза фундамента

$$N = q \cdot l_{\text{риг}} \cdot n + G_c = 185,61 \cdot 6,48 \cdot 3 + 58,74 = 3667,0 \text{ кН,}$$

где  $q$  – полная расчетная нагрузка на 1 погонный метр ригеля (см. п. 3.2);  $l_{\text{риг}} = l_{\text{ср}}$  – средний расчетный пролет неразрезного ригеля (если неразрезной ригель имеет 3 пролета  $l_{\text{риг}} = 0,5(l_{\text{кр}} + l_{\text{ср}})$ ).

Определяем кратковременную часть расчетной нагрузки

$$N_{sh} = \gamma_n \cdot v_{sh}^n \cdot A_{\text{тр}} \cdot n \cdot \gamma_f = 1,0 \cdot 1,5 \cdot 39,79 \cdot 3 \cdot 1,2 = 214,87 \text{ кН,}$$

где  $v_{sh}^n$  – нормативная кратковременная часть временной нагрузки,  $v_{sh}^n = 1,5$  кН/м<sup>2</sup> (по заданию);  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным 1,2 для равномерно-распределенной временной нагрузки, нормативное значение которой больше 2,0 кПа п. 8.2.7 [4];  $A_{гр}$  – грузовая площадь перекрытия, с которой нагрузка передается на среднюю колонну.

$$A_{гр} = l_{рпг} \cdot l^* = 6,48 \cdot 6,14 = 39,79 \text{ м}^2.$$

где  $l^*$  – пролет плиты перекрытия в осях до вычета швов замоноличивания (см. п. 1).

Длительно действующая часть расчетной нагрузки

$$N_l = N - N_{sh} = 3667,00 - 214,87 = 3452,13 \text{ кН}.$$

Согласно п. 6.1.12 [3] определяем коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b1}$ , который зависит от соотношения усилия (продольной силы) от постоянных и длительных нагрузок к усилию от полных нагрузок

$$\frac{N_l}{N} \begin{cases} > 0,9 \rightarrow \gamma_{b1} = 0,9; \\ \leq 0,9 \rightarrow \gamma_{b1} = 1,0. \end{cases}$$

$$\frac{N_l}{N} = \frac{3452,13}{3667,00} = 0,94 > 0,9, \text{ следовательно, коэффициент условий работы } \gamma_{b1} = 0,9.$$

В соответствии с п. 8.1.7 [3] случайный эксцентриситет принимается не менее

$$e_a \geq \frac{l_0}{600} = \frac{3760}{600} = 6,3 \text{ мм};$$

$$e_a \geq \frac{h_c}{30} = \frac{400}{30} = 13,3 \text{ мм};$$

$$e_a \geq 10 \text{ мм}.$$

Принимаем  $e_0 = e_a = 13,3$  мм.

### 4.3. Расчет продольной арматуры колонны

Согласно п. 8.1.16 [3] расчет по прочности прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов при эксцентриситете продольной силы  $e_0 \leq \frac{h_c}{30}$  и гибкости

$$\frac{l_0}{h_c} \leq 20$$

$$e_0 = \frac{h_c}{30} = 13,3 \text{ мм}; \quad \frac{l_0}{h_c} = \frac{3760}{400} = 9,4 < 20$$

допускается производить из условия

$$N \leq N_{ult},$$

где  $N_{ult}$  – предельное значение продольной силы, которую может воспринять элемент.

$$N_{ult} = \varphi(\gamma_{b1}R_bA + R_{sc}A_{s,tot}),$$

$A$  – площадь поперечного сечения бетона колонны;  $A_{s,tot}$  – площадь сечения всей продольной арматуры в сечении колонны;  $\varphi$  – коэффициент, принимаемый при длительном действии нагрузки по табл. 8.1 [3] в зависимости от гибкости элемента и класса бетона; при кратковременном действии нагрузки значения коэффициента  $\varphi$  определяют по линейному закону, принимая

$$\varphi = 0,9 \quad \text{при} \quad \frac{l_0}{h_c} = 10;$$

$$\varphi = 0,85 \quad \text{при} \quad \frac{l_0}{h_c} = 20.$$

По табл. 8.1 [3] при длительном действии нагрузки, классе бетона В40 и  $\frac{l_0}{h_c} = 9,4$  принимаем  $\varphi = 0,903$ ; при кратковременном действии нагрузки  $\varphi = 0,903$ .

Определяем требуемую площадь сжатой арматуры.

При кратковременном действии нагрузки

$$A_{s,tot} = \frac{\frac{N}{R_{sc}} - R_b A}{\varphi} = \frac{\frac{3667,0 \cdot 10^3}{0,903} - 22,0 \cdot 400 \cdot 400}{400} = 1352 \text{ мм}^2.$$

При длительном действии нагрузки

$$A_{s,tot} = \frac{\frac{N_l}{R_{sc}} - \gamma_{bl} R_b A}{\varphi} = \frac{\frac{3452,13 \cdot 10^3}{0,903} - 0,9 \cdot 22,0 \cdot 400 \cdot 400}{435} = 1506 \text{ мм}^2.$$

Диаметр продольной рабочей арматуры колонны согласно п. 7.3.18 [1] принимается не менее 16 и не более 40 мм. Однако из условия выполнения жестких стыков сборных колонн путем сварки выпусков продольных стержней класса А500С (тип сварного соединения С19-Рм) – **не менее 20 мм** [9]. Если требуемая площадь арматуры получилась отрицательной, то следует установить минимальное количество арматурных стержней из условия выполнения стыка колонн (4Ø20) и проверить процент армирования поперечного сечения.

Подбираем 4 стержня продольной рабочей арматуры колонны площадью больше требуемой и размещаем ее по углам сечения. Принимаем 4Ø22 класса А500С площадью  $A_s^\Phi = 1520 \text{ мм}^2 > 1506 \text{ мм}^2$ .

Проверяем расчетный процент армирования колонны. Минимальный процент армирования зависит от гибкости элемента и обеспечивает восприятие воздействий, не учитываемых в расчете (температурные, усадочные и др.), а также предотвращает хрупкое разрушение при образовании трещин в элементах с продольной арматурой, расположенной равномерно по контуру сечения (п. 10.3.6 [3])

$$0,2\% \quad \text{при} \quad \frac{l_0}{h_c} \leq 5;$$

$$0,5\% \quad \text{при} \quad \frac{l_0}{h_c} \geq 25.$$

Для промежуточного значения гибкости колонны  $\frac{l_0}{h_c} = 9,4$  минимальный процент армирования определяем линейной интерполяцией  $\mu_{\min} = 0,27\%$ .

Максимальный процент армирования колонн продольной арматурой следует принимать не более 5% (п. 3.64 [11]).

Проверяем условие

$$\begin{aligned} \mu_{\min} &\leq \mu_{\text{расч}} \leq \mu_{\max}, \\ \mu_{\text{расч}} &= \frac{A_s^\Phi}{A} \cdot 100\% = \frac{1520}{400 \cdot 400} \cdot 100\% = 0,95\%, \\ 0,27\% &< 0,95\% < 5,0\%, \end{aligned}$$

условие выполняется, оставляем принятое армирование колонны.

Если расчетный процент армирования меньше минимального значения, необходимо увеличить площадь продольной арматуры; если расчетный процент армирования больше максимального – следует увеличить поперечное сечение или класс бетона колонны и выполнить перерасчет до тех пор, пока условие не будет обеспечено.

Расстояние между осями стержней продольной арматуры колонны принимается не более 400 мм (п. 10.3.8 [3]), иначе между ними необходимо устанавливать конструктивные стержни диаметром не менее 12 мм, с тем, чтобы расстояния между продольными стержнями были не более 400 мм (п. 3.68 [11]).

#### 4.4. Поперечное армирование колонны

Согласно п. 10.3.12 [3] диаметр поперечной арматуры в сварном каркасе подбирается из условия технологии сварки с наибольшим диаметром продольной арматуры. При диаметре стержней продольной арматуры 22 мм поперечные стержни из условия технологии сварки принимаем диаметром 6 мм ( $d_w \geq 0,25 \cdot d$ , см. п. 5.8 [9]) класса А240.

В соответствии с п. 10.3.14 [3] во внецентренно сжатых элементах для предотвращения выпучивания продольной арматуры следует устанавливать поперечную арматуру с шагом

$$s_w \leq 15d = 15 \cdot 22 = 330 \text{ мм};$$
$$s_w \leq 500 \text{ мм}.$$

Принимаем наименьшее значение шага поперечной арматуры с округлением в меньшую сторону кратно 50 мм.

В колоннах с насыщением продольной арматурой более 3% поперечная арматура должна устанавливаться с шагом (п. 3.71 [11])

$$s_w \leq 15d;$$
$$s_w \leq 300 \text{ мм}.$$

В сварном пространственном каркасе колонны при проценте армирования поперечного сечения менее 3% устанавливаем поперечную арматуру  $d_w = 6$  мм класса А240 с шагом  $s_w = 300$  мм.

Поперечное сечение колонны с армированием представлено на рисунке 23.

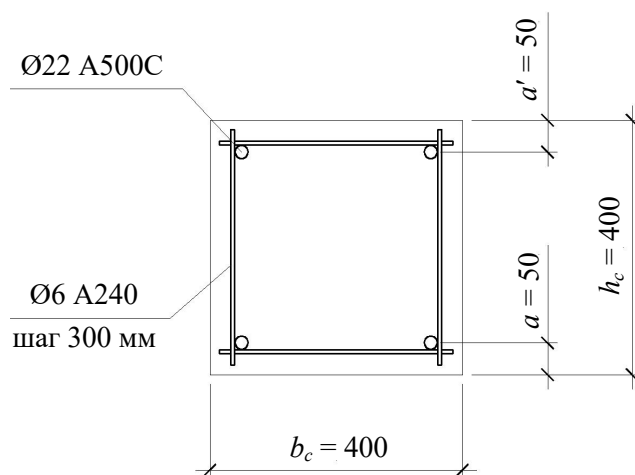


Рис. 23. Поперечное сечение колонны

#### 4.5. Расчет консоли колонны

Принимаем ширину консоли равной ширине колонны  $b = b_c = 400$  мм.

За нагрузку на консоль колонны принимаем максимальное значение из поперечных сил при расчете ригеля на опоре  $B$   $Q_B^{np} = 711,9$  кН от загрузки II (1+3).

При классе бетона колонны по прочности на сжатие В40 и ригеля В25 необходимую длину площадки опирания ригеля на консоль колонны определяем из условия обеспечения прочности ригеля на местное сжатие (смятие).

Расчет элемента на местное сжатие при отсутствии косвенной арматуры производят согласно п. 8.1.44 [3] из условия

$$Q \leq \psi \cdot R_{b,loc} \cdot A_{b,loc},$$

где  $\psi$  – коэффициент, принимаемый равным 1,0 при равномерном распределении нагрузки по площади смятия;  $A_{b,loc}$  – площадь приложения сжимающей силы (площадь смятия)

$$A_{b,loc} = l_{sup,f} \cdot b_p;$$

$R_{b,loc}$  – расчетное сопротивление бетона сжатию при местом действии сжимающей силы, учитывает повышенное сопротивление сжатию бетона в пределах грузовой площади (площади смятия) за счет объемного напряженного состояния бетона под грузовой площадью, зависящее от расположения грузовой площади на поверхности элемента

$$R_{b,loc} = \varphi_b \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b,$$

где  $\varphi_b$  – коэффициент, принимаемый по формуле

$$\varphi_b = 0,8 \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}},$$

$$1,0 \leq \varphi_b \leq 2,5,$$

где  $A_{b,max}$  – максимальная расчетная площадь;  $A_{b,max} = A_{b,loc}$  (рис. 24).

Тогда  $\varphi_b = 0,8 \sqrt{1} = 0,8$ , но не менее 1,0. Принимаем  $\varphi_b = 1,0$ .

$$R_{b,loc} = 1,0 \cdot 0,9 \cdot 14,5 = 13,05 \text{ МПа.}$$

Определяем требуемую длину площадки опирания ригеля

$$l_{sup,f} \geq \frac{Q}{\psi \cdot R_{b,loc} \cdot b_p} = \frac{711,9 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 13,05 \cdot 300} = 182 \text{ мм.}$$

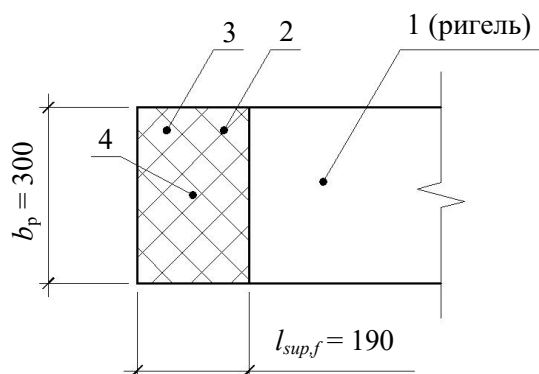


Рис. 24. Схема для расчета ригеля на местное сжатие при расположении местной нагрузки у края (торца) элемента по всей его ширине; 1 – элемент, на который действует местная нагрузка (ригель);

2 – площадь смятия  $A_{b,loc}$ ; 3 – максимальная расчетная площадь  $A_{b,max}$ ;

4 – центр тяжести площадей  $A_{b,loc}$  и  $A_{b,max}$

Минимальный вылет консоли с учетом зазора между колонной и торцом ригеля, равного 60 мм, в соответствии с типовым решением в проектах многоэтажных зданий каркасного типа

$$l_1 = l_{sup,f} + 60 = 182 + 60 = 242 \text{ мм.}$$

Вылет консоли округляем в большую сторону кратно 50 мм. Принимаем  $l_1 = 250 \text{ мм}$ .

При вылете консоли более 150 мм консоль должна иметь вут с углом наклона равным  $45^\circ$  (см. рис. 25). Если вылет консоли не превышает 150 мм, то консоль может конструироваться прямоугольной (см. п. 3.78 [11]).

Определяем фактическую длину площадки опирания ригеля на консоль

$$l_{sup,f} = l_1 - 60 = 250 - 60 = 190 \text{ мм.}$$

Находим напряжения сжатия в бетоне ригеля и консоли колонны под концом ригеля

$$\sigma_b = \frac{Q}{l_{sup,f} \cdot b_p} = \frac{711,9 \cdot 10^3}{190 \cdot 300} = 12,49 \text{ МПа} \leq R_{b,loc} = 13,05 \text{ МПа,}$$

условие выполняется, следовательно, прочность бетона на местное сжатие **обеспечена**.

Расчетная схема консоли колонны представлена на рисунке 25.

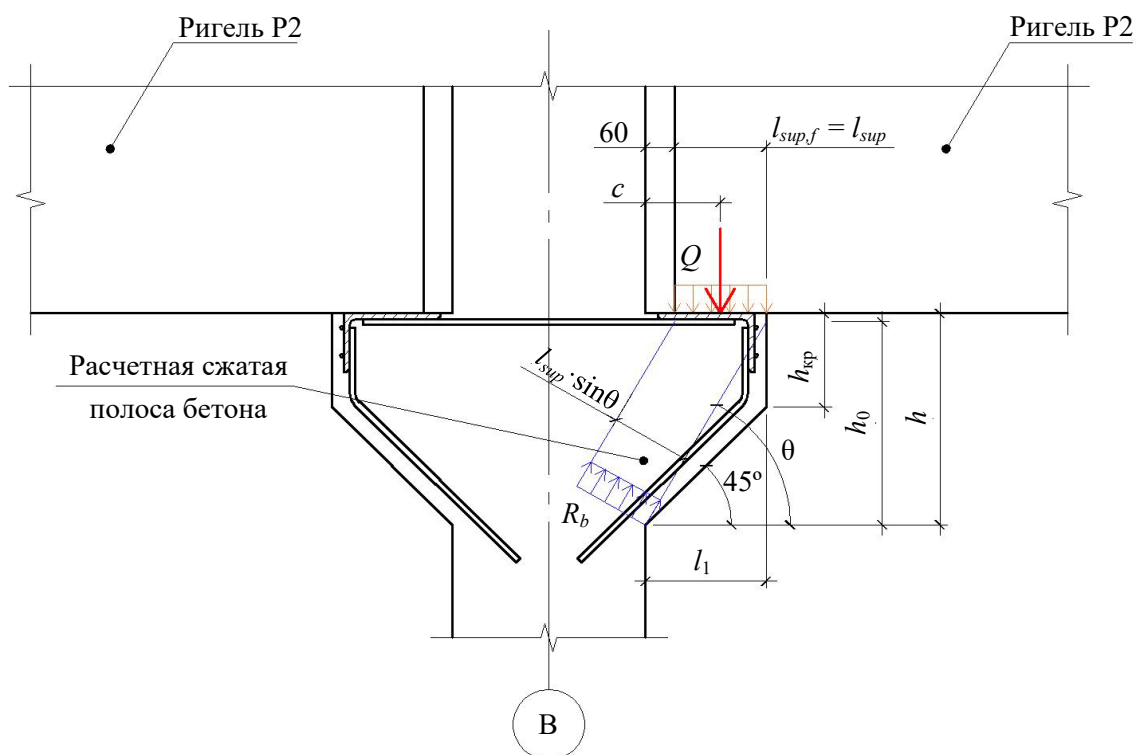


Рис. 25. К расчету консоли колонны

Назначаем расчетную высоту консоли колонны из условия Ж.1 [3]

$$Q \leq 3,5 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0,$$

отсюда

$$h_0 \geq \frac{Q}{3,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b} = \frac{711,9 \cdot 10^3}{3,5 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 400} = 404 \text{ мм.}$$

Полная высота консоли

$$h = h_0 + a = 404 + 20 = 424 \text{ мм.}$$

Высоту консоли округляем в большую сторону кратно 50 мм. Принимаем высоту консоли  $h = 450$  мм.

Пересчитываем рабочую высоту сечения консоли колонны

$$h_0 = h - a = 450 - 20 = 430 \text{ мм.}$$

Определяем высоту консоли у свободного края

$$h_{\text{кр}} = h - l_1 \cdot \text{tg}45^\circ = 450 - 250 \cdot 1 = 200 \text{ мм} > \frac{h}{3} = \frac{450}{3} = 150 \text{ мм,}$$

условие выполняется.

Определяем момент, растягивающий верхнюю грань ригеля по краю консоли. В расчет принимаем изгибающий момент от той же схемы загрузки, что и принятое в расчет консоли значение поперечной силы  $Q$  (1+3)

$$M = M_{B,II} - Q_B^{\text{np}} (0,5h_c + l_1) = 857,5 - 711,9 \cdot (0,5 \cdot 0,4 + 0,25) = 537,1 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Проверяем условие

$$2,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 541,8 \text{ кН} \leq Q = 711,9 \text{ кН} \leq 3,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 758,5 \text{ кН.}$$

$$Q_{\text{max}} = 3,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 3,5 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,43 = 758,5 \text{ кН,}$$

$$Q_{\text{min}} = 2,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,43 = 541,8 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, тогда считаем далее по (\*).

Если условие не выполняется и  $Q \leq 2,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ , то прочность консоли по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой обеспечена, условие (\*) ниже не проверяем. Если  $Q \geq 3,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ , то увеличиваем размеры консоли, пока условие не выполнится.

Прочность короткой консоли при  $l_1 \leq 0,9h_0$  (при  $250 \text{ мм} < 0,9 \cdot 430 = 387 \text{ мм}$ ) по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой проверяем из условия Ж.1 [3]

$$Q \leq 0,8\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot l_{\text{sup}} \cdot \sin^2\theta (1 + 5\alpha_{\mu w})^*,$$

где  $l_{\text{sup}}$  – длина площадки опирания нагрузки вдоль вылета консоли, для консолей входящих в жесткий узел рамной конструкции  $l_{\text{sup}} = l_{\text{sup},f}$ , если выполняются условия

$$\frac{M}{Q} \geq 0,3 \quad \text{и} \quad \frac{l_{\text{sup}}}{l_1} \geq \frac{2}{3}$$

то значение  $l_{\text{sup}}$  в условии (\*) принимают равным вылету консоли  $l_1$ , а правую часть условия (\*) принимают не более  $5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ .

Если условия не выполняются, т.е.

$$\frac{M}{Q} < 0,3 \quad \text{или} \quad \frac{l_{\text{sup}}}{l_1} < \frac{2}{3},$$

то правая часть условия (\*) принимается не более  $3,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ .

Проверяем условия

$$\frac{M}{Q} = \frac{537,1}{711,9} = 0,75 > 0,3 \quad \text{и} \quad \frac{l_{\text{sup}}}{l_1} = \frac{190}{250} = 0,76 > \frac{2}{3} = 0,67,$$

тогда в условии (\*) принимаем  $l_{\text{sup}} = l_1 = 250$  мм.

Определяем расстояние от грани колонны до места действия силы

$$c = \frac{l_{\text{sup}}}{2} + 60 = \frac{190}{2} + 60 = 155 \text{ мм.}$$

В соответствии с п. 3.79 [11] поперечная арматура коротких консолей колонн конструируется следующим образом (рис. 26)

– при  $h \leq 2,5c$  – в виде наклонных хомутов под углом  $45^\circ$  по всей высоте консоли;

– при  $h > 2,5c$  – в виде отогнутых стержней и горизонтальных хомутов по всей высоте консоли;

– при  $h > 3,5c$  и  $Q \leq \gamma_{b1}R_{bi}bh_0$  – в виде горизонтальных хомутов без отогнутых стержней, которые в этом случае допускается не предусматривать.

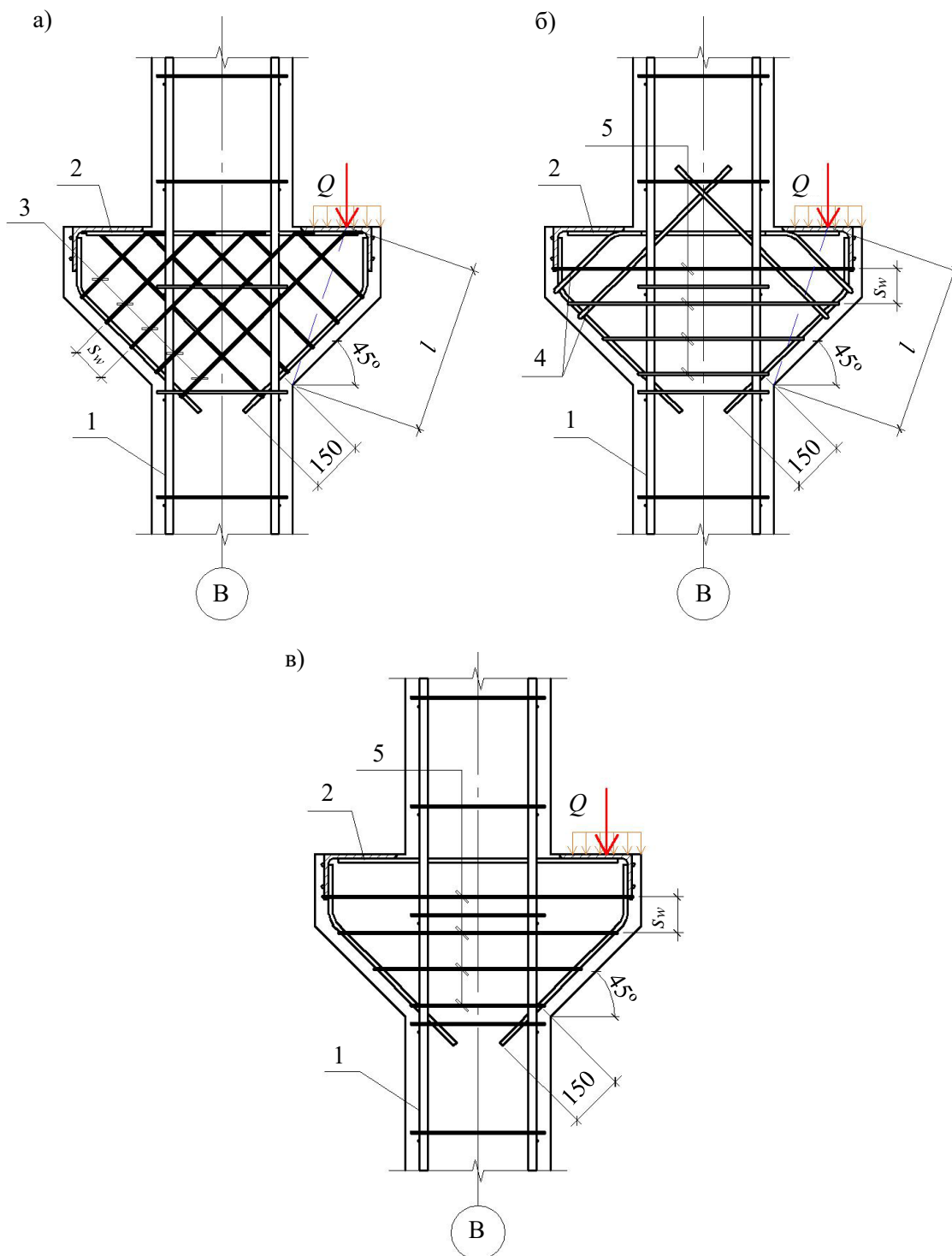


Рис. 26. Схема армирования коротких консолей [11]: а) наклонными хомутами; б) отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами; в) горизонтальными хомутами; 1 – каркас колонны; 2 – продольная рабочая арматура консоли; 3 – наклонные хомуты; 4 – отгибы; 5 – горизонтальные хомуты

Проверяем условия

$h = 450 \text{ мм} < 3,5c = 3,5 \cdot 155 = 542,5 \text{ мм}$  – условие не выполняется;

$h = 450 \text{ мм} > 2,5c = 2,5 \cdot 155 = 387,5 \text{ мм}$  – условие выполняется, следовательно консоль армируем отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами по всей высоте консоли.

При этом суммарная площадь сечения наклонных хомутов (см. рис. 26, а) и отогнутых стержней (см. рис. 26, б), пересекающих верхнюю половину линии длиной  $l$ , соединяющей точки приложения силы  $Q$  и сопряжения нижней грани консоли с гранью колонны, должна быть не менее  $0,002bh_0$ .

Минимальная площадь отогнутой арматуры

$$A_{s,от} = 0,002bh_0 = 0,002 \cdot 400 \cdot 430 = 344 \text{ мм}^2.$$

Диаметр отогнутых стержней принимается из условий (рис. 27)

$$d_{s,от} \leq \frac{l_{от}}{15} = \frac{229}{15} = 15,3 \text{ мм};$$
$$d_{s,от} \leq 25 \text{ мм}.$$

Устанавливаем отгибы в двух наклонных сечениях, в каждом из сечений два стержня. Принимаем отогнутую арматуру  $\text{Ø}12$  класса А500С площадью  $A_s^{\Phi} = 113,1 \cdot 2 \cdot 2 = 452,4 \text{ мм}^2 > 344 \text{ мм}^2$ .

Во всех случаях шаг хомутов должен приниматься

$$s_w \leq \frac{h}{4} = \frac{450}{4} = 113 \text{ мм};$$
$$s_w \leq 150 \text{ мм},$$

где  $s_w$  – расстояние между хомутами, измеренное по нормали к ним.

Принимаем наименьшее значение шага поперечной арматуры с округлением в меньшую сторону кратно 50 мм.

Принимаем двухветвевые хомуты в каркасах из арматуры класса А240 диаметром 6 мм (как в колонне, см. п. 4.4) с площадью поперечного сечения с учетом двух срезов хомута  $A_{sw} = 57,0 \text{ мм}^2$  с шагом  $s_w = 100 \text{ мм}$ , определяем коэффициент армирования хомутами, расположенными по высоте консоли

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s_w} = \frac{57,0}{400 \cdot 100} = 0,0014.$$

Коэффициент приведения арматуры к бетону  $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{3,6 \cdot 10^4} = 5,56$ .

Находим угол наклона расчетной сжатой полосы к горизонтали  $\theta$ , определяемый как

$$\sin^2 \theta = \frac{h_0^2}{h_0^2 + l_1^2} = \frac{430^2}{430^2 + 250^2} = 0,75.$$

Находим правую часть неравенства (\*)

$$0,8\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot l_{sup} \cdot \sin^2 \theta (1 + 5\alpha\mu_w) =$$
$$= 0,8 \cdot 0,9 \cdot 22 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,25 \cdot 0,75 \cdot (1 + 5 \cdot 5,56 \cdot 0,0014) = 1234,2 \text{ кН},$$

но не более  $Q_{\max} = 5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 5 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,43 = 1083,6 \text{ кН}$ ,

и не менее  $Q_{\min} = 2,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,43 = 541,8 \text{ кН}$ .

Принимаем  $0,8\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot l_{sup} \cdot \sin^2 \theta (1 + 5\alpha\mu_w) = Q_{\max} = 1083,6 \text{ кН}$ .

Проверяем условие (\*)  $Q = 711,9 \text{ кН} < Q_{\max} = 1083,6 \text{ кН}$  условие выполняется, следовательно, прочность консоли по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой **обеспечена**.

При жестком соединении ригеля и колонны с замоноличиванием стыка и привариванием нижней арматуры ригеля к арматуре консоли через закладные детали продольная арматура консоли проверяется из условия

$$Q \frac{l_1}{h_0} - N_s \leq R_s A_s,$$

где  $N_s$  – горизонтальное усилие, действующее на верх консоли от ригеля, равное

$$N_s = \frac{M + Q \frac{l_{sup}}{2}}{h_{0b}} = \frac{537,1 + 711,9 \cdot \frac{0,190}{2}}{0,708} = 854,1 \text{ кН},$$

где  $h_{0b}$  – рабочая высота ригеля на опоре (см. п. 3.3).

Горизонтальное усилие  $N_s$  принимается

$$N_s \leq 1,4k_f l_w \cdot R_{wf} + 0,3Q = 1,4 \cdot 8 \cdot 170 \cdot 180 \cdot 10^{-3} + 0,3 \cdot 711,9 = 556,3 \text{ кН},$$

где  $k_f$  – высота углового сварного шва в соединении закладных деталей ригеля и консоли, принимаем 8 мм;  $l_w$  – длина углового сварного шва в соединении закладных деталей ригеля и консоли, принимаем 170 мм;  $R_{wf}$  – расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва, определенное согласно табл. Г.2 [12] для электрода Э42 принимается равным 180 МПа; 0,3 – коэффициент трения стали по стали.

$$N_s \leq R_{sb} \cdot A_{sb} = 435 \cdot 1847 \cdot 10^{-3} = 803,4 \text{ кН},$$

где  $R_{sb}$  – расчетное сопротивление верхней арматуры ригеля;  $A_{sb}$  – площадь верхней арматуры ригеля (см. расчетное сечение ригеля у опоры В в табл. 6 п. 3.3).

Принимаем  $N_s = 556,3$  кН.

Определяем площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{Q \frac{l_1}{h_0} - N_s}{R_s} = \frac{711,9 \cdot \frac{0,25}{0,43} - 556,3}{435 \cdot 10^3} = -0,00033 \text{ м}^2 < 0.$$

Если значение получается отрицательным, то продольной арматуры в консоли по расчету не требуется.

На период монтажа, если не своевременно произведена сварка выпусков арматуры из ригеля и колонны

$$Q = \frac{g l_{cp}}{2} = \frac{30,88 \cdot 6,48}{2} = 100,1 \text{ кН},$$

где  $g$  – расчетная постоянная нагрузка на 1 погонный метр ригеля (см. п. 3.2)

$$A_s = \frac{Q l_1}{h_0 R_s} = \frac{100,1 \cdot 0,25}{0,43 \cdot 435 \cdot 10^3} = 134 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 = 134 \text{ мм}^2.$$

В соответствии п. 10.3.6 [3]  $\mu_{s,\min} = 0,001$ , тогда

$$A_{s,\min} = \mu_{s,\min} \cdot b \cdot h_0 = 0,001 \cdot 400 \cdot 430 = 172 \text{ мм}^2.$$

В качестве продольной рабочей арматуры консоли колонны принимаем 2Ø12 класса А500С площадью больше требуемой  $A_s^\Phi = 230 \text{ мм}^2 > 172 \text{ мм}^2$ .

Армирование консоли колонны показано на рисунке 27.

В консолях, входящих в замоноличенный жесткий рамный узел, в котором нижняя арматура ригеля приварена к продольной арматуре консоли через закладные детали, постановка специальных анкеров к стержням продольной арматуры консоли необязательна.

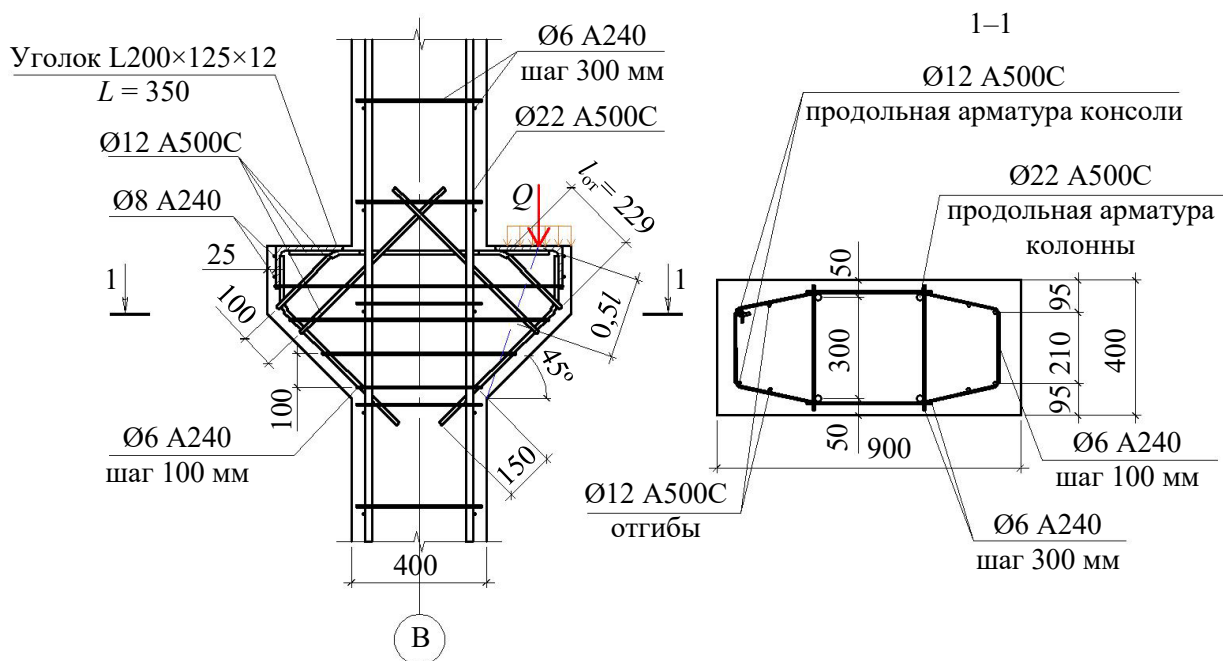


Рис. 27. Армирование консоли колонны

#### 4.6. Стыки и концевые участки колонн

Жесткие стыки сборных колонн выполняют путем сварки выпусков продольной арматуры, расположенных в специальных подрезках с последующим замоноличиванием этих подрезок (рис. 28). В таких стыках между торцами стыкуемых колонн должна предусматриваться центрирующая прокладка в виде стальной пластинки (для удобства рихтовки на монтаже), заанкеренной в бетоне или приваренной на монтаже к распределительному листу закладной детали (п. 3.86 [11]).

Размеры центрирующей прокладки принимаются не более  $1/3$  соответствующего размера сечения колонны. Форма и размеры подрезок определяются количеством стыкуемых стержней. Суммарная высота подрезок принимается не менее 300 мм и не менее  $10d$ , где  $d$  – больший диаметр выпусков.

На концевых участках колонн устанавливается косвенная арматура – сетки. При необходимости сварными сетками может армироваться и бетон замоноличивания в зоне подрезок (рис. 28, б).

Сетки устанавливаются в количестве не менее четырех штук с шагом 50 – 150 мм, а весь пакет сеток при наличии учитываемой в расчете продольной сжатой арматуры должен располагаться на длине не менее  $20d$  продольной арматуры, если она выполняется из гладких стержней, и  $10d$ , если она выполняется из стержней периодического профиля в соответствии с п. 3.53 [11].

Размеры квадратных ячеек сеток  $S = S_1$ , где  $S, S_1$  – шаги продольных и поперечных стержней соответственно, мм, принимаются [13]

$$\begin{aligned}
 S &\geq 45 \text{ мм;} \\
 S &\leq b_c/4; \\
 S &\leq 100 \text{ мм.}
 \end{aligned}$$

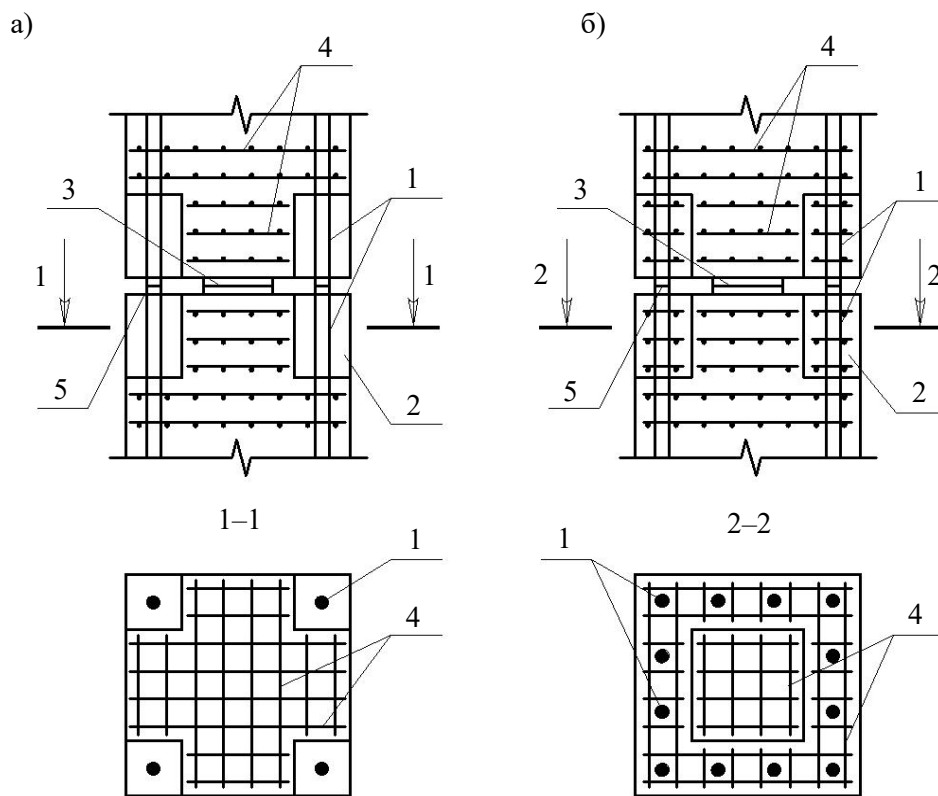


Рис. 28 Жесткий стык сборных колонн [11]

а) при четырех угловых арматурных выпусках; б) при арматурных выпусках, расположенных по периметру сечения; 1 – арматурные выпуски; 2 – бетон замоноличивания в подрезках; 3 – центрирующая прокладка; 4 – сетки косвенного армирования; 5 – сварка С19-Рм

## 5. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА ПОД СБОРНУЮ КОЛОННУ

Проектируем под сборную колонну монолитный фундамент стаканного типа. Фундамент рассчитываем как центрально-нагруженный.

### 5.1. Назначение классов бетона и арматуры

Проектируем фундамент из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В20 со следующими характеристиками:

- $R_b = 11,5$  МПа,  $R_{bt} = 0,9$  МПа (табл. 6.8 [3]),
- $R_{b,ser} = 15,0$  МПа,  $R_{bt,ser} = 1,35$  МПа (табл. 6.7 [3]),
- $E_b = 27500$  МПа (табл. 6.11 [3]).

В качестве рабочей арматуры сеток плитной части фундамента используем стержневую арматуру класса А500С с расчетным сопротивлением  $R_s = 435$  МПа (табл. 6.14 [3]).

В соответствии с п. 6.2.12 [3] значение модуля упругости для арматуры класса А (А500С) принимается равным  $E_s = 200000$  МПа.

### 5.2. Сбор нагрузок. Определение размеров подошвы фундамента

Согласно п. 6.1.12 [3] определяем коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b1}$ , который зависит от соотношения усилия от постоянных и длительных нагрузок к усилию от полных нагрузок (см. п. 4.2 расчета колонны)

$$\frac{N_l}{N} \begin{cases} > 0,9 \rightarrow \gamma_{b1} = 0,9; \\ \leq 0,9 \rightarrow \gamma_{b1} = 1,0. \end{cases}$$

$$\frac{N_l}{N} = \frac{3452,13}{3667,00} = 0,94 > 0,9, \text{ следовательно, коэффициент условий работы } \gamma_{b1} = 0,9.$$

Нормативная нагрузка от собственного веса колонны

$$G_c^n = \gamma_n \cdot \gamma \cdot b_c \cdot h_c (h_{ст} n + 0,7) = 1,0 \cdot 25 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot (4,2 \cdot 3 + 0,75) = 53,4 \text{ кН,}$$

где  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по ответственности сооружений,  $\gamma_n = 1,0$  для расчетов по предельным состояниям второй группы п. 10.3 [5];  $\gamma$  – удельный вес, принимаемый равным  $25 \text{ кН/м}^3$  для железобетона;  $b_c$  и  $h_c$  – размеры сечения колонны;  $n$  – число перекрытий, с которых нагрузка передается на колонну ( $n = 3$ ).

Определяем нагрузку на фундамент при расчете по предельным состояниям второй группы

$$N^n = q^n \cdot l_{риг} \cdot n + G_c^n = 156,02 \cdot 6,48 \cdot 3 + 53,4 = 3086,4 \text{ кН,}$$

где  $q^n$  – полная нормативная нагрузка на 1 погонный метр ригеля (см. п. 3.2);  $l_{риг} = l_{ср}$  – средний расчетный пролет неразрезного ригеля (если неразрезной ригель имеет 3 пролета  $l_{риг} = 0,5(l_{кр} + l_{ср})$ ).

Необходимая площадь подошвы фундамента под колонну находится из нормативных нагрузок, так как определение площади фундамента связано с их осадками, что относится к предельным состояниям второй группы [14]

$$A = \frac{N^n}{R - \gamma_m H} = \frac{3086,4}{0,35 \cdot 10^3 - 20 \cdot 1,5} = 9,65 \text{ м}^2,$$

где  $R$  – расчетное сопротивление грунта основания (по заданию)  $R = 0,35$  МПа;  $H$  – глубина заложения фундамента, принимаем равной 1,5 м;  $\gamma_m$  – усредненный объемный вес фундамента и грунта на его обрезах  $\gamma_m = 20$  кН/м<sup>3</sup>.

Размеры сторон квадратного в плане фундамента

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{9,65} = 3,1 \text{ м.}$$

Полученную величину округляем в большую сторону кратно 0,3 м. Принимаем  $B = 3,3$  м.

Реактивное давление грунта на подошву фундамента от расчетных нагрузок, если принять распределение его по подошве равномерным, будет

$$p = \frac{N}{B^2} = \frac{3667,0}{3,3^2} = 336,7 \text{ кН/м}^2 < R = 350 \text{ кН/м}^2.$$

Если условие не выполняется, следует увеличить размеры сторон подошвы фундамента.

### 5.3. Определение высоты фундамента

Расчетная высота сечения фундамента из условия обеспечения его прочности против продавливания колонной с размерами 400×400 мм определяется из условия (8.87) п. 8.1.47 [3]:

$$N \leq \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot u \cdot h_0,$$

где  $u$  – периметр контура расчетного поперечного сечения, расположенного на расстоянии  $0,5h_0$  от границы площади приложения сосредоточенной силы  $N$  (колонны) с рабочей высотой сечения  $h_0$ .

$$h_0 = -0,5b_c + 0,5 \sqrt{\frac{N}{\gamma_{b1} R_{bt} + p}} = -0,5 \cdot 0,4 + 0,5 \cdot \sqrt{\frac{3667,0}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 10^3 + 336,7}} = 0,69 \text{ м} = 690 \text{ мм.}$$

Полная высота фундамента стаканного типа с толщиной защитного слоя бетона 40 мм при наличии бетонной подготовки в основании (табл. 10.1 п. 10.3.2 [3]) и предполагаемом диаметре стержней арматуры  $d = 20$  мм

$$h_{\phi} \geq h_0 + 40 + 1,5d = 690 + 40 + 1,5 \cdot 20 = 760 \text{ мм,}$$

где  $1,5d$  учитывает расположение рабочей арматуры в сетке в двух направлениях, таким образом, рабочая высота принимается от центра тяжести верхней арматуры сетки до обреза фундамента.

Необходимая высота фундамента из условия обеспечения заделки колонны в стакане фундамента в соответствии с п. 7.2.14 [1]

$$h_{\phi} \geq h_c + 250 \text{ мм} = 400 + 250 = 650 \text{ мм,}$$

где 250 мм – толщина дна стакана фундамента (200 мм) с учетом подливки под колонну 50 мм.

Необходимая высота фундамента из условия обеспечения анкеровки продольной арматуры колонны в стакане фундамента при диаметре стержней 22 мм (см. п. 4.3) в соответствии с п. 7.2.14 [1]

$$h_{\phi} \geq l_{an}^{022} + 250 \text{ мм} = 889 + 250 = 1139 \text{ мм,}$$

где  $l_{an}^{022}$  – длина анкеровки продольного стержня колонны, диаметром 22 мм, определяемая в соответствии с п. 10.3.25 [3].

Определяем расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном (10.2) [3]

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 2,0 \text{ МПа,}$$

где  $\eta_1$  – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным 2,5 для горячекатаной арматуры периодического профиля (класса А500С);  $\eta_2$  – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным 1,0 при диаметре продольной арматуры  $d_s \leq 32$  мм (диаметр продольной арматуры 22 мм).

Базовую (основную) длину анкеровки, необходимую для передачи усилия в арматуре с полным расчетным значением сопротивления  $R_s$  на бетон, определяем по формуле (10.1) [3]

$$l_{0,an}^{\emptyset 22} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{435 \cdot 380,1}{2,0 \cdot 69,08} = 1197 \text{ мм},$$

где  $A_s$  и  $u_s$  – соответственно площадь поперечного сечения **одного** анкеруемого стержня и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня.

Анкеруемый арматурный стержень колонны диаметром 22 мм, площадью поперечного сечения  $A_s = 380,1 \text{ мм}^2$ , периметром  $u_s = \pi \cdot d = \pi \cdot 22 = 69,08 \text{ мм}$ .

Для ненапрягаемой арматуры при анкеровке стержней периодического профиля с прямыми концами без дополнительных анкерующих устройств для **сжатых** стержней принимают  $\alpha = 0,75$ .

Определяем длину анкеровки по формуле (3.74) [7] (или (10.3) [3])

$$l_{an}^{\emptyset 22} = \alpha \cdot l_{0,an}^{\emptyset 22} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 0,75 \cdot 1197 \cdot \frac{1506}{1520} = 889 \text{ мм},$$

где  $A_{s,cal}$  и  $A_{s,ef}$  – площади поперечного сечения арматуры, требуемая по расчету и фактически установленная соответственно, для данного расчета принимается  $A_{s,cal} = 1506 \text{ мм}^2$ ,  $A_{s,ef} = 1520 \text{ мм}^2$  (см. п. 4.3)

В любом случае фактическая длина анкеровки принимается

$$\begin{aligned} l_{an} &\geq 15d_s = 15 \cdot 22 = 330 \text{ мм}; \\ l_{an} &\geq 200 \text{ мм}; \\ l_{an} &\geq 0,3l_{0,an} = 0,3 \cdot 1197 = 359 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Принимаем  $l_{an}^{\emptyset 22} = 889 \text{ мм}$ .

Если при расчете продольной арматуры колонны в п. 4.3 было подобрано конструктивное армирование колонны (требуемая площадь сжатой арматуры  $A_{s,tot} < 0$ ), в этом случае длина анкеровки продольного стержня колонны определяется только исходя из минимальных требований длины анкеровки ( $l_{an} \geq 15d_s$  и  $l_{an} \geq 200 \text{ мм}$ ).

В нашем случае высоту фундамента определяет условие обеспечения анкеровки продольной арматуры колонны, где требуемая высота  $h_{\phi}^{\text{треб}} = 1139 \text{ мм}$ . В соответствии с приложением 4 принимаем трехступенчатый фундамент высотой  $h_{\phi} = 1200 \text{ мм}$ , со ступенями высотой  $h_1 = 300 \text{ мм}$ ,  $h_2 = 450 \text{ мм}$ ,  $h_3 = 450 \text{ мм}$  (рис. 29).

Расчетная высота фундамента

$$\begin{aligned} h_0 &= h_{\phi} - 40 - 1,5d = 1200 - 40 - 1,5 \cdot 20 = 1130 \text{ мм}, \\ h_{02} &= h_{\phi} - h_3 - 40 - 1,5d = 1200 - 450 - 40 - 1,5 \cdot 20 = 680 \text{ мм}, \\ h_{01} &= h_1 - 40 - 1,5d = 300 - 40 - 1,5 \cdot 20 = 230 \text{ мм}. \end{aligned}$$

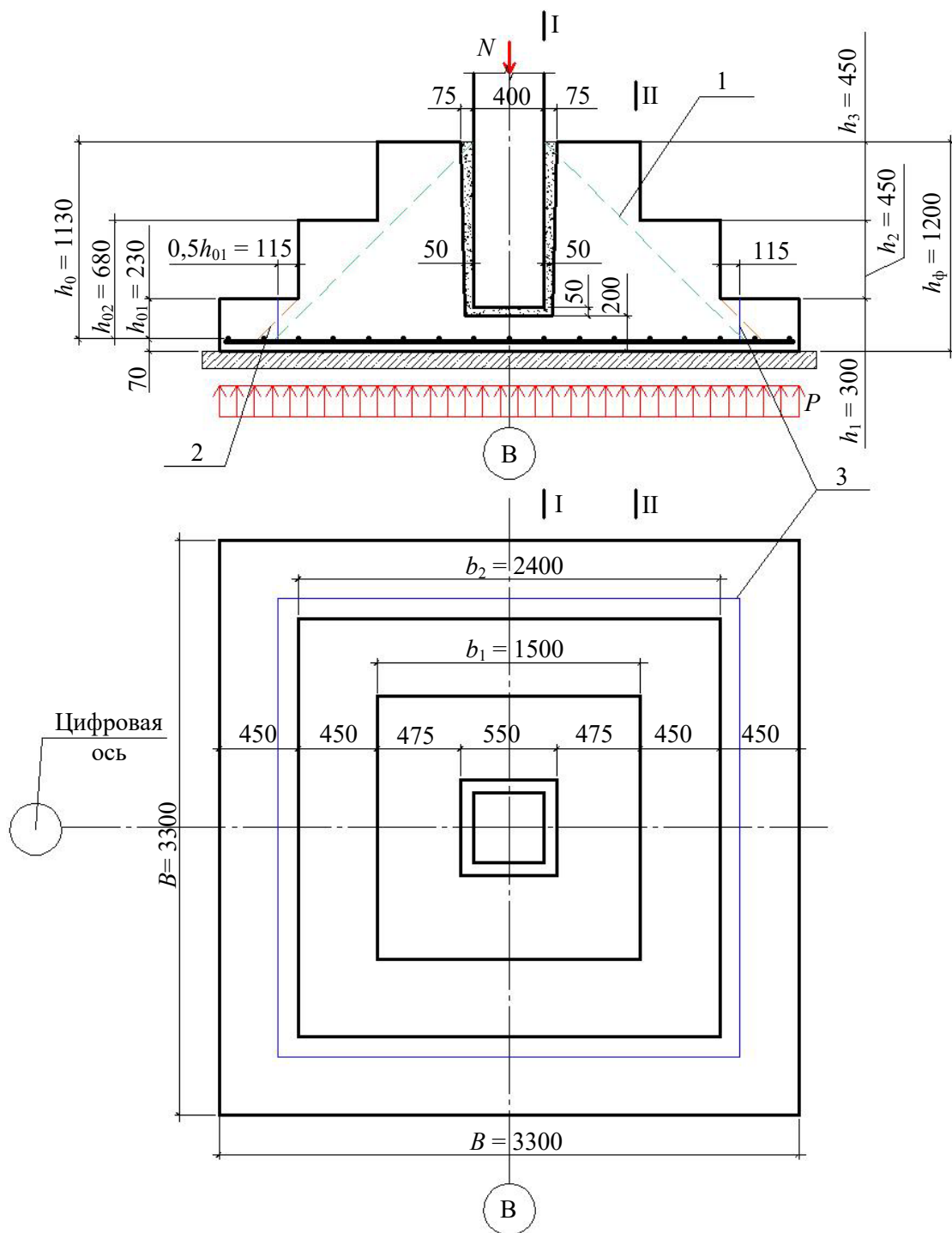


Рис. 29. Расчетная схема фундамента

1 – пирамида продавливания при определении рабочей высоты фундамента; 2 – пирамида продавливания при проверке прочности нижней ступени против продавливания; 3 – периметр контура расчетного поперечного сечения при проверке прочности нижней ступени против продавливания

#### 5.4. Проверка прочности нижней ступени против продавливания

Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание производится из условия (8.87) п. 8.1.47 [3]

$$F_H \leq F_{ult},$$

где  $F_H$  – сосредоточенная сила от внешней нагрузки;  $F_{ult}$  – предельное усилие, воспринимаемое бетоном.

Продавливающая сила принимается за вычетом нагрузок, приложенных к противоположной грани плиты в пределах площади с размерами, превышающими размеры площадки опирания на  $h_{01}$  во всех направлениях (п. 3.2.72 [7]).

$$F_H = N - p \cdot A_H = N - p (b_2 + 2h_{01})^2 = 3667,0 - 336,7 \cdot (2,4 + 2 \cdot 0,23)^2 = 912,9 \text{ кН},$$

где  $A_H$  – площадь нижнего основания пирамиды продавливания.

Периметр контура расчетного поперечного сечения на расстоянии  $0,5h_{01}$  от границы площадки опирания средней ступени фундамента

$$u_H = 4 \left( b_2 + \frac{h_{01}}{2} + \frac{h_{01}}{2} \right) = 4 \cdot \left( 2,4 + \frac{0,23}{2} + \frac{0,23}{2} \right) = 10,52 \text{ м}.$$

При  $F_{ult} = \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot u_H \cdot h_{01} = 0,9 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 10,52 \cdot 0,23 = 1959,9 \text{ кН} > F_H = 912,9 \text{ кН}$  прочность нижней ступени против продавливания **обеспечена**.

### 5.5. Расчет плиты фундамента на изгиб

Изгибающие моменты от реактивного давления грунта в сечениях по граням колонны и уступов фундамента

$$M_I = 0,125p \cdot B (B - h_c)^2 = 0,125 \cdot 336,7 \cdot 3,3 \cdot (3,3 - 0,4)^2 = 1168,1 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{II} = 0,125p \cdot B (B - b_1)^2 = 0,125 \cdot 336,7 \cdot 3,3 \cdot (3,3 - 1,5)^2 = 450,0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Необходимая площадь продольной арматуры класса А500С у подошвы фундамента в продольном и поперечном направлениях определяется по приближенной формуле

$$A_{sI} = \frac{M_I}{R_s \cdot 0,9h_0} = \frac{1168,1 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,9 \cdot 1130} = 2640 \text{ мм}^2,$$

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{R_s \cdot 0,9h_{02}} = \frac{450,0 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,9 \cdot 680} = 1690 \text{ мм}^2.$$

В арматурных сетках подошвы диаметр рабочих стержней, укладываемых вдоль стороны длиной до 3 м включительно, должен быть не менее 10 мм, а стержней, укладываемых вдоль стороны длиной более 3 м, – не менее 12 мм в соответствии с п. 4.1.1 [15].

В соответствии с п. 10.3.8 [3] шаг арматурных стержней в сетках принимается не более 400 мм и не более  $1,5h_1$  для плит толщиной более 150 мм, что обеспечивает эффективное вовлечение в работу бетона, равномерное распределение напряжений и деформаций, а также ограничение ширины раскрытия трещин между стержнями арматуры.

Принимаем сварную сетку из стержней диаметром 16 мм с шагом 200 мм в обоих направлениях  $17\varnothing 16$  класса А500С площадью больше требуемой  $A_s^\phi = 201,1 \cdot 17 = 3419 \text{ мм}^2 > 2640 \text{ мм}^2$ .

Процент армирования сечений

$$\mu_I = \frac{A_s^\phi}{b_1 h_0} \cdot 100\% = \frac{3419}{1500 \cdot 1130} \cdot 100\% = 0,2\%,$$

$$\mu_{II} = \frac{A_s^\phi}{b_2 h_{02}} \cdot 100\% = \frac{3419}{2400 \cdot 680} \cdot 100\% = 0,21\%,$$

что больше  $\mu_{\min} = 0,1\%$  для изгибаемых элементов в соответствии с п. 10.3.6 [3].

## 6. РАСЧЕТ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### 6.1. Расчет прочности кирпичной кладки в простенке

Нагрузка на простенок (рис. 30) в уровне низа ригеля перекрытия первого этажа:

- снеговая нагрузка для г. Санкт-Петербург

$$S_0 \cdot \gamma_f \cdot l (0,5B + b_{\text{кл}} + b_{\text{св}}) = 1,3 \cdot 1,4 \cdot 6,14 \cdot (0,5 \cdot 24,6 + 0,51 + 0,25) = 145,9 \text{ кН},$$

где  $S_0$  – нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия;  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным 1,4 для снеговой нагрузки (п. 10.12 [4]);  $l$  – номинальная длина плиты перекрытия (до вычета швов замоноличивания, см. п. 1);  $B$  – ширина здания в свету;  $b_{\text{кл}}$  – толщина кладки наружной стены;  $b_{\text{св}}$  – свес карниза.

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,3 = 1,3 \text{ кН/м}^2,$$

где  $c_e$  – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимается в соответствии с п. 10.5-10.9 [4];  $c_t$  – термический коэффициент, принимается в соответствии с п. 10.10 [4];  $\mu$  – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимается в соответствии с п. 10.4 [4];  $S_g$  – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли, принимается в соответствии с п. 10.2 и таблицей К.1 Приложения К [4]. В запас прочности принимаем коэффициенты  $c_e$ ,  $c_t$  и  $\mu$  равными 1,0.

- рулонный ковер кровли при  $g = 0,1 \text{ кН/м}^2$

$$g \cdot \gamma_f \cdot l (0,5B + b_{\text{кл}} + b_{\text{св}}) = 0,1 \cdot 1,3 \cdot 6,14 \cdot (0,5 \cdot 24,6 + 0,51 + 0,25) = 10,4 \text{ кН};$$

- цементно-песчаная армированная стяжка толщиной  $\delta = 50 \text{ мм}$  при удельном весе  $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$

$$\gamma \cdot \delta \cdot \gamma_f \cdot l \cdot 0,5B = 18 \cdot 0,05 \cdot 1,3 \cdot 6,14 \cdot 0,5 \cdot 24,6 = 88,4 \text{ кН};$$

- утеплитель – минераловатные плиты толщиной  $\delta = 160 \text{ мм}$  при удельном весе  $\gamma = 2 \text{ кН/м}^3$

$$\gamma \cdot \delta \cdot \gamma_f \cdot l \cdot 0,5B = 2 \cdot 0,16 \cdot 1,3 \cdot 6,14 \cdot 0,5 \cdot 24,6 = 31,4 \text{ кН};$$

- пароизоляция при  $g = 0,05 \text{ кН/м}^2$

$$g \cdot \gamma_f \cdot l \cdot 0,5B = 0,05 \cdot 1,3 \cdot 6,14 \cdot 0,5 \cdot 24,6 = 4,9 \text{ кН};$$

- сборные железобетонные плиты покрытия при  $g = 2,7 \text{ кН/м}^2$

$$g \cdot \gamma_f \cdot l \cdot 0,5B = 2,7 \cdot 1,1 \cdot 6,14 \cdot 0,5 \cdot 24,6 = 224,3 \text{ кН};$$

- вес железобетонной фермы

$$g \cdot \gamma_f = 62,5 \cdot 1,1 = 68,8 \text{ кН};$$

- вес карниза на кирпичной кладке стены при удельном весе  $\gamma_{\text{кл}} = 18 \text{ кН/м}^3$

$$\gamma_{\text{кл}} \cdot \gamma_f \cdot l [0,5 \cdot (0,39 + 0,44) \cdot 0,76 - 0,13 \cdot 0,225] = 18 \cdot 1,1 \cdot 6,14 \cdot 0,286 = 34,8 \text{ кН};$$

где числа в скобках – параметры карниза, указанные на рисунке 30;

- вес кирпичной кладки выше отметки + 3.000

$$\begin{aligned} & \gamma_{\text{кл}} \cdot \gamma_f \cdot b_{\text{кл}} [(18,3 - 3,0)l - 2,4 \cdot 2,1 \cdot n_{\text{ок.пр}}] = \\ & = 18 \cdot 1,1 \cdot 0,51 \cdot [15,3 \cdot 6,14 - 2,4 \cdot 2,1 \cdot 3] = 795,9 \text{ кН}, \end{aligned}$$

где 18,3 м – отметка верха кирпичной кладки без учета карниза; 2,4×2,1 ( $b \times h$ , м) – размеры оконного проема;  $n_{\text{ок.пр}}$  – количество оконных проемов по высоте здания; 3,0 м – отметка низа ригеля перекрытия первого этажа, определяемая как

$$h_{\text{эт}} - \delta_{\text{ст}} - h_{\text{п}} - h_{\text{р}} = 4,2 - 0,05 - 0,4 - 0,75 = 3,0 \text{ м},$$

где  $h_{\text{эт}}$  – высота этажа (по заданию);  $\delta_{\text{ст}}$  – толщина стяжки 50 мм;  $h_{\text{п}}$  – высота ребристой плиты перекрытия (см. п. 2.4);  $h_{\text{р}}$  – высота ригеля (см. п. 3.3).

- сосредоточенная нагрузка от ригелей перекрытий (условно без учета неразрезности ригелей)

$$q \cdot l_{кр} \cdot 0,5 \cdot 3 = 185,61 \cdot 6,02 \cdot 0,5 \cdot 3 = 1676,1 \text{ кН,}$$

где  $q$  – полная расчетная нагрузка на ригель (см. п. 3.2);  $l_{кр}$  – крайний расчетный пролет ригеля;

- вес оконного заполнения при  $g_{ок} = 0,5 \text{ кН/м}^2$

$$0,5 \cdot 2,4 \cdot 2,1 \cdot 3 \cdot 1,2 = 9,1 \text{ кН.}$$

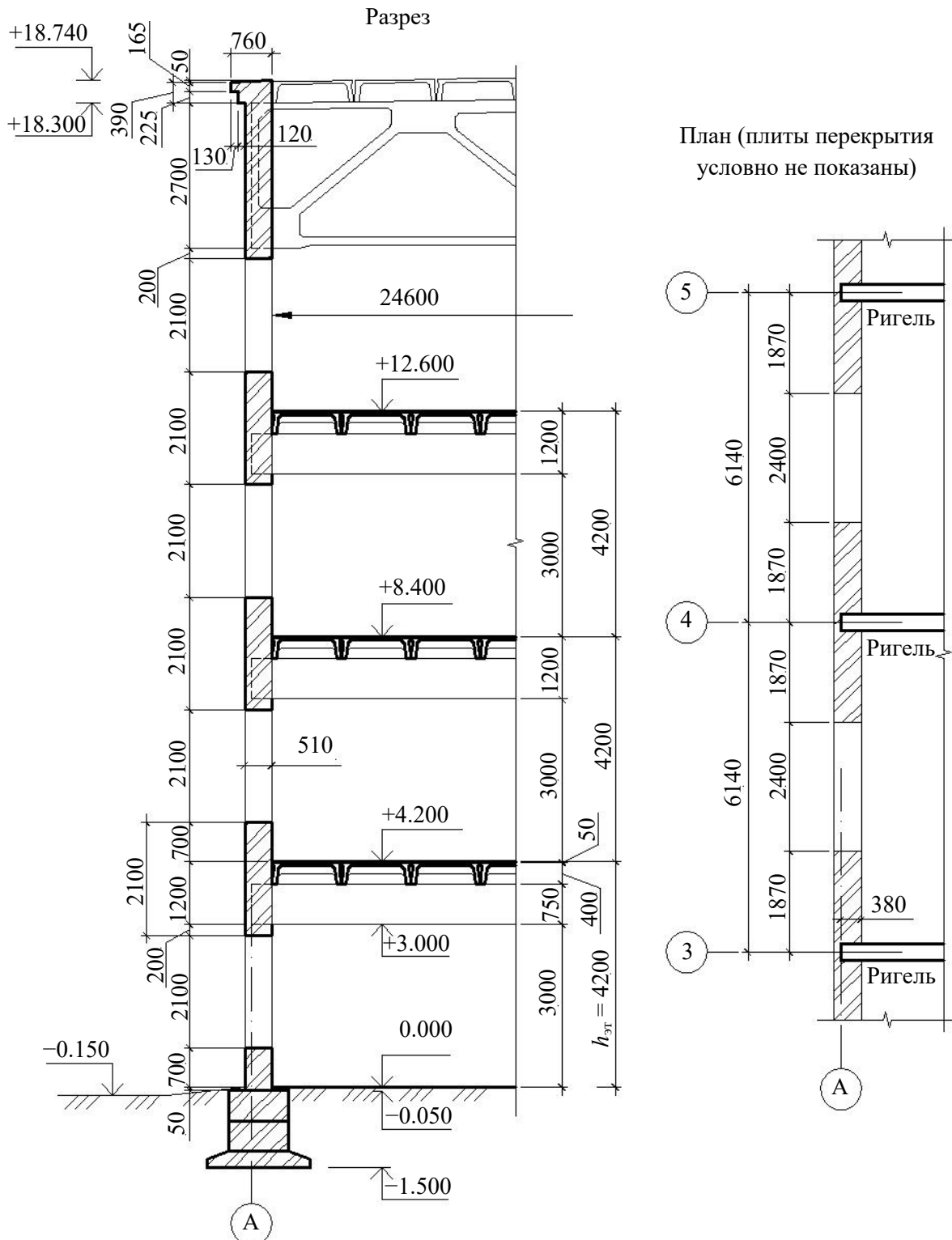


Рис. 30. Схема расположения простенка

Суммарная расчетная нагрузка на простенок в уровне отм. + 3.000

$$N = 145,9 + 10,4 + 88,4 + 31,4 + 4,9 + 224,3 + 68,8 + 34,8 + 795,9 + 1676,1 + 9,1 = 3090,0 \text{ кН.}$$

Согласно п. 9.10 [16] допускается считать стену расчлененной по высоте на однопролетные балки с расположением опорных шарниров в уровне опирания ригелей. При этом нагрузка от верхних этажей принимается приложенной в центре тяжести сечения стены вышележащего этажа, а все нагрузки  $P = 185,61 \cdot 6,02 \cdot 0,5 = 558,7 \text{ кН}$  в пределах рассчитываемого этажа принимают приложенными с фактическим эксцентриситетом относительно центра тяжести сечения стены. Расстояние от точки приложения опорных реакций ригеля  $P$  до внутренней грани стены при отсутствии опор, фиксирующих положение опорного давления, принимается не более одной трети глубины заделки ригеля и не более 7 см (рис. 31).

При глубине заделки ригеля в стену  $a_{\text{оп}} = 380 \text{ мм}$

$$\frac{a_{\text{оп}}}{3} = \frac{380}{3} = 127 \text{ мм} > 70 \text{ мм}$$

принимаем точку приложения опорного давления  $P = 558,7 \text{ кН}$  на расстоянии 70 мм от внутренней грани стены.

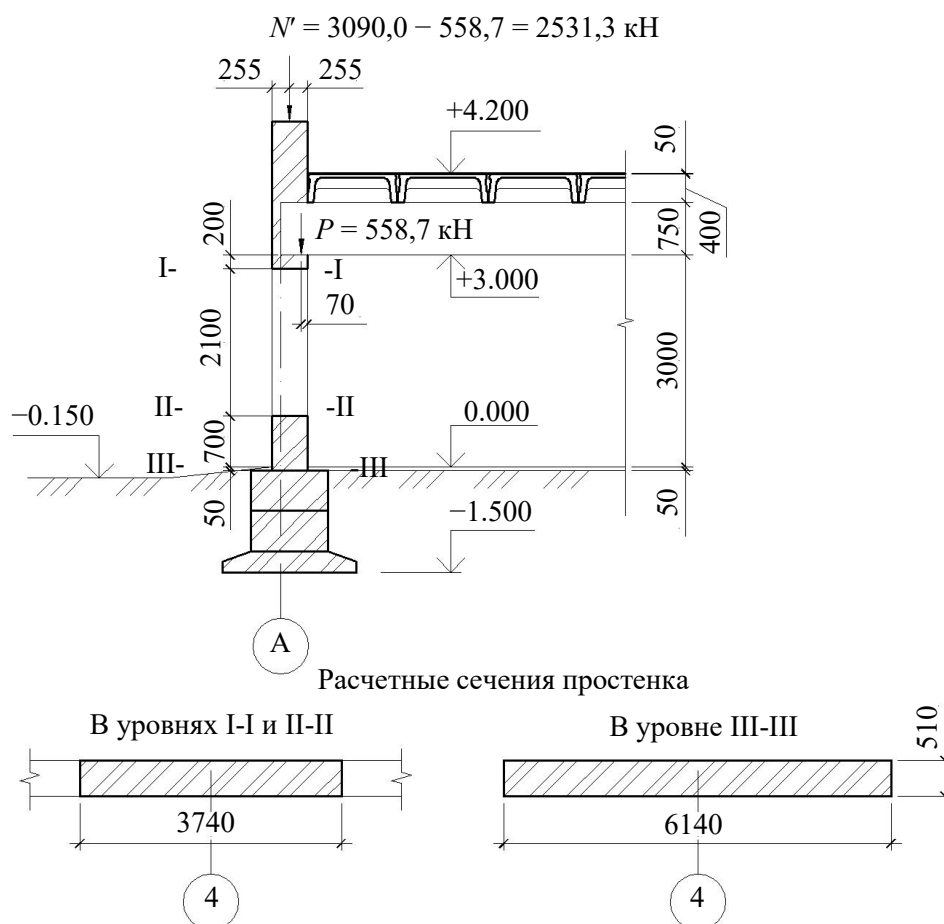


Рис. 31. Схема нагрузок и расчетные сечения простенка

За расчетную схему простенка нижнего этажа здания принимаем стойку, шарнирно опертую на неподвижную опору в уровне обреза фундамента, и с шарнирным опиранием в уровне перекрытия.

В этом случае расчетная высота простенка нижнего этажа принимается равной  $l_0 = H$  (п. 7.3, а [16]), где  $H$  – расстояние в свету между обрезом фундамента и перекрытием первого этажа.

$$l_0 = H = 3000 + 50 = 3050 \text{ мм.}$$

Гибкость простенка, выполненного из глиняного кирпича марки 100 на растворе марки 50, при  $R = 1,5$  МПа по табл. 2 [16], определяется согласно примечанию 1 к табл. 16 [16] при упругой характеристике кладки  $\alpha = 1000$

$$\lambda^h = \frac{l_0}{h} = \frac{3050}{510} = 5,98.$$

Принимаем коэффициент продольного изгиба по табл. 19 [16]  $\varphi = 0,96$ . Согласно п. 7.4 [16] для стен, опирающихся на шарнирные неподвижные опоры, коэффициент продольного изгиба в опорных сечениях принимается равным единице ( $\varphi = 1,0$ ). В средней трети высоты простенка коэффициент продольного изгиба равен расчетной величине  $\varphi = 0,96$ . В приопорных третях высоты  $\varphi$  изменяется линейно от  $\varphi = 1,0$  до расчетной величины  $\varphi = 0,96$  (рис. 32).

Значения коэффициента продольного изгиба в расчетных сечениях простенка, в уровнях верха и низа оконного проема

$$\varphi_I = 0,96 + (1,0 - 0,96) \frac{1017 - 200}{1017} = 0,992;$$

$$\varphi_{II} = 0,96 + (1,0 - 0,96) \frac{1017 - 750}{1017} = 0,971.$$

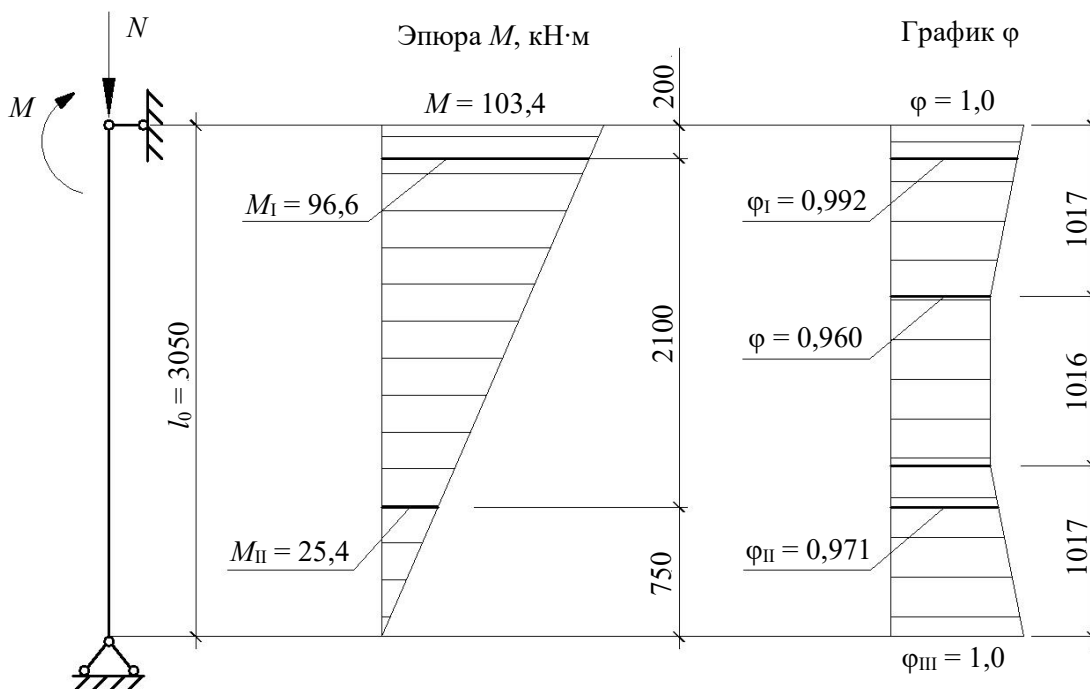


Рис. 32. Расчетная схема простенка

Величины изгибающих моментов в уровне опирания ригеля и в расчетных сечениях простенка на уровне верха и низа оконного проема

$$M = P \cdot l = 558,7 \cdot (0,51 \cdot 0,5 - 0,07) = 103,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_I = M \cdot \frac{l_0 - 200}{l_0} = 103,4 \cdot \frac{3050 - 200}{3050} = 96,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = M \cdot \frac{750}{l_0} = 103,4 \cdot \frac{750}{3050} = 25,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{III} = 0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Величина нормальных сил в тех же сечениях простенка

$$N = 3090,0 \text{ кН};$$

$$N_I = N + b_{\text{кл}} \cdot l \cdot 0,2 \cdot \gamma_{\text{кл}} \cdot \gamma_f = 3090,0 + 0,51 \cdot 6,14 \cdot 0,2 \cdot 18 \cdot 1,1 = 3102,4 \text{ кН},$$

где  $b_{\text{кл}}$  – толщина кладки наружной стены;  $l$  – номинальная длина плиты перекрытия (до вычета швов замоноличивания); 0,2 – высота кладки, расстояние от верха оконного проема до низа ригеля (см. рис. 31);  $\gamma_{\text{кл}} = 18 \text{ кН/м}^3$  – удельный вес кладки.

$$N_{II} = N_I + [b_{\text{кл}} \cdot (l - 2,4) \cdot 2,1 \cdot \gamma_{\text{кл}} \cdot \gamma_f + g_{\text{ок}} \cdot 2,4 \cdot 2,1 \cdot \gamma_f],$$

где 2,4×2,1 (м) – размеры оконного проема;  $g_{\text{ок}} = 0,5 \text{ кН/м}^2$ .

$$N_{II} = 3102,4 + [0,51 \cdot (6,14 - 2,4) \cdot 2,1 \cdot 18 \cdot 1,1 + 0,5 \cdot 2,4 \cdot 2,1 \cdot 1,2] = 3184,7 \text{ кН};$$

$$N_{III} = N_{II} + b_{\text{кл}} \cdot l \cdot 0,75 \cdot \gamma_{\text{кл}} \cdot \gamma_f = 3184,7 + 0,51 \cdot 6,14 \cdot 0,75 \cdot 18 \cdot 1,1 = 3231,2 \text{ кН},$$

где 0,75 – высота кладки, расстояние от низа оконного проема до уровня обреза фундамента (см. рис. 31).

Определим эксцентриситеты продольных сил  $e_0 = \frac{M}{N}$

$$e_0 = (103,4:3090,0) \cdot 1000 = 33,5 \text{ мм} < 0,45y = 0,45 \cdot 255 = 114,8 \text{ мм};$$

$$e_{0I} = (96,6:3102,4) \cdot 1000 = 31,1 \text{ мм} < 0,45y = 0,45 \cdot 255 = 114,8 \text{ мм};$$

$$e_{0II} = (25,4:3184,7) \cdot 1000 = 8,0 \text{ мм} < 0,45y = 0,45 \cdot 255 = 114,8 \text{ мм};$$

$$e_{0III} = 0; y = 0,5h = 0,5 \cdot 510 = 255,0 \text{ мм}.$$

Несущая способность внецентренно сжатого простенка прямоугольного сечения согласно п. 7.7 [16] определяется по формуле

$$N = m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega,$$

где  $m_g$  – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки (при

$h = 510 \text{ мм} > 300 \text{ мм}$  принимают  $m_g = 1,0$ );  $\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}$  ( $\varphi$  – коэффициент продольного

изгиба для всего сечения элемента прямоугольной формы;  $\varphi_c$  – коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определяемой в зависимости от  $\lambda_c = l_0:h_c$  для прямоугольного сечения  $h_c = h - 2e_0$ );  $A_c$  – площадь сжатой части сечения;

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45.$$

$$A_c = A \left( 1 - \frac{2e_0}{h} \right),$$

где  $A$  – площадь сечения простенка.

Несущая способность (прочность) простенка в уровне опирания ригеля при  $\varphi = 1,0$ ;  $e_0 = 33,5 \text{ мм}$

$$\lambda_c = l_0:h_c = l_0:(h - 2e_0) = 3050:(510 - 2 \cdot 33,5) = 6,88;$$

$$\varphi_c = 0,942 \text{ (по табл. 19 [16])}; \varphi_1 = 0,5 \cdot (\varphi + \varphi_c) = 0,5 \cdot (1 + 0,942) = 0,971;$$

$$\omega = 1 + \frac{33,5}{510} = 1,066 < 1,45;$$

$$N = m_g \varphi_1 R A \left( 1 - \frac{2e_0}{h} \right) \omega = 1,0 \cdot 0,971 \cdot 1,5 \cdot 510 \cdot 6140 \cdot \left( 1 - \frac{2 \cdot 33,5}{510} \right) \cdot 1,066 \cdot 10^{-3} = 4223,2 \text{ кН}.$$

4223,2 кН > 3090,0 кН, следовательно, прочность простенка в уровне опирания ригеля **обеспечена**.

Несущая способность простенка в сечении I–I при  $\varphi_I = 0,992$ ;  $e_{0I} = 31,1$  мм

$$\lambda_c = 3050:(510 - 2 \cdot 31,1) = 6,81; \varphi_c = 0,944 \text{ (по табл. 19 [16])};$$

$$\varphi_I = 0,5 \cdot (0,992 + 0,944) = 0,968; \omega = 1 + \frac{31,1}{510} = 1,061 < 1,45;$$

$$N_I = 1,0 \cdot 0,968 \cdot 1,5 \cdot 510 \cdot 3740 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 31,1}{510}\right) \cdot 1,061 \cdot 10^{-3} = 2580,1 \text{ кН.}$$

2580,1 кН < 3102,4 кН, следовательно, прочность простенка в сечении I–I **не обеспечена**.

Для обеспечения прочности простенка принимаем кладку из глиняного кирпича марки 125 на растворе марки 75 при  $R = 1,9$  МПа (по табл. 2 [16]).

Тогда несущая способность простенка в сечении I–I равна

$$N_I = 1,0 \cdot 0,968 \cdot 1,9 \cdot 510 \cdot 3740 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 31,1}{510}\right) \cdot 1,061 \cdot 10^{-3} = 3268,1 \text{ кН.}$$

3268,1 кН > 3102,4 кН, следовательно, прочность простенка в сечении I–I **обеспечена**.

Несущая способность простенка в сечении II–II при  $\varphi_{II} = 0,971$ ;  $e_{0II} = 8,0$  мм и  $R = 1,9$  МПа

$$\lambda_c = 3050:(510 - 2 \cdot 8,0) = 6,17; \varphi_c = 0,957 \text{ (по табл. 19 [16])};$$

$$\varphi_{II} = 0,5 \cdot (0,971 + 0,957) = 0,964; \omega = 1 + \frac{8,0}{510} = 1,016 < 1,45;$$

$$N_{II} = 1,0 \cdot 0,964 \cdot 1,9 \cdot 510 \cdot 3740 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 8,0}{510}\right) \cdot 1,016 \cdot 10^{-3} = 3438,1 \text{ кН.}$$

3438,1 кН > 3184,7 кН, следовательно, прочность простенка в сечении II–II **обеспечена**.

Несущая способность простенка в сечении III–III в уровне обреза фундамента при центральном сжатии  $\varphi = 1,0$ ;  $e_{0III} = 0$  мм согласно п. 7.1 [16] определяется по формуле

$$N_{III} = m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,9 \cdot 510 \cdot 6140 \cdot 10^{-3} = 5949,7 \text{ кН.}$$

5949,7 кН > 3231,2 кН, следовательно, прочность простенка в уровне обреза фундамента **обеспечена**.

Примечание: При наличии в составе стены пилястр за расчетное принимается тавровое сечение с шириной полки, равной расстоянию между оконными проемами и не более расстояния между осями пилястр при отсутствии оконных проемов.

## 6.2. Расчет прочности центрального сжатого кирпичного столба (колонны)

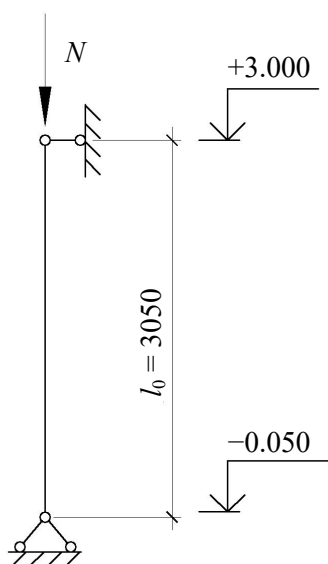


Рис. 33. Расчетная схема кирпичного столба

В учебных целях рассматриваем вариант замены железобетонной колонны нижнего этажа здания кирпичным столбом (рис. 33). Кирпичный столб проектируем из глиняного кирпича пластического прессования марки 150 на растворе марки 100 с расчетным сопротивлением кладки  $R = 2,2$  МПа (табл. 2 [16]). Упругая характеристика неармированной кладки  $\alpha = 1000$ .

Нагрузка на кирпичный столб нижнего этажа в уровне обреза фундамента условно принимается  $N = 3667,0$  кН (см. п. 4.2).

Принимаем кирпичный столб сечением  $900 \times 900$  мм (3,5 кирпича). При  $l_0 = 3050$  мм,  $\alpha = 1000$  гибкость столба  $\lambda^h = \frac{l_0}{h} = \frac{3050}{900} = 3,39$ , а коэффициент продольного изгиба  $\varphi = 1,0$  (табл. 19 [16]).

В соответствии с п. 7.7 [16] при размере сечения столба  $h = 900$  мм  $> 300$  мм коэффициент  $m_g = 1,0$ .

Несущая способность неармированного кирпичного столба в уровне обреза фундамента (сечение III-III) по п. 7.1 [16]

$$N_{III} = m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,2 \cdot 900^2 = 1782000 \text{ Н} = 1782,0 \text{ кН},$$

$$N_{III} = 1782,0 \text{ кН} < 3667,0 \text{ кН}.$$

Следовательно, прочность неармированного кирпичного столба **недостаточна**.

Для повышения прочности кирпичного столба применяем армирование кладки в соответствии с п. 7.30 [16] горизонтальными сварными сетками с перекрестными стержнями из арматурной проволоки класса Вр500 диаметром 5 мм ( $A_s = 0,196$  см<sup>2</sup>) с расчетным и нормативным сопротивлением  $R_s = 0,6 \cdot 415 = 249$  МПа и  $R_{sn} = 0,6 \cdot 500 = 300$  МПа (где 0,6 – коэффициент условий работы  $\gamma_{cs}$ , принимаемый по табл. 14 [16] для сетчатого армирования) соответственно.

Элементы с сетчатым армированием выполняются на растворах марки не ниже 50 при высоте ряда кладки не более 150 мм.

Расчет элементов с сетчатым армированием при центральном сжатии производят согласно п. 7.30 [16] по формуле

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A,$$

где  $R_{sk}$  – расчетное сопротивление при центральном сжатии, определяемое для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами по формуле

$$R_{sk} = R + \frac{p\mu R_s}{100} \leq 2R,$$

где  $R$  – расчетное сопротивление неармированной кладки;  $p$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от пустотности кирпича (камня), при пустотности до 20%  $p = 2,0$ ;  $\mu$  – процент армирования кладки;  $R_s$  – расчетное сопротивление арматуры.

Для сеток с квадратными ячейками процент армирования кладки вычисляется по формуле

$$\mu = \frac{2A_{st}}{cs} \cdot 100\%,$$

где  $A_{st}$  – площадь поперечного сечения арматуры сетки;  $c$  – шаг стержней в сетках;  $s$  – расстояние между сетками.

Процент армирования кладки сетчатой арматурой, учитываемой в расчете на центральное сжатие, должен быть не менее 0,1% и не должен превышать  $\mu_{\max} = 50 \frac{R}{R_s}$ .

При диаметре стержней сетки 5 мм с  $A_{st} = 19,6 \text{ мм}^2$ , шаге стержней в сетках  $c = 50 \text{ мм}$  и расстоянии  $s = 375 \text{ мм}$  (сетки располагаются в горизонтальных швах кладки через пять рядов кирпичей, см. рис. 34) процент армирования кладки равен

$$\mu = \frac{2 \cdot 19,6}{50 \cdot 375} \cdot 100\% = 0,209\%.$$

$$0,1\% < \mu = 0,209\% < \mu_{\max} = 50 \cdot \frac{2,2}{249} = 0,442\%.$$

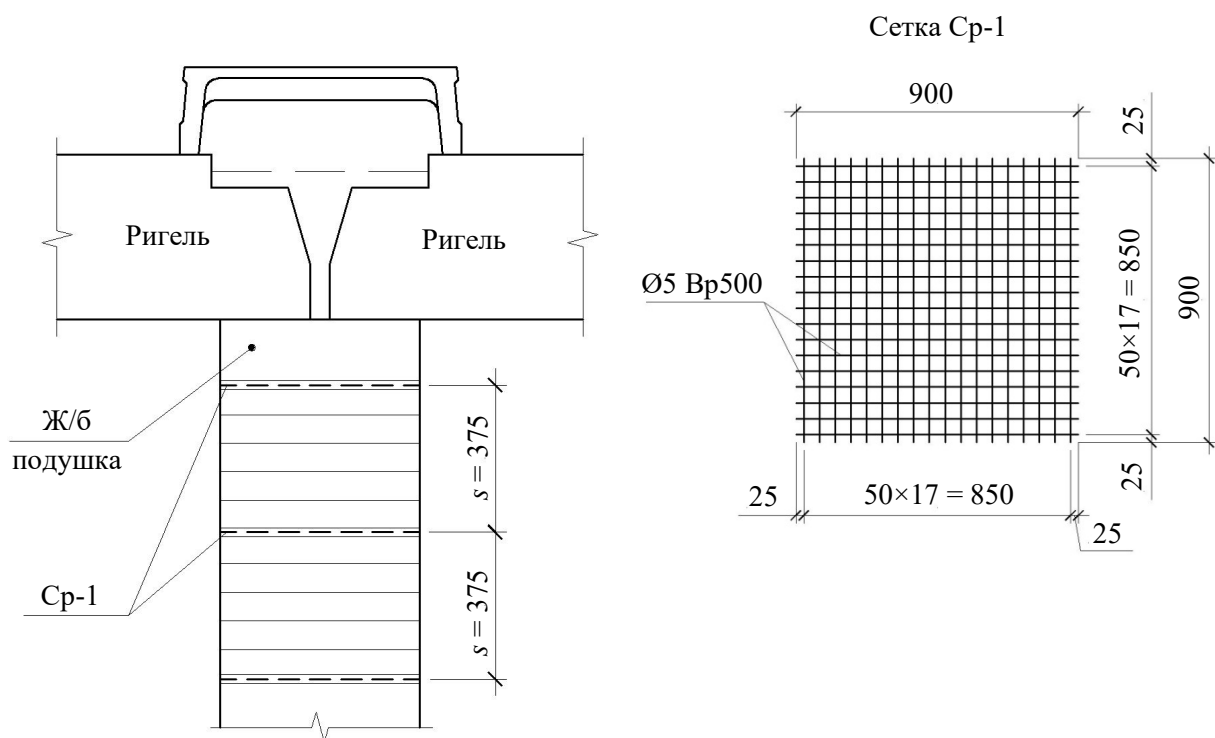


Рис. 34. Схема армирования кирпичного столба

Тогда расчетное сопротивление армированной кладки столба осевому сжатию равно

$$R_{sk} = 2,2 + \frac{2 \cdot 0,209 \cdot 249}{100} = 3,24 \text{ МПа},$$

$$R_{sk} = 3,24 \text{ МПа} < 2R = 2 \cdot 2,2 = 4,4 \text{ МПа}.$$

Упругая характеристика кладки с сетчатым армированием определяется по п. 6.21 [16]

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}} = \alpha \frac{2R}{2R + \frac{2R_{sn}\mu}{100}} = 1000 \cdot \frac{2 \cdot 2,2}{2 \cdot 2,2 + \frac{2 \cdot 300 \cdot 0,209}{100}} = 778,$$

где  $R_u$  – временное сопротивление сжатию неармированной кладки;  $R_{sku}$  – временное сопротивление сжатию армированной кладки.

При  $\lambda^h = \frac{l_0}{h} = \frac{3050}{900} = 3,39$  и  $\alpha_{sk} = 778$  по табл. 19 [16] принимаем коэффициент

продольного изгиба армированного столба  $\varphi = 1,0$ .

Несущая способность армированного кирпичного столба

$$N = m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 3,24 \cdot 900^2 = 2624400 \text{ Н} = 2624,4 \text{ кН} < 3667,0 \text{ кН}.$$

Следовательно, прочность кирпичного столба снова **не достаточна**. Для обеспечения прочности возьмем марку кирпича 200, марку раствора 150, тогда по таблице 2 [16]  $R = 3,0$  МПа. Также расположим сетки в горизонтальных швах кладки через три ряда кирпичей, тогда  $s = 225$  мм.

Пересчитываем необходимые параметры

$$\mu = \frac{2 \cdot 19,6}{50 \cdot 225} \cdot 100\% = 0,348\%.$$

$$0,1\% < \mu = 0,348\% < \mu_{\max} = 50 \cdot \frac{3,0}{249} = 0,602\%.$$

$$R_{sk} = 3,0 + \frac{2 \cdot 0,348 \cdot 249}{100} = 4,73 \text{ МПа} < 2R = 2 \cdot 3,0 = 6,0 \text{ МПа}.$$

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}} = \alpha \frac{2R}{2R + \frac{2R_{sn}\mu}{100}} = 1000 \cdot \frac{2 \cdot 3,0}{2 \cdot 3,0 + \frac{2 \cdot 300 \cdot 0,348}{100}} = 742.$$

При  $\lambda^h = \frac{l_0}{h} = \frac{3050}{900} = 3,39$  и  $\alpha_{sk} = 742$  по табл. 19 [16] принимаем коэффициент

продольного изгиба армированного столба  $\varphi = 0,999$ .

Тогда несущая способность армированного кирпичного столба

$$N = m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A = 1,0 \cdot 0,999 \cdot 4,73 \cdot 900^2 = 3827469 \text{ Н} = 3827,5 \text{ кН} > 3667,0 \text{ кН}.$$

Прочность кирпичного столба **обеспечена**.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1) СП 356.1325800.2017 Конструкции каркасные железобетонные сборные многоэтажных зданий. Правила проектирования
- 2) ГОСТ 28984-2011. Модульная координация размеров в строительстве. Основные положения. – Москва: Стандартинформ, 2013. – 16 с.
- 3) СП 63.13330.2018. СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – Москва: Минстрой России, 2018. – 152 с.
- 4) СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* (с Изменениями N 1, 2). – Москва: Минстрой России, 2019. – 104 с.
- 5) ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – Москва: Стандартинформ, 2015. – 14 с.
- 6) Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: общий курс: учеб. для вузов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
- 7) Методическое пособие к СП 63.13330. Расчет железобетонных конструкций без предварительно напряженной арматуры. Москва, 2015.
- 8) ИИ24-2/70. Железобетонные плиты для перекрытий типа 2, с опиранием на ригели прямоугольного сечения / ЦНИИПРОМЗДАНИЙ, НИИЖБ. – Госстрой СССР, 1972. – 42 с.
- 9) ГОСТ 14098-2014. Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры (с Изменением N 1, с Поправкой)
- 10) Кодыш, Э. Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям / Э. Н. Кодыш, И. К. Никитин, Н. Н. Трекин. – Монография. М.: Издательство АСВ, 2011. – 352 с.
- 11) Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – Москва: Стройиздат, 1978. – 129 с.
- 12) СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-21\* (с Поправкой, С Изменениями №1, 2)
- 13) Кувалдин А.Н., Клевцова Г.С. Примеры расчета железобетонных конструкций зданий. – М.: Стройиздат, 1976. – 288 с.
- 14) Кузнецов В.С. Железобетонные и каменные конструкции (Основы сопротивления железобетона. Практическое проектирование. примеры расчета.): Учено. пособие. – М.: Издательство АСВ, 2012. – 300 с.
- 15) Методическое пособие. Проектирование железобетонных конструкций с применением сварных сеток и каркасов заводского изготовления. Москва, 2016.
- 16) СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81\* (с Изменениями N 1, 2, 3). – Москва: Стандартинформ, 2019. – 149 с.

## ПРИЛОЖЕНИЯ

### Приложение 1

Соотношения между расчетными моментами в плитах, опертых по контуру

$l_2/l_1$	$M_2/M_1$	$M_I/M_1$ и $M'_I/M_1$	$M_{II}/M_1$ и $M'_{II}/M_1$
1...1,5	0,2...1	1,3...2,5	1,3...2,5
1,5...2	0,15...0,5	1...2	0,2...0,75

### Приложение 2

Площадь поперечного сечения арматуры на 1 м ширины плиты, см<sup>2</sup>

Шаг стержней, мм	Диаметр стержней, мм												
	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25
100	0,71	1,26	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	25,45	31,42	38,01	49,09
125	0,57	1,01	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,31	16,08	20,36	25,13	30,41	39,27
150	0,47	0,84	1,31	1,84	3,35	5,23	7,54	10,26	13,4	16,96	20,94	25,33	32,72
200	0,35	0,63	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05	12,72	15,71	19,00	24,54
250	0,28	0,50	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	10,18	12,56	15,20	19,64
300	0,23	0,42	0,65	0,94	1,68	2,61	3,77	5,13	6,70	8,48	10,47	12,66	16,36
350	0,20	0,36	0,56	0,81	1,44	2,24	3,23	4,44	5,74	7,27	8,97	10,86	14,00
400	0,18	0,32	0,40	0,71	1,25	1,96	2,82	3,50	5,02	6,36	7,86	9,50	12,49

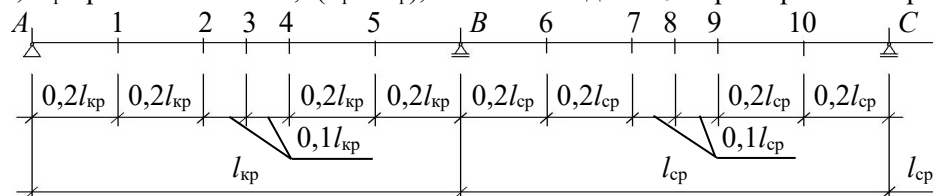
Примечание: для рулонных сеток (B500C) диаметр стержней от 4 до 5 мм, шаг 100, 150 и 200 мм.

### Приложение 3

Коэффициенты  $\alpha$  и  $\beta$  для определения усилий в четырех и трех пролетном ригеле

№	Схемы загрузки	Коэффициенты $\times 10^{-3}$																	
			$M_A$	В крайних пролетах					$M_B$	В средних пролетах					$M_C$	$Q_A$	$Q_B^I$	$Q_B^{II}$	$Q_C^I$
				$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_4$	$M_5$		$M_6$	$M_7$	$M_8$	$M_9$	$M_{10}$					
1		$\alpha$	0	58,6	77,1	71,4	55,7	-5,7	-107,1	-20	27,1	35,7	34,3	14,3	-71,4	393	-607	536	-464
2		$\beta$	0	69,3	98,6	98,2	87,9	37,1	-53,6	-50	-46,4	-44,6	-42,9	-39,3	-35,7	446	-554	18	18
3		$\beta$	0	55,9	71,8	64,7	47,7	-16,4	-120,5	-20	40,5	55,8	61,1	41,6	-17,9	379	-621	603	-397
4		$\beta$	0	-7,1	-14,3	-17,9	-21,4	-28,6	-35,7	30	55,7	53,6	41,4	-12,9	-107,7	-36	-36	428	-572
5		$\beta$	0	-10,7	-21,4	-26,8	-32,1	-42,9	-53,6	30	73,6	80,4	77,1	40,7	-35,7	-54	-54	518	-482
Коэффициенты $\times 10^{-3}$																			
1		$\alpha$	0	58,5	77,1	71,3	55,6	-5,8	-100	-12,8	27,2	32,2	27,2	-12,8	-100	392	-608	500	-500
2		$\beta$	0	70,4	101	101	91,3	41,7	-44,5	-41,4	-41,4	-41,4	-41,4	-41,4	-44,5	452	-548	0	0
3		$\beta$	0	-11,9	-23,8	-29,8	-35,8	-47,7	-55,3	28,6	68,6	73,6	68,6	28,6	-55,3	-59,5	-59,5	500	-500
4		$\beta$	0	55,2	70,4	63	45,6	-19,2	-115,2	-13,2	40,8	52,9	54,9	29	-39,8	376	-624	570	-430

Для определения  $M_B$  при  $l_{кр} \neq l_{ср}$  и  $l_{кр} \geq 0,9l_{ср}$  принимается  $l = 0,5(l_{кр} + l_{ср})$ , в том числе для  $M_C$  в трех пролетном ригеле/



**Приложение 4**

Высота ступеней и их количество в зависимости от общей высоты фундамента

Общая высота плит- ной части фундамента, мм	Высота ступеней, мм		
	$h_1$	$h_2$	$h_3$
300	300	–	–
450	450	–	–
600	300	300	–
750	300	450	–
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
1500	450	450	600

Сортамент арматуры

Номинальный диаметр, мм	Расчетные площади арматуры, мм <sup>2</sup> , при числе стержней									Масса, кг/м	Диаметр арматуры классов		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240, A400, A500	B500C	Bp500
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,056	-	-	+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,099	-	+	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,154	-	+	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+	-
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	-
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	-
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	-
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	-	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	-	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	-	-
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	-	-
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	-	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	+	-	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834	+	-	-
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,313	+	-	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,990	+	-	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	-	-

Примечание: знак «+» означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.

Исходные данные к заданию

Длина –  $L$ , м; ширина –  $B$ , м; высота этажей здания –  $h_{эт}$ , м

Данные, м	Предпоследняя цифра зачет- ной книжки	Последняя цифра зачетной книжки									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
$L$	1	34,0	35,8	32,3	36,0	35,4	36,2	37,5	36,2	34,6	38,0
$B$		22,5	23,4	25,0	24,3	23,8	25,1	24,8	25,0	22,8	23,2
$h_{эт}$		4,1	4,0	4,5	4,3	3,8	4,0	4,2	4,1	3,9	4,4
$L$	2	35,3	34,8	36,9	38,4	39,0	37,4	38,0	36,4	37,2	36,8
$B$		21,6	20,9	24,0	22,6	23,5	22,8	23,2	22,5	23,0	23,7
$h_{эт}$		4,0	4,2	3,9	4,4	4,2	4,0	4,1	4,3	4,6	4,5
$L$	3	33,7	34,2	35,8	39,0	36,2	35,7	38,0	39,6	39,2	37,6
$B$		24,0	25,0	21,5	23,6	24,0	22,4	23,4	22,0	23,6	23,5
$h_{эт}$		3,9	4,4	4,2	4,6	4,5	3,9	4,0	4,2	4,1	4,4
$L$	4	36,5	36,3	38,4	37,5	34,6	35,5	38,0	38,5	37,4	37,6
$B$		22,8	23,0	21,2	22,0	21,5	23,4	25,1	23,6	22,6	23,0
$h_{эт}$		4,4	4,2	3,9	4,1	4,0	4,5	4,3	4,2	4,0	4,3
$L$	5	36,8	37,6	37,0	39,2	38,8	37,9	37,6	38,2	38,4	39,0
$B$		24,5	23,2	24,8	22,5	24,0	23,7	21,8	22,7	22,9	23,2
$h_{эт}$		4,1	4,0	4,6	4,4	4,2	4,0	3,9	4,1	4,3	4,0
$L$	6	37,9	36,8	38,5	38,7	37,1	37,3	39,2	40,1	40,3	39,3
$B$		24,3	22,3	22,6	23,9	21,5	21,9	22,7	24,4	22,7	24,5
$h_{эт}$		4,5	4,3	4,0	4,2	3,9	4,3	4,6	4,0	4,2	4,4
$L$	7	39,3	38,7	40,2	40,5	36,8	36,5	37,2	36,0	38,4	39,0
$B$		22,5	23,0	21,8	25,0	23,5	22,9	23,1	22,4	24,1	24,8
$h_{эт}$		4,0	4,4	3,9	4,6	4,3	3,9	4,1	4,2	4,0	4,2
$L$	8	38,1	37,5	39,2	37,0	36,6	38,2	37,1	40,3	40,0	39,5
$B$		23,0	22,7	21,6	23,2	23,0	24,1	24,6	24,0	22,9	23,3
$h_{эт}$		4,4	4,1	4,2	4,5	3,9	4,0	4,1	4,3	4,5	4,2
$L$	9	36,5	37,0	38,7	38,6	40,3	39,1	37,9	36,0	37,3	37,7
$B$		23,2	22,6	24,8	23,1	21,7	24,2	22,5	21,2	22,9	23,8
$h_{эт}$		4,2	4,1	3,9	4,4	4,0	4,3	4,5	3,9	4,0	4,6
$L$	0	40,1	40,5	39,8	37,6	38,2	39,1	36,3	37,9	38,0	36,7
$B$		23,1	22,6	22,3	21,8	23,3	24,5	24,7	23,9	23,0	22,7
$h_{эт}$		3,9	4,5	4,3	4,1	4,2	4,0	4,4	4,6	3,9	4,1

Исходные данные к заданию

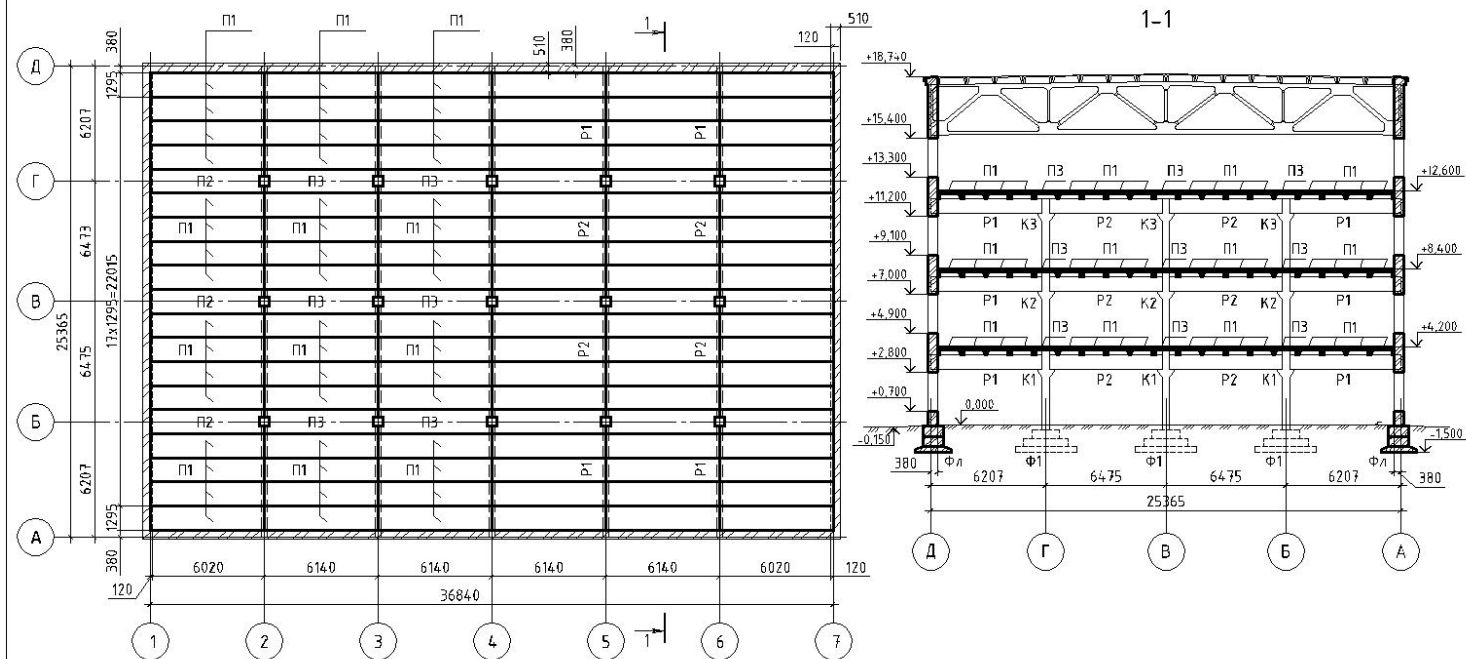
Временная нормативная нагрузка –  $v^n$ , кН/м<sup>2</sup>; расчетное давление на грунт основания –  $R$ , МПа

кН/м <sup>2</sup> , МПа	Предпоследняя цифра зачет- ной книжки	Последняя цифра зачетной книжки									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
$v^n$	1	9	11	8	13	10	9	14	12	8	11
$R$		0,25	0,3	0,2	0,35	0,3	0,2	0,25	0,35	0,3	0,2
$v^n$	2	11	13	9	10	8	14	11	11	10	8
$R$		0,2	0,25	0,3	0,3	0,35	0,2	0,25	0,25	0,2	0,3
$v^n$	3	10	8	12	12	14	10	9	13	11	10
$R$		0,35	0,2	0,25	0,25	0,4	0,35	0,3	0,3	0,35	0,25
$v^n$	4	12	10	10	9	11	13	14	11	12	12
$R$		0,3	0,3	0,35	0,25	0,2	0,2	0,4	0,35	0,2	0,3
$v^n$	5	9	11	10	13	14	14	11	10	8	9
$R$		0,2	0,25	0,2	0,3	0,35	0,3	0,2	0,25	0,25	0,35
$v^n$	6	13	10	8	11	9	9	12	13	13	11
$R$		0,2	0,2	0,35	0,4	0,4	0,3	0,25	0,35	0,25	0,3
$v^n$	7	8	13	11	14	9	10	9	10	11	12
$R$		0,3	0,25	0,2	0,2	0,25	0,4	0,35	0,35	0,3	0,25
$v^n$	8	9	11	13	10	14	9	10	12	12	14
$R$		0,2	0,35	0,3	0,3	0,25	0,25	0,4	0,3	0,35	0,4
$v^n$	9	12	13	13	14	9	11	8	10	8	11
$R$		0,25	0,2	0,25	0,35	0,2	0,25	0,2	0,3	0,25	0,3
$v^n$	0	11	9	14	12	10	9	13	8	11	14
$R$		0,3	0,2	0,35	0,3	0,25	0,2	0,4	0,25	0,3	0,3

Примечание: Временная нормативная нагрузка определяется путем сложения соответствующей цифры таблицы (согласно номеру зачетной книжки) и последней цифры учебного года.

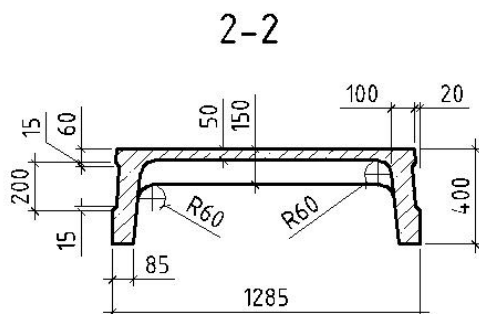
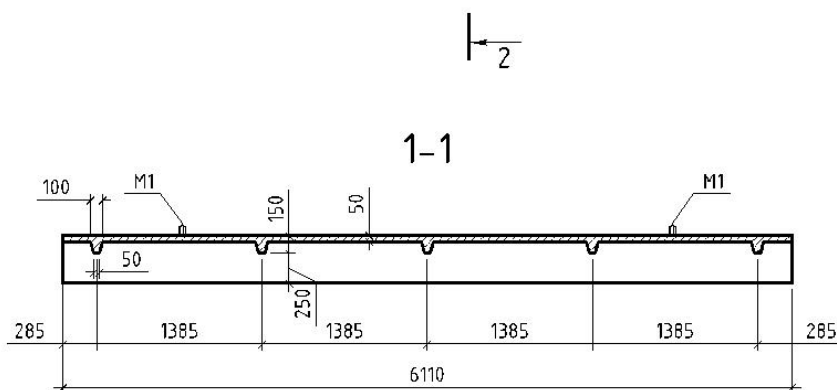
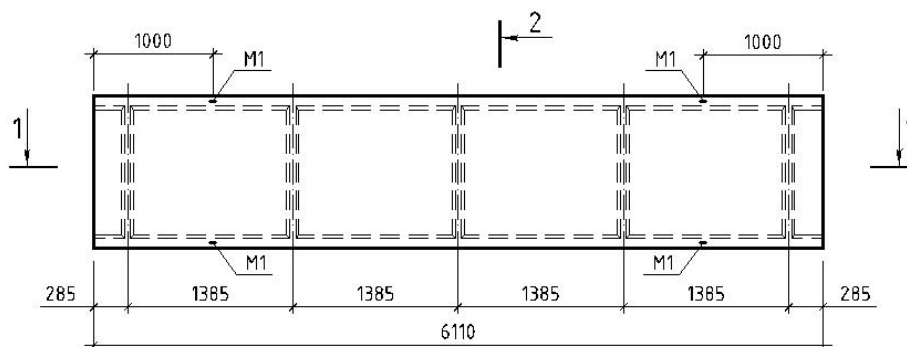
Пример: учебный год 2021, номер варианта 14. Временная нормативная нагрузка составит  $v^n = 13 + 1 = 14$  кН/м<sup>2</sup>.

Схема расположения сборного железобетонного перекрытия  
на отм. +4.150, +8.350 и +12.550



Изн.	Колуч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Схема расположения сборного железобетонного перекрытия на отм. +4.150, +8.350 и +12.550. Разрез 1-1.	Лист 1
							Формат А3

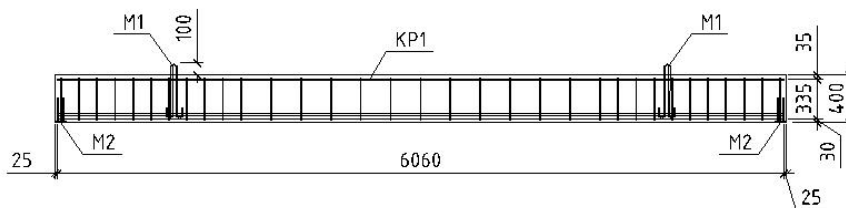
Плита П1 (опалубочная схема)



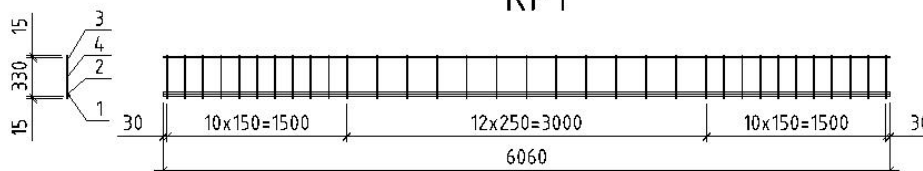
						Плита П1 (опалубочная схема). Разрезы 1-1, 2-2.	Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		2

Формат А4

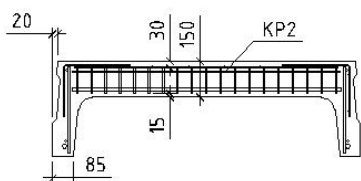
### Плита П1 Армирование продольного ребра



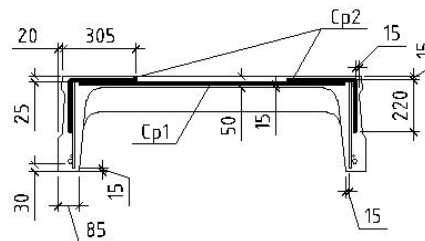
КР1



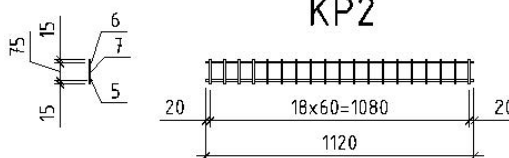
### Армирование поперечного ребра



### Армирование полки



КР2



							Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		3

Формат А4

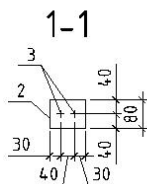
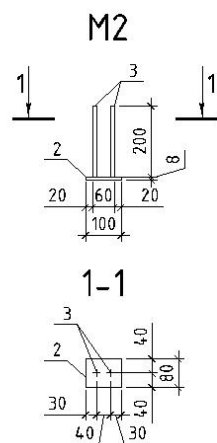
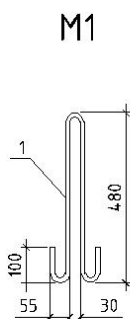
### Спецификация элементов плиты П1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Приме- чание
		<u>Сборочные единицы</u>			
		<u>КР1</u>	2		
1	ГОСТ 34028-2016	∅25 А500С L=6060	1	23.27	23.27
2	ГОСТ 34028-2016	∅18 А500С L=6060	1	12.11	12.11
3	ГОСТ 34028-2016	∅10 А240 L=6060	1	3.74	3.74
4	ГОСТ 34028-2016	∅8 А240 L=360	33	0.14	4.62
		<u>КР2</u>	5		
5	ГОСТ 34028-2016	∅10 А500С L=1120	1	0.69	0.69
6	ГОСТ 34028-2016	∅6 А240 L=1120	1	0.25	0.25
7	ГОСТ 34028-2016	∅6 А240 L=105	19	0.02	0.38
		<u>Сетки</u>			
Ср1	ГОСТ 34028-2016	4Ср1 $\frac{4B500C-150}{4B500C-150}$ 605x110	1	9.26	9.26
Ср2	ГОСТ 34028-2016	4Ср2 $\frac{4B500C-150}{4B500C-150}$ 605x50	2	4.43	8.86
		<u>Изделия закладные</u>			
М1		Изделие закладное М1	4	1.07	4.28
М2		Изделие закладное М2	4	0.74	2.96
		<u>Материалы</u>			
	ГОСТ 26633-2015	Бетон В25, F75, W4		0.72	м <sup>3</sup>

1. Спецификацию стали на одно закладное изделие см. на листе 5

						Спецификация элементов плиты П1	Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		4

Формат А4



### Спецификация стали (на одно закладное изделие)

Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол.	Масса 1 дет., кг	Масса изделия, кг
M1	1	φ12 A240 L=1210	1	1.07	1.07
M2	2	Лист 100x80x8 ГОСТ 19903-2015 С245 ГОСТ 27772-2015	1	0.50	0.74
	3	φ10 A500С L=200	2	0.12	

1. Прокат арматурный по ГОСТ 34028-2016.

### Ведомость расхода стали

Марка элемента	Изделия арматурные								Изделия закладные						Всего	
	Арматура класса								Арматура класса				Прокат марки			
	A240				A500С				A240		A500С		С245			
	ГОСТ 34028-2016								ГОСТ 34028-2016							ГОСТ 19903-2015
	φ6	φ8	φ10	Итого	φ10	φ18	φ25	Итого	φ12	Итого	φ10	Итого	t=8	Итого		
П1	3.15	9.24	7.48	19.87	3.45	24.22	46.54	74.21	4.28	4.28	0.96	0.96	2.00	2.00	101.3	

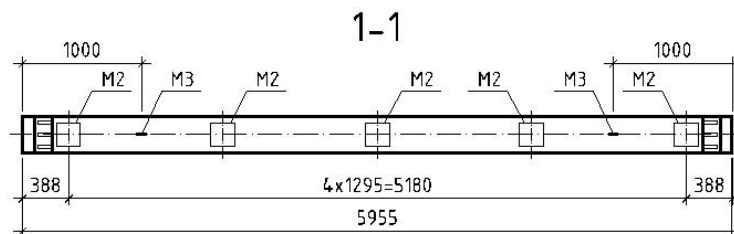
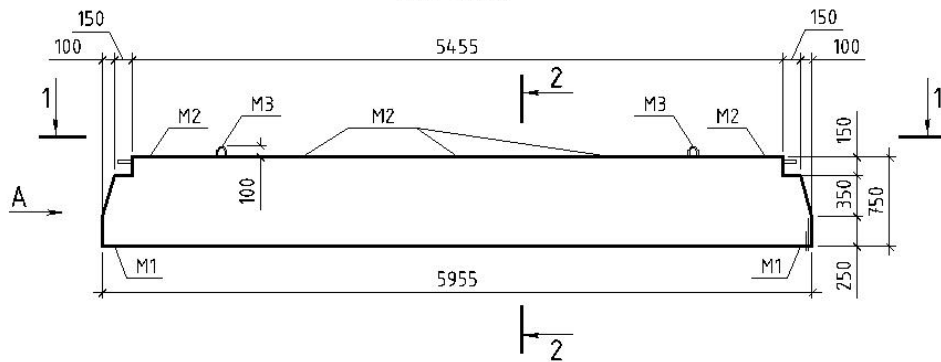
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	---------	------	--------	-------	------

Ведомость расхода стали на плиту П1

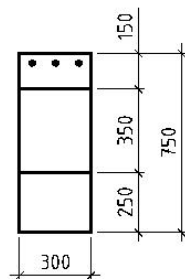
Лист  
5

Формат А4

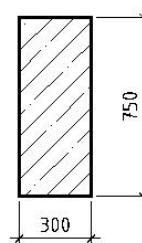
### Неразрезной ригель Р2 (опалубочная схема)



Вид А



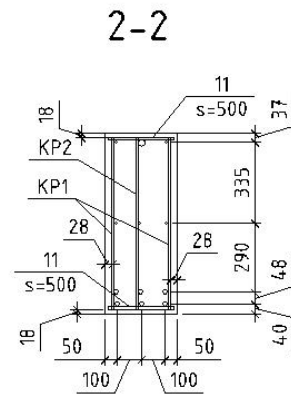
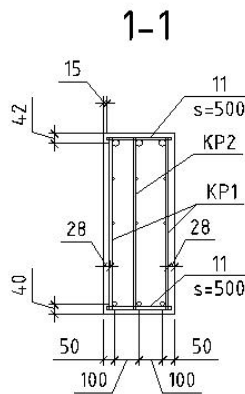
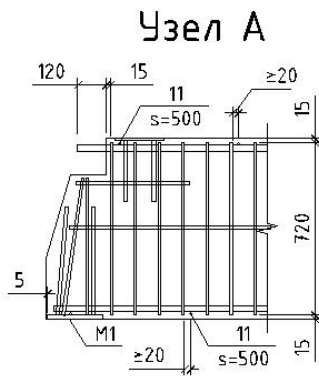
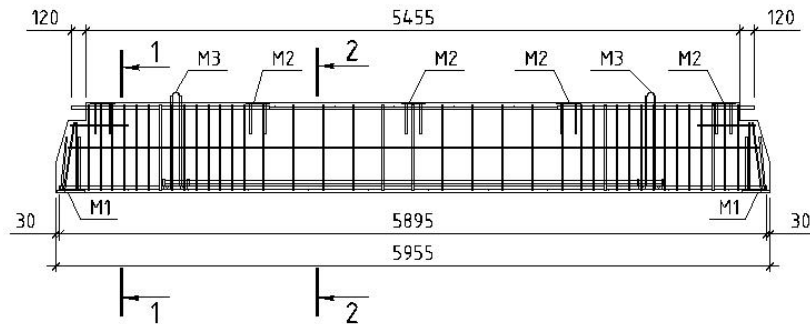
2-2



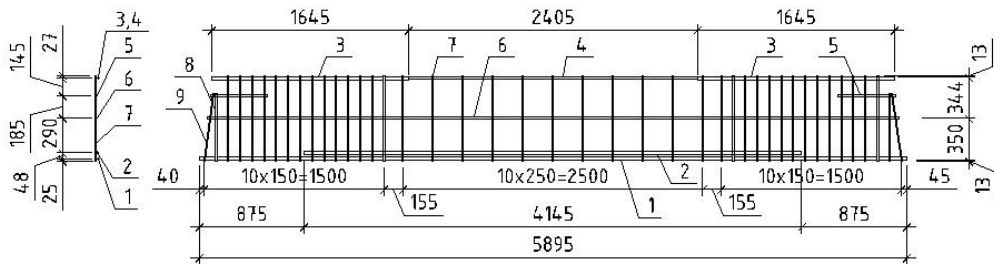
						Неразрезной ригель Р2 (опалубочная схема). Разрезы 1-1, 2-2. Вид А.	Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		6

Формат А4

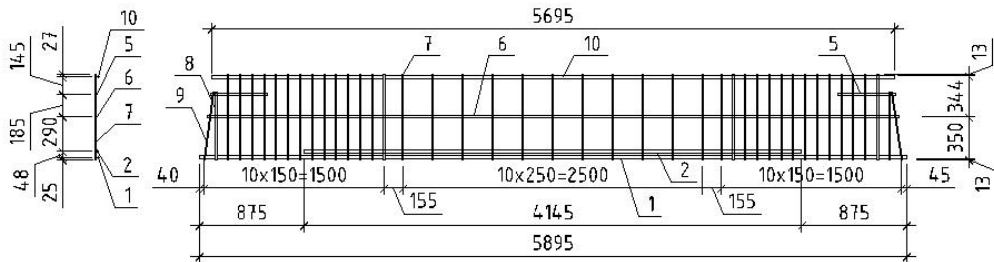
### Армирование ригеля Р2



### KP1



### KP2

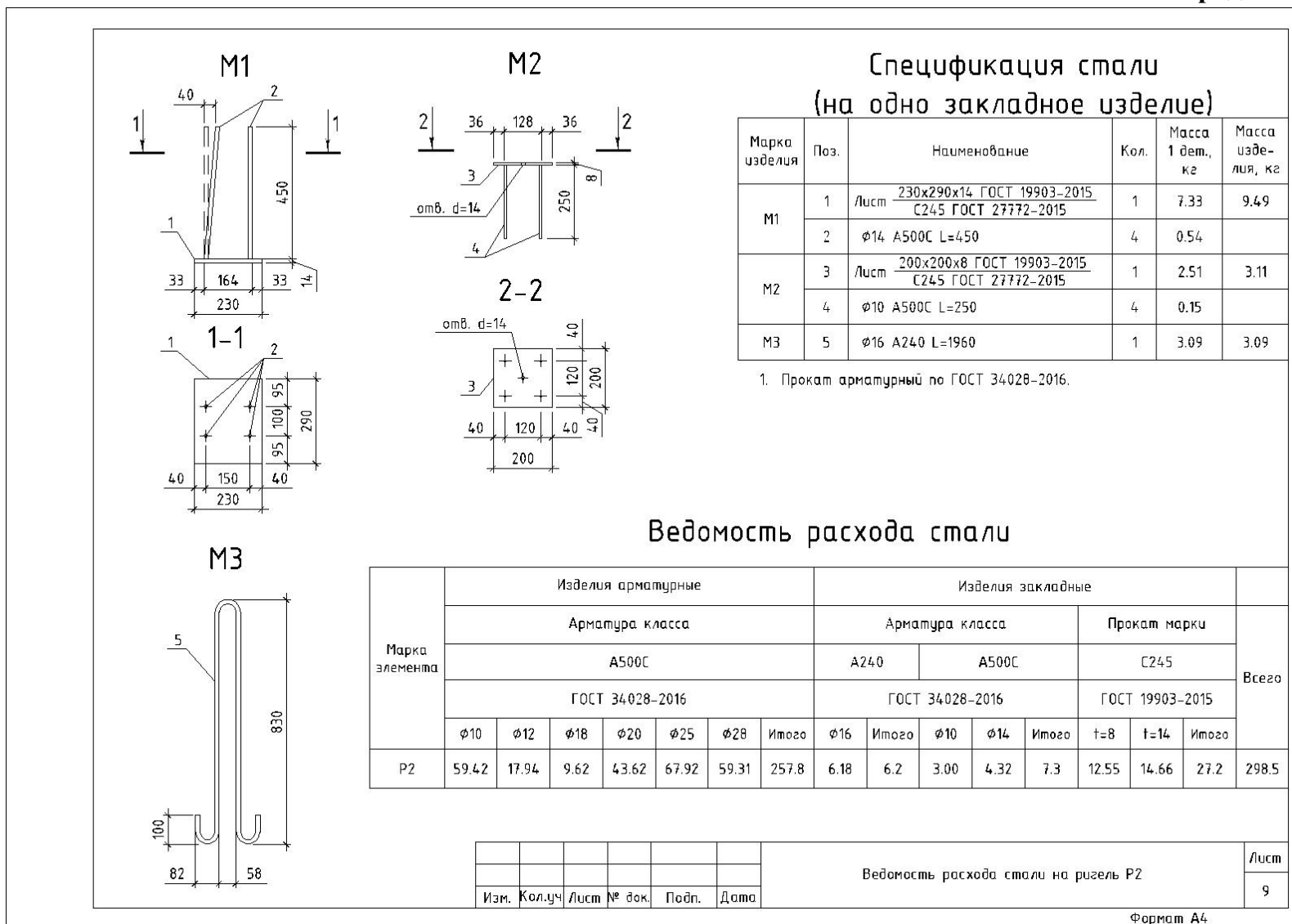


Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Армирование ригеля Р2. Разрезы 1-1, 2-2. Узел А	Лист
							7

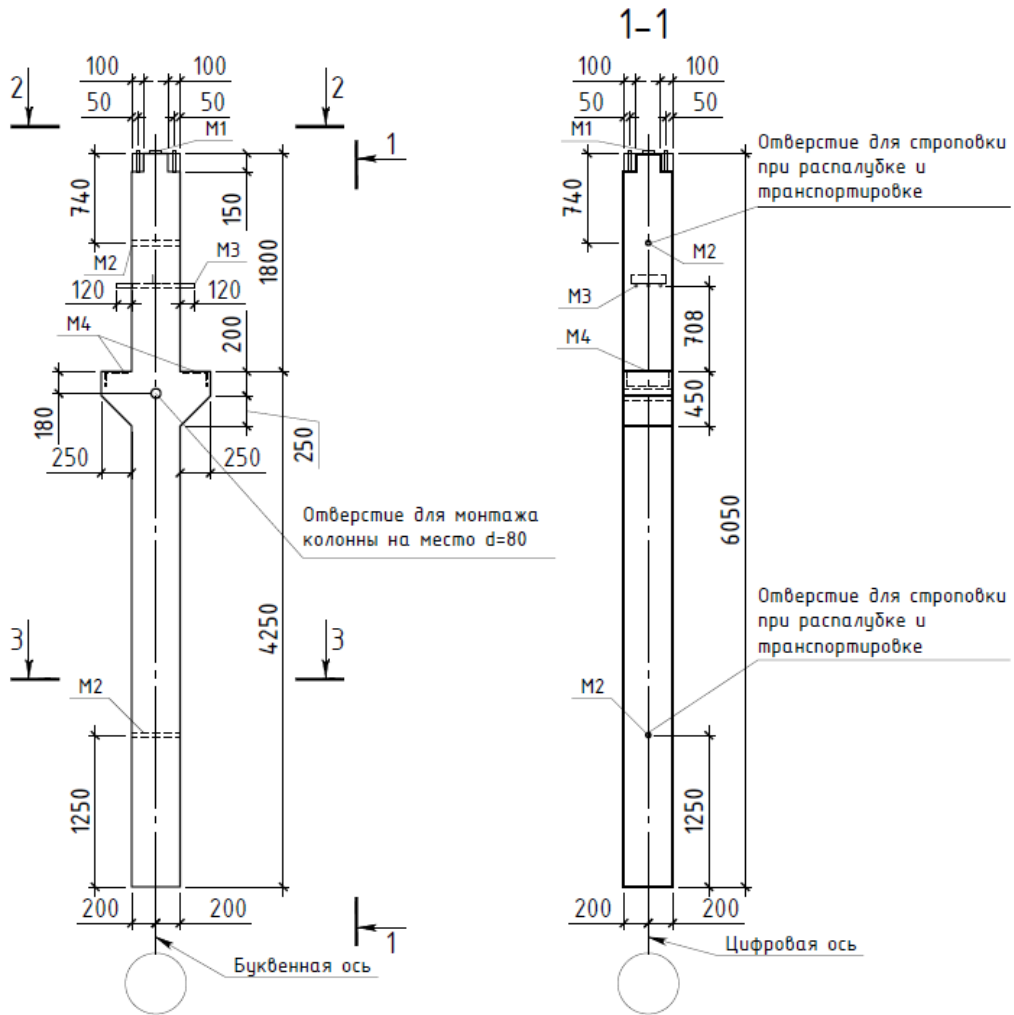
Формат А4

Спецификация элементов ригеля Р2					
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Приме- чание
		<u>Сборочные единицы</u>			
		<u>КР1</u>	2		
1	ГОСТ 34028-2016	∅25 А500С L=5895	1	22.64	22.64
2	ГОСТ 34028-2016	∅20 А500С L=5895	1	14.54	14.54
3	ГОСТ 34028-2016	∅28 А500С L=1645	2	7.95	15.90
4	ГОСТ 34028-2016	∅18 А500С L=2405	1	4.81	4.81
5	ГОСТ 34028-2016	∅12 А500С L=480	2	0.43	0.86
6	ГОСТ 34028-2016	∅12 А500С L=5765	1	5.12	5.12
7	ГОСТ 34028-2016	∅10 А500С L=720	39	0.44	17.16
8	ГОСТ 34028-2016	∅10 А500С L=570	2	0.35	0.70
9	ГОСТ 34028-2016	∅10 А500С L=575	2	0.35	0.70
		<u>КР2</u>	1		
1	ГОСТ 34028-2016	∅25 А500С L=5895	1	22.64	22.64
2	ГОСТ 34028-2016	∅20 А500С L=5895	1	14.54	14.54
10	ГОСТ 34028-2016	∅28 А500С L=5695	1	27.51	27.51
5	ГОСТ 34028-2016	∅12 А500С L=480	2	0.43	0.86
6	ГОСТ 34028-2016	∅12 А500С L=5765	1	5.12	5.12
7	ГОСТ 34028-2016	∅10 А500С L=720	39	0.44	17.16
8	ГОСТ 34028-2016	∅10 А500С L=570	2	0.35	0.70
9	ГОСТ 34028-2016	∅10 А500С L=575	2	0.35	0.70
		<u>Стержни</u>			
10	ГОСТ 34028-2016	∅10 А500С L=270	22	0.17	3.74
		<u>Изделия закладные</u>			
М1		Изделие закладное М1	2	9.49	18.98
М2		Изделие закладное М2	5	3.11	15.55
М3		Изделие закладное М3	2	3.09	6.18
		<u>Материалы</u>			
	ГОСТ 26633-2015	Бетон В25, F15, W4		1.31	м <sup>3</sup>
1. Спецификацию стали на одно закладное изделие см. на листе 9					
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Спецификация элементов ригеля Р2					Лист 8

Формат А4

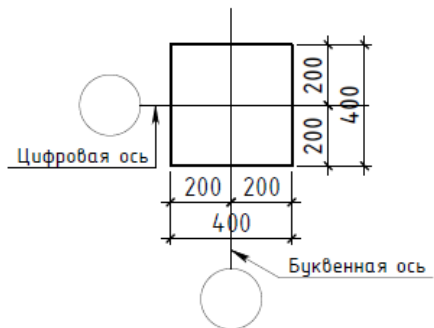
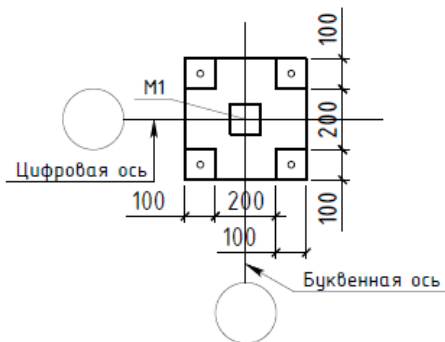


Колонна К1 (опалубочная схема)



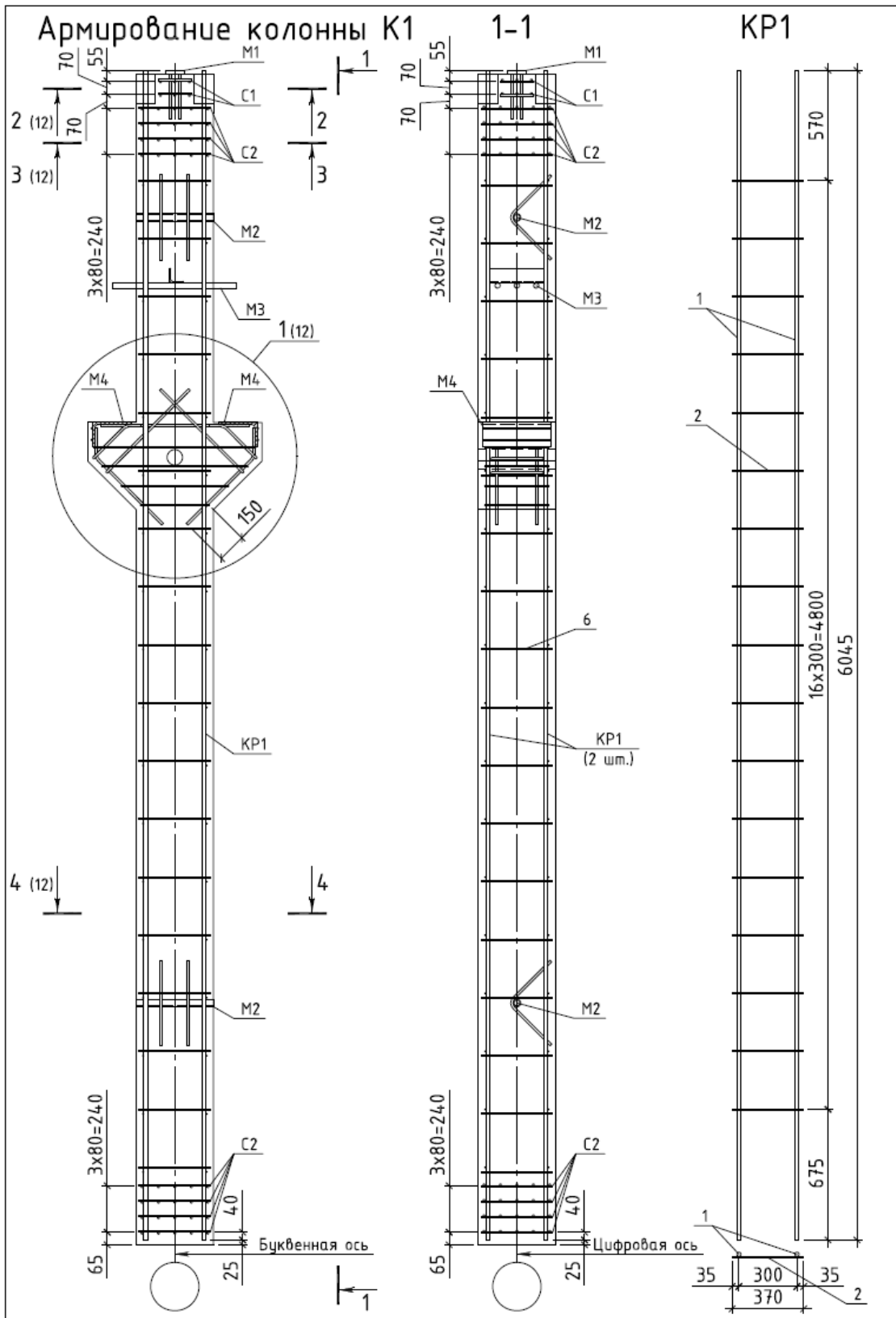
2-2

3-3



						Колонна К1 (опалубочная схема). Разрезы 1-1, 2-2, 3-3	Лист
Изм.	Кол.	Лист	№ док.	Подпись	Дата		10

Формат А4



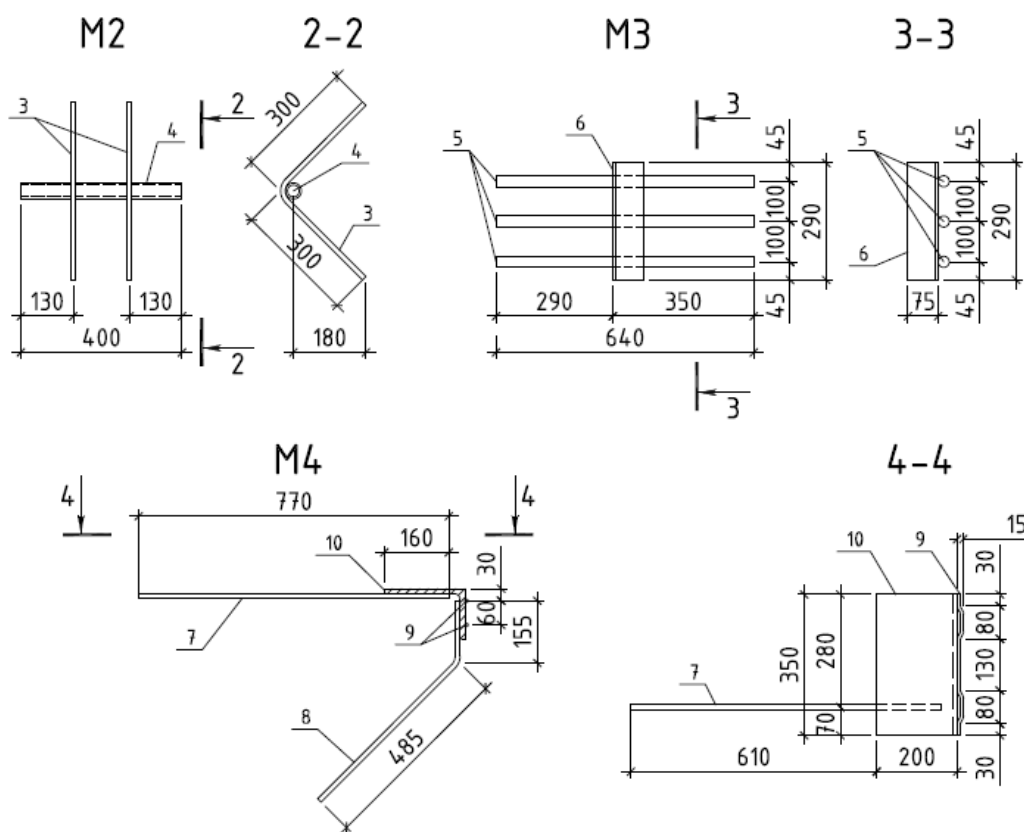
Изм.	Кол.	Лист	№ док.	Подпись	Дата

Армирование колонны К1.  
Разрез 1-1. Каркас КР1

Лист
11

Формат А4





### Спецификация стали (на одно закладное изделие)

Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол.	Масса 1 дет., кг	Масса изделия, кг
M1	1	Ø12 A500C L=250	4	0.22	16.58
	2	Лист $\frac{100 \times 100 \times 20}{\text{ГОСТ 19903-2015}}$ $\frac{С245}{\text{ГОСТ 27772-2015}}$	1	15.70	
M2	3	Ø12 A500C L=600	2	0.53	2.79
	4	Труба $\frac{40 \times 5}{\text{ГОСТ 8732-78}}$ $\frac{Б10}{\text{ГОСТ 8731-84}}$ L=400	1	1.73	
M3	5	Ø28 A500C L=640	3	3.10	11.92
	6	Уголок $\frac{75 \times 8}{\text{ГОСТ 8509-93}}$ $\frac{С245}{\text{ГОСТ 27772-2015}}$ L=290	1	2.62	
M4	7	Ø12 A500C L=770	1	0.68	14.79
	8	Ø12 A500C L=640	1	0.57	
	9	Ø8 A240 L=360	2	0.14	
	10	Уголок $\frac{200 \times 125 \times 12}{\text{ГОСТ 8510-86}}$ $\frac{С245}{\text{ГОСТ 27772-2015}}$ L=350	1	13.26	

1. Прокат арматурный по ГОСТ 34028-2016.

					Закладные изделия колонны К1. Спецификация стали (на одно закладное изделие)		Лист
Изм.	Кол.	Лист	№ док.	Подпись	Дата		13

Формат А4

### Ведомость деталей

Поз.	Эскиз
Г2	
X1	
X2	
X3	
X4	

						Ведомость деталей	Лист
Изм.	Кол.	Лист	№ док.	Подпись	Дата		14

Формат А4

## Спецификация элементов колонны К1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Приме- чание
		<u>Сборочные единицы</u>			
		<u>КР1</u>	2		
1	ГОСТ 34026-2016	Ø22 А500С L=6045	2	18.04	36.08
2	ГОСТ 34026-2016	Ø6 А240 L=370	17	0.08	1.36
		<u>С1</u>	2		
3	ГОСТ 34026-2016	Ø8 А500С L=370	6	0.15	0.90
4	ГОСТ 34026-2016	Ø8 А500С L=170	4	0.07	0.28
		<u>С2</u>	8		
5	ГОСТ 34026-2016	Ø8 А500С L=370	10	0.15	1.50
		<u>Стержни</u>			
6	ГОСТ 34026-2016	Ø6 А240 L=370	34	0.23	7.82
		<u>Детали</u>			
Г1	ГОСТ 34026-2016	Ø12 А500С L=810	2	0.72	1.44
Г2	ГОСТ 34026-2016	Ø12 А500С L=1480	2	1.31	2.62
Х1	ГОСТ 34026-2016	Ø6 А240 L=2230	1	0.50	0.50
Х2	ГОСТ 34026-2016	Ø6 А240 L=2070	1	0.46	0.46
Х3	ГОСТ 34026-2016	Ø6 А240 L=1700	1	0.38	0.38
Х4	ГОСТ 34026-2016	Ø6 А240 L=1450	1	0.32	0.32
		<u>Изделия закладные</u>			
М1		Изделие закладное М1	1	16.58	16.58
М2		Изделие закладное М2	2	2.79	5.58
М3		Изделие закладное М3	1	11.92	11.92
М4		Изделие закладное М4	2	14.79	29.58
		<u>Материалы</u>			
	ГОСТ 26633-2015	Бетон В40, F75, W4		1.03	м <sup>3</sup>
1. Спецификация стали (на одно закладное изделие) см. лист 13. 2. Ведомость деталей см. лист 14.					
Изм.	Кол.	Лист	№ док.	Подпись	Дата
Спецификация элементов колонны К1					Лист
					15

Формат А4

Ведомость расхода стали  
(начало)

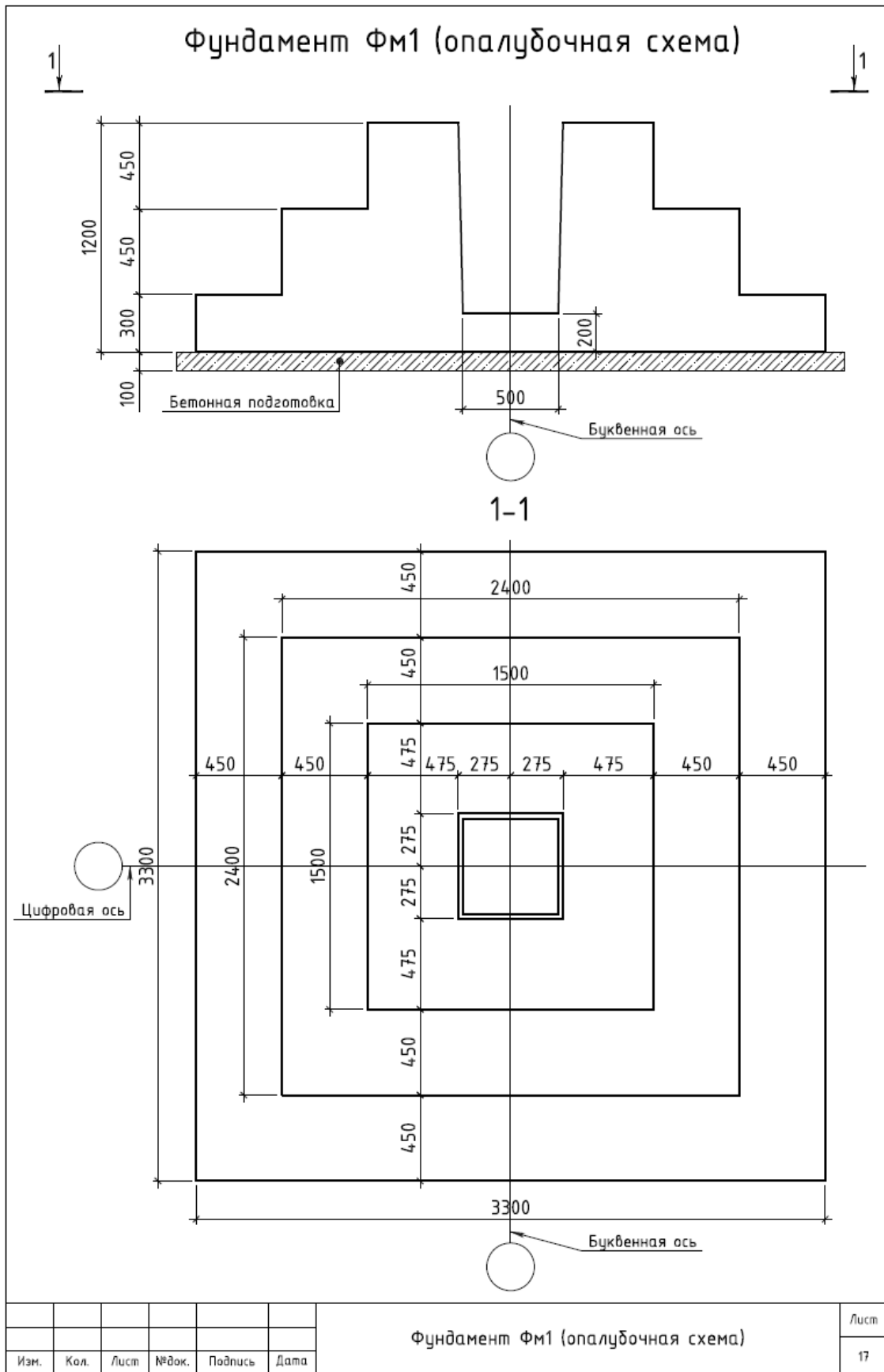
Марка элемента	Изделия арматурные					
	Арматура класса					
	A240		A500C			
	ГОСТ 34028-2016					
	φ6	Итого	φ8	φ12	φ22	Итого
K1	7.10	7.10	14.36	4.06	72.16	90.58

Ведомость расхода стали  
(окончание)

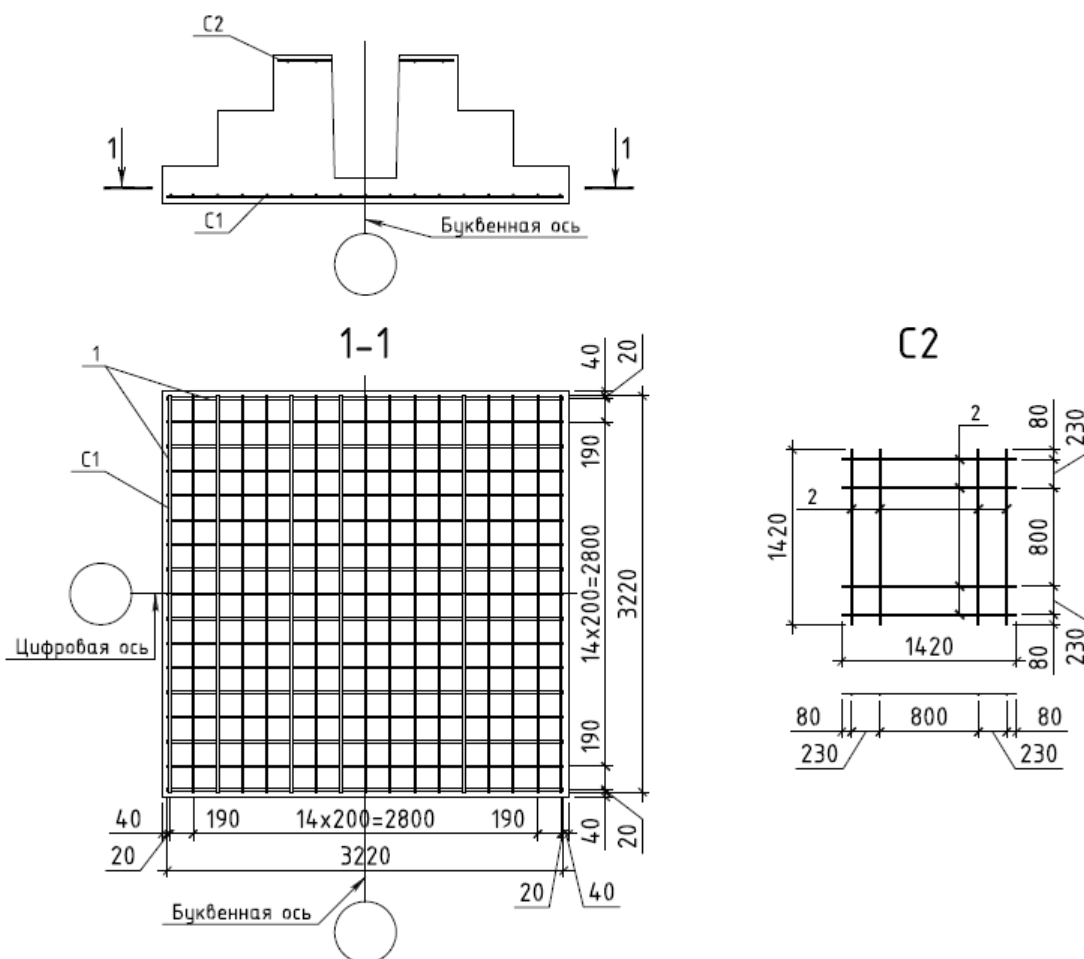
Марка элемента	Изделия закладные												Всего	
	Арматура класса					Прокат марки								
	A240		A500C			Б 10		С 245						
	ГОСТ 34028-2016					ГОСТ 8732-78		ГОСТ 19903-2015		ГОСТ 8509-93		ГОСТ 8510-86		
	φ8	Итого	φ12	φ28	Итого	Труба 40x5	Итого	t=20	Итого	L 75x8	Итого	L 200x125x12		Итого
K1	0.56	0.56	5.50	9.30	14.80	3.46	3.46	15.70	15.70	2.62	2.62	26.52	26.52	161.34

						Ведомость расхода стали на колонну K1	Лист
							16
Изм.	Кол.	Лист	№ док.	Подпись	Дата		

Формат А4



### Армирование фундамента ФМ1



### Спецификация элементов фундамента ФМ1

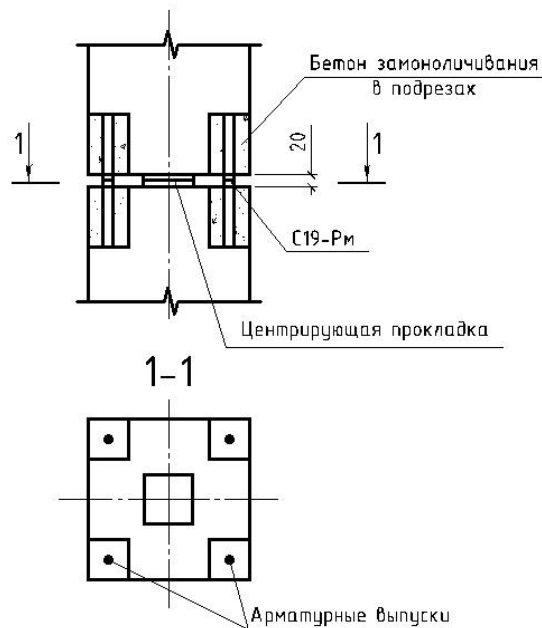
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Приме- чание
		<u>Сборочные единицы</u>			
		С1	1		
1	ГОСТ 34028-2016	φ16 А500С L=3220	34	5.08	172.72
		С2	1		
2	ГОСТ 34028-2016	φ10 А500С L=1420	8	0.88	7.04
		<u>Материалы</u>			
	ГОСТ 26633-2015	Бетон В20, F150, W8		73.12	м <sup>3</sup>
Изм.	Кол.	Лист	№ док.	Подпись	Дата
Армирование фундамента ФМ1. Разрез 1-1. Сетка С2. Спецификация элементов фундамента ФМ1					Лист 18

Формат А4

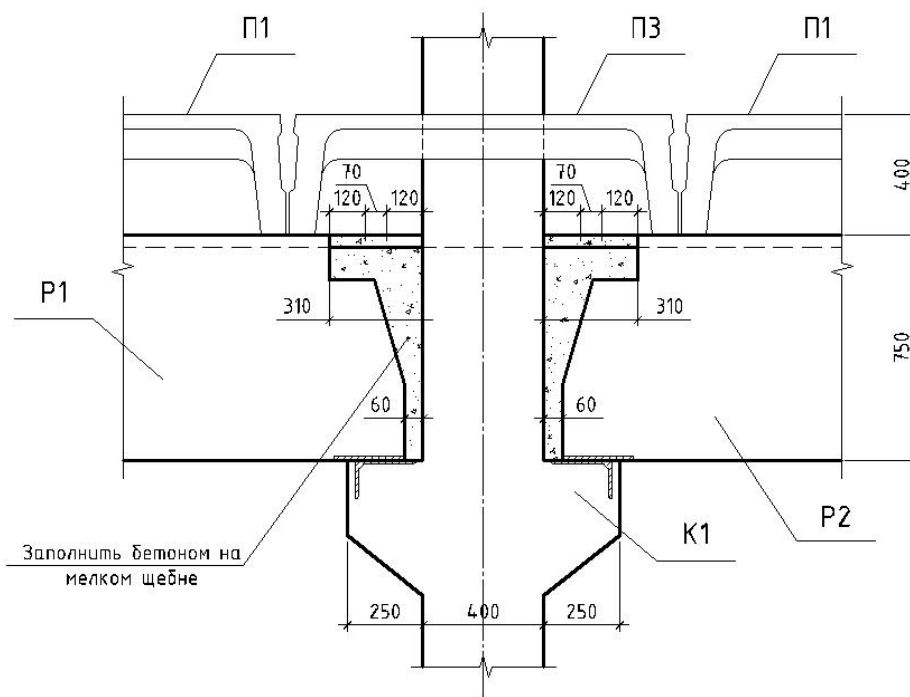
### Ведомость расхода стали

Марка элемента	Изделия арматурные			
	Арматура класса			Всего
	А500С			
	ГОСТ 34028-2016			
Φ16	Φ10	Итого		
Фм1	172.72	7.04	179.76	179.8

### Стык колонны



### Стык неразрезного ригеля с колонной



Ведомость расхода стали на фундамент Фм1. Стык неразрезного ригеля с колонной. Стык колонны						Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	19

Формат А4