

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

БРЕСТСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ

КАФЕДРА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПРЕРЕКРЫТИЯ И КОЛОННЫ

Методические указания к выполнению I
курсового проекта по курсу: "Железобетонные
конструкции" специальности Т19.01.00
дневной и заочной форм обучения

Брест 1999

Малиновский В.Н. Расчет и конструирование сборного железобетонного перекрытия и колонны: Методические указания к выполнению I курсового проекта по курсу "Железобетонные конструкции" специальности Т19.01.00 дневной и заочной форм обучения. – Брест.: БПИ, 1999. – 54 с.

Методические указания содержат примеры расчета и конструирования сборных железобетонных конструкций, подлежащих расчету в I курсовом проекте. При подготовке примеров приведены рекомендации по компоновке элементов сборного ребристого перекрытия с балочной панелью и даны необходимые ссылки на учебную или нормативную литературу, примеры расчета выполнены в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций СНиП 2.03.01-84.

Указания предназначены для студентов специальности Т19.01.00 (ПГС) всех форм обучения, а также могут быть использованы при курсовом проектировании студентами других специальностей строительного факультета.

Ил. 9, список литературы: 5 источников.

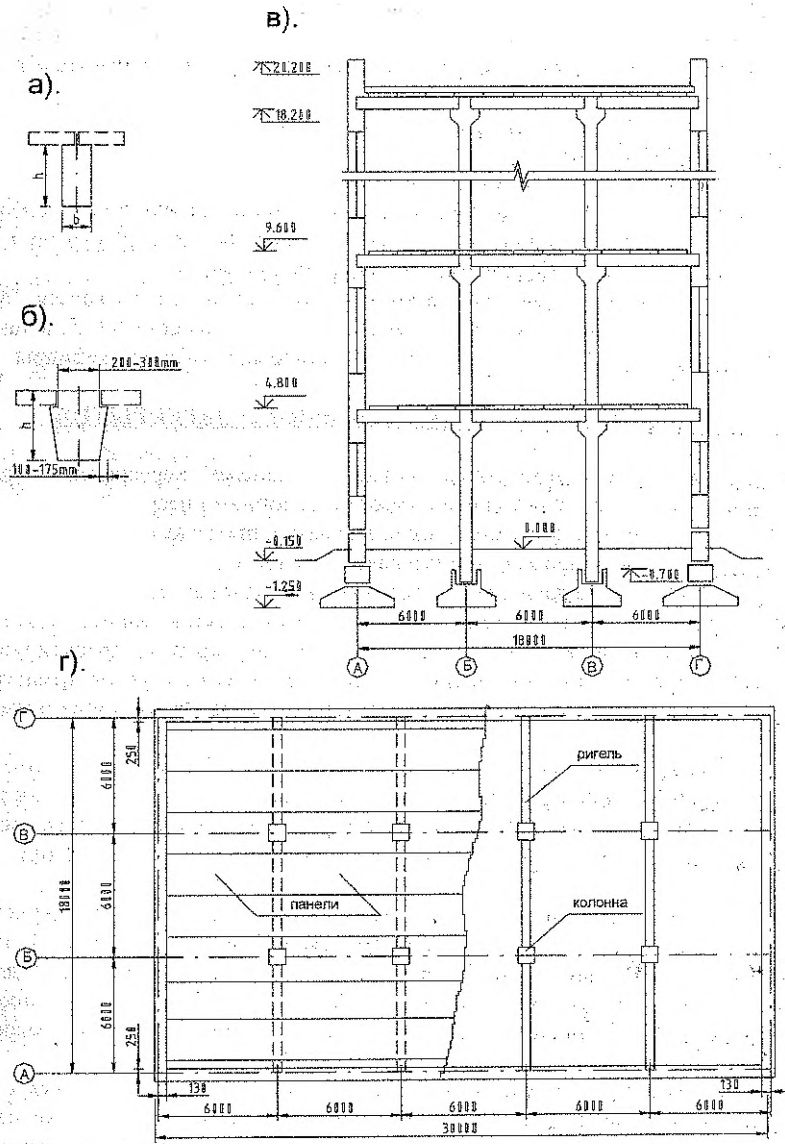


Рис. 1. Компонка сборного ребристого перекрытия.

Первый курсовой проект по железобетонным конструкциям предусматривает проектирование междуэтажного перекрытия промышленного здания с несущими наружными стенами и внутренним железобетонным каркасом в составе:

- 1) сборной панели перекрытия с напрягаемой арматурой,
- 2) сборного неразрезного ригеля,
- 3) сборной двухъярусной колонны нижних этажей,
- 4) узлов сопряжений панели с ригелем, ригеля с колонной и колони между собой.

Исходные данные для проектирования студент принимает строго по трем последним цифрам своего шифра по табл. 1,2 и 3 приложения 1.

При выполнении графической части проекта можно пользоваться "Методическим пособием по оформлению графической части проекта N1...", а также альбомами рабочих чертежей, имеющихся в методическом кабинете кафедры.

1. КОМПОНОВКА ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ.

Балочные сборные перекрытия состоят из панелей перекрытия и поддерживающих их ригелей, образующих вместе с колоннами несущий каркас здания. В зданиях с неполным каркасом ригели в крайних пролетах опираются на наружные несущие стены и промежуточные колонны каркаса.

Ригель сборного панельного перекрытия монтируется из однопролетных сборных элементов и, с целью повышения жесткости каркаса здания, экономии материалов и уменьшения конструктивной высоты перекрытия, проектируется неразрезным. Неразрезность обеспечивается за счет сварки выпусков арматуры, закладных и накладных деталей и омоноличивания стыков сопрягаемых элементов (рис.б).

Форма поперечного сечения ригеля назначается в зависимости от способа опирания на него панелей. При укладке панелей поверху ригелей сечение последних принимается, как правило, прямоугольным (рис.1,а). При опирании панелей в пределах высоты ригеля его сечение может иметь форму, показанную на рис. 1,б.

Существует большое разнообразие схем компоновки сборных перекрытий. Целесообразно ригели располагать в поперечном направлении здания. В этом случае панели располагаются вдоль здания. При раскладке панелей необходимо иметь ввиду, что колонны мешают свободной раскладке, а поэтому в местах расположения колонн устанавливают специальные панели, имеющие вырезы (рис. 1).

В курсовом проекте компоновка конструктивной схемы перекрытия в зависимости от типа применяемых ригелей и панелей сводится к разбивке перекрытия на сборные панели и к установлению основных геометрических размеров панелей и ригелей.

При выполнении этой задачи должны быть учтены и обеспечено выполнение следующих условий:

- обеспечение пространственной жесткости здания;

- стремление к минимальному количеству типоразмеров панелей и ригелей перекрытия;
- в целях улучшения использования кранов и транспортных средств необходимо стремиться к укрупнению монтажных элементов.

На рис. 1 показана возможная схема сборного перекрытия при использовании ригелей прямоугольного или таврового типов и панелей ребристого типа. В этой схеме панель, расположенная по оси колонн, называется панелью-распоркой. Панель-распорка опирается на ригели перекрытия своими продольными ребрами. Для обеспечения монтажа панель-распорка в верхней плите имеет вырез по размерам сечения колонны. Ширина панели-распорки должна приниматься не менее 80 см.

2. РАСЧЕТ ПРЕДНАПРЯЖЕННОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЯ.

2.1. Назначение размеров панели перекрытия.

Основные габариты панели – номинальную ширину B и длину L принимают по результатам компоновки перекрытия. Конструктивные размеры будут меньше номинальных на величину монтажных зазоров. По ширине панели зазор $a=15$ мм, по длине – 40 мм. При опирании панелей на полки ригелей (рис. 1,б) $l_{констр.}=L - a - b_{риг.}$. Полная высота ребра (панели) может быть принята $h = L/20 = 6000/20 = 300$ мм.* В соответствии с конструктивным решением типовых плит ширину продольных ребер понизу принимаем равной 85 мм, поверху – 110 мм. В местах сопряжения ребер с верхней полкой устраиваем закругления с радиусом 60 мм.

Шаг поперечных ребер принимаем по возможности равным ширине панели, что дает возможность получить наименьшее значение изгибающего момента в полке, а следовательно, и наименьшую толщину полки и более рациональное ее армирование. Первое поперечное ребро для удобства пропуска колонн устанавливаем на расстоянии 450 мм от торца. Высоту поперечных ребер принимаем $B/8 = 1500/8 = 200$ мм, ширину понизу – 50 мм, поверху – 100 мм. Толщина полки плиты – 50 мм. Конструкция панели перекрытия показана на рис. 2.

2.2. Данные для проектирования

Бетон тяжелый класса $B30$; коэффициент условий работы $\gamma_{b2} = 0,9$ ($R_b = 0,9 \times 17 = 15,3$ МПа, $R_{bt} = 0,9 \times 1,2 = 1,08$ МПа, $R_{b,ser} = 22$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,8$ МПа, $E_b = 29000$ МПа).

Напрягаемая арматура продольных ребер класса $A7-V$ ($R_{sp} = 680$ МПа, $R_{sp,ser} = 785$ МПа, $E_{sp} = 1,9 \times 10^5$ МПа).

Продольная ненапрягаемая арматура продольных и поперечных ребер из стали класса $A-III$ (при $d \geq 10$ мм, $R_s = 365$ МПа, $E_s = 2 \times 10^5$ МПа).

Сетка полки панели поперечная и монтажная арматура ребер из стали класса $Bp-I$ (при $d = 3$ мм, $R_s = 375$ МПа, $d = 4$ мм, $R_s = 370$ МПа, $R_{sw} = 265$ МПа; при $d = 5$ мм, $R_s = 360$ МПа, $R_{sw} = 260$ МПа, $E_s = 1,7 \times 10^5$ МПа).

* Высота панели принимается кратной 50 мм.

Расчетные характеристики материалов приняты в соответствии с приложением 2.

При принятой арматуре панель относится к третьей категории по трещиностойкости. Изготовление принимаем по поточно-агрегатной технологии с электротермическим натяжением арматуры на упоры и тепловлажностной обработкой при $t = +80^\circ\text{C}$ (перепад $t = 65^\circ\text{C}$).

Передачная прочность бетона R_{bp} в соответствии с п.2.6. [1] принимается не менее $0,5 \times B$ и для арматуры класса АТ-VI не менее 15,5 МПа. Примем $R_{bp} = 0,7 \times B = 0,7 \times 30 \approx 20$ ($R_{bp} = 11,5$ МПа, $R_{bpl,ser} = 1,4$ МПа).

По степени ответственности здание относится ко второму классу, коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$.

2.3. Расчет полки.

Полка опирается на 2 продольных ребра и 5 поперечных (см. рис. 2). Рассмотрим одно из полей полки. Пролеты плиты в пределах поля равны: между продольными ребрами $l_2 = 1445 - 2 \times 110 = 1225$ мм, между поперечными $l_1 = 1350 - 100 = 1250$ мм. Так как отношение пролетов $l_1 / l_2 \approx 1 < 3$, то полку рассматриваем как плиту, опертую по контуру (рис. 3,а); армируем ее в двух направлениях.

Подсчет нагрузок на 1 м^2 плиты сводим в табл. 1.

Таблица 1.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
1. Постоянная от веса			
плиточного пола $\delta = 15$ мм ($\rho = 2,0 \text{ т/м}^3$) $2,0 \times 0,015 \times 10 \times 0,95$	0,285	1,1	0,314
цементной стяжки $\delta = 20$ мм ($\rho = 2,2 \text{ т/м}^3$) $2,2 \times 0,02 \times 10 \times 0,95$	0,418	1,3	0,543
полки плиты $\delta = 50$ мм ($\rho = 2,5 \text{ т/м}^3$)	1,187	1,1	1,306
Итого:	1,89		2,08
2. Временная.			
длительная $4,5 \times 0,95$	4,275	1,2	5,13
кратковременная $1,5 \times 0,95$	1,425	1,2	1,71
Итого:	5,70		6,84
3. Суммарная нагрузка			
	$q^n = 7,59$		$q = 8,92$

Расчет плиты, защемленной по контуру, выполняем с учетом перераспределения усилий между бетоном и арматурой.

* При $l_1 / l_2 > 3$ – плита рассматривается как балочная.

При действии равномерно распределенной нагрузки изгибающие моменты в плите определяются из условия:

$$\frac{\eta \times q \times l_1^2}{12} = \frac{(2 \times M_1 + M_I + M'_I) \times l_2 + (2 \times M_2 + M_{II} + M'_{II}) \times l_1}{3 \times l_2 - l_1},$$

где M_I – опорные и пролетные моменты плиты,

$\eta = 0,8$ – коэффициент, учитывающий благоприятное влияние распора.

В данном примере при малой разнице пролетов, можно принять $M_1 = M_I = M'_I = M_2 = M_{II} = M'_{II} = M$, тогда

$$M = \frac{\eta \times q \times l_1^2 \times (3 \times l_2 - l_1)}{48 \times (l_1 + l_2)} = \frac{0,8 \times 8,92 \times 1,225 \times (3 \times 1,25 - 1,225)}{48 \times (1,225 + 1,25)} = 0,186 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Полезная (рабочая) высота плиты $h_0 = h - a = 50 - 15 = 35 \text{ мм}$.

Подбор сечения арматуры производим с учетом того, что величины расчетных моментов определены на 1 п.м.

$$\text{Коэффициент } \alpha_m = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2} = \frac{0,186 \times 10^6}{15,3 \times 1000 \times 35^2} = 0,01.$$

Вычисленному коэффициенту α_m соответствует значение коэффициента $\eta = 0,995$ (табл. 1 приложение 3).

Необходимая площадь сечения арматуры $\varnothing 3 \text{ мм}$ класса Вр-I

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \eta \times h_0} = \frac{0,186 \times 10^6}{375 \times 0,995 \times 35} = 14,2 \text{ мм}^2.$$

Следует принять сетку из проволоки $\varnothing 3 \text{ мм}$ Вр-I с шагом $S=200 \text{ мм}$ в обоих направлениях ($A_s=0,35 \text{ см}^2$).

2.4. Расчет поперечного ребра

Поперечное ребро можно рассматривать как балку на двух свободных опорах с расчетным пролетом, равным расстоянию между осями продольных ребер $l_0 = 1445 - 110 = 1335 \text{ мм}$ (рис. 3,в), загруженную равномерно распределенной нагрузкой от собственного веса ребра:

$$q_1 = \frac{0,05 + 0,1}{2} \times (0,2 - 0,05) \times 25 \times 1,1 \times 0,95 = 0,3 \text{ кН/м}$$

и нагрузкой по треугольнику от плиты (полки), максимальная ордината которой $q_2 = q \times l = 8,92 \times 1,35 = 12,0 \text{ кН/м}$.

Изгибающий момент в середине пролета:

$$M = q_2 \times l_0^2 / 12 + q_1 \times l_0^2 / 8 = 12 \times 1,335^2 / 12 + 0,3 \times 1,335^2 / 8 = 1,85 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поперечная сила у опор:

$$Q = q_2 \times l_0 / 4 + q_1 \times l_0 / 2 = 12 \times 1,335 / 4 + 0,3 \times 1,335 / 2 = 4,21 \text{ кН}.$$

Сечение поперечного ребра тавровое (рис.3в), его рабочая высота $h_0 = h - a = 20 - 3 = 17 \text{ см}$, ширина ребра $B = (5 + 10) \times 0,5 = 7,5 \text{ см}$, толщина полки $h'_f = 5 \text{ см}$ и ширина ее $b'_f = 1/3 \times l_0 + b = 1/3 \times 133,5 + 7,5 = 52 \text{ см}$.

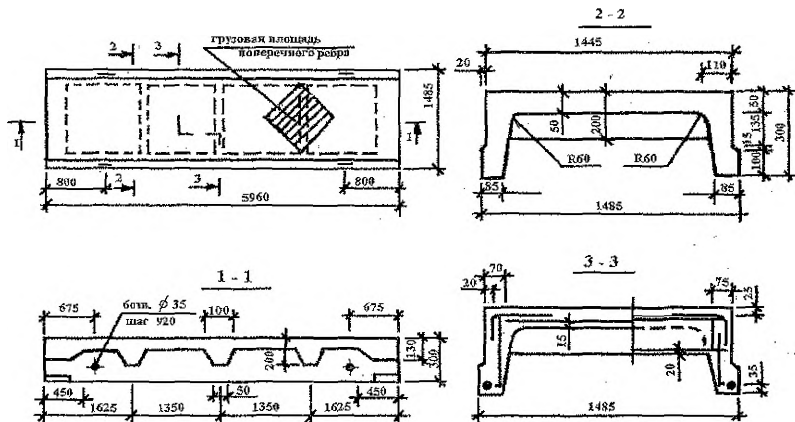


Рис.2 Ребристая панель перекрытия

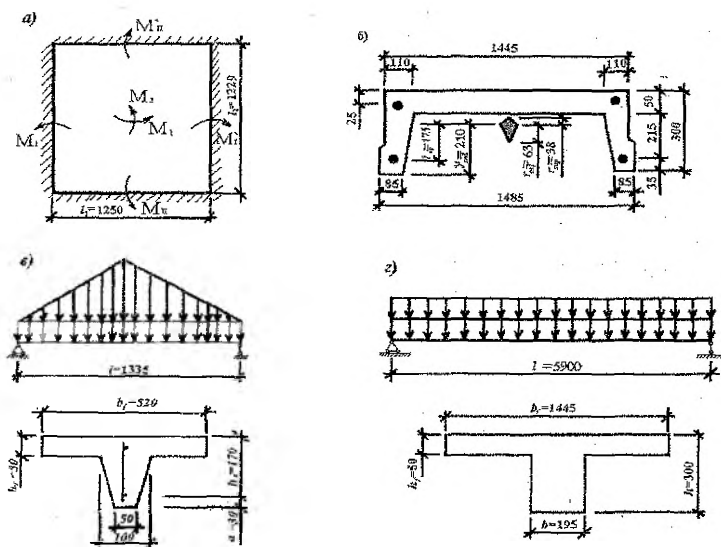


Рис.3. К расчету панели.

a – расчетная схема плиты; *б* – геометрические характеристики поперечного сечения панели; *в* – расчетная схема и сечение поперечного ребра; *г* – то же продольного ребра.

Расчетная ширина сечения b'_f принимается из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более 1/6 пролета элемента и при $h'_f/h > 0,1$ – не более 1/2 расстояния в свету между поперечными ребрами.

Условие $M=1,85 \times 10^6 \text{ Н} \times \text{мм} <$

$$< R_b \times b'_f \times h'_f \times (h_0 - 0,5 \times h'_f) = 15,3 \times 520 \times 50 \times (170 - 0,5 \times 50) = 57,7 \times 10^6 \text{ Н} \times \text{мм}$$

выполняется, т.е. нейтральная ось проходит в полке и расчетное сечение – прямоугольное с шириной $b'_f = 520 \text{ мм}$.

$$\text{При } \alpha_m = \frac{M}{R_b \times b'_f \times h_0^2} = \frac{1,85 \times 10^6}{15,3 \times 520 \times 170^2} = 0,008, \eta = 0,996.$$

Требуемая площадь сечения продольной рабочей арматуры:

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \eta \times h_0} = \frac{1,85 \times 10^6}{365 \times 0,996 \times 170} = 30 \text{ мм}^2 = 0,3 \text{ см}^2.$$

Учитывая конструктивные требования принимаем $1 \emptyset 12 \text{ А-III}$ с $A_s = 1,13 \text{ см}^2$.

Поперечную арматуру можно принять из проволоки диаметром 3 Вр-1 с шагом $S=0,5 \times h=0,5 \times 20=10 \text{ см}$. В этом случае коэффициент армирования поперечной арматурой:

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \times S} = \frac{0,07}{7,5 \times 10} \approx 0,001$$

При отношении модулей $\alpha = E_s/E_b = 1,7 \times 10^5 / 2,9 \times 10^4 = 5,86$, коэффициентах $\varphi_{wl} = 1 + 5 \times \alpha \times \mu_w = 1 + 5 \times 5,86 \times 0,001 = 1,029$ и $\varphi_{nl} = 1 - \beta \times R_b = 1 - 0,01 \times 15,3 = 0,847$, условие $Q = 4,21 \times 10^3 \text{ Н} < 0,3 \times R_b \times \varphi_{wl} \times \varphi_{nl} \times b \times h_0 = 0,3 \times 1,029 \times 0,847 \times 15,3 \times 75 \times 170 = 51 \times 10^3 \text{ Н}$ удовлетворяется, следовательно, принятые размеры сечения поперечного ребра достаточны. Так как условие $Q = 4,21 \times 10^3 \text{ Н} < 0,6 \times R_{bt} \times b \times h_0 \times (1 + \varphi_n) = 0,6 \times 1,08 \times 75 \times 170 \times (1 + 0) = 8,25 \times 10^3 \text{ Н}$ удовлетворяется, то расчет поперечной арматуры не требуется, ее оставляем такой, какой назначили предварительно.

2.5. Статический расчет панели в продольном направлении (продольных ребер).

Сборная панель концами своих продольных ребер свободно опирается на ригель прямоугольного сечения шириной 200 мм (рис. 3, г). Ее расчетный пролет $l_0 = l - 2 \times a / 2 - 40 = 6 - 2 \times 0,08 / 2 - 0,04 = 5,9 \text{ м}$, где $a = 0,08 \text{ м}$ – длина площадки опирания плиты; 0,04 – конструктивный зазор между торцами плит.

Нагрузка на 1 м длины панели при ее номинальной ширине $b_0 = 1,5 \text{ м}$ и собственном весе 1 м – 3,31 кН приведена в таблице 2.

$$\text{Расчетный изгибающий момент: } M = \frac{q \times l_0^2}{8} = \frac{14,8 \times 5,9^2}{8} = 64,4 \text{ кН} \times \text{м}.$$

$$\text{Расчетная поперечная сила: } Q = \frac{q \times l_0}{2} = \frac{14,8 \times 5,9}{2} = 43,7 \text{ кН}.$$

* При назначении величины a необходимо чтобы $2 \times a + 0,04 = b_{пл}$

Нормативный изгибающий момент от нагрузки:

$$\text{длительно действующей } M_{n,l} = \frac{10,6 \times 5,9^2}{8} = 46,12 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\text{кратковременной } M_{n,sh} = \frac{2,1 \times 5,9^2}{8} = 9,14 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\text{полной } M_n = \frac{12,7 \times 5,9^2}{8} = 55,26 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$\text{Нормативная поперечная сила } Q_n = \frac{q_{ser} \times l}{2} = \frac{12,7 \times 5,9}{2} = 37,47 \text{ кН}.$$

Таблица 2

Вид нагрузки	Нормативн нагрузка, кН/м	Кoeffиц. надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м
1. Постоянная от веса пола (0,285+0,418)×1,5 (см табл. 1) (0,314+0,46)×1,5 (см табл. 1) плиты	1,05 3,31	— 1,1	— 3,64
2. Временная (полезная) 6×1,5 В том числе	9,00	1,2	10,80
Длительная (6-1,5)×1,5	6,75	1,2	8,10
Кратковременная 1,5×1,5	2,25	1,2	2,70
Итого полная :	13,36	—	15,60
С учетом коэфф. надежности по назначению ($\gamma_f=0,95$)			
Полная	$q_{ser}=12,7$	—	$q=14,8$
Длительная	$q_{l,ser}=10,6$	—	$q_l=12,3$
Кратковременная	$q_{sh,ser}=2,1$	—	$q_{sh}=2,6$

2.6. Предварительное определение площади сечения продольной растянутой и поперечной арматуры в продольных ребрах

При расчете прочности сечения двух продольных ребер (рис. 2) можно рассматривать как одно тавровое сечение (рис. 3,г), высотой $h=30$ см,
 $b=2 \times \frac{11+8,5}{2} = 19,5$ см; $h'_f=5$ см; $b'_f=144,5$ см.

Рабочая высота этого сечения $h_0=30-3,5=25,5$ см.

Так как изгибающий момент, воспринимающий сжатой полкой сечения и растянутой арматурой:

$$M_f = R_b \times b'_f \times h'_f \times (h_0 - h'_f / 2) = 15,3 \times 144,5 \times 5 (26,5 - 5/2) \times 100^* = 265,3 \times 10^5 \text{ Н}\cdot\text{см} = 265 \text{ кН}\cdot\text{м} > M = 64,4 \text{ кН}\cdot\text{м}, \text{ то нейтральная ось проходит в пределах полки и расчет следует проводить как для прямоугольного сечения шириной } b=b'_f = 144,5 \text{ см}.$$

$$\text{В этом случае } \alpha_m = \frac{M}{R_b \times b'_{f1} \times h_0} = \frac{6440000}{15,3 \times 144,5 \times 26,5^2 \times 100} = 0,04.$$

По табл.1 приложения 3 $\xi=0,0405$ $\eta=0,9805$.

Предполагая, что $\gamma_{s6}=1,15$ (см. 3.13 [1]), а также наличие заданных конструктивно ненапрягаемых стержней 2Ø8 А-III ($A_s=1,01 \text{ см}^2$, $R_s=355 \text{ МПа}$), требуемая площадь сечения продольной предварительно напрягаемой арматуры может быть определена

$$A_s = \frac{M}{\gamma_{s6} \times R_{sp} \times \eta \times h_0} = \frac{6440000}{1,15 \times 680 \times 0,9805 \times 26,5 \times 100} = 3,17 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2Ø16 Ат-V с $A_s=4,02 \text{ см}^2$.

Поперечные стержни по конструктивным соображениям принимаем из проволоки Ø4 Вр-I, их шаг на приопорных участках $S=h/2=30/2=15 \text{ см}$ и в средней половине $S=20 \text{ см} < 3/4 \times h=3/4 \times 30=22,5 \text{ см}$.

2.7. Определение геометрических характеристик сечения продольных ребер.

Сечение ребристой панели приводим к эквивалентному (по площади и моменту инерции) тавровому сечению. Площадь сечения панели (см. рис. 3,6):

$$A_b = 144,5 \cdot 5 + 2 \cdot \frac{11 + 8,5}{2} \cdot (30 - 5) = 1210 \text{ см}^2$$

Площадь сечения нижней арматуры $A_s=4,02+1,01=5,03 \text{ см}^2$ и верхней ребра и полки $A'_s=1,01+0,57=1,58 \text{ см}^2$.

При отношении $\alpha=E_s/E_b=190000/29000=6,55$ приведенная площадь сечения $A_{red}=1210+6,55 \times (5,03+1,58)=1253 \text{ см}^2$.

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани ребра:

$$S_{red} = 144,5 \times 5 \times (30 - 5/2) + 19,5 \times \frac{(30 - 5)^2}{2} + 6,55 \times 5,03 \times 3,5 + 6,55 \times 1,58 \times 27,5 = 26353 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани:

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{26353}{1253} = 21,0 \text{ см}.$$

Расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры до центра тяжести сечения $e_{op}=y_{red}-a=21-3,5=17,5 \text{ см}$.

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = \frac{144,5 \times 5^3}{12} + 144,5 \times 5 \times (2,75 - 21)^2 + \frac{19,5 \times 25^3}{12} + 19,5 \times 25 \times (21 - 25/2)^2 + 6,55 \times 5,03 \times (21 - 3,5)^2 + 6,55 \times 1,58 \times (21 - 27,5)^2 = 100824 \text{ см}^4.$$

* Величина 100 получается в результате перевода физической величины МПа(МН/м²) в размерность Н/см².

Момент сопротивления сечения относительно:

нижней грани $W_{red} = I_{red} / y_{red} = 100824 / 21 = 4800 \text{ см}^3$

верхней грани $W'_{red} = I_{red} / (h - y_{red}) = 100824 / (30 - 21) = 1120 \text{ см}^3$

Упругоупластический момент сопротивления при $\gamma = 1,75$ (т. 29 [4] или т. 38 [5]) относительно нижней грани $W_{pl} = \gamma \times W_{red} = 1,75 \times 4800 = 8400 \text{ см}^3$, относительно верхней грани при $\gamma = 1,5 \times W'_{pl} = 1,5 \times 1120 = 1680 \text{ см}^3$.

2.8. Предварительное напряжение и его потери.

Величина предварительного напряжения арматуры σ_{sp} не должна превышать $R_{sp,ser} - p = 785 - 90 = 695 \text{ МПа}$ (где $p = 30 + 360 / l = 30 + 360 / 6 = 90 \text{ МПа}$, l – расстояние между наружными гранями упоров, равное 6 м) и должно быть не менее $0,3 \times R_{sp,ser} + p = 0,3 \times 785 + 90 = 324 \text{ МПа}$. Исходя из этого примем $\sigma_{sp} = 690 \text{ МПа}$.

Первые потери предварительного напряжения, происходящие до окончания обжатия бетона:

а) от релаксации напряжений $\sigma_1 = 0,03 \times \sigma_{sp} = 0,3 \times 690 = 21 \text{ МПа}$;

б) от температурного перепада $\sigma_2 = 1,25 \times \Delta t = 1,25 \times 65 = 81 \text{ МПа}$.

Потери от деформации анкеров и формы (поддона) могут быть учтены при определении длины заготовки арматуры, поэтому здесь $\sigma_3 = 0$ и $\sigma_5 = 0$.

Усилия предварительного обжатия с учетом перечисленных потерь при $\gamma_{sp} = 1$, $P = \gamma_{sp} \times (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2) \times A_{sp} = 1 \times (690 - 21 - 81) \times 4,02 \times 100 = 236376 \text{ Н} = 36,376 \text{ кН}$.

Напряжения обжатия на уровне напрягаемой арматуры:

$$\sigma_{hp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P \times e_{op}}{I_{red}} \times e_{op} = \frac{236376}{1253} + \frac{236376 \times 17,5}{100824} \times 17,5 = 907 \text{ Н/см}^2 = 9,07 \text{ МПа},$$

где $e_{op} = y_{red} - a_{sp} = 21 - 3,5 = 17,5 \text{ см}$;

в) при $\sigma_{hp} / R_{hp} = 9,07 / 20 = 0,45 < \alpha = 0,25 + 0,025 \times R_{hp} = 0,25 + 0,025 \times 20 = 0,75$ потери от быстронатекающей ползучести $\sigma_8 = 0,85 \times 40 \times \sigma_{hp} / R_{hp} = 0,85 \times 40 \times 0,45 = 15 \text{ МПа}$.

Итого первые потери $\sigma_{i1} = 21 + 81 + 15 = 117 \text{ МПа}$, а преднапряжение с учетом первых потерь $\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{i1} = 690 - 117 = 573 \text{ МПа}$.

Усилие обжатия бетона с учетом первых потерь при $\gamma_{sp} = 1$:

$$P_1 = \gamma_{sp} \times (\sigma_{sp} - \sigma_{i1}) \times A_{sp} = 1 \times (690 - 117) \times 4,02 \times 100 = 230346 \text{ Н} = 230,346 \text{ кН}$$

Напряжение обжатия бетона

$$\sigma_{hp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \times e_{op}}{I_{red}} \times e_{op} = \frac{230346}{1253} + \frac{230346 \times 17,5}{100824} \times 17,5 = 884 \text{ Н/см}^2 = 8,84 \text{ МПа}$$

Вторые потери, происходящие после обжатия бетона

г) от усадки бетона $\sigma_6 = 35 \text{ МПа}$

д) от ползучести бетона: при $\sigma_{hp} / R_{hp} = 8,84 / 20 = 0,44 < 0,75$, $\sigma_9 = 0,85 \times 150 \times \sigma_{hp} / R_{hp} = 0,85 \times 150 \times 0,44 = 56 \text{ МПа}$.

Итого, вторые потери:

$$\sigma_{i2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 56 = 91 \text{ МПа}$$

Полные потери напряжений $\sigma_i = 117 + 91 = 208 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}$.

Предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_l = 690 - 208 = 482 \text{ МПа.}$$

Усилие обжатия с учетом всех потерь при $\gamma_{sp}=1$

$$P_2 = \gamma_{sp} \times (\sigma_{sp} - \sigma_l) \times A_{sp} = 1 \times 482 \times 4,02 \times 100 = 193764 \text{ Н.}$$

В последующих расчетах возникает необходимость введения коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp} \neq 1$. При электротермическом натяжении

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \times \frac{P}{\sigma_{sp}} \times \left(1 + 1/\sqrt{n_p}\right) = 0,5 \times \frac{90}{690} \times \left(1 + 1/\sqrt{2}\right) = 0,11 \text{ и}$$

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta \gamma_{sp} = 1 + 0,11 = 1,11 \text{ или } \gamma_{sp} = 1 - 0,11 = 0,89.$$

2.9. Проверка прочности сечения продольных ребер, нормального к их продольной оси.

В связи с тем, что для точного расчета прочности нормального сечения предварительно напряженных продольных ребер необходимо знать величину установившегося предварительного напряжения σ_{sp} , ранее лишь ориентировочно была определена площадь сечения продольной арматуры продольных ребер. Здесь произведем проверку прочности их нормальных сечений. Для этого последовательно вычислим:

$$\omega = \alpha_1 - 0,008 \times R_b = 0,85 - 0,008 \times 15,3 = 0,728;$$

$$\Delta \sigma_{sp} = 1500 \times \sigma_{sp} / R_s - 1200 = 1500 \times 482 / 680 - 1200 = 0;$$

$$\sigma_{sp} = R_s + 400 - \Delta \sigma_{sp} = 680 + 400 - 482 = 598 \text{ МПа.}$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{с.н}} \times \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,728}{1 + \frac{598}{500} \times \left(1 - \frac{0,728}{1,1}\right)} = 0,52.$$

Предполагая положение нейтральной оси в полке $x < h'_f$, определяем относительную высоту сжатой зоны бетона при $\gamma_{s6}=1$

$$\xi = \frac{\gamma_{s6} \times R_{sp} \times A_{sp} + R_s \times A_s}{R_b \times b'_f \times h_0} = \frac{1 \times 680 \times 4,02 + 355 \times 1,01}{15,3 \times 144,5 \times 26,5} = 0,053 < \xi_R = 0,52.$$

По табл. 1 приложения 3 находим $\alpha_m = 0,052$.

Так как $x = \xi \times h_0 = 0,053 \times 26,5 = 1,4 \text{ см} < h'_f = 5 \text{ см}$, нейтральная ось действительно проходит в полке и сечение рассматриваем как прямоугольное с $b = b'_f = 144,5 \text{ см}$.

Коэффициент условий работы арматуры:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \times \left(2 \times \frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) = 1,15 - (1,15 - 1) \times \left(2 \times \frac{0,053}{0,52} - 1\right) = 1,27 > \eta = 1,15.$$

Принимаем $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$.

Фактическая несущая способность при $\alpha_m = \xi \times (1 - 0,5 \times \xi) = 0,052$:

$$M_{adm} = \alpha_m \times R_b \times b'_f \times h_0^2 = 0,052 \times 15,3 \times 144,5 \times 26,5^2 \times 100 = 80,7 \times 10^5 \text{ Н} \times \text{см} = 80,7 \text{ кН} \times \text{м} > M = 64,4 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Следовательно, прочность нормальных сечений по изгибающему моменту обеспечена.

2.10. Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси панели на действие поперечной силы.

При предварительно принятом поперечном армировании (2Ø4 Вр-I, S=15 см).

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{170000}{29000} = 5,86; \mu_{\omega} = \frac{A_{sv}}{b \times S} = \frac{2 \times 0,126}{19,5 \times 15} = 0,00086;$$

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + 5 \times \alpha \times \mu_{\omega} = 1 + 5 \times 5,86 \times 0,00086 = 1,025;$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \times R_b = 1 - 0,01 \times 15,3 = 0,847.$$

Так как условие:

$$Q = 43700 \text{ Н} < 0,3 \times R_b \times \varphi_{\omega 1} \times \varphi_{b1} \times b \times h_0 = 0,3 \times 15,3 \times 1,025 \times 0,847 \times 19,5 \times 26,5 \times 100 = 205920 \text{ Н}$$

соблюдается, то принятые размеры достаточны.

Для проверки условия прочности вычисляем коэффициенты:

$$\varphi_m = 0,1 \times \frac{P_2}{R_{bt} \times b \times h_0} = 0,1 \times \frac{193764}{1,08 \times 19,5 \times 25,5 \times 100} = 0,35 < 0,5$$

Поскольку $b'_f - b = 144,5 - 19,5 = 125 \text{ см} > 3 \times h'_f = 3 \times 5 = 15 \text{ см}$, принимаем

$$b'_f - b = 15 \text{ см, тогда } \varphi_f = 0,75 \times \frac{(b'_f - b) \times h'_f}{b \times h_0} = 0,75 \times \frac{15 \times 5}{19,5 \times 26,5} = 0,11 < 0,5.$$

Принимаем $(\varphi_n + \varphi_f) = 0,46$.

Минимальная поперечная сила, воспринимаемая наклонным сечением до появления трещин без учета поперечной арматуры:

$$Q_b = \varphi_{b3} \times (1 + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_0 = 0,6 \times (1 + 0,35) \times 1,08 \times 19,5 \times 26,5 \times 100 = 45205 \text{ Н} = 45,2 \text{ кН}.$$

Так как $Q_b = 45,2 \text{ кН} > Q = 43,7 \text{ кН}$ поперечная арматура по расчету не требуется и принимается по предварительному назначению.*

2.11. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси панели, в стадии изготовления, транспортировки и монтажа.

При расположении монтажных петель на расстоянии 0,8 м от торца панели изгибающий момент в сечении у петля от собственного веса панели

$$M_{q,ser} = \frac{q_n \times l^2}{2} = \frac{3,31 \times 0,8^2}{2} = 1,059 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Расстояние r_{inj} от центра тяжести до условной ядерной точки, наиболее удаленной от растянутой при обжатии зоны (см. рис. 3б) определяем как для внецентренно сжатого элемента. Напряжение обжатия крайнего обжатого волокна с учетом $M_{q,ser}$ будет

* В случае, когда $Q_b < Q$ расчет поперечной арматуры необходим. Схему расчета см. по 3.7.

$$\sigma_b = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \times e_{red}}{I_{red}} \times y_{red} + \frac{M_{q,red}}{I_{red}} \times y_{red} =$$

$$= \frac{230346}{1253} + \frac{23046 \times 17,5}{100824} \times 21,0 + \frac{105900}{100824} \times 21,0 = 183,8 + 839,6 + 22,1 = 1045,5 \text{ Н/см}^2 =$$

$$= 10,5 \text{ МПа.}$$

Коэффициент $\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6 - \frac{10,5}{11,5} = 0,7$, тогда искомое расстояние:

$$r_{inf} = \varphi \times W'_{red} / A_{red} = 0,7 \times 11200 / 1253 = 6,3 \text{ см.}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин, $M_{crc} = R_{bpl,ser} \times W'_{pl} = 1,4 \times 16800 \times 100 = 2352000 \text{ Н} \times \text{см} = 23,52 \text{ кН} \times \text{м}$, больше, чем момент внешних сил $M_{q,ser} + P_2 \times (e_{op} - r_{inf}) = 105900 + 193764 \times (17,5 - 6,3) = 2276000 \text{ Н} \times \text{см} = 22,76 \text{ кН} \times \text{м}$.

Следовательно, трещины в верхней зоне сечения не образуются.

2.12. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси панели в стадии эксплуатации.

К трещиностойкости рассматриваемой конструкции предъявляются требования 3-й категории.

Для определения момента трещинообразования вычисляем максимальное напряжение в сжатой зоне бетона.

$$\sigma_b = \frac{M}{I_{red}} \times (h - y_{red}) + \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 \times e_{op}}{I_{red}} \times (h - y_{red}) = \frac{5526000}{100824} \times (30 - 21) +$$

$$+ \frac{193764}{1253} - \frac{193764 \times 17,5}{100824} \times (30 - 21) = 493 + 154,6 - 302,7 = 345 \text{ Н/см}^2 = 3,45 \text{ МПа,}$$

тогда коэффициент $\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser} = 1,6 - 3,45 / 22 = 1,44 > 1$ (принимаем $\varphi = 1$)

и расстояние $r_{sup} = \varphi \times W'_{red} / A_{red} = 1 \times 4800 / 1256 = 3,8 \text{ см}$

Момент трещинообразования

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \times W'_{pl} + \gamma_{sp} \times P \times (e_{op} + r_{sup}) = 1,8 \times 8400 \times 100 + 0,89 \times 193764 \times (17,5 + 3,8) =$$

$$= 3824384 \text{ Н} \times \text{см} = 38,24 \text{ кН} \times \text{м} < M_n = 55,25 \text{ кН} \times \text{м.}$$

Трещины в нормальном сечении образуются, следовательно, необходим расчет по раскрытию нормальных трещин.

2.13. Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси панели.

Расчет производится для сечений по грани опоры. Расстояние от торца панели до сечения по грани опоры (см. рис.1,а) $y = 8,0 \text{ см}$, и от оси опоры до искомого сечения $l = y/2 = 4,0 \text{ см}$.

Длина зоны передачи напряжений для напрягаемой арматуры без анкеров: $l_p = (\omega_p \times \sigma_{sp} / R_{hp} + \lambda_n) \times d = (0,24 \times 573 / 20 + 10) \times 1,6 = 27,5 \text{ см,}$

где $\omega_p = 0,25$; $\lambda_n = 10$ при армировании элементов стержнями периодического профиля (п.2.29 и табл.28 [1]); величину σ_{sp} при расчете на трещиностойкость принимаем равной $\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{R1} = 690 - 117 = 573 \text{ МПа.}$

Усилие обжатия в сечении по грани опоры:

$$P_2' = P_2 \times y / l_p = 193764 \times 8,0 / 27,5 = 56368 \text{ Н} = 56,368 \text{ кН.}$$

Изгибающий момент в приопорном сечении от нормативной нагрузки:

$$M = \frac{q_{сер} \times l_x}{2} \times (l_0 - l_x) = \frac{12,7 \times 0,04}{2} \times (5,9 - 0,04) = 1,5 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Нормальное напряжение:

- на уровне центра тяжести сечения:

$$\sigma_x = \frac{P_2'}{A_{ред}} \pm \frac{P_2' \times e_{оп}}{I_{ред}} \times y \pm \frac{M}{I_{ред}} \times y = \frac{56368}{1253 \cdot 100} = 0,45 \text{ МПа;}$$

- в месте примыкания полки к ребру:

$$\sigma_x = \frac{56368}{1253 \times 100} - \frac{56368 \times 17,5}{100824 \times 100} \times (30 - 5 - 21) = 0,4 \text{ МПа.}$$

Статический момент площади части сечения, расположенной выше центра тяжести сечения, относительно этого центра:

$$\begin{aligned} S &= b_f' \times h_f' \times \left(h - y_{ред} - \frac{h_f'}{2} \right) + b \times \frac{(h - y_{ред} - h_f')^2}{2} = \\ &= 144,5 \cdot 5 \cdot \left(30 - 21 - \frac{5}{2} \right) + 19,5 \cdot \frac{(30 - 21 - 5)^2}{2} = 4850 \text{ см}^3 \end{aligned}$$

и части сечения, расположенной выше нижней грани полки:

$$S = b_f' \times h_f' \times \left(h - y_{ред} - \frac{h_f'}{2} \right) = 144,5 \times 5 \times (30 - 21 - 5/2) = 4700 \text{ см}^3.$$

Касательные напряжения на соответствующих уровнях:

$$\tau_{xy} = \frac{Q_n \times S}{I_{ред} \times b} = \frac{37470 \times 4850}{100824 \times 100 \times 19,5} = 0,92 \text{ МПа;}$$

$$\tau_{xy} = \frac{37470 \times 4700}{100824 \times 100 \times 19,5} = 0,9 \text{ МПа.}$$

Главные сжимающие и главные растягивающие напряжения на этих уровнях:

- на уровне центра тяжести:

$$\sigma_{мс} = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2} = -\frac{0,45}{2} - \sqrt{\left(\frac{0,45}{2} \right)^2 + 0,92^2} = -1,12 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{мл} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2} = -\frac{0,45}{2} + \sqrt{\left(\frac{0,45}{2} \right)^2 + 0,92^2} = 0,67 \text{ МПа;}$$

- на уровне примыкания полки к ребру:

$$\sigma_{мс} = -\frac{0,4}{2} - \sqrt{\left(\frac{0,4}{2} \right)^2 + 0,9^2} = -1,12 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{mc} = -\frac{0,4}{2} + \sqrt{\left(\frac{0,4}{2}\right)^2 + 0,9^2} = 0,72 \text{ МПа.}$$

$$\text{Коэффициент условий работы } \gamma_{b4} = \frac{1 - \frac{\sigma_{mt}}{R_{s,ser}}}{0,2 + \alpha_1 \times b} = \frac{1 - \frac{1,12}{22}}{0,2 + 0,01 \times 30} = 1,9 > 1,0;$$

принимаем $\phi_{b4}=1$. Т.к. условие $\sigma_{mt} = 0,72 \text{ МПа} < \gamma_{b4} \times R_{bt,ser} = 1 \times 1,8 = 1,8 \text{ МПа}$ выполняется, то трещины в сечении, наклонном к оси элемента не образуются.

2.14. Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси панели.

Раскрытие трещин в курсовом проекте допускается определять по упрощенной методике. Для изгибаемых элементов, имеющих относительно тонкую, но широкую сжатую полку при $x < h'_f$ (где x – высота сжатой зоны при расчете по прочности), плечо внутренней пары сил может быть приближенно принято постоянным и равным $Z = h_0 - h'_f / 2 = 26,5 - 5/2 = 24 \text{ см}$.

$$\text{Относительная высота сжатой зоны: } \xi = \frac{h'_f}{h_0} = \frac{5,0}{26,5} = 0,19.$$

Непродолжительное раскрытие трещин. Приращение напряжений в растянутой арматуре от действия нормативного момента от полной внешней нагрузки.

$$\sigma_s = \frac{M_n - P_2 \times (z - e_{sp})}{(A_s + A_{sp}) \times Z} = \frac{55,26 \times 10^5 - 193764 \times 24,0}{(1,01 + 4,02) \times 24,0 \times 100} = 72,5 \text{ МПа,}$$

где: $e_{sp} = y_{red} - e_{op} - a = 21,0 - 17,5 - 3,5 = 0$.

Ширина непродолжительного раскрытия трещин от полной нагрузки:

$$\begin{aligned} a_{crcl} &= \delta \times \varphi_1 \times \eta \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times 20 \times (3,5 - 100 \times \mu) \times \sqrt[3]{d} = \\ &= 1 \times 1 \times 1 \times \frac{72,5}{1,9 \times 10^6} \times 20 \times (3,5 - 100 \times 0,0097) \times \sqrt[3]{16} = 0,049 \text{ мм?} \end{aligned}$$

где $\delta=1$ – для изгибаемых элементов; $\varphi_1=1$ – для кратковременного действия нагрузки; $\eta=1$ – для стержневой арматуры периодического профиля;

$$\mu = \frac{A_s + A_{sp}}{b \times h_0} = \frac{1,01 + 4,02}{19,5 \times 26,5} = 0,0097 < 0,2 \text{ – коэффициент армирования;}$$

$d=16$ – диаметр арматуры, мм.

Ширину непродолжительного раскрытия трещин с учетом ширины продолжительного раскрытия от действия постоянных и длительных нагрузок можно определить по формуле:

$$a_{crcl} = a_{crcl} \times \left[1 + (\varphi_1 - 1) \times \frac{\sigma_{st}}{\sigma_s} \right] = 0,049 \times \left[1 + (1,45 - 1) \times \frac{3,2}{72,5} \right] = 0,05 \text{ мм,}$$

где σ_{st} – приращение напряжений в арматуре от длительнодействующих нагрузок:

$$\sigma_{st} = \frac{M_{n,1} - P_2 \times (Z - e_{sp})}{(A_s + A_{sp}) \times Z} = \frac{46,12 \times 10^5 - 193764 \times (24 - 0)}{(1,01 + 4,02) \times 24 \times 100} = 3,2 \text{ МПа};$$

$\varphi_1 = 1,6 - 15 \times \mu = 1,6 - 15 \times 0,0097 = 1,45$ – для продолжительного действия нагрузок.

Ширина раскрытия трещин $a_{crc} = 0,05 \text{ мм} < [a_{crc}] = 0,3 \text{ мм}$, то есть находится в допустимых пределах.

Продолжительное раскрытие трещин

$$a_{cre2} = \delta \times \varphi_1 \times \eta \times \frac{\sigma_{st}}{E_s} \times 20 \times (3,5 - 100 \times \mu) \times \sqrt[3]{d} =$$

$$= 1 \times 1,45 \times 1 \times \frac{3,2}{1,9 \times 10^6} \times 20 \times (3,5 - 100 \times 0,0097) \times \sqrt[3]{16} = 0,003 \text{ мм} < [a_{crc}] =$$

$= 0,2 \text{ мм}$, то есть ширина раскрытия трещин находится в допустимых пределах.

2.15. Расчет по деформациям

Согласно указаниям п. 4.30 [1], для элементов, имеющих трещины в бетоне растянутой зоны, полная кривизна определяется по формуле:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4$$

Величины кривизн $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ определяют при значениях ψ_s и ψ_c отвечающих непродолжительному (кратковременному) действию нагрузки, а

величина $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – при значениях ψ_s и ψ_c отвечающих продолжительному

(длительному) действию нагрузки. Для упрощения расчета относительную высоту сжатой зоны сечения ξ и плечо внутренней пары сил Z принимаем такими же, как и при расчете раскрытия нормальных трещин (см. п. 2.14.).

Кривизна $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ от непродолжительного действия всей нагрузки.

Для определения кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ вычисляем значение величины M_s, φ_s, ψ_s .

В рассматриваемой панели напрягаемая арматура расположена только в нижней зоне сечений, т.е. $e_{sp} = 0$, так как точка приложения равнодействующей усилий обжатия совпадает с центром тяжести напрягаемой арматуры. В этом случае $M = M_n + P_2 \times e_{sp} = M_n = 55,25 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Величина коэффициента φ_f определяется как для таврового сечения и в соответствии с табл. 35 [1] при $\nu = 0,45$:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \times h'_f + \frac{\alpha \times A'_s}{2 \times \nu}}{b \times h_0} = \frac{(144,5 - 19,5) \times 5 + \frac{6,55 \times 1,58}{2 \times 0,45}}{19,5 \times 26,5} = 1,23,$$

где $\alpha = E_s/E_b = 1,9 \times 10^5 / 2,8 \times 10^4 = 6,55$.

$$\text{Эксцентриситет } e_{s, \text{tot}} = \frac{|M|}{P_2} = \frac{5526000}{193764} = 28,5 \text{ см.}$$

$$\text{Коэффициент } \varphi_m = \frac{R_{bt, \text{ser}} \times W_{pl}}{M_n} = \frac{1,8 \times 8400 \times 10^3}{5526000} = 0,27 < 1.$$

Коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \times \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \times \varphi_m) \times \frac{e_{s, \text{tot}}}{h_0}} = 1,25 - 1,1 \times 0,27 - \frac{1 - 0,27^2}{(3,5 - 1,8 \times 0,27) \times \frac{28,5}{26,5}} = 0,667 < 1$$

где $\varphi_{ls} = 1,1$ — для арматуры периодического профиля.

Кривизна панели от непродолжительного действия всей нагрузки при $\varphi_b = 0,9$ и $\nu = 0,45$:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_s}{h_0 \times Z} \left[\frac{\psi_s}{E_s \times A_s} + \frac{\varphi_b}{(\varphi_f + \xi) \times \nu \times E_b \times b \times h_0} \right] - \frac{P_2 \times \psi_s}{h_0 \times E_s \times A_s} = \frac{5526000}{26,5 \times 24,0} \times \left[\frac{0,667}{1,9 \times 10^5 \times 5,03 \times 100} + \frac{0,9}{(1,23 + 0,19) \times 0,45 \times 2,9 \times 10^4 \times 19,5 \times 26,5 \times 100} \right] - \frac{193764 \times 0,667}{26,5 \times 1,9 \times 10^5 \times 5,03 \times 100} = 1,59 \times 10^{-5} \text{ 1/см.}$$

Кривизна $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ от непродолжительного действия длительно действующих

(постоянных и длительных) нагрузок.

Вычисляем значения M_s , φ_m , ψ_s , зависящие от длительно действующей нагрузки $M_s = M_{n, l} = 46,12 \text{ кН} \times \text{м}$.

$$\text{Эксцентриситет } e_{s, \text{tot}} = \frac{M_{n, l}}{P_2} = \frac{4612000}{193764} = 23,8 \text{ см.}$$

$$\text{Коэффициенты: } \varphi_m = \frac{1,8 \times 8400 \times 10^3}{46120000} = 0,33 < 1;$$

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \times 0,33 - \frac{1 - 0,33^2}{(3,5 - 1,8 \times 0,33) \times \frac{23,8}{26,5}} = 0,546 < 1.$$

Кривизна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{4612000}{26,5 \times 24,0} \times \left[\frac{0,546}{1,9 \times 10^5 \times 5,03 \times 100} + \frac{0,9}{(1,29 + 0,17) \times 0,45 \times 2,9 \times 10^4 \times 19,5 \times 26,5 \times 100} \right] -$$

$$\frac{193764 \times 0,546}{26,5 \times 1,9 \times 10^5 \times 5,03 \times 100} = 0,62 \times 10^{-5} \text{ 1/см.}$$

Кривизна $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ от продолжительного действия длительно действующих

нагрузок.

При $\nu=0,15$ для продолжительного действия нагрузки и влажности воздуха окружающей среды свыше 40% (табл. 35 [1]).

Значения $e_{s, \text{от}}$ и φ_m не изменились,

$$\varphi_f = \frac{(144,5 - 19,5) \times 5,0 + \frac{6,55 \times 1,58}{2 \times 0,15}}{19,5 \times 26,5} = 1,28$$

$$\text{Коэффициент } \varphi_s = 1,25 - 0,8 \times 0,33 - \frac{1 - 0,33^2}{(3,5 - 1,8 \times 0,33) \times \frac{23,8}{26,5}} = 0,645,$$

где $\varphi_s=0,8$ при продолжительном действии нагрузки.

Кривизна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{4612000}{26,5 \times 24,0} \times \left[\frac{0,645}{1,9 \times 10^5 \times 5,03 \times 100} + \frac{0,9}{(1,29 + 0,19) \times 0,15 \times 2,9 \times 10^4 \times 19,5 \times 26,5 \times 100} \right] - \frac{193764 \times 0,045}{26,5 \times 1,9 \times 10^5 \times 5,03 \times 100} = 1,92 \times 10^{-5} \text{ 1/см.}$$

Для определения кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_4$, обусловленной выгибом панели покрытия

вследствии усадки и ползучести от усилия предварительного обжатия сначала определим напряжение обжатия бетона на уровне крайнего сжатого волокна.

$$\sigma'_b = \frac{P_2}{A_{\text{ред}}} - \frac{P_2 \times e_{0,p}}{I_{\text{ред}}} \times (h - y_{\text{ред}}) = \frac{193764}{1253 \times 100} - \frac{193764 \times 17,5}{100824 \times 100} \times (30 - 21) = -1,53 \text{ МПа.}$$

Так как найденное напряжение растягивающее ($\sigma'_b < 0$), то при определении кривизны от длительного выгиба примем $\sigma'_b=0$; $\varepsilon'_b=0$.

$$\text{Тогда } \left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_b}{E_s \times h_0} = \frac{104}{1,9 \times 10^5 \times 26,5} = 2,07 \times 10^{-5} \text{ 1/см,}$$

где $\sigma_b = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 15 + 35 + 56 = 106$ МПа (см. п.2.8.).

Полная кривизна:

$$\frac{1}{r} = 1,59 \times 10^{-5} - 0,62 \times 10^{-5} + 1,92 \times 10^{-5} - 2,07 \times 10^{-5} = 0,82 \times 10^{-5} \text{ 1/см.}$$

Прогиб панели:

$f = S \times \frac{1}{r} \times l_0^2 = \frac{5}{48} \times 0,82 \times 10^{-5} \times 590^2 \approx 0,29 \text{ см} < 2,5 \text{ см}$, т.е. не превышает допустимую величину.

2.16. Проверка прочности панели в стадии изготовления, транспортирования и монтажа.

При перевозке и монтаже опоры (петли или подкладки) находятся на расстоянии 0,8 м от торца панели.

Нагрузкой на панель является усилие обжатия в предельном состоянии панели

$P = (\gamma_{sp} \times \sigma_{sp1} - 330) \times A_{sp} = (1,11 \times 573 - 330) \times 4,02 \times 100 = 123000 \text{ Н} = 123 \text{ кН}$ и собственный вес, нормативное значение которого $q_{ser} = 3,31 \text{ кН/м}$ (см. п. 2.5.), а изгибающий момент при коэффициенте динамичности $\gamma_f = 1,6$:

$$M_g = q_{ser} \times \gamma_f \times \frac{l_0^2}{2} = 3,31 \times 1,6 \times \frac{0,8^2}{2} = 1,69 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Суммарный изгибающий момент от усилия предварительного обжатия и собственной массы панели

$$M = P \times e_{op} + M_g = 123 \times 0,175 + 1,69 = 23,2 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $e_{op} = 17,5 \text{ см}$ определено ранее в п. 2.8.

Расчетное сечение рассматриваем как внецентренно сжатое прямоугольное, полка находится в растянутой зоне. Эксцентриситет приложения усилия $e_0 = M/P = 23,2/123 = 0,19 \text{ м} = 19 \text{ см}$. Рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 30 - 2,5 = 27,5 \text{ см}$, где $a = 2,5 \text{ см}$ расстояние от верхней грани сечения панели до центра расположения арматуры полки.

Эксцентриситет приложения силы относительно центра тяжести арматуры полки: $e = e_0 + h - y_{red} - a = 19 + 30 - 21 - 2,5 = 25,5 \text{ см}$.

Высота сжатой зоны:

$$x = \frac{P + R_s \times A_s - R_{sc} \times A'_s}{R_{bp} \times b} = \frac{123000 + (355 \times 1,01 \times 100 + 375 \times 0,57 \times 100)}{11,5 \times 19,5 \times 100} + \frac{-355 \times 1,01 \times 100}{11,5 \times 19,5 \times 100} = 6,4 \text{ см} < x_r = \xi_r \times h_0 = 0,59 \times 27,5 = 16,2 \text{ см}.$$

Условие

$$P \times e = 123000 \times 25,5 = 3136,5 \times 10^3 \text{ Н}\cdot\text{см} < R_{bp} \times b \times (h_0 - 0,5 \times x) + R_{sc} \times A'_s \times (h_0 - a'_s) = 11,5 \times 19,5 \times 6,4 \times 100 \times (27,5 - 0,5 \times 6,4) + 365 \times 1,01 \times 100 \times (27,5 - 3) = 4391 \times 10^3 \text{ Н}\cdot\text{см}$$

выполняется, то есть прочность плиты достаточна.

Нормативное усилие, приходящееся на одну петлю:

$$F_{sar} = 3,31 \times 5,96/3 = 6,58 \text{ кН}.$$

Требуемая площадь сечения плиты при учете коэффициента динамичности $\gamma_f = 1,6$:

$$A_s = \frac{6580 \times 1,6}{2,25 \times 100} = 0,468 \text{ см}^2.$$

Принимаем петлю из стержня $\varnothing 10$ А-I с $A_s = 0,78 \text{ см}^2$.

3. РАСЧЕТ СБОРНОГО МНОГОПРОЛЕТНОГО РИГЕЛЯ.

Ригель многопролетного перекрытия представляет собой элемент рамной конструкции. При свободном опирании концов ригеля на наружные стены и разнице в величинах отдельных пролетов, не превышающей 20%, его можно рассчитывать как неразрезную балку на шарнирных опорах.

Ориентировочные размеры поперечного сечения ригелей прямоугольной формы могут назначаться следующими: высота $h = (1/10 \dots 1/15) \times l$, где l – пролет ригеля; ширина сечения $b = (0,3 \dots 0,4) \times h$, но не менее 200 мм.

При опирании панелей в пределах высоты ригеля его сечение может иметь сечение 200...300 мм, высота ригеля – $(1/10 \dots 1/15) \times l$, а вылет полок для опирания панелей – 100...175 мм.

3.1. Данные для расчета.

Бетон тяжелый класса В15: $R_b = 8,5 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$;

$\gamma_{02} = 0,9$; плотность $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$;

$E_b = 2,5 \times 10^4 \text{ МПа}$.

Арматура: продольная рабочая из стали класса А-III; $R_s = 365 \text{ МПа}$;

поперечная из стали класса А-I; $R_{sv} = 225 \text{ МПа}$; $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$;

$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ МПа}$.

3.2. Определение расчетных пролетов ригеля.

Расчетный пролет ригеля в крайних пролетах принимается равным расстоянию от оси его опоры на стене до оси колонны:

$$l_0 = l - a + \frac{c}{2} = 6 - 0,25 + \frac{0,38}{2} = 5,94 \text{ м}$$

где: l – расстояние между разбивочными осями;

a – "привязка" стены (расстояние от внутренней грани наружной стены до разбивочной оси);

c – величина заделки ригеля в стену, принимаемая кратной половине кирпича, но не менее 25 см.

Расчетный пролет ригеля в средних пролетах принимается равным расстоянию между осями колонн: $l_0 = l = 6,0 \text{ м}$.

3.3. Определение нагрузки на ригель.

Действующие на перекрытие нагрузки указаны в табл. 3

Расчетные нагрузки на 1 пог. м ригеля при ширине грузовой площади 6 м (рис. 1г) и коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$ составят:

постоянная $3,2 \times 6 \times 0,95 = 18,24 \text{ кН/м}$,

временная $P = 7,2 \times 6 \times 0,95 = 41,04 \text{ кН/м}$.

Для определения нагрузки от массы ригеля задаемся размерами его сечения:
 $h = 1/10 \times l = 60 \text{ см}$; $b = 0,35 \times h = 20 \text{ см}$.

Тогда суммарная (с учетом нагрузки от ригеля) постоянная нагрузка будет равна $g = 18,24 + 0,2 \times 0,6 \times 25,0 \times 1,1 \times 0,95 = 21,375 \text{ кН/м}$.

Полная расчетная нагрузка составит:

$$q = g + p = 21,375 + 41,04 = 62,4 \text{ кН/м}$$

Нагрузки на 1 м^2 перекрытия.

Таблица 3.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка кН/м ²
1. Постоянная ¹ :			
плиточный пол	0,285	1,1	0,314
цементная стяжка	0,418	1,3	0,46
железобетонная панель	$\frac{3,31}{1,5} = 2,2$	1,1	2,42
Итого:	2,9	—	3,2
2. Временная ² :	6,0	1,2	7,2
3. Суммарная нагрузка:	8,9	—	10,4

3.4. Статический расчет ригеля.

Определение изгибающих моментов и поперечных сил ригеля производится с учетом перераспределения усилий в стадии предельного состояния конструкции ([3] стр. 292...300). Первоначально необходимо рассчитать ригель как упругую систему на действие постоянных нагрузок и отдельных схем невыгодного расположения временных нагрузок. В этом случае наибольшее значение M и Q определяются по формулам:

$$M = (\alpha \times g + \beta \times p) \times l_{oi}^2, \quad Q = (\gamma \times g + \delta \times p) \times l_{oi},$$

где $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ – табличные коэффициенты (прил. 10 [3]).

Вычисления M и Q удобнее вести в табличной форме (см. табл. 4).

Моменты и поперечные силы для ригелей с числом пролетов более 5 определяются по таблицам для пяти пролетных ригелей. Ригели с пролетами, отличающимися не более, чем на 20 % могут рассматриваться в расчете как равнопролетные.

После вычисления значений M и Q в пролетных и опорных сечениях ригеля, для каждой из рассмотренных комбинаций загрузки строится эпюра изгибающих и поперечных сил. При этом постоянная нагрузка должна входить в каждую комбинацию загрузки (рис.4).

¹ Состав и величины постоянных нагрузок зависят от конструкции перекрытия и приняты на основании таблиц 1 и 2 настоящего пособия.

² Из задания на курсовое проектирование.

Перераспределение усилий можно производить отдельно для каждой ветви изгибающей эпюры M . Величина снижения опорных и пролетных моментов не ограничивается, но для уменьшения раскрытия трещин в пластических шарнирах рекомендуется, чтобы ординаты выравненной эпюры M во всех расчетных сечениях составляли не менее 70 % вычисленных по упругой схеме.

В данном случае на опоре "В" имеется большой отрицательный момент при нагружении по комбинации 1+4. Имеет смысл предусмотреть здесь возникновение пластического шарнира, что позволит уменьшать опорный момент на величину $M=0,3 \times 247,3=74,2$ кН×м. Это в свою очередь приводит к увеличению пролетных моментов ветви 1+4 на ординату треугольной эпюры равную 29,7 кН×м (рис. 4). После суммирования ординат в пролете будет момент $M=204,4$ кН×м, что не превышает ординату ветви 1+2. Таким образом, выравнивание момента M ветви 1+4 позволит облегчить стык ригелей, снизить их металлоемкость, уменьшить количество сварки.

В ряде случаев возможно перераспределение и других ветвей с целью уменьшения пролетных моментов и достигается это путем прибавления несколько добавочных эпюр методом попыток.

В курсовом проекте с целью уменьшения объема расчетов статистический расчет ригеля с учетом перераспределения усилий рекомендуется выполнять на ЭВМ ЕС1022 по программе "PRU 345".

3.5. Уточнение высоты сечения ригеля.

Высоту сечения ригеля уточняют по опорному моменту, действующему на грани опоры ригеля на колонну. Принимая размеры сечения колонны 40×40 см, определяем величины изгибающих моментов на грани опоры при комбинациях нагружения 1+2, 1+3, 1+4 соответственно:

$$M_{sp}^{1+2} = M - Q \times \frac{h_1}{2} = (76,2 + 73,1) - (64 + 0) \times \frac{0,4}{2} = 136,5 \text{ кН×м};$$

$$M_{sp}^{1+3} = (76,2 + 73,1) - (76,2 + 12,2) \times \frac{0,4}{2} = 131,62 \text{ кН×м};$$

$$M_{sp}^{1+4} = (247,3 - 74,2) - 207,7 \times \frac{0,4}{2} = 131,56 \text{ кН×м}.$$


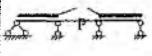


Большой изгибающий по грани опоры $M_{sp}=136,5$ кН×м является расчетным.

При расчете ригеля с учетом перераспределения усилий должно соблюдаться условие $\xi = x/h_0 \leq 0,35$. Величине $\xi=0,35$ соответствует $\alpha_m=0,289$ [табл. 1 прил. 3]. По выражению 3.18 [3] находим:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{sp}}{\alpha_m \times \gamma_{b2} \times R_b \times b}} = \sqrt{\frac{136,5 \times 10^5}{0,289 \times 0,9 \times 8,5 \times 20 \times 100}} = 55,6 \text{ см}.$$

Предполагая расположение арматуры в два ряда по высоте сечения ригеля, принимаем расстояние от его растянутой грани до центра тяжести арматуры у этой грани равным $a=6$ см (при однорядной арматуре рекомендуется принимать $a=3 \dots 4$ см).

Таблица 4.

Схемы за- грузений	Изгибающие моменты, кН×м					Поперечные силы, кН		
	M_1	M_2	M_3	M_B	M_C	Q_A	Q_B^+	$Q_B^{пр}$
1 	$0,08 \times$ $\times 21,375 \times$ $\times 5,94^2 =$ $= 60,3$	$0,025 \times$ $\times 21,375 \times$ $\times 6^2 = 19,2$	60,3	$0,1 \times$ $\times 21,375 \times$ $\times \left(\frac{5,94+6}{2}\right)^2 =$ $= -76,2$	-76,2	$0,4 \times$ $\times 21,375 \times$ $\times 5,94 =$ $= 50,8$	$-0,6 \times$ $\times 21,375 \times$ $\times 5,94 = -76,2$	$0,5 \times 21,375 \times$ $\times 6 = 64,1$
2 	$0,1 \times 41,04 \times$ $\times 5,94^2 =$ $= 144,8$	$-0,05 \times$ $\times 41,04 \times 6^2 =$ $= -73,9$	144,8	$0,05 \times 41,05 \times$ $\times \left(\frac{5,94+6}{2}\right)^2 =$ $= -73,1$	-73,1	$0,45 \times$ $\times 41,04 \times$ $\times 5,94 =$ $= 109,7$	$-0,55 \times$ $\times 41,04 \times$ $\times 5,94 =$ $= -134,1$	0
3 	$-0,025 \times$ $\times 41,04 \times$ $\times 5,94^2 =$ $= -36,2$	$0,075 \times$ $\times 41,04 \times 6^2 =$ $= 110,8$	-36,2	$-0,05 \times 41,04 \times$ $\times \left(\frac{5,94+6}{2}\right)^2 =$ $= -73,1$	-73,1	$-0,05 \times$ $\times 41,04 \times$ $\times 5,94 =$ $= -12,2$	$-0,05 \times$ $\times 41,04 \times$ $\times 5,94 = -12,2$	$0,5 \times 41,04 \times$ $\times 6 = 123,1$
4 	$\frac{41,04 \times 5,94^2}{2} -$ $-0,4 \times M_B =$ $= 114,4$	$\frac{41,04 \times 6^2}{2} -$ $\frac{ M_B - M_C }{2} =$ $= 75,0$	$-0,4 \times$ $\times M_C =$ $= 19,3$	$-0,117 \times 41,04 \times$ $\times \left(\frac{5,94+6}{2}\right)^2 =$ $= -171,1$	$-0,033 \times 41,04 \times$ $\times \left(\frac{5,94+6}{2}\right)^2 =$ $= -48,3$	$0,384 \times$ $\times 41,04 \times$ $\times 5,94 =$ $= 93,4$	$-0,617 \times$ $\times 41,04 \times$ $\times 5,94 =$ $= -150,4$	$0,583 \times$ $41,04 \times 6 =$ $= 143,6$
Наиболее невыгодное загружение	(1+2) 205,1	(1+3) 130,0	(1+2) 205,1	(1+4) -247,3	(1+2);(1+3) -149,3	(1+2) 160,5	(1+4) -226,6	(1+4) 207,7

Тогда полная высота сечения $h = h_0 + a = 55,6 + 6 = 61,6$ см.

Высота ригеля при $h > 60$ см принимается кратно 100 мм. В методических целях назначаем $h = 65$ см. Рабочая высота сечения ригеля $h_0 = h - a = 65 - 6 = 59$ см.

Проверяем соответствие размеров сечения ригеля $b = (0,3 - 0,4) \times h$: $0,3 \times h = 19,5$ см $< b = 20$ см $< 0,4 \times h = 26$ см -- условие соблюдается, следовательно, размеры сечения ригеля не изменяем.

Так как уточненная высота сечения незначительно отличается от первоначально принятой, перерасчет нагрузки от массы ригеля не производим.

3.6. Определение площади сечения продольной арматуры.

Сечение продольной арматуры ригеля подбирают на прочность по моменту в четырех нормальных сечениях: в первом и среднем пролетах, на первой промежуточной опоре и на средней опоре (в данном примере они совпадают).

Пролет 1. Вычисляем:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \times R_b \times b \times h_0} = \frac{205,1 \times 10^5}{0,9 \times 8,5 \times 20 \times 59^2 \times 100} = 0,385 <$$

$$< \alpha_{mR} = \xi_R \times (1 - 0,5 \times \xi_R) = 0,652 \times (1 - 0,5 \times 0,652) = 0,44,$$

где α_{mR} -- значение α_m при граничном значении относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sc}}{\sigma_{sc,R}} \times \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,789}{1 + \frac{365}{500} \times \left(1 - \frac{0,789}{1,1}\right)} = 0,652,$$

здесь $\omega = \alpha - 0,008 \times \gamma_{b2} \times R_b = 0,85 - 0,008 \times 0,9 \times 8,5 = 0,789$.

Так как M_1 -- наибольшее значение моментов в ригеле (рис.5), то условие $\alpha_m < \alpha_{mR}$ очевидно, будет выполняться и в остальных сечениях при $\alpha_m > \alpha_{mR}$ следует изменить марку или увеличить размеры сечения, либо определить площадь арматуры по формулам 3.19...3.21 [3].

Коэффициенту $\alpha_m = 0,385$ соответствует коэффициент $\eta = 0,74$ [табл. 1 приложение 3].

$$A_s = \frac{M}{\eta \times R_s \times h_0} = \frac{205,1 \times 10^5}{0,74 \times 365 \times 59 \times 100} = 12,87 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматуры [приложение 4] принимаем: 2Ø22 А-III + 2Ø20 А-III ($A_s = 13,88 \text{ см}^2$).

Пролет 2. Нижняя арматура. Определяем:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \times R_b \times b \times h_0^2} = \frac{130 \times 10^5}{0,9 \times 8,5 \times 20 \times 59^2 \times 100} = 0,244.$$

Из таблицы 1 приложения 3 при $\alpha_m = 0,244$ находим $\eta = 0,855$.

$$\text{Тогда: } A_s = \frac{M}{\eta \times R_s \times h_0} = \frac{130 \times 10^5}{0,855 \times 365 \times 59 \times 100} = 7,06 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2Ø16 А-III + 2Ø14 А-III ($A_s = 7,1 \text{ см}^2$).

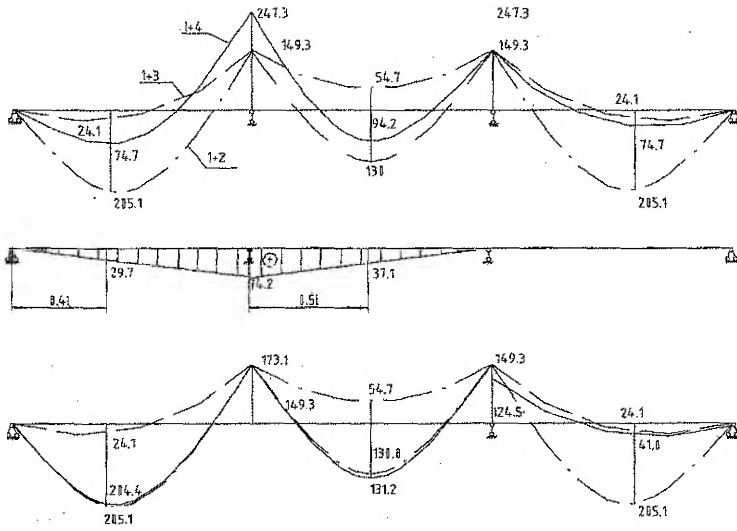


Рис.4. Выравнивание изгибающих моментов ригеля.

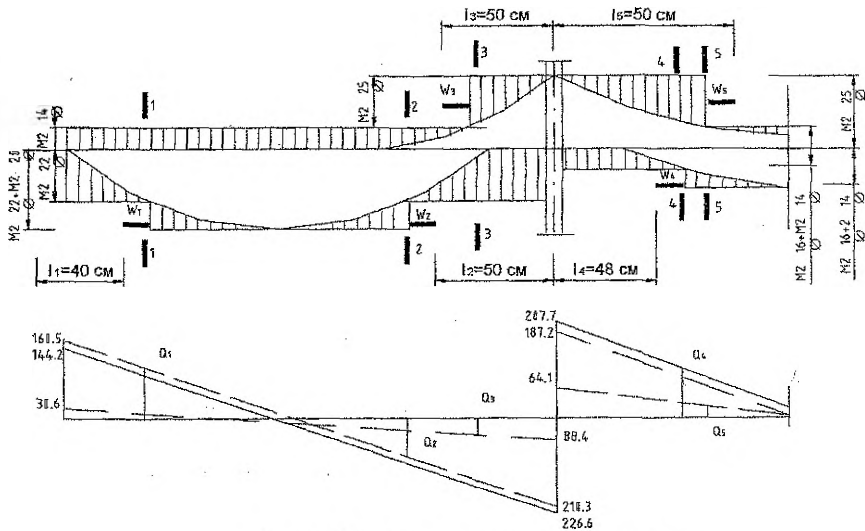


Рис.5. Эпюра материалов ригеля.

Количество верхней арматуры определяем по отрицательным пролетным, если они имеются* и опорным изгибающим моментам.

Пролет 2. Верхняя арматура $M=55,8$ кН×м.

Так как значение момента невелико, то ожидая однорядное расположение арматуры $a=3,5$ см. Рабочая высота ригеля при этом составит:

$$h_0=h-a=65-3,5=61,5 \text{ см.}$$

Далее, аналогично рассмотренному, находим:

$$\alpha_m = \frac{55,8 \times 10^5}{0,9 \times 8,5 \times 20 \times 61,5 \times 100} = 0,096; \quad \eta = 0,95;$$

$$A_s = \frac{55,8 \times 10^5}{0,95 \times 365 \times 61,5 \times 100} = 2,62 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2Ø14 А-III. При этом $A_s = 3,08 \text{ см}^2 > A_{s,min}^{**}$, где минимальная площадь сечения ($A_{s,min}$) необходимая по конструктивным требованиям [4, табл. 47] составляет $A_{s,min} = \mu_{min} \times b \times h_0 = 0,0005 \times 20 \times 61,5 = 0,62 \text{ см}^2$.

С целью унификации армирования ригеля во всех остальных пролетах верхнюю арматуру назначаем также из 2Ø14 А-III.

Опора В. $M_{op} = 136,5$ кН×м.

Учитывая конструктивное решение опорного узла типового ригеля (рис. 6) принимаем $a=7,5$ см. Тогда $h_0=h-a=65-7,5=57,5$ см.

Соответственно получим:

$$\alpha_m = \frac{136,5 \times 10^5}{0,9 \times 8,5 \times 20 \times 57,5^2 \times 100} = 0,270; \quad \eta = 0,839;$$

$$A_s = \frac{136,5 \times 10^5}{0,839 \times 365 \times 57,5 \times 100} = 7,75 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2Ø25 А-III ($A_s=9,82 \text{ см}^2$).

3.7. Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе.

Расчет поперечной арматуры по Q ведут для трех наклонных сечений: у крайней опоры и у первой промежуточной опоры слева и справа. Целесообразнее расчет начинать для сечений у первой промежуточной опоры слева, где действует наибольшая поперечная сила.

Первая промежуточная опора слева. $Q_B^I = 226,6$ кН. Диаметр поперечных стержней в сварных каркасах должен удовлетворять требованиям по сварке [табл. 4 приложение IV]. При продольной арматуре Ø22 мм принимаем $d_{sw}=8$ мм ($f_{sw}=0,503 \text{ см}^2$). Поперечная арматура ригеля входит в состав двух каркасов, поэтому $A_{sw} = n \times f_{sw} = 2 \times 0,503 = 1,06 \text{ см}^2$.

* Если отрицательных моментов в пролетах нет, верхняя арматура назначается по конструктивным требованиям.

** При $A_s < A_{s,min}$ площадь арматуры должна приниматься по конструктивным требованиям.

Коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок таврового сечения $\varphi_f = 0,75 \times \frac{(b'_f - b) \times h'_f}{b \times h_0} = 0$, так как сечение ригеля прямоугольное.

Коэффициент, учитывающий влияние продольных сил $\varphi_n = 0,1 \times \frac{N}{R_{bt} \times b \times h_0} = 0$, так как ригель без предварительного напряжения.

Минимальное значение поперечной силы, воспринимаемой сечением ригеля при отсутствии поперечной арматуры:

$$Q_b = \varphi_{b3} \times (1 + \varphi_n) \times \gamma_{b2} \times R_{bt} \times b \times h_0 = 0,6 \times (1+0) \times 0,9 \times 0,75 \times 20 \times 59 \times 100 = 47790 \text{ Н}$$

Здесь φ_{b3} – коэффициент, принимаемый согласно указаниям п. 3.31 СНиП 2.03.01-84.

Поскольку $Q = 226,6 \text{ кН} > Q_b = 47,79 \text{ кН}$, то необходим расчет поперечной арматуры.

Проверяем достаточность минимальной конструктивной поперечной арматуры.

Шаг поперечных стержней при $h = 65 \text{ см} > 45 \text{ см}$ должен быть не более $h/3 = 65/3 = 21,7 \text{ см}$ и не более 500 мм.

Максимально допустимый шаг стержней:

$$S_{max} = \varphi_{b4} \times (1 + \varphi_n) \times \gamma_{b2} \times R_{bt} \times b \times h_0^2 / Q = 1,5 \times (1+0) \times 0,9 \times 0,75 \times 20 \times 59^2 \times 100 / 226600 = 31,1 \text{ см,}$$

где $\varphi_{b4} = 1,5$ – коэффициент, принимаемый согласно указаний п. 3.31 [1].

Принимаем на приопорном участке длиной $1/4 \times l$ $S = 20 \text{ см}$ (кратно 5 см) и определяем погонное усилие в поперечных стержнях:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \times A_{sw}}{S} = \frac{175 \times 1,06 \times 100}{20} = 927,5 \text{ Н/см} > \frac{\varphi_{b3} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times \gamma_{b2} \times R_{bt} \times b}{2} = \frac{0,6 \times (1+0) \times 0,9 \times 0,75 \times 100 \times 20}{2} = 405 \text{ Н/см.}$$

Длина проекции опасной наклонной трещины при $\varphi_{b2} = 2 \text{ см}$ (см. п. 3.31 [1]):

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times \gamma_{b2} \times R_{bt} \times b \times h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{2 \times (1+0+0) \times 0,9 \times 0,75 \times 20 \times 59^2 \times 100 / 927,5} = 100,7 \text{ см.}$$

Поскольку $c_0 = 100,7 \text{ см} < 2 \times h_0 = 118 \text{ см}^*$ несущую способность наклонного сечения проверяем по условию:

$$Q \leq 2 \times \sqrt{\varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times \gamma_{b2} \times R_{bt} \times b \times h_0^2 \times q_{sw}};$$

* При $c_0 > 2 \times h_0$ несущую способность проверяют по условию

$$Q \leq 2 \times q_{sw} \times h_0 + \varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times \gamma_{b2} \times R_{bt} \times b \times h_0^2 / c_0$$

$$226,6 \times 10^3 \text{ Н} < 2 \times \sqrt{2 \times (1 + 0 + 0) \times 0,9 \times 0,75 \times 20 \times 59^2 \times 927,5 \times 100} = 264,1 \times 10^3 \text{ Н}.$$

Условие выполняется, несущая способность наклонного сечения обеспечивается и шаг поперечных стержней не уменьшаем. Производим проверку прочности наклонной полосы между наклонными трещинами на действие поперечной силы, согласно указаний п. 3.37 [1].

$$\text{Коэффициент } \varphi_{b1} = 1 - \beta \times \gamma_{b2} \times R_b = 1 - 0,01 \times 0,9 \times 8,5 = 0,92.$$

$$\text{Коэффициент армирования } \mu_{\omega} = \frac{A_{sw}}{b \times S} = \frac{1,06}{20 \times 20} = 0,00265.$$

$$\text{Относительный модуль упругости } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \times 10^5}{2,05 \times 10^4} = 10,24.$$

$$\text{Коэффициент } \varphi_{\omega 1} = 1 + 5 \times \alpha \times \mu_{\omega 1} = 1 + 5 \times 10,24 \times 0,00265 = 1,136 < 1,3.$$

Поперечная сила, которую может выдержать бетон сжатой зоны наклонной полосы между наклонными трещинами:

$$Q_n = 0,3 \times \varphi_{\omega 1} \times \varphi_{b1} \times \gamma_{b2} \times R_b \times b \times h_0 = 0,3 \times 1,136 \times 0,92 \times 0,9 \times 8,5 \times 20 \times 59 \times 100 = 283 \times 10^3 \text{ Н} = 283 \text{ кН}.$$

Условие $Q_n^2 = 226,6 \text{ кН} < Q_n = 283 \text{ кН}$ выполняется, прочность сечения достаточна и размеры сечения ригеля не увеличиваем.

В средних частях пролетов шаг поперечных стержней должен назначаться при высоте сечения $h > 30 \text{ см}$ не более $3/4 \times h$ и не более 50 см . [1, п. 5.27]. Принимаем $S = 40 \text{ см} < 3/4 \times 65 = 48,75 \text{ см}$.

Аналогично приведенному выполняется расчет прочности наклонных сечений у крайней опоры и у первой промежуточной опоры справа*.

3.8. Построение эпюры арматуры (эпюры материалов).

Для экономии стали часть продольных стержней арматурного каркаса обрывают в пролете в соответствии с огибающей эпюрой моментов. Места обрыва стержней позволяет установить эпюра арматуры.

Пролет 1. Продольная арматура $2\varnothing 22 + 2\varnothing 20$ ($A_s = 13,88 \text{ см}^2$).

Вычисляем характеристики сечения:

$$h_0 = h - a = 65 - 6 = 59 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{R_s \times A_s}{\gamma_{b2} \times R_b \times b \times h_0} = \frac{365 \times 13,88}{0,9 \times 8,5 \times 20 \times 59} = 0,59 < \xi_R = 0,652;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \times \xi = 1 - 0,5 \times 0,56 = 0,72.$$

Ординаты эпюры арматуры (изгибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_s = 13,88 \text{ см}^2$):

$$M_{\text{эпю}} = R_s \times A_s \times \eta \times h_0 = 365 \times 13,88 \times 0,72 \times 59 \times 100 = 215,2 \times 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

* С целью уменьшения объема методического пособия указанный расчет не производится.

Из четырех стержней 2Ø20 обрываем в пролете. Для сечения с 2Ø22 ($A_s = 7,6 \text{ см}^2$) находим:

$$h_0 = h - a = 65 - 3,5 = 61,5 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{R_s \times A_s}{\gamma_{b2} \times R_b \times b \times h_0} = \frac{365 \times 7,6}{0,9 \times 8,5 \times 20 \times 61,5} = 0,245;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \times \xi = 1 - 0,5 \times 0,245 = 0,853.$$

Момент, воспринимаемый сечением с двумя оставшимися стержнями будет равен:

$$M_{\text{сеч}} = R_s \times A_s \times \eta \times h_0 = 365 \times 7,6 \times 0,853 \times 61,5 \times 100 = 145,5 \text{ Н} \times \text{см}.$$

Пролет 2. Арматура 2Ø16+2Ø14 ($A_s = 7,1 \text{ см}^2$). Определяем:

$$h_0 = h - a = 65 - 6 = 59 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{R_s \times A_s}{\gamma_{b2} \times R_b \times b \times h_0} = \frac{365 \times 7,1}{0,9 \times 8,5 \times 20 \times 59} = 0,287;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \times \xi = 1 - 0,5 \times 0,287 = 0,856;$$

$$M_{\text{сеч}} = R_s \times A_s \times \eta \times h_0 = 365 \times 7,1 \times 0,856 \times 59 \times 100 = 130,88 \times 10^5 \text{ Н} \times \text{см}.$$

Обрываем 2Ø14. Для сечения 2Ø16 ($A_s = 4,02 \text{ см}^2$) будем иметь:

$$h_0 = 65 - 3,5 = 61,5 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{R_s \times A_s}{\gamma_{b2} \times R_b \times b \times h_0} = \frac{365 \times 4,02}{0,9 \times 8,5 \times 20 \times 61,5} = 0,156;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \times \xi = 1 - 0,5 \times 0,156 = 0,922;$$

$$M_{\text{сеч}} = 365 \times 4,02 \times 0,922 \times 61,5 \times 100 = 83,2 \times 10^5 \text{ Н} \times \text{см}.$$

Опора В. Арматура 2Ø25 ($A_s = 9,82 \text{ см}^2$).

$$h_0 = 65 - 7,5 = 57,5 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{365 \times 9,82}{0,9 \times 8,5 \times 20 \times 57,5} = 0,407 < \xi_{R_s}; \quad \eta = 1 - 0,5 \times 0,407 = 0,796.$$

$$M_{\text{сеч}} = 365 \times 9,82 \times 0,796 \times 57,5 \times 100 = 164,05 \times 10^5 \text{ Н} \times \text{см}.$$

На некотором удалении от опоры обрываем оба стержня. Так как во всех пролетах верхняя арматура принята из 2Ø14 ($A_s = 3,08 \text{ см}^2$), то несущая способность сечения составит:

$$h_0 = 65 - 3,5 = 61,5 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{365 \times 3,08}{0,9 \times 8,5 \times 20 \times 61,5} = 0,119; \quad \eta = 1 - 0,5 \times 0,119 = 0,94.$$

$$M_{\text{сеч}} = 365 \times 3,08 \times 0,94 \times 61,5 \times 100 = 65,0 \times 10^5 \text{ Н} \times \text{см}$$

3.9. Определение длины анкеровки обрываемых стержней.

Сечения, в которых обрываемые стержни не требуются по расчету, проще всего определить графически. Для этого необходимо на объемлющую эпюру моментов наложить эпюру арматуры. Точки, в которых ординаты эпюры будут общими (точки пересечения), определят места теоретического обрыва стержней в пролете (рис. 5). Для обеспечения прочности наклонных сечений ригеля по

изгибающим моментам обрываются в пролете стержни продольной арматуры необходимо завести за точку теоретического обрыва на расстояние:

$$W = \frac{Q}{2 \times q_{sv}} + 5 \times d,$$

где Q – поперечная сила в точке теоретического обрыва стержня;

d – диаметр обрываемого стержня;

$q_{sv} = \frac{R_s \times A_{sv}}{S}$ – интенсивность поперечного армирования в точке теоретического обрыва стержня.

Кроме того, общая длина запуска стержня за точку теоретического обрыва должна быть не менее $20 \times d$ и не менее 250 мм.

Пролет 1.

Сечение 1–1. В сечении 1–1 поперечная сила Q_1 , соответствующая тому сочетанию нагрузок, при котором в этом сечении получено значение ординаты огибающей эпюры моментов, в масштабе сил равна 62,4 кН (рис. 5).

Значения остальных параметров составляют:

$$q_{sv1} = \frac{R_s \times A_{sv}}{S} = \frac{2,25 \times 1,06 \times 100}{20} = 1192,5 \text{ Н/см}; d=2 \text{ см.}$$

Следовательно:

$$W_1 = \frac{Q_1}{2 \times q_{sv1}} + 5 \times d = \frac{62400}{2 \times 1192,5} + 5 \times 2 = 36,2 \text{ см,}$$

что меньше $20 \times d = 20 \times 2 = 40$ см.

Принимаем $W_1 = 40$ см.

Сечение 2–2.

$Q_2 = 92,7$ кН; $d = 2$ см; $q_{sv2} = 1192,5$ Н/см.

$$W_2 = \frac{92700}{2 \times 1192,5} + 5 \times 2 = 48,9 \text{ см} > 20 \times d = 20 \times 2 = 40 \text{ см.}$$

Принимаем $W_2 = 50$ см.

Сечение 3–3.

$Q_3 = 64,8$ кН; $d = 2,5$ см; $q_{sv3} = 1192,5$ Н/см.

$$W_3 = \frac{64800}{2 \times 1192,5} + 5 \times 2,5 = 39,7 \text{ см} < 20 \times d = 20 \times 2,5 = 50 \text{ см.}$$

Принимаем $W_3 = 50$ см.

Пролет 2.

Сечение 4–4.

$Q_4 = 97,0$ кН; $d = 1,4$ см; $q_{sv4} = 1192,5$ Н/см.

$$W_4 = \frac{97000}{2 \times 1192,5} + 5 \times 1,4 = 47,7 \text{ см} > 20 \times d = 20 \times 1,4 = 28 \text{ см.}$$

Принимаем $W_4 = 48$ см.

Сечение 5–5

$Q_5 = 25,6$ кН; $d = 2,5$ см; $q_{sv5} = 1192,5$ Н/см.

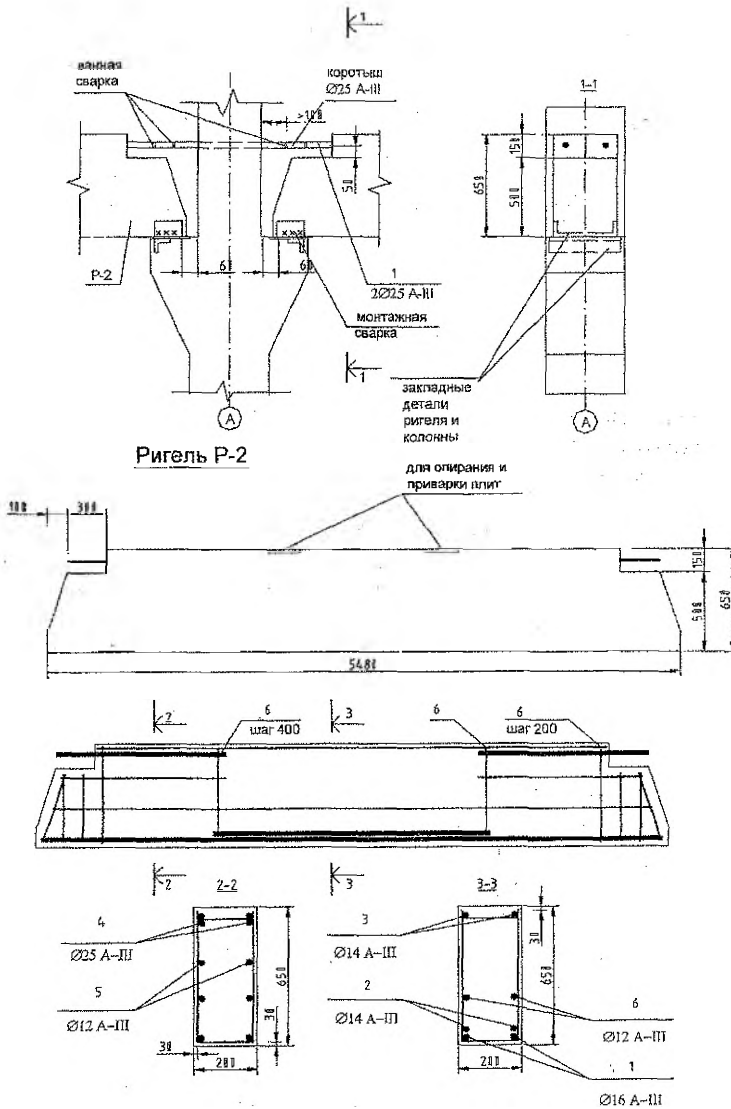


Рис.6. Конструкция сборного ригеля и его стыка.

$$W_5 = \frac{25600}{2 \times 1192,5} + 5 \times 2,5 = 23,2 \text{ см} < 20 \times d = 20 \times 2,5 = 50 \text{ см.}$$

Принимаем $W_5 = 50 \text{ см.}$

4. РАСЧЕТ СТЫКА РИГЕЛЯ С КОЛОННОЙ.

Опираение ригелей на колонны показано на рис. 6. Соединение их в неразрезную конструкцию осуществляется при помощи ванной сварки выпусков арматурных стержней колонны и ригелей. Зазоры между торцами ригелей и колонной заполняются бетоном В15...В20 на мелком щебне (рис. 6).

4.1. Определение площади соединительных стержней.

Площадь соединительных стержней принимается по опорной арматуре ригеля из условия равнопрочности. В рассматриваемом примере, следовательно, необходимо принять соединительные стержни из $2\varnothing 25 \text{ А-III}$ ($A_s = 9,82 \text{ см}^2$).

Конструктивное решение стыка и схема армирования ригеля показана на рис. 6.

При размещении соединительных стержней в сечении следует иметь в виду, что для осуществления ванной сварки расстояние в свету между стержнями должно быть не менее 50 мм. Если оказывается, что стержни в один ряд не размещаются их устанавливают в два ряда с расстоянием между рядами в свету не менее 30 мм.

5. РАСЧЕТ КОЛОННЫ ПЕРВОГО ЭТАЖА.

5.1. Исходные данные.

Размеры ячейки здания: $l_1 \times l_2 = 6 \times 6 \text{ м}$ (рис.1).

Высота этажа $H_{эт} = 4,2 \text{ м}$, количество этажей – 4.

Вес конструкций сборных перекрытий и покрытия (панели и ригели) (см. табл. 3 и п. 3.5.) $q_{1,н} = 2,2 + \frac{0,2 \times 0,65 \times 25}{6} = 2,74 \text{ кН/м}^2$.

Вес кровли рулонной трехслойной $q_{2,н} = 0,1 \text{ кН/м}^2$, вес утеплителя на покрытии здания $q_{3,н} = 1,0 \text{ кН/м}^2$, вес конструкции пола на всех перекрытиях (см. табл. 3) $q_{4,н} = 0,7 \text{ кН/м}^2$ ($q_4 = 0,774 \text{ кН/м}^2$).

Нормативная снеговая нагрузка для города Бреста (I снеговой район) $p_{1,н} = 0,5 \text{ кН/м}^2$, нормативная временная (полезная) нагрузка на сборное междуэтажное перекрытие $p_{2,н} = 6,0 \text{ кН/м}^2$, в том числе кратковременно действующая $p_{2,с.к.н} = 2,5 \text{ кН/м}^2$.

Бетон тяжелый класса В15: $R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $\gamma_{b2} = 0,9$, $E_b = 2,05 \times 10^4 \text{ МПа}$;

Рабочая продольная арматура колонны класса А-III: $R_s = 365 \text{ МПа}$; $R_{sc} = 365 \text{ МПа}$; $E_s = 2 \times 10^5 \text{ МПа}$;

Сечение колонн всех этажей здания $40 \times 40 \text{ см}$.

Для определения длины колонны первого этажа $H_{к1}$ принимаем расстояние от уровня чистого пола до обреза фундамента $h_{фб}=0,4$ м.

$$\text{Тогда } H_{к1} = H_{ом} + h_{фб} = 4,2 + 0,4 = 4,6 \text{ м.}$$

5.2. Сбор нагрузок.

Типовые колонны многоэтажных зданий имеют разрезку через 2 этажа, следовательно, необходимо выполнять расчет ствола колонны для 1-го и 2-го этажей.

Подсчет нагрузок на колонну 1-го этажа выполняем в виде табл. 5. В числителе дана нормативная нагрузка.

Нагрузка на колонну первого этажа (кН).

Таблица 5.

Наименование нагрузок	Полная нагрузка	Длительнодействующая часть нагрузки
Нагрузка от конструкции покрытия $(q_{1,n} \times \gamma_{f1} + q_{2,n} \times \gamma_{f2} + q_{3,n} \times \gamma_{f3}) \times l_1 \times l_2 \times \gamma_n =$ $= (2,74 \times 1,1 + 0,1 \times 1,2 + 1 \times 1,3) \times 6 \times 6 \times 0,95 = 151,64$	$\frac{131,33}{151,64}$	151,64
Нагрузка от конструкции перекрытий над 1...3 эт. $3 \times (q_{1,n} \times \gamma_{f1} + q_n) \times l_1 \times l_2 \times \gamma_n =$ $= 3 \times (2,74 \times 1,1 + 0,774) \times 6 \times 6 \times 0,95 = 388,65$	$\frac{349,92}{388,65}$	388,65
Нагрузка от колонн всех этажей $(0,4 \times 0,4 \times 4,2 \times 1,1 \times 3 + 0,4 \times 0,4 \times 4,6 \times 1,1) \times 25 \times 0,95 =$ $= 71,90$	$\frac{65,36}{71,90}$	71,90
Снеговая нагрузка $p_{1n} \times \gamma_{f4} \cdot l_1 \times l_2 \times \gamma_n = 0,5 \times 1,4 \times 6 \times 6 \times 0,95 = 23,94$	$\frac{17,1}{23,94}$	—
Временная нагрузка на перекрытия 1...3 эт. $3 \times (p_{2n} \times \gamma_{f5} \cdot l_1 \times l_2 \times \gamma_n) = 3 \times 6 \times 1,2 \times 6 \times 6 \times 0,95 =$ $= 738,72$ $3 \times [(p_{2,n} - p_{2,sh,n}) \times l_1 \times l_2 \times \gamma_n] = 554,04$	$\frac{615,6}{738,72}$	554,04

Полная расчетная нагрузка на колонну $N = 1374,85$ кН, в том числе, длительнодействующая часть $N_1 = 1166,23$ кН. Полная нормативная нагрузка на колонну $N_n = 1179,31$ кН.

5.3. Расчет колонны на прочность.

5.3.1. Определение размеров сечения колонны.

Предполагая, что колонна работает на центральное сжатие, принимаем коэффициент армирования $\mu = 0,01$ и определяем требуемое сечение колонны в первом приближении без учета коэффициента продольного изгиба.

$$A_{b, \text{проб}} = \frac{N}{R_b \times \gamma_{b2} + \mu \times R_s} = \frac{1374,85 \times 10^3}{8,5 \times 0,9 \times 100 + 0,01 \times 365 \times 100} = 1217,7 \text{ см}^2.$$

Принимаем квадратное сечение колонны со стороной $h_k = 35$ см.

Тогда $A_b = 35 \times 35 = 1225 \text{ см}^2$.

Ориентировочное сечение продольной арматуры при $\mu = 0,01$:

$$A_s = \mu \times A_b = 0,01 \times 1225 = 12,25 \text{ см}^2.$$

Принимаем $A_s = 12,56 \text{ см}^2$ (4Ø20 А-III).

5.3.2. Проверка прочности колонны.

Согласно требованиям СНиП [1] колонну рассчитываем как внецентренно сжатую со случайным эксцентриситетом.

Расчетная длина колонны первого этажа согласно требованиям п. 3.25 СНиП равна $l_0 = 0,7 \times H_{эм} = 0,7 \times 460 = 322$ см. (расчетная длина колонн вышележащих этажей $l_0 = H_{эм}$).

Величина случайного эксцентриситета назначается большей из величин: $l_0/600$, $h_k/30$ и 1 см или $322/600 = 0,54$ см, $35/30 = 1,17$ см. Принимаем $e_0 = 1,17$ см.

Вычисляем величину критической силы согласно п. 3.24:

$$N_{cr} = \frac{6,4 \times E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_1} \times \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_1 / \varphi_1} + 0,1 \right) + \alpha \times I_s \right] = \frac{6,4 \times 20500 \times 100}{322^2} \times$$

$$\times \left[\frac{12,5 \times 10^4}{1,85} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,332} + 0,1 \right) + 9,76 \times 2289 \right] = 585,9 \times 10^4 \text{ Н} = 5859 \text{ кН.}$$

где: $\alpha = E_s/E_b = 2,0 \times 10^5 / 2,05 \times 10^4 = 9,76$;

$$I = b_k \times h_k^3 / 12 = 35 \times 35^3 / 12 = 12,5 \times 10^4 \text{ см}^4;$$

$$I_s = A_s \times (h_k / 2 - a)^2 = 12,56 \times (35 / 2 - 4)^2 = 2289 \text{ см}^4;$$

$$\varphi_1 = 1 + \frac{N_1}{N} = 1 + \frac{1166,23}{1374,85} = 1,85;$$

$$\delta_1 = e_0 / h_k = 1,17 / 35 = 0,034 < 0,5 - 0,01 \times l_0 / h_k - 0,01 \times R_b \times \gamma_{b2} = 0,5 - 0,01 \times 322 / 35 - 0,01 \times 8,5 \times 0,9 = 0,316. \text{ Принято } \delta_1 = 0,322; \varphi_1 = 1.$$

Расчетное значение эксцентриситета:

$$e_0 = e_a \times \eta = e_a / (1 - N / N_{cr}) = 1,17 / (1 - 1374,85 / 5859) = 1,53 \text{ см.}$$

Расчетная схема нормального сечения колонны показана на рис. 7.

$$e = e_0 \times \eta + h_k / 2 - a = 1,53 + 35 / 2 - 4 = 15,03 \text{ см.}$$

Проверку прочности колонны выполняем в следующей последовательности.

Сначала по формуле 26 [1] вычисляем характеристику сжатой зоны:

$$\omega = 0,85 - 0,008 \times R_b \times \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \times 8,5 \times 0,9 = 0,789.$$

Затем по формуле 25 [1] находим граничное значение относительной высоты сжатой зоны сечения:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{ссв}} \times \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,789}{1 + \frac{365}{500} \times \left(1 - \frac{0,789}{1,1} \right)} = 0,654.$$

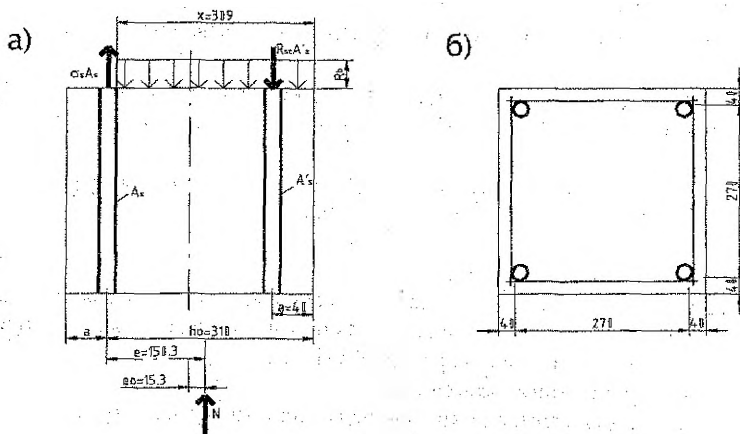


Рис.7. К расчету колонны 1 этажа:

а) - расчетная схема;

б) - армирование.

Предполагая, что $x/h_0 > \xi_R$, по формуле 39 [1] выразим напряжение в арматуре A_s через высоту сжатой зоны бетона:

$$\sigma_s = \left(2 \times \frac{1-x/h_0}{1-\xi_R} - 1 \right) \times R_s = \left(2 \cdot \frac{1-x/31}{1-0,654} - 1 \right) \times 365 = 1745 - 68 \times x.$$

Допустим, что $A_s = A'_s = 6,28 \text{ см}^2$ (по 2Ø20 А-III).

Тогда из условия 38 [1] находим значение x :

$$N + \sigma_s \times A_s - R_{sc} \times A'_s = R_b \times \gamma_{b2} \times b \times x;$$

$$1374,85 \times 10^3 + (1745 - 68 \times x) \times 100 \times 6,28 - 365 \times 100 \times 6,28 = 8,5 \times 100 \times 0,9 \times 35 \times x$$

Откуда $x = 32,26 \text{ см} > \xi_R \times h_0 = 0,654 \times 31 = 20,3 \text{ см}$.

Несущую способность сечения колонны проверяем по условию:

$$N \times e \leq R_b \times \gamma_{b2} \times b \times x \times (h_0 - 0,5 \times x) + R_{sc} \times A'_s \times (h_0 - a');$$

$$1374,85 \times 10^3 \times 15,03 = 206,6 \times 10^5 \text{ Н} \times \text{см} > 8,5 \times 100 \times 0,9 \times 35 \times 32,26 \times$$

$$\times (31 - 0,5 \times 32,26) + 365 \times 100 \times 6,28 \times (31 - 4) = 190,3 \times 10^5 \text{ Н} \times \text{см}.$$

Следовательно, несущая способность колонны недостаточна.

Принимаем $A_s = A'_s = 7,6 \text{ см}^2$ (по 2Ø22 А-III).

Снова из условия 38 [1] находим значение x :

$$1374,85 \times 10^3 + (1745 - 68 \times x) \times 100 \times 7,6 - 365 \times 100 \times 7,6 = 8,5 \times 100 \times 0,9 \times 35$$

Откуда $x = 30,9 \text{ см}$.

Проверяем несущую способность нового сечения:

$$1374,85 \times 10^3 \times 15,03 = 206,6 \times 10^5 \text{ Н} \times \text{см} \approx 8,5 \times 100 \times 0,9 \times 35 \times$$

$$\times 30,9 \times (31 - 0,5 \times 30,9) + 365 \times 100 \times 7,6 \times (31 - 4) = 203,55 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{см}.$$

Следовательно, несущая способность колонны обеспечена (перенапряжение сечения $1,5\% < 3\%$).

В качестве поперечной арматуры для армирования колонны принимаем стержни $\varnothing 6$ мм из стали класса А-I с шагом 40 см, что меньше $20 \times d = 20 \times 2,2 = 44$ см.

Аналогично рассчитывается прочность колонны и на других этажах. В данном пособии эти расчеты не рассматриваются.

5.4. Расчет консоли колонны.

Консоль колонны воспринимает поперечную силу ригеля от одного междуэтажного перекрытия. Наибольшая поперечная сила в данном примере действует на опоре В слева и равна $Q = 226,6$ кН (табл. 3).

5.4.1. Конструирование консоли.

Минимально допустимая длина площадки опирания ригеля (рис. 8,а):

$$l_{\text{sup}} = \frac{Q}{\gamma_{b2} \times R_b \times b} = \frac{226,6 \times 10^3}{0,9 \times 8,5 \times 20 \times 100} = 14,8 \text{ см},$$

где $b = 20$ см – ширина ригеля.

Расстояние от торца сборного ригеля до грани колонны $\delta = 6$ см. т.о. вылет консоли $l_1 = l_{\text{sup}} + \delta = 14,8 + 6 = 20,8$ см.

С учетом возможной неравномерности распределения давления по опорной поверхности, а также неточности при монтаже принимаем $l_1 = 30$ см. Требуемая рабочая высота консоли у грани колонны может быть определена из условия:

$$h_0 \geq \frac{Q}{2,5 R_{bt} \times \gamma_{b2} \times b_1} = \frac{226,6 \times 10^3}{2,5 \times 0,75 \times 0,9 \times 35 \times 100} = 38,4 \text{ см},$$

где $b_1 = 35$ см – размер грани колонны.

Полную высоту консоли у ее основания принимаем $h = 50$ см.

Тогда $h_0 = h - a^* = 50 - 5 = 45$ см.

Условие $l_1 = 30 \text{ см} < 0,9 \times h_0 = 0,9 \times 45 = 40,5$ см выполняется и данная консоль относится к коротким.

Нижняя грань консоли у ее основания наклонена под углом 45° (рис. 8,а), поэтому высота свободного конца консоли:

$$h_1 = h - l_1 \times \text{tg} 45^\circ = 50 - 30 \times 1 = 20 \text{ см} > 1/3 \times h = 1/3 \times 50 = 15 \text{ см}.$$

5.4.2 Армирование консоли.

Ригель опирается на консоль на длине площадки, равной 225 мм, так как зазор между торцом ригеля и гранью колонны принят 60 мм, а длина пластины по верху 225 мм.

Расчетный изгибающий момент силы Q относительно грани колонны $M = Q \times a$, где $a = 6 + 22,5/2 = 17,25$ см – расстояние от силы Q до грани примыкания консоли к колонне. Тогда $M = Q \times a = 226,6 \times 17,25 = 3909$ кН \cdot см.

* a принимаем 35...50 мм

Требуемая площадь сечения продольной арматуры подбираем по изгибающему моменту M , увеличенному на 25%:

$$\alpha_m = \frac{1,25 \times M}{\gamma_{b2} \times R_b \times b_1 \times h_0^2} = \frac{1,25 \times 3909 \times 10^3}{0,9 \times 8,5 \times 35 \times 45^2 \times 100} = 0,09.$$

При $\alpha_m = 0,09$ $\eta = 0,953$, тогда:

$$A_s = \frac{1,25 \times M}{R_s \times \eta \times h_0} = \frac{1,25 \times 3909 \times 10^3}{365 \times 0,953 \times 45 \times 100} = 3,12 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2Ø16 А-III с $A_s = 4,02 \text{ см}^2$.

Эти стержни привариваются к закладным деталям консоли.

Так как $h = 50 \text{ см} > 2,5 \times C_1 = 2,5 \times (l_1 - l_{suc}/2) = 2,5 \times (30 - 24/2) = 45 \text{ см}$ консоль армируется отогнутыми поперечными стержнями.

Площадь сечения отогнутой арматуры можно определить по зависимости:

$$A_{s,inc} = 0,002 \times b \times h_0 = 0,002 \times 35 \times 45 = 3,15 \text{ см}^2.$$

Отогнутую арматуру устанавливаем в двух наклонных сечениях по два стержня в каждом сечении, т.е. 4Ø12 А-III ($A_s = 4,52 \text{ см}^2$).

Поперечные стержни принимаем по двум граням консоли из стали класса А-I Ø8 мм ($A_{sw} = 1,06 \text{ см}^2$). Шаг поперечных стержней должен быть не более 15 см и не более $h/4 = 50/4 = 12,5 \text{ см}$. Принимаем в пределах консоли шаг поперечных стержней $S = 10 \text{ см}$.

Расчет коротких консолей колонн на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной сжатой полосе (рис. 8б) согласно п. 3.34 [1] должен производиться по условию:

$$Q \leq 0,8 \times \varphi_{\omega 2} \times \gamma_{b2} \times R_b \times b \times l_b \times \sin \theta (**),$$

где: правая часть условия принимается не более $3,5 \times \gamma_{b2} \times R_b \times b \times h_0$;

θ – угол наклона расчётной сжатой полосы к горизонтали.

Ширина наклонной сжатой полосы l_b (рис. 8,б) определяется по выражению $l_b = l_{sup} \times \sin \theta$. Подставляя l_b в выражение (**), последнее будет иметь вид:

$$Q \leq 0,8 \times \varphi_{\omega 2} \times \gamma_{b2} \times R_b \times b \times l_{sup} \times \sin^2 \theta,$$

где: $\varphi_{\omega 2}$ – коэффициент, учитывающий влияние поперечной арматуры:

$$\varphi_{\omega 2} = 1 + 5 \times \alpha \times \mu_{\omega 1} = 1 + 5 \times 9,76 \times 0,0035 = 1,15;$$

$$\text{здесь } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \times 10^5}{2,05 \times 10^4} = 9,76,$$

$$\mu_{\omega 1} = \frac{A_{sw}}{b_1 \times S} = \frac{1,06}{35 \times 10} = 0,0035.$$

Согласно рис. 8,б:

$$\sin^2 \theta = \frac{h_0^2}{h_0^2 + l_1^2} = \frac{45^2}{45^2 + 30^2} = 0,692$$

$$\text{Тогда: } Q = 226,6 \text{ кН} < 0,8 \times \varphi_{\omega 2} \times \gamma_{b2} \times R_b \times b \times l_{sup} \times \sin^2 \theta =$$

$$= 0,8 \times 1,15 \times 0,9 \times 8,5 \times 35 \times 22,5 \times 0,692^2 \times 100 = 383,5 \times 10^3 \text{ Н} = 383,5 \text{ кН}.$$

Кроме того:

$$Q=226,6 \text{ кН} < 3,5 \times \gamma_{b2} \times R_{bt} \times b \times h_0 = 3,5 \times 0,9 \times 0,75 \times 35 \times 45 \times 100 = \\ = 372,1 \times 10^3 \text{ Н} = 372,1 \text{ кН}.$$

Оба условия выполняются. Таким образом, прочность наклонной сжатой полосы между грузом и опорой консоли обеспечена.

6. РАСЧЕТ СТЫКА КОЛОННЫ.

Техническими правилами по экономному расходованию основных строительных материалов рекомендуется выполнять колонны без стыков на несколько этажей.

Рассмотрим устройство стыка на третьем этаже, где согласно табл. 5 действует продольная сила $N=552,85^4$ кН. Из условия производства работ стыки колонны назначают на расстоянии 1...1,2 м выше перекрытия.

При выбранных конструкциях и условиях работы колонны наиболее целесообразным является стык с ванной сваркой продольных стержней.

Для осуществления этого стыка в торцах стыкуемых звеньев колонны в местах расположения продольных стержней устраивают подрезки. При четырех стержнях подрезки располагают по углам, как показано на рис. 9. Продольные стержни выступают в виде выпусков, свариваемых в медных съемных формах. После сварки стык замоноличивают бетоном того же класса или ниже на одну степень класса бетона колонны.

В данном примере приняты бетон класса В15, $R_b=8,5$ МПа и выпуски арматуры длиной 30 см и диаметром 22 мм из стали А-III.

Стык такого типа должен рассчитываться для стадий: до замоноличивания как шарнирный на монтажные (постоянные) нагрузки и после замоноличивания как жесткий с косвенным армированием на эксплуатационные (полные) нагрузки.

При расчете стыка до замоноличивания усилие от нагрузки воспринимается бетоном выступа колонны, усиленным сетчатым армированием (N_1) и арматурными выпусками, сваренными ванной сваркой (N_2). Поэтому условие прочности стыка имеет вид:

$$N \leq N_1 + N_2 = 0,75 \times R_{b,red} \times A_{loc1} + 0,5 \varphi_l \times R_{sc} \times A_s,$$

где 0,75 – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения по центрирующей прокладкой;

A_{loc1} – площадь смятия, принимаемая равной площади центрирующей прокладки или, если она приваривается при монтаже к распределительному листу и толщина листа не менее 1/3 расстояния от края листа до центрирующей прокладки, площади листа;

φ_l – коэфф. продольного изгиба выпусков арматуры;

A_s – площадь сечения всех выпусков арматуры;

$R_{b,red}$ – приведенная призмная прочность бетона, определяемая по формуле 4.51 [3].

* $N=N_{II}-(N_T-N_{II})$, где N_T , N_{II} – соответственно нагрузка на колонну в уровне первого и второго этажей.

Размеры сечения подрезки из условия размещения медных форм принимаем $(b_1 \times h_1) = 9 \times 9$ см, а величина защитного слоя сеток косвенного армирования $a_1 = 17,5$ мм > 15 мм. Тогда площадь части сечения:

$$A_{ef} = b_k \times h_k - 4 \times (b_1 + a_1) \times (h_1 + a_1) = 35 \times 35 - 4 \times (9 + 1,75) \times (9 + 1,75) = 762,75 \text{ см}^2.$$

Центрирующую прокладку и распределительные листы в торцах колонны назначаем толщиной 2 см и размерами в плане 8×8 см, что не более $1/4$ ширины колонны, т.е. $35/4 = 8,75$ см и 17×17 см.

За площадь смятия A_{loc1} , принимаем площадь распределительного листа, поскольку его толщина 20 мм превышает $1/3$ расстояния от края листа до центрирующей прокладки $(\frac{17-8}{2} \times \frac{1}{3} = 1,5$ см), т.е. $A_{loc1} = 17 \times 17 = 289 \text{ см}^2$.

$$\text{Принимаем } A_{loc2} = A_{ef} = 762,75 \text{ см}^2.$$

Коэффициент:

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{loc2}}{A_{loc1}}} = \sqrt[3]{\frac{762,75}{289}} = 1,38.$$

Сварные сетки конструируем из проволоки $\varnothing 5$ Вр-I с $R_s = 360$ МПа и $A_{sx} = A_{sy} = 0,2 \text{ см}^2$. Размеры ячеек сетки должны быть не менее 45 мм, не более $1/4 \times b_k$ и не более 100 мм. Шаг сеток следует принимать не менее 60 мм, не более 150 мм и не более $1/3$ стороны сечения. Как видно из рис. 9 в каждом направлении сетки число длинных стержней 4, коротких – тоже 4. Расчетная длина длинных стержней 31,5 см, коротких – 13,5 см.

Коэффициент косвенного армирования:

$$\mu_{xy} = \frac{n_x \times A_{sx} \times l_x + n_y \times A_{sy} \times l_y}{A_{ef} \times S} = \frac{8 \times 0,2 \times 31,5 + 8 \times 0,2 \times 13,5}{762,75 \times 7} = 0,013.$$

Коэффициент эффективности косвенного армирования:

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi} = \frac{1}{0,23 + 0,24} = 2,13,$$

$$\text{где } \psi = \frac{\mu_{xy} \times R_{s,xy}}{\gamma_{b2} \times R_b + 10} = \frac{0,013 \times 360}{1,1 \times 8,5 + 10} = 0,24.$$

Здесь $\gamma_{b2} = 1,1$, т.к. расчет ведется в стадии монтажа.

Значение $R_{b,red}$ определяем по формуле 4.51 [3]:

$$R_{b,red} = \varphi_b \times R_b + \varphi \times \mu_{xy} \times R_{s,xy} \times \varphi_s = 1,38 \times 1,1 \times 8,5 + 2,13 \times 0,013 \times 360 \times 3,17 = 44,5 \text{ МПа},$$

$$\text{где } \varphi_s = 4,5 - 3,5 \times \frac{A_{loc1}}{A_{ef}} = 4,5 - 3,5 \times \frac{289}{762,75} = 3,17.$$

Тогда $N_1 = 0,75 \times R_{b,red} \times A_{loc2} = 0,75 \times 43,0 \times 100 \times 289 = 932 \times 10^3 \text{ Н} = 932 \text{ кН}$

Для вычисления усилия N_2 определяем радиус инерции арматурного стержня диаметром 22 мм:

$$i = d/4 = 2,2/4 = 0,55 \text{ см};$$

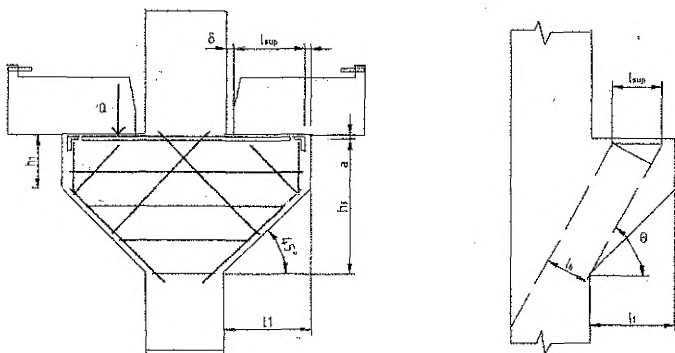


Рис.8. К расчету консоли колонны:
 а- расчетная схема и армирование;
 б- расчетная наклонная полоса бетона.

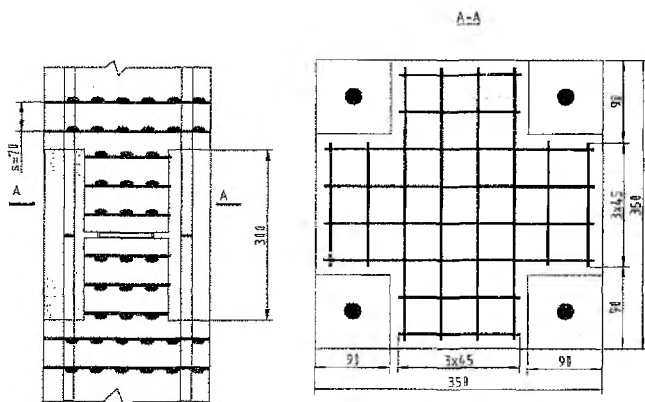


Рис.9. К расчету стыка колонн между собой.

- расчетная длина выпусков арматуры, равная длине выпусков арматуры:
 $l_0 = l = 30 \text{ см};$
- гибкость выпусков арматуры:
 $l_0/i = 30/0,55 = 55;$
- коэффициент продольного изгиба арматуры по табл.6: $\varphi_1 = 0,794.$
Усилие, воспринимаемое выпусками арматуры:
 $N_2 = 0,5 \times \varphi_1 \times R_{sc} \times A_s = 0,5 \times 0,794 \times 365 \times 100 \times 15,2 = 220 \times 10^3 \text{ Н} = 220 \text{ кН}.$

Таблица 6.

l_0/i	Коэффициент φ_1			l_0/i	Коэффициент φ_1		
	A-I	A-II	A-III		A-I	A-II	A-III
0	1	1	1	60	0,82	0,792	0,764
10	0,988	0,987	0,985	70	0,77	0,73	0,682
20	0,97	0,968	0,962	80	0,715	0,66	0,604
30	0,943	0,935	0,927	90	0,67	0,592	0,523
40	0,905	0,892	0,878	100	0,582	0,515	0,437
50	0,867	0,843	0,823				

Предельная продольная сила, воспринимаемая незамоноличенным стыком $[N] = N_1 + N_2 = 943 + 220 = 1163 \text{ кН} > 552,86 \text{ кН}.$

Таким образом, прочность колонны в стыке до замоноличивания намного больше усилий, вызванных нагрузкой даже в стадии эксплуатации. Проверку прочности стыка в стадии эксплуатации можно не производить, т.к. добавится еще прочность замоноличенного бетона.

Конструкция стыка колонны приведена на рис. 9.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84.-М.:1985.-79с.
2. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85.-М.:1987.-36с.
3. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс.-М.: Стройиздат, 1991.-767с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)-М.: ЦИГП Госстроя СССР, 1989.-192с.
5. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84) 41 и 42.-М.: ЦИГТ СССР, 1988.-334с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Исходные данные для проектирования
Параметры задания.

Таблица 1-1

Третья (с конца) цифра шифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	19,2×64,0*)	17,4×72,0	21,0×64,0	15,6×54,0	21,6×74,0	17,4×62,4	28,0×72,0	20,0×66,0	18,6×60,8	20,0×64,0
	4,8×6,4**)	5,8×7,2	7,0×6,4	5,2×6,0	5,4×7,4	5,8×7,8	7,0×7,2	5,0×6,6	6,2×7,6	5,0×6,4
2	15,0×60,0	24,8×64	19,2×60,0	22,4×74,0	15,6×52,8	19,2×64,0	19,2×68,0	24,0×62,4	18,0×60,8	24,0×64,0
	5,0×6,0	6,2×8,0	4,8×6,0	5,6×7,4	5,2×6,6	6,4×8,0	4,8×6,8	6,0×7,8	6,0×7,6	6,0×6,4
3	26,6×72,0	18,0×54,6	20,0×74,0	17,4×66,0	20,8×54,4	16,8×68,0	21,0×66,0	23,2×66,0	25,6×72,0	16,2×54,0
	6,6×7,2	6,0×7,8	5,0×7,4	5,8×6,6	5,2×6,8	5,6×6,8	7,0×6,6	7,4×6,6	6,4×7,2	5,4×6,0
4	19,8×54,6	16,8×60,8	24,0×54,4	23,2×72,0	16,8×62,4	25,6×72,0	18,6×74,0	28,0×74,0	24,8×72,0	21,6×47,6
	6,6×7,8	5,6×7,6	6,0×6,8	5,8×7,2	5,6×7,8	6,4×8,0	6,2×7,4	7,0×7,4	6,2×7,2	5,4×6,8
5	20,8×74,0	22,4×72,0	16,2×76,0	19,2×60,8	21,6×56,0	19,2×54,6	19,2×66,0	26,4×60,0	24,0×72,0	23,2×54,4
	5,2×7,4	5,6×7,2	5,4×7,6	4,8×7,6	5,4×8,0	6,4×7,8	6,4×6,6	6,6×6,0	6,0×7,2	5,8×6,8
6	16,2×56,0	24,8×68,0	21,6×62,4	14,4×54,6	22,4×63	18,6×56,0	26,4×68,0	22,4×64,0	20,0×72,0	16,2×66,0
	5,4×7,0	6,2×6,8	5,4×7,8	4,8×7,8	5,6×7,0	6,2×8,0	6,6×6,8	5,6×6,4	5,0×7,2	5,4×6,6
7	19,2×60,8	18,6×66,0	20,0×48,0	20,8×56,0	20,0×60,0	17,4×60,8	20,8×72,0	24,0×64,0	25,6×68,0	16,8×52,8
	6,4×7,6	6,2×6,6	5,0×8,0	5,2×8,0	5,0×6,0	5,8×7,6	5,2×7,2	8,0×6,4	6,4×6,8	5,6×6,6
8	22,4×47,6	24,8×74,0	19,2×48,0	20,0×50,0	16,2×58,0	20,8×64,0	15,0×76,0	23,2×60,0	21,6×64,0	28,0×60,0
	5,6×6,8	6,2×7,4	4,8×4,8	5,0×5,0	5,4×5,8	5,2×6,4	5,0×7,6	5,8×6,0	5,4×6,4	5,6×6,0
9	26,4×72,0	18,0×60,0	19,2×48,0	15,6×54,0	20,8×64,0	24,8×60,0	15,6×76,0	24,0×74,0	19,2×60,0	28,0×64,0
	6,6×8,0	6,0×6,0	4,8×8,0	5,2×5,4	5,2×6,4	6,2×6,0	5,2×7,6	6,0×7,4	6,4×6,0	7,0×6,4
0	18,0×72,6	17,4×64,0	20,0×78,0	19,8×76,0	17,4×64,0	23,2×74,0	20,8×78,0	25,6×74,0	20,0×78,0	17,4×62,4
	6,0×6,6	5,8×6,4	5,0×7,8	6,6×7,6	5,8×8,0	5,8×7,4	5,2×7,8	6,4×7,4	5,0×7,8	5,8×7,8

*) Верхняя строка – размеры здания в плане (м).

**) Нижняя строка – сетка колонн (м).

Временная нагрузка на междуэтажное перекрытие

Таблица 1-2

Предпоследняя цифра шифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
0	6	8	10	7	9	5	7	10	8	6
1	8	6	8	10	7	10	5	7	6	8
2	10	10	5	5	6	7	9	5	10	9
3	7	5	7	9	8	9	6	9	5	5
4*	5	9	6	6	5	6	8	8	7	10

*) Если предпоследняя цифра шифра больше 4, то полезная нагрузка принимается по разности цифр $N-5$, где N – предпоследняя цифра шифра.

Количество этажей, высота этажа и размеры оконного проема здания.

Таблица 1-3

Показатели	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Число этажей	4	6	7	5	5	7	6	4	4	6
Высота этажа	4,2	4,8	3,6	5,4	3,0	6,0	4,8	4,2	6,0	3,6
Размеры оконного проема	1,5×1,5	1,5×1,8	1,8×2,4	1,5×1,5	1,8×1,5	2,1×1,8	2,4×1,8	2,7×2,1	1,5×1,8	2,1×2,7

Район строительства и материалы

Таблица 1-4

Последняя цифра шифра	Район строительства	Железобетонные конструкции				Толщина наружной стены (в кирпиче)	Каменные конструкции	
		без предварительного напряжения		с предварительным напряжением			Марка кирпича	Марка раствора
		Класс бетона	Класс арматурной стали	Класс бетона	Класс арматурной стали			
1	Москва	B25	A-III, Вр-I	B40	A-IV	2,5	50	25
2	Рязань	B20	A-II, Вр-I	B35	Aγ-VI	2	75	50
3	Витебск	B25	A-III, Вр-I	B25	K-7	2,5	100	100
4	Минск	B15	A-II, Вр-I	B30	Вр-II	2	75	75
5	Брест	B20	A-III, Вр-I	B45	A-V	2	75	50
6	Киев	B15	A-II, A-I	B35	K-19	2,5	100	75
7	Ижевск	B20	A-II, Вр-I	B40	Aγ-V	2,5	50	50
8	Челябинск	B25	A-III, Вр-I	B25	Вр-II	2,5	100	100
9	Запорожье	B15	A-III, Вр-I	B30	K-7	2,5	75	75
0	Архангельск	B20	A-II, A-I	B45	K-19	2	75	75

Примечание: Для ненапрягаемой арматуры предварительно-напряженных сборных панелей перекрытия принимать арматурную сталь того же класса, что и для конструкций без предварительного напряжения.

Приложение 2.

Расчетные сопротивления тяжелого бетона для предельных состояний первой и второй группы, а также его начальный модуль упругости, МПа, в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие.

Таблица 2-1

Расчетные характеристики		Класс бетона											
		B 10	B 12,5	B 15	B 20	B 25	B 30	B 35	B 40	B 45	B 50	B 55	B 60
Сжатие осевое (призменная прочность)	R_b	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
	$R_{b,ser}$	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Растяжение осевое	R_{bt}	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65
	$R_{bt,ser}$	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50
Начальный модуль упругости бетона $E_b \times 10^{-3}$ естественного твердения		18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,0	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
Начальный модуль упругости бетона $E_b \times 10^{-3}$ подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении		16,0	19,0	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0	35,5	36,0

Расчетные сопротивления и модуль упругости арматуры, МПа.

Таблица 2-2

Класс арматуры	Диаметр, мм	Расчетные сопротивления, МПа, для расчета по предельным состояниям				Модуль упругости E_s , МПа
		первой группы			второй группы, R_{s2}	
		Растяжение		Сжатие		
		R_s	R_{sw}			
1	2	3	4	5	6	7
Стержневая						
A-I		225	175	225	230	210000
A-II		280	225	280	295	210000
A-III	6...8	355	285**	355	390	200000
A-III	10...40	365	290**	365	390	200000
A-IV, Ат-IVс, А-IVк		510	405	400	590	190000
A-V, Ат-V, Ат-Vс		680	545	400	785	190000
A-VI, Ат-VI, Ат-VIк		815	650	400	980	190000
Проволочная						
Вр-I	3	375	270(300)*	375	410	170000
Вр-I	4	365	265(295)*	365	405	170000
	5	360	260(290)*	360	395	170000
Вр-II	3	1240	990	400	1490	200000
	4	1180	940	400	1410	200000
	5	1110	890	400	1335	200000
	6	1050	835	400	1255	200000
	7	980	785	400	1175	200000
	8	915	730	400	1110	200000
Вр-II	3	1215	970	400	1460	200000
	4	1145	915	400	1370	200000
	5	1045	835	400	1255	200000
	6	980	785	400	1175	200000
	7	915	730	400	1110	200000
	8	850	680	400	1020	200000
К-7	6	1210	965	400	1450	180000
	9	1145	915	400	1370	180000
	12	1110	890	400	1335	180000
	15	1030	865	400	1295	180000
К-19	14	1175	940	400	1410	180000

*) Величины R_{sw} в скобках даны для случая применения проволочной арматуры класса Вр-I в вязаных каркасах.

**) В сварных каркасах для поперечных стержней из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, значения R_{sw} принимаются 245 МПа.

Приложение 3.

Значения ξ , η , α_m для расчета по прочности железобетонных элементов.

Таблица 3-1

ξ	η	α_m	ξ	η	α_m	ξ	η	α_m
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,01	0,995	0,01	0,26	0,875	0,219	0,49	0,755	0,37
0,02	0,99	0,02	0,26	0,87	0,226	0,50	0,75	0,375
0,03	0,985	0,03	0,27	0,865	0,234	0,51	0,745	0,38
0,04	0,98	0,039	0,28	0,86	0,241	0,52	0,74	0,385
0,05	0,975	0,049	0,29	0,855	0,248	0,53	0,735	0,39
0,06	0,97	0,058	0,30	0,85	0,255	0,54	0,73	0,394
0,07	0,965	0,068	0,31	0,854	0,262	0,55	0,725	0,399
0,08	0,96	0,077	0,32	0,84	0,269	0,56	0,72	0,403
0,09	0,955	0,086	0,33	0,835	0,276	0,57	0,715	0,408
0,10	0,95	0,095	0,34	0,83	0,282	0,58	0,71	0,412
0,11	0,945	0,104	0,35	0,825	0,289	0,59	0,705	0,416
0,12	0,94	0,113	0,36	0,82	0,295	0,60	0,70	0,42
0,13	0,935	0,122	0,37	0,815	0,302	0,61	0,695	0,424
0,14	0,93	0,13	0,38	0,81	0,308	0,62	0,69	0,428
0,15	0,925	0,139	0,39	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,16	0,92	0,147	0,40	0,80	0,32	0,64	0,68	0,435
0,17	0,915	0,156	0,41	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,18	0,91	0,164	0,42	0,79	0,332	0,66	0,67	0,442
0,19	0,905	0,172	0,43	0,785	0,338	0,67	0,665	0,446
0,20	0,90	0,18	0,44	0,78	0,343	0,68	0,66	0,449
0,21	0,896	0,188	0,45	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,22	0,89	0,196	0,46	0,77	0,354	0,70	0,65	0,455
0,24	0,88	0,211	0,48	0,76	0,365			

Приложение 4.

СОРТАМЕНТ ГОРЯЧЕКАТНЫХ АРМАТУРНЫХ СТЕРЖНЕЙ.

Таблица 4-1

Номин. диаметр, мм	Площадь поперечного сечения см ² , при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов					
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A-I	A-II	A-III	A-IV, A-VI	A-V	AT-IV, AT-V, AT-VI
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222	•		•			
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	•		•			
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	•		•			
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499	•		•			
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	•	•	•	•	•	•
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	•	•	•	•	•	•
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	•	•	•	•	•	•
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	•	•	•	•	•	•
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	•	•	•	•	•	•
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	2,466	•	•	•	•	•	•
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	•	•	•	•	•	•
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,853	•	•	•	•	•	•
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,834	•	•	•	•	•	•
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	6,313	•	•	•	•	•	•
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990	•	•	•	•	•	•
40	12,566	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,1	9,865	•	•	•	•	•	•
45	15,904	31,61	47,71	63,62	79,52	95,42	111,33	127,23	143,13	12,49	•	•	•	•	•	•
50	19,635	39,27	59,91	78,54	98,18	117,81	137,45	157,08	176,72	15,41	•	•	•	•	•	•
55	23,76	47,52	71,28	95,04	118,80	142,56	166,32	190,05	213,74	18,65	•	•	•	•	•	•
60	28,27	56,54	84,81	113,08	141,36	169,62	197,89	226,16	254,48	22,19	•	•	•	•	•	•
70	38,48	76,96	115,44	153,92	192,40	230,88	269,36	307,84	346,32	30,21	•	•	•	•	•	•
80	50,27	100,55	150,81	201,08	251,35	301,62	351,90	402,16	452,43	39,46	•	•	•	•	•	•
90	63,62	127,24	190,88	234,48	318,10	381,72	445,34	508,91	572,58	49,94	•	•	•	•	•	•

Примечание: Стержни арматурной горячекатанной стали диаметром менее 10 мм поставляются в мотках, диаметром 10 мм и более – в прутках длиной 6...12 м или мерной длины, оговариваемой в заказах.

Сортамент арматурной проволоки.

Таблица 4-2

Номиналь- ный диа- метр, мм	Площадь поперечного сечения (см ²) при числе проволок									Масса 1м, кг	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	В-II, Вр-II	Вр-I
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,055	0,051
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	0,099	0,090
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,154	0,139
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222	—
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	—
8	0,503	0,101	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	—

Сортамент арматурных канатов.

Таблица 4-3

Класс каната	Номиналь- ный диа- метр, мм	Площадь поперечного сечения (см ²) арматурных кана- тов									Масса 1м, кг
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
К-7	6	0,227	0,454	0,681	0,908	1,135	1,362	1,589	1,816	2,043	0,173
	9	0,510	1,020	1,530	2,040	2,550	3,060	3,570	4,080	4,590	0,402
	12	0,906	1,812	2,718	3,624	4,530	5,436	6,342	7,248	8,154	0,714
	15	1,416	2,832	4,248	5,664	7,080	8,496	9,912	11,328	12,744	1,116
К-19	14	1,287	2,574	3,861	5,148	6,435	7,722	9,009	10,296	11,583	1,014

Соотношения между диаметрами свариваемых стержней в сварных сетках и кар-
касах, изготавливаемых с помощью точечной сварки.

Таблица 4-4

Диаметр стержня одно- направления, мм	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Наименьший допусти- мый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10	10

Содержание

1. Компоновка элементов сборного перекрытия.....	4
2. Расчет преднапряженной панели перекрытия.....	5
2.1. Назначение размеров панели перекрытия.....	5
2.2. Данные для проектирования.....	5
2.3. Расчет полки.....	6
2.4. Расчет поперечного ребра.....	7
2.5. Статический расчет панели в продольном направлении (продольных ребер).....	9
2.6. Предварительное определение площади сечения продольной растянутой и поперечной арматуры в продольных ребрах.....	10
2.7. Определение геометрических характеристик сечения продольных ребер.....	11
2.8. Предварительное напряжение и его потери.....	12
2.9. Проверка прочности сечения продольных ребер, нормального к их продольной оси.....	13
2.10. Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси панели на действие поперечных сил.....	14
2.11. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси панели, в стадии изготовления, транспортировки и монтажа.....	14
2.12. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси панели, в стадии эксплуатации.....	15
2.13. Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси панели.....	15
2.14. Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси панели.....	17
2.15. Расчет по деформациям.....	18
2.16. Расчет прочности панели в стадии изготовления, транспортирования и монтажа.....	21
3. Расчет сборного многопролетного ригеля.....	22
3.1. Данные для расчета.....	22
3.2. Определение расчетных пролетов ригеля.....	22
3.3. Определение нагрузки на ригель.....	22
3.4. Статический расчет ригеля.....	23
3.5. Уточнение высоты сечения ригеля.....	24
3.6. Определение площади сечения продольной арматуры.....	26
3.7. Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе.....	28
3.8. Построение эпюры арматуры.....	30
3.9. Определение длины анкеровки обрываемых стержней.....	31
4. Расчет стыка ригеля с колонной.....	34
4.1. Определение площади соединительных стержней.....	34
5. Расчет колонны первого этажа.....	34
5.1. Исходные данные.....	34
5.2. Сбор нагрузок.....	35
5.3. Расчет колонны на прочность.....	35
5.4. Расчет консоли колонны.....	38
6. Расчет стыка колонн.....	40
Литература.....	43
Приложения.....	44

Учебное издание

Составитель: Малиновский Василий Николаевич

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО
ПЕРЕКРЫТИЯ И КОЛОННЫ

Методические указания к выполнению I курсового проекта
по курсу "Железобетонные конструкции"
специальности Т19.01.00 дневной и заочной форм обучения.

Ответственный за выпуск: Малиновский В.Н.
Редактор Строкач Т.В.

Подписано к печати 22.11.99 Формат 60x84 1/16 Бумага писч. Усл. п.л. 3 Уч. изд.
л. 3.3 Тираж 300 экз Заказ № 686 Бесплатно. Отпечатано на ризографе Брестского
политехнического института. 224017, Брест, ул. Московская, 267.