

Министерство образования и науки Российской Федерации
САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Ю. И. Кононов М. Ю. Кононова

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

СБОРНОЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЕ РЕБРИСТОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ

Учебное пособие



Санкт-Петербург
2013

УДК 692.522:624.073.5(075.8)

ББК 38.5я73

К64

Кононов Ю. И. Железобетонные и каменные конструкции. Сборное железобетонное ребристое перекрытие : учеб. пособие / Ю. И. Кононов, М. Ю. Кононова. — СПб. : Изд-во Политехн. ун-та, 2013. — 71 с.

В 1982 г. в ЛПИ им. М. И. Калинина были опубликованы методические указания по курсу “Железобетонные конструкции” “Сборное железобетонное ребристое перекрытие”, составитель Ю. И. Кононов, 3,0 п. л. Настоящее учебное пособие является исправленным и дополненным изданием этих методических указаний. Авторы: Ю. И. Кононов и М. Ю. Кононова.

Дается описание сборного ребристого перекрытия, излагаются принципы статического расчета и конструирования его элементов, приводятся основные положения расчета этих элементов по несущей способности в соответствии с нормами проектирования бетонных и железобетонных конструкций.

Предназначено для студентов ИСИ, выполняющих проект по железобетонным конструкциям.

Табл. 9. Ил. 31. Библиогр.: 8 назв.

Печатается по решению редакционно-издательского совета Санкт-Петербургского государственного политехнического университета.

© Кононов Ю. И., Кононова М. Ю., 2013
© Санкт-Петербургский государственный политехнический университет, 2013

1. КОМПОНОВКА СБОРНЫХ РЕБРИСТЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ И НАЗНАЧЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Сборные ребристые перекрытия состоят из несущих балок, называемых прогонами, или главными балками, на которые укладываются сборные панели той или иной конструкции (рис. 1).

Прогоны в свою очередь опираются на наружные стены и промежуточные колонны. Расположение прогонов в плане может быть различным в зависимости от очертания и размеров помещения, а также технологических требований. Однако в сборном перекрытии прогоны предпочтительно располагать поперек здания, так как, будучи связанными с колоннами, они образуют рамную конструкцию, тем самым увеличивая общую жесткость здания.

Размещение колонн в плане следует увязывать с расположением стен и перегородок. Оси колонн желательно располагать на продолжении входящих углов здания.

Не рекомендуется принимать такие схемы расположения балок и назначать такие их размеры, при которых в каждом пролете на прогон укладываются только две сборные панели. Обычно на каждый прогон опираются три и более панелей.

Пролеты прогонов $l_{гп}$ промышленных зданий зависят от назначения сооружения, его компоновки, высоты помещения, действующей на перекрытие нагрузки, и принимается обычно 6–9 м.

Высота поперечного сечения прогона $h_{гп}$ составляет $(1/8–1/12)l_{гп}$, а ширина $(0,4–0,5)h_{гп}$.

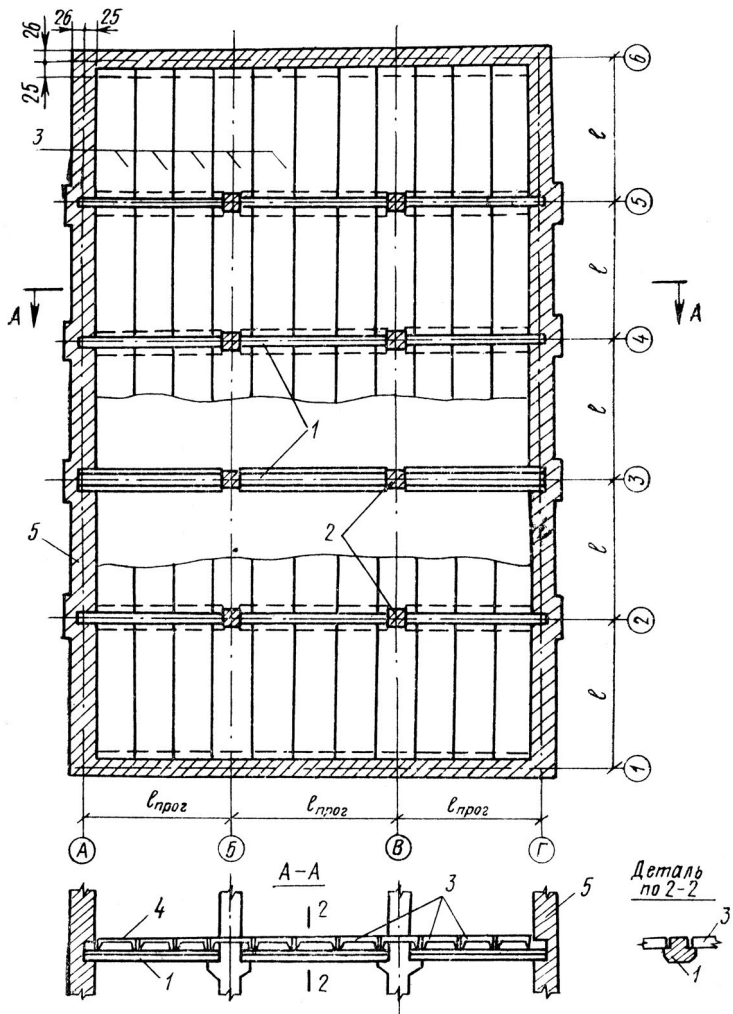


Рис. 1. Конструктивная схема сборного ребристого перекрытия
 1 — прогон; 2 — колонна; 3 — сборные панели; 4 — пол; 5 — стена

Длина панели без предварительного напряжения 4,0–6,0 м, ширина — 1,0–3,0 м. Панели длиной 9–12 м изготавливаются из предварительно напряженного железобетона.

Выбор длины $l_{пан}$ и ширины $b_{пан}$ панели тесно связан с расстановкой колонн и направлением укладки прогонов.

Рёбристые панели могут быть уложены на прогон либо сверху, либо на специальные консольные выступы-полочки шириной не менее 10 см, устраиваемые на боковых гранях прогона (рис. 2).

Укладывать панели сверху прогонов можно на консольные выступы с вкладышами между колоннами или без них (рис. 3). Каждому из этих способов укладки присущи свои достоинства и недостатки, но предпочтительнее второе решение.

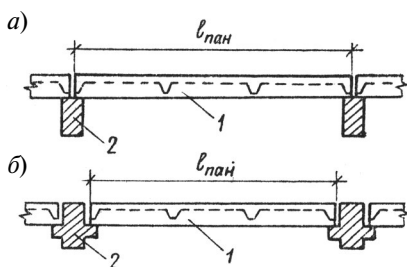


Рис. 2. Схемы опирания сборных панелей на прогоны: а — опирание сверху на прогон; б — опирание на консольные выступы прогона

1 — панель; 2 — прогон

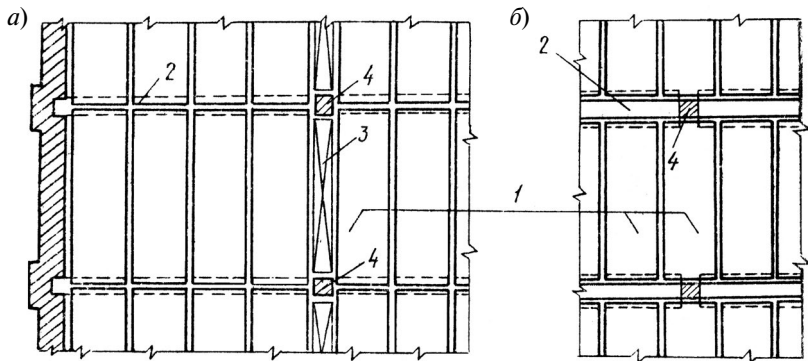


Рис. 3. Расположение сборных панелей на перекрытии при различных схемах опирания их на прогоны: а — опирание сверху; б — опирание на консольные выступы

1 — панель; 2 — прогон; 3 — вкладыш; 4 — колонна

Между сборными элементами должны быть предусмотрены зазоры в стыках и примыкании друг к другу. Между панелями настила величина зазоров назначается 0,5–1 см, а между балка и колоннами — 2–3 см, которые после установки элементов на место омоноличиваются цементным раствором

Размеры панелей должны назначаться в соответствии с габаритами и предельной грузоподъемностью оборудования завода — изготовителя, транспортных средств и монтажных механизмов.

При этом нужно ориентироваться на укрупнение элементов до предельных значений, допускаемых по условиям изготовления, транспортировки и монтажа. Если специальные указания об этих условиях отсутствуют, то грузоподъемность кранов может быть принята равной 3 или 5 т. Следовательно, вес элементов сборного перекрытия должен быть близким к этим значениям.

При разбивке перекрытия на сборные элементы необходимо стремиться к тому, чтобы количество различных типов элементов было минимальным

Взяв из конструктивной схемы перекрытия (см. рис. 1 и 3) размеры длины и ширины панели, следует уточнить ее конструкцию, назначить размеры поперечных сечений элементов, что необходимо для подсчета собственного веса панели.

В промышленном строительстве широкое распространение получили ребристые панели с ребрами вниз без предварительного напряжения. Рассмотрим последовательность расчета и проектирования таких панелей.

Ребристая панель с ребрами вниз представляет собой коробчатый элемент, состоящий из двух продольных ребер, связанных между собой монолитной плитой, которая усилена рядом поперечных ребер-диафрагм (рис. 4).

Минимальная толщина плиты (полки) $h_{\text{пол}}$ в ребристых панелях с ребрами вниз составляет 5 см. При больших нагрузках (до 25 кН/м²) толщина полки может достигать 8–10 см. В любом случае толщина полки не должна быть менее 1/30 ее пролета $\left(h_{\text{пол}} \geq \frac{1}{30} b_{\text{пан}} \right)$.

Высота поперечной диафрагмы $h_{\text{д}}$ составляет 1/10 пролета диафрагмы $\left(h_{\text{д}} \cong \frac{1}{10} b_{\text{пан}} \right)$. Обычно ее принимают равной 15–20 см.

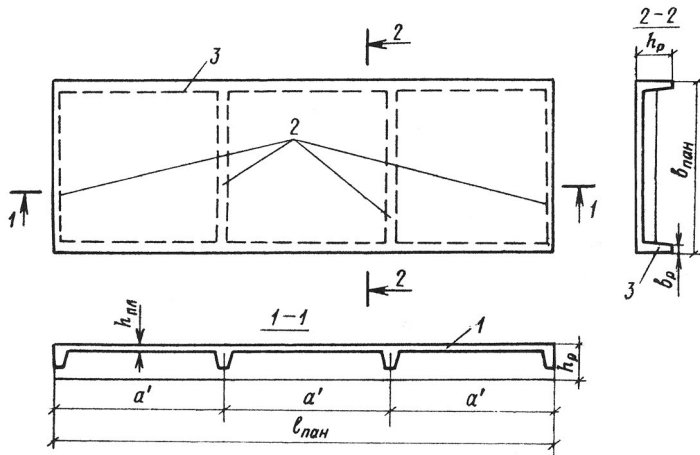


Рис. 3. Схема ребристой панели с ребрами вниз
 1 — плита панели; 2 — диафрагмы; 3 — продольное ребро

Ширина диафрагмы назначается из конструктивных соображений: по низу 4–6 см, по верху 8–10 см. Высота продольных ребер ($h_p = h_{пан}$) назначается $(1/15–1/20)l_{пан}$, а ширина соответственно $(0,2–0,3)h_p$. Следует отметить, что все размеры элементов панели округляются до сантиметра.

Месторасположение поперечных ребер — диафрагм панели выбирается таким образом, чтобы торцевые и средние участки плиты были бы примерно одинаковыми и, кроме того, отношение сторон (l_y/l_x) было бы близко к единице. В этом случае каждый участок плиты будет работать в двух направлениях как плита, опертая по контуру.

Расчеты показывают, что 65 % общего количества железобетона при сооружении сборных перекрытий идет на изготовление сборных панелей. Поэтому назначение оптимальных, экономически оправданных размеров элементов панелей имеет большое значение для уменьшения стоимости всей конструкции, снижения ее веса и расхода материалов.

2. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ РЕБРИСТОЙ ПАНЕЛИ И ПОДБОР АРМАТУРЫ

2.1. Расчет нагрузок

Прежде чем приступить к статическому расчету элементов ребристой панели, установим значения постоянных и временных нагрузок, действующих на панель.

Постоянная нагрузка включает в себя собственный вес панели и вес пола. Приведем некоторые типы полов и их вес.

1. Пол из керамических плит по шлакобетонному утеплителю:
керамические плиты 2 см ($\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$) – 500 Н/м²; (50 кгс/м²)
цементная подливка 2 см ($\rho = 2200 \text{ кг/м}^3$) – 440 Н/м²; (44 кгс/м²)
шлакобетонная тепло-
звукоизоляция 10 см ($\rho = 1200 \text{ кг/м}^3$) – 1200 Н/м²; (120 кгс/м²)

$$\text{Всего } g_{\text{пол}}^n = 2140 \text{ Н/м}^2 \text{ (214 кгс/м}^2\text{)}$$

2. Чистый цементный пол по железобетонной плите:
цементный слой 3..... см ($\rho = 2200 \text{ кг/м}^3$) – 660 Н/м²

$$\text{Всего } g_{\text{пол}}^n = 660 \text{ Н/м}^2$$

3. Чистый цементный пол по шлакобетону:
цементный слой 3 см..... ($\rho = 2200 \text{ кг/м}^3$) – 660 Н/м²
шлакобетон 8 см ($\rho = 1200 \text{ кг/м}^3$) – 960 Н/м²

$$\text{Всего } g_{\text{пол}}^n = 1620 \text{ Н/м}^2$$

4. Деревянные шашки по асфальту:
деревянные шашки 11 см ($\rho = 600 \text{ кг/м}^3$) – 660 Н/м²
асфальт 3 см ($\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$) – 540 Н/м²

$$\text{Всего } g_{\text{пол}}^n = 1200 \text{ Н/м}^2$$

5. Асфальтовый пол по железобетонной плите:
 слой асфальта 3 см..... ($\rho = 2200 \text{ кг/м}^3$)—660 Н/м²

Всего $g_{\text{пол}}^n = 660 \text{ Н/м}^2$

6. Паркетный пол по асфальту:

паркет 3 см ($\rho = 800 \text{ кг/м}^3$) —240 Н/м²

асфальт 3 см ($\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$) —540 Н/м²

Всего $g_{\text{пол}}^n = 780 \text{ Н/м}^2$

При подсчете собственного веса панели плотность железобетона следует принимать равной $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3 = 25 \text{ кН/м}^3$

Нормативная полезная временная нагрузка p^n (Н/м²) для междуэтажных перекрытий устанавливается в зависимости от назначения помещений, расположенных на перекрытии грузов (в нашем случае величину p^n задает руководитель проектирования).

Отметим, что при расчете сборных перекрытий полезная нагрузка задается равномерно распределенной по площади панели.

2.2. Статический расчет плиты панели

Подсчет нормативных и расчетных нагрузок, действующих на 1 м² плиты панели, выполним в табличной форме (табл. 1).

Таблица 1

Наименование нагрузки, Н/м ²	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка
Постоянная			
Собственный вес плиты панели $h_{\text{пл}} \gamma_{\text{жб}}$	$g_{\text{пл}}^n$	1,1	$g_{\text{пл}}$
Собственный вес пола	$g_{\text{пол}}^n$	1,2–1,3	$g_{\text{пол}}$
Полезная	p^n	1,2	p

При подсчете расчетных нагрузок учитываются коэффициенты надежности по нагрузке γ_f . Для постоянных нагрузок принимают

$\gamma_f = 1, 1$ — для плиты, $\gamma_f = 1, 2-1, 3$ — для пола. В нашем случае для полезной нагрузки $\gamma_f = 1, 2$.

Таким образом, расчетная постоянная нагрузка равна

$$g = \gamma_f g^n, \quad (1)$$

а расчетная полезная

$$p = \gamma_f p^n. \quad (2)$$

Плита ребристой панели в статическом отношении представляет собой однорядную многопролетную плиту, работающую в двух направлениях, упруго защемленную на продольных ребрах и диафрагмах (рис. 5). Опорные моменты, передающиеся от плиты на продольные ребра и торцевые (крайние) диафрагмы, вызывают в них кручение.

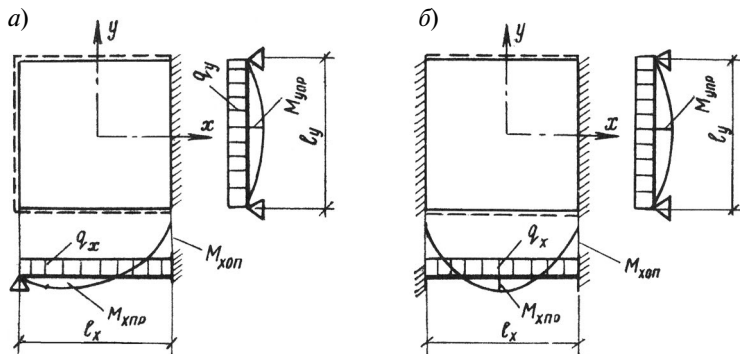


Рис. 5. Расчетные схемы торцевой (крайней) и средней плит панели: *a* — торцевая плита; *б* — средняя плита

Ввиду возможного поворота продольных ребер и торцевых диафрагм можно допустить, что вдоль этих ребер плита опирается шарнирно. Вдоль же средних диафрагм плиту следует считать жестко защемленной, так как поворот опорных сечений плиты на средних диафрагмах практически отсутствует.

Таким образом, торцевые участки плиты панели можно рассматривать как плиту, шарнирно опертую по трем сторонам и жестко, заделанную по четвертой (рис. 5, *a*), а средние — как плиту,

шарнирно опертую по двум сторонам, а по двум другим — жестко заделанную (рис. 5, б). Изгибающие моменты могут быть определены с помощью табл. 2 для расчета плит, опертых по контуру соответственно для торцевой плиты (случай а) и для средней плиты (случай б). Подсчитаем наибольшие значения пролетных изгибающих моментов в торцевой плите (рис. 5, а) в направлении осей x и y по формулам

$$\left. \begin{aligned} M_{x\text{пр}} &= \frac{ql_x^2}{\Phi_x} \\ M_{y\text{пр}} &= \frac{ql_y^2}{\Phi_y} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

где $q = (g + p)b$ — полная расчетная нагрузка на 1 пог. м полосы шириной $b = 1\text{ м}$, вырезанной условно в центре плиты в направлении осей x и y ; Φ_x и Φ_y — табличные коэффициенты, зависящие от отношения l_y/l_x (см. табл. 2, случай а); $l_x = a - b_d/2$, $l_y = b - b_p$ — расчетные пролеты участков плиты.

Таблица 2

Случай а				Случай б		
Φ_x	Φ_y	α	l_y/l_x	Φ_x	Φ_y	α
140,91	11,28	0,135	0,50	136,06	12,48	0,2381
85,30	13,70	0,245	0,60	87,62	16,12	0,3932
59,24	17,19	0,375	0,70	63,69	21,61	0,5456
44,56	21,99	0,506	0,80	50,42	29,56	0,6709
35,74	28,37	0,621	0,90	42,48	40,65	0,7674
29,93	36,75	0,714	1,00	37,47	55,74	0,8333
26,02	47,58	0,785	1,10	34,18	75,33	0,8798
23,33	61,38	0,838	1,20	31,93	101,68	0,9120
21,48	78,75	0,877	1,30	30,34	134,65	0,9346

Подсчитаем опорный момент:

$$M_{\text{хон}} = -\frac{q_x l_x^2}{8}, \quad (4)$$

где $q_x = \alpha q$ доля нагрузки, передаваемая в направлении оси x .

Коэффициент α также берется из табл. 2 (случай *а*). Аналогичным образом по формулам (3) подсчитаем значения пролетных моментов $M_{\text{хпр}}$ и $M_{\text{упр}}$ в средних плитах, только значение коэффициентов φ_x и φ_y находим из табл. 2 (случай *б*). Для определения же опорного момента в средней плите необходимо воспользоваться формулой:

$$M_{\text{хон}} = -\frac{q_x l_x^2}{12}, \quad (5)$$

где $q_x = \alpha q$, но определяется по случаю *б*.

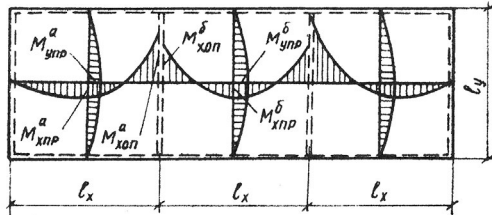


Рис. 6. Результирующие эпюры изгибающих моментов в плитах панели

Статический расчет плиты ребристой панели заканчивается построением результирующих эпюр изгибающих моментов (рис. 6).

2.3. Подбор арматуры в плите панели

Для изготовления панелей без предварительного напряжения обычно применяют бетон проектной марки В30, стержневую арматуру из стали классов А-II, А-III или холоднотянутую арматурную проволоку класса В_p-I. Выбрав марку бетона и класс арматурной стали, по нормам находят расчетные сопротивления бетона (R_b) и стали (R_s). Расчетная схема приведена на рис. 7.

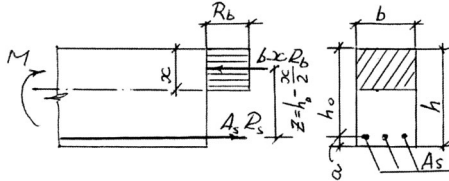


Рис. 7. Расчетная схема для подбора продольной арматуры в балках (плитах) прямоугольного поперечного сечения с одиночной арматурой

Из экономических соображений назначается такой процент армирования плиты панели μ %, при котором конструкция будет более экономичной. Теоретически установлено, что стоимость конструкции минимальна при равной стоимости бетона и арматуры, расходуемых на погонный метр конструкции. Этому условию соответствует $\mu = 1,6$ %.

Однако, учитывая дефицитность стали, технологические и конструктивные условия, толщину плиты панели подбирают обычно такой, чтобы процент армирования в сечениях с наибольшим моментом составлял 0,7–0,8 %, а в остальных сечениях 0,4–0,6 %.

Прежде чем приступить к определению площади сечения арматуры, рассчитаем высоту плиты $h_{пл}$, учитывая при этом рекомендуемые выше проценты армирования в сечениях элемента.

Полезная толщина плиты определяется по формуле:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{A_0 b R_b}}, \quad (6)$$

где M — наибольший пролетный или опорный изгибающий момент в торцевой или средней частях плиты; b — расчетная ширина полосы плиты (принимается равной 100 см); A_0 — коэффициент, зависящий от ξ , R_s , R_b и μ %. Значения A_0 приведены в табл. 1 прил. 4 в зависимости от параметра ξ :

$$\xi = \frac{\mu \% R_s}{100 R_b}, \quad (7)$$

При этом должны быть соблюдены следующие условия $\xi \leq \xi_R$ и $A_0 \leq A_{0R}$, где ξ_R , A_{0R} — граничные значения коэффициента; ξ , A_0 определяются из табл. 3 прил. 3

Полная толщина плиты находится из условия:

$$h = h_0 + a, \quad (8)$$

где h_0 — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до сжатой грани плиты; a — то же до растянутой грани плиты панели, $a = 10\text{--}15$ мм.

Определив толщину плиты в сечении с наибольшим изгибающим моментом, сохраняют ее такой же по всей площади плиты, округлив предварительно до целого сантиметра.

После того как окончательно установлена толщина плиты h , уточнены марка бетона и класс арматуры, определяют сначала h_0 , $h_0 = h - a$, а затем в каждом расчетном сечении подсчитывают параметр A_0 :

$$A_0 = \frac{M_i}{bh_0^2 R_b} \leq A_{0R}. \quad (9)$$

По значению A_0 в табл. 1 прил. 4 отыскивают соответствующее значение коэффициента η , после чего площадь сечения арматуры определяют по формуле:

$$A_s = \frac{M_i}{\eta h_0 R_s}. \quad (10)$$

При этом необходимо помнить, что величина h_0 будет разной при подсчете арматуры в плите в направлениях осей x и y , что связано с двухрядным ее расположением (A_{sx} и A_{sy}).

Все расчеты арматуры в плите панели удобно выполнить в табличной форме (табл. 3) (см. также прил. 4).

Следует отметить, что площадь сечения арматуры A_s подобрана для полосы шириной один метр, условно вырезанной в зоне плиты панели с максимальными изгибающими моментами в направлении осей x и y (см. рис. 6).

Зная расчетную площадь сечения арматуры A_s на 1 пог. м ширины, выполняют армирование всей плиты панели в соответствии с нормами.

Плита панели, как правило, армируется сварными сетками, которые изготавливаются из отдельных стержней арматуры, свариваемых между собой с помощью контактной точечной сварки.

Лишь в особых случаях при отсутствии сварочного оборудования армирование плиты панели допускается производить вязаными сетками.

Пролетные участки торцевых и средних плит панели работают в двух направлениях, поэтому для их армирования изготавливают сетки с рабочей арматурой в двух направлениях, причем количество арматуры на каждый погонный метр сетки в обоих направлениях должно соответствовать расчетному сечению (см. табл. 3).

Т а б л и ц а 3

	Расчетное сечение	M , [нсм]	h_o	A_o	η	A_s	Сортамент арматуры	A_s факт	μ [%]
Торцевая плита	1	$M_{хпр}$	$h_{ох}$			A_{sx}			
	2	$M_{упр}$	$h_{оу}$			A_{sy}			
	3	$M_{хоп}$							
Средняя плита	4	$M_{хпр}$	$h_{ох}$			A_{sx}			
	5	$M_{упр}$	$h_{оу}$			A_{sy}			
	6	$M_{хоп}$							

Устанавливаются эти сетки по низу плиты (см. рис. 8). В плитах панели количество рабочих стержней на 1 пог.м в обоих направлениях должно быть не менее пяти, т. е. расстояние между отдельными стержнями не должно превышать 20 см, а максимальное количество стержней устанавливается от 14 до 20 и зависит от наименьшего допустимого расстояния между ними в соответствии с табл.4. Следует отметить, что фактическая площадь арматуры не должна отклоняться от расчетной более чем на 10 % в большую сторону, а отклонение в меньшую сторону не должно превышать 2 %.

Диаметр рабочих стержней из арматуры периодического профиля классов А-II и А-III обычно составляет 6–12 мм, а из арматурной проволоки Вр-1–3–5 мм.

При подборе арматуры в одной плите панели не следует принимать более трех различных диаметров.

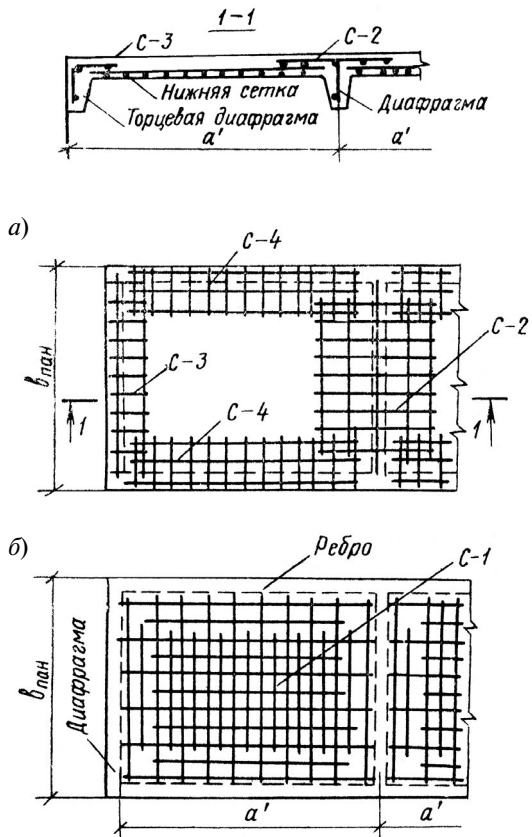


Рис. 8. Схема армирования участка плиты панели: а — план верхней арматуры; б — план нижней арматуры

Вследствие уменьшения пролетных моментов в сечениях плиты, расположенных у продольных ребер и поперечных диафрагм, рекомендуется применять сетки, у которых часть стержней не доходит до краев (см. рис. 8). Однако в соответствии с нормами в любом случае до опоры должно быть доведено не менее 1/3 пролетной арматуры и не менее трех стержней на 1 пог.м плиты.

Таблица 4

Диаметры стержней одного направления d_1 , мм	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20
Наименьшие допускаемые диаметры стержней другого направления d_2 , мм	3	3	3	3	3	3	4	5	5	6	6
Наименьшие допускаемые расстояния между осями стержней одного направления u_{\min} и v_{\min} , мм	50	50	50	50	75	75	75	75	75	100	100
Наименьшие допускаемые расстояния между осями продольных стержней v_{\min} при их двухрядном расположении в каркасе	—	—	—	30	30	30	40	40	40	40	40

Над промежуточными диафрагмами по верху плиты ставятся плоские сетки с рабочей арматурой в одном продольном (относительно размеров панели) направлении. Над торцевыми же диафрагмами и продольными ребрами по верху плиты устанавливаются сетки с гнутыми рабочими стержнями (см. рис. 8): не менее трех стержней на 1 пог. м. Площадь этой арматуры составляет примерно 25 % от площади пролетной расчетной арматуры. Предназначена такая арматура для восприятия изгибающих моментов, возникающих в сечениях плиты у продольных ребер и торцевых диафрагм, которые при расчете плиты не учитывались (см. рис. 6).

Перпендикулярно рабочей арматуре в надпорных сетках устанавливается распределительная арматура, минимальный

диаметр которой принимается из табл. 4, а количество стержней должно быть не менее трех на 1 пог. м.

Надпорные сетки следует продолжить не менее чем на $1/4$ пролета в каждую сторону от опоры.

При небольшой толщине плиты ($h_{пл} = 50–60$ мм) и диаметрах арматуры $d \leq 5,0$ мм) плита панели может быть заармирована по всей площади панели одной сеткой с рабочей арматурой в двух направлениях, площадь сечения которой подобрана по максимальному пролетному или опорному моменту. В этом случае сетка укладывается на пролетных участках плиты по низу с соблюдением защитного слоя $a = 10–15$ мм, а на опорах (диафрагмах и продольных ребрах) отгибается в верхнюю зону.

2.4. Статический расчет и подбор продольной арматуры в диафрагме

Поперечные ребра-диафрагмы рассматриваются как однопролетные свободно опертые балки. Нагрузка на них передается от плиты либо по закону треугольника — если расстояние между диафрагмами больше ширины панели (при $a' > b_{п}$) (рис. 9, а), либо по закону трапеции (при $a' < b_{п}$).

Закон передачи нагрузки устанавливается путем проведения биссектрис углов между продольными и поперечными ребрами. Обычно при назначении числа поперечных диафрагм принимают $a' > b_{п}$. В этом случае расчетная схема диафрагм будет иметь вид, представленный на рис. 9, б. Величина расчетного пролета принимается равной расстоянию между осями продольных ребер.

На рис. 9, а показаны нагрузки, действующие на диафрагму.

Вес 1 пог. м диафрагмы

$$g_{с в д} = (h_{д} - h_{пл}) b_{д ср} \gamma_{жб} \gamma_f \quad (11)$$

где $b_{д ср}$ — средняя ширина сечения диафрагмы ($b_{д ср} = 60–80$ мм); $\gamma_f = 1,1$ — коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_{жб} = 25$ кН/м²

Наибольшее значение треугольной нагрузки q_0 , передаваемой от плиты, включая вес плиты, вес пола и полезную нагрузку для средних диафрагм, найдем по формуле

$$q_0 = (g + p)b_{\text{пан}}, \quad (12)$$

где g и p — соответственно постоянная и временная расчетные нагрузки на 1 м^2 плиты (берутся из табл. 1); $b_{\text{пан}}$ — ширина панели. Поперечное сечение диафрагм показано на рис. 9, б, в.

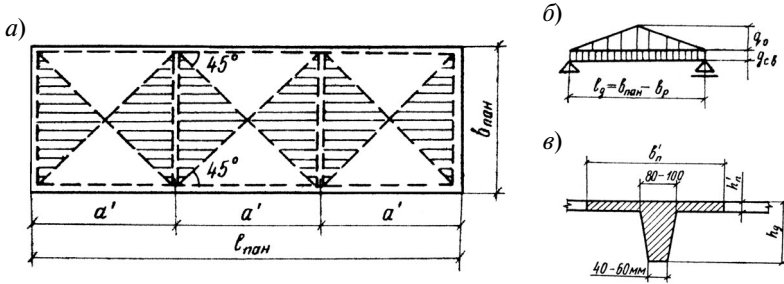


Рис. 9. Схема загрузки диафрагмы: а — грузовая площадь; б — расчетная схема; в — поперечное сечение

Ширина сечения диафрагмы по низу принимается из условия размещения одного плоского каркаса.

Наибольший изгибающий момент в пролете и поперечная сила на опорах при треугольном законе передачи нагрузки определяются по формулам

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{g_{\text{свд}} l_{\text{д}}^2}{8} + \frac{q_0 l_{\text{д}}^2}{12} \\ Q &= \frac{g_{\text{свд}} l_{\text{д}}}{2} + \frac{q_0 l_{\text{д}}}{4} \end{aligned} \right\}, \quad (13)$$

где $l_{\text{д}} = b_{\text{пан}} - b_{\text{р}}$ — расчетный пролет диафрагмы.

При определении полезной высоты сечения диафрагмы $h_0 = h_{\text{д}} - a$ необходимо помнить, что толщина защитного слоя в соответствии с нормами проектирования должна быть назначена не менее диаметра продольной арматуры и не менее 15 мм при $h_{\text{д}} \leq 250$ мм, или не менее 20 мм при $h_{\text{д}} \geq 250$ мм.

При подсчете A_0 следует предварительно установить расчетную ширину диафрагмы. Это делается из следующих соображений. Вследствие монолитного сопряжения элементов панели друг

с другом в работу сечения диафрагм (и продольных ребер) включается некоторый участок плиты, т. е. диафрагмы имеют вид тавра (см. рис. 9, в).

Ширина полки этого тавра $b'_{\text{пол}}$ принимается равной примерно 1/3 пролета диафрагмы. Далее устанавливается положение нейтральной оси. При выполнении условия:

$$b'_{\text{пол}} h'_{\text{пол}} R_b \left(h_0 - \frac{h'_{\text{п}}}{2} \right) \geq M \quad (14)$$

нейтральная ось проходит в полке и, следовательно, сечение рассчитывается как прямоугольное шириной $b'_{\text{пол}}$, т. е. $b'_{\text{пол}} h_{\text{д}}$.

Подсчитав по формуле (9) параметр $A_0 = \frac{M}{b'_{\text{пол}} h_0^2 R_b}$, по табл. 1 прил. 4 находят соответствующее значение η . Площадь арматуры в диафрагме определяют по формуле (10) $A_s = \frac{M_i}{\eta h_0 R_s}$.

При невыполнении условия (14) нейтральная ось будет проходить в ребре диафрагмы и, следовательно, сечение должно рассчитываться как тавровое. В этом случае расчетный момент представляется в виде суммы двух моментов: $M_{\text{св}}$ и M_p , где $M_{\text{св}}$ — момент, воспринимаемый свесами полки и частью арматуры A_{s1} ; M_p — момент, воспринимаемый ребром диафрагмы и остальной частью арматуры A_{s2} ,

$$M_{\text{св}} = R_b (b'_{\text{п}} - b_{\text{д}}) h'_n \left(h_0 - \frac{h'_{\text{п}}}{2} \right) = R_s A_{s1} \left(h_0 - \frac{h'_{\text{п}}}{2} \right). \quad (15)$$

Отсюда

$$A_{s1} = \frac{R_b (b'_{\text{п}} - b_{\text{д}}) h'_n}{R_s} \quad (16)$$

$$M_p = M - M_{\text{св}}. \quad (17)$$

По M_p подсчитывают A_0 , затем по A_0 в табл. 1 прил. 4 находят η , а затем A_{s2} определяют по формуле (10):

$$A_{s2} = \frac{M_p}{\eta h_0 R_s}.$$

Полная площадь продольной арматуры равна:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}. \quad (18)$$

После определения площади продольной арматуры намечается предварительная схема армирования и подсчитывается процент армирования, отнесенный к полезной площади диафрагмы:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b_d h_0} 100\%, \quad (19)$$

который не должен превышать $\mu_{\max}\%$. Затем производят расчет поперечной арматуры и окончательно решаются вопросы конструирования диафрагмы.

2.5. Общие сведения о расчете поперечной арматуры в балках

Для обеспечения прочности балок по наклонным сечениям у опор, где действуют наибольшие поперечные силы $|Q|$, ставится поперечная арматура. В зависимости от способа армирования она может выполняться либо в виде хомутов и отогнутых стержней при армировании вязаными каркасами, либо только с помощью хомутов — при армировании сварными каркасами. Применение отогнутых стержней в сварных каркасах не рекомендуется.

Проверка прочности наклонных сечений производится из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s inc}, \quad (20)$$

где Q — поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось, определяемая от всех внешних сил по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; Q_b — поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении; Q_{sw} — поперечная сила, воспринимаемая хомутами (поперечной арматурой); $Q_{s inc}$ — поперечная сила, воспринимаемая отогнутой арматурой.

$$Q_b = \frac{1,5bh_0^2 R_{bt}}{C},$$

принимается не более $2,5bh_0 R_{bt}$ и менее $0,5 bh_0 R_{bt}$.

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} C,$$

где $h_0 \leq C \leq 2h_0$.

Если окажется, что

$$Q \leq Q_{b \min} = 0,5 bh_0 R_{bt}, \quad (21)$$

то поперечная арматура (хомуты и отогнутая арматура) ставятся исходя из конструктивных требований изготовления арматурных каркасов.

Если $Q > Q_{b \min}$, поперечная арматура определяется по расчету.

Таким образом, расчет поперечной арматуры состоит в подборе диаметра хомутов d_{sw} и шага хомутов s , а также в определении площади сечения отогнутых стержней $A_{s \text{ inc}}$ (если предусмотрена их постановка в вязаных каркасах).

Для решения этой задачи в балках прямоугольного сечения надлежит воспользоваться следующими формулами:

$$q_{sw} = \frac{n_{sw} a_{sw} R_{sw}}{s} \geq 0,25b R_{bt}, \quad (22)$$

$$s_{\max} = \frac{bh_0^2 R_{bt}}{Q}, \quad (23)$$

$$Q \leq Q_{bw} = Q_b + Q_{sw} = \frac{1,5bh_0^2 R_{bt}}{C} + 0,75q_{sw}C, \quad (24)$$

где $h_0 < C \leq 2h_0$,

$$A_{s \text{ inc}} = \frac{Q - Q_{bw}}{R_{sw} \sin \alpha}, \quad (25)$$

где: C — наиболее опасная проекция наклонного сечения (трещины),

a_{sw} — площадь поперечного сечения одной ветви хомута;

n_{sw} — число ветвей хомутов в поперечном сечении балки;

q_{sw} — предельное усилие в хомутах на единицу длины балки в пределах наклонного сечения;

s — расстояние между хомутами по длине балки;

R_{sw} — расчетное сопротивление хомутов;

R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению;

Q_{bw} — предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны и хомутами;

s_{\max} — наибольшее расстояние между хомутами в тех случаях, когда хомуты требуются по расчету.

Наиболее опасная проекция наклонной трещины определяется подбором при различных значениях C по формуле (24), рис. 10, *a*.

Приведем основные указания норм [1, 2] для расчета поперечной арматуры в изгибаемых элементах.

1. Диаметр хомутов в вязаных каркасах изгибаемых элементов рекомендуется принимать не менее 5 мм (арматурная проволока

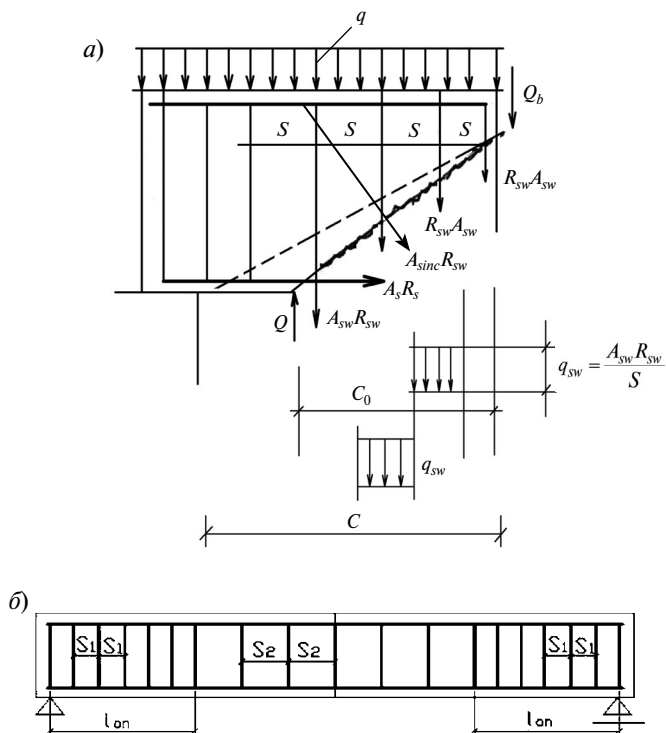


Рис. 10. Расчетная схема для проверки прочности балки: *a* — по наклонному сечению (C — длина проекции наклонного сечения; C_0 — длина проекции наклонной трещины принимаемой равной $C_0 = C$, но не более $C_0 \leq 2h_0$); *b* — расположение хомутов по длине балки

класса В1) при высоте балки до 80 см, а в балках большей высоты — не менее 8 мм (стержневая арматура класса А1).

2. Диаметр хомутов в сварных каркасах принимается в зависимости от диаметра продольных d_s рабочих стержней.

$d_{sw} \geq (1/3 - 1/4)d_s$, но не менее 6 мм в соответствии с нормативными документами из условий сварки.

3. В сплошных плитах, а также в многопустотных и часторебристых плитах высотой менее 300 мм и балках (ребрах) высотой менее 150 мм на участке элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать. В балках и ребрах высотой 150 мм и более, а также в часторебристых плитах высотой 300 мм и более, на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусмотреть установку поперечной арматуры с шагом не более $0,75h_0$ и не более 500 мм.

4. При отсутствии отгибов и при соблюдении условия (20), расстояние между поперечными стержнями (хомутами) следует принимать в соответствии с рис. 10. Во всех случаях расстояния между поперечными стержнями (хомутами) не должно превышать s_{max} , определяемое по формуле (23).

Из рис. 10 и 11 в соответствии с рекомендациями норм уточним шаг хомутов у опор S_1 и в пролете S_2 в зависимости от высоты балки h . Окончательно принимается меньший шаг хомутов по длине балки.

$$\begin{array}{ll} s_1 \leq s_{max} & s_2 \leq 0,75 h_0 \\ s_1 \leq 300 & s_2 < 500 \\ s_1 \leq 0,5h_0 & h_0 = h - a \end{array}$$

По всей длине балки хомуты устанавливаются с учетом вида эпюры поперечных сил.

2.6. Расчет поперечной арматуры при армировании диафрагмы сварными каркасами

Диафрагма (поперечное ребро) сборной панели армируется, как правило, одним плоским сварным каркасом, который состоит из одного или двух рабочих стержней продольной арматуры, поперечных стержней-хомутов и одного монтажного стержня (рис. 10), диаметр которого назначается из конструктивных соображений

$$d_s \geq d_{sw} + 2 \text{ мм},$$

где d_s — диаметр монтажного стержня; d_{sw} — диаметр хомута.

Определим диаметр и шаг хомутов в следующей последовательности.

1. Из зависимости (13) найдем величину поперечной силы на опоре. Если окажется, что $Q \leq 0,5bh_0R_{bt}$, то на этом расчет на действие поперечной силы заканчивается, а диаметр и шаг хомутов назначаются из конструктивных соображений в соответствии с замечаниями п. 2.5.

2. Если $Q > 0,5bh_0R_{bt}$, то расчет продолжается дальше.

3. По формуле (23) $s_{\max} = \frac{bh_0^2 R_{bt}}{Q}$,

где b — средняя ширина диафрагмы, подсчитаем максимально допустимый шаг хомутов на участке с наибольшим значением Q (в нашем случае — на опоре), и далее уточним шаг хомутов s в соответствии с рекомендациями норм (см. рис. 10 и 11).

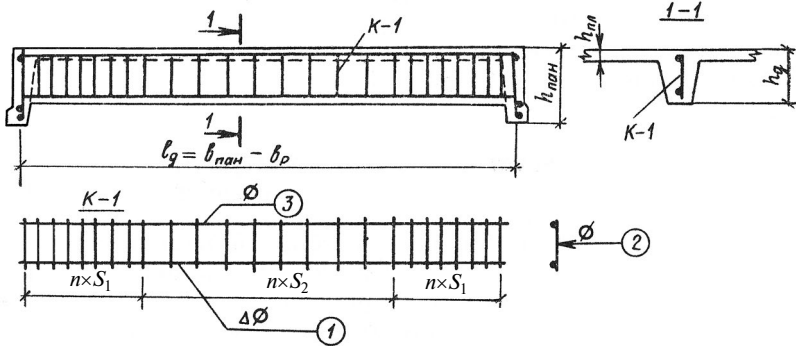


Рис. 11. Схема армирования диафрагмы: 1 — продольный рабочий стержень; 2 — хомуты; 3 — монтажный стержень

4. Теперь можно поступить следующим образом:

а) Из зависимости (22) определим q_{sw} , зная число хомутов n_{sw} , площадь поперечного сечения хомутов a_{sw} и расчетное сопротивление хомутов R_{sw} :

$$q_{sw} = \frac{n_{sw} a_{sw} R_{sw}}{s} \geq 0,25bR_{bt}$$

и посчитаем Q_{bw} по формуле (24):

$$Q_{bw} = Q_b + Q_{sw} = \frac{1,5bh_0^2 R_{bt}}{C} + 0,75q_{sw}C_0 \geq Q,$$

C_0 — наиболее опасная проекция наклонной трещины устанавливается подбором $h_0 \leq C_0 \leq 2h_0$ (см. рис. 10).

2.7. Расчет продольных ребер

Продольные ребра рассматриваются как свободно опертые балки. Нагрузка на них передается непосредственно от плиты по закону треугольников или трапеций (в зависимости от отношения расстояния между диафрагмами a' и ширины панели $b_{пан}$) и от диафрагм в виде сосредоточенных сил (рис. 9, а). Практически на нагрузку принимают равномерно распределенной:

$$q_p = \frac{(g + p)b_{пан}}{2} + g_{свр}. \quad (25a)$$

Здесь g и p — постоянная и временная расчетные нагрузки на 1 м^2 панели (см. табл. 1); $g_{свр}$ — собственный вес 1 пог. м ребра,

$$g_{свр} = (h_p - h_{пл}) b_{p\text{ ср}} \gamma_f \gamma_{жб}, \quad (26)$$

где h_p — высота продольного ребра; $b_{p\text{ ср}}$ — средняя ширина ребра.

Обычно размерами сечения ребра задаются. При этом высота ребра принимается, как уже отмечалось в п.11, равной примерно $1/15$ пролета панели с округлением последней цифры до пяти, а ширина назначается конструктивно из условия размещения од-

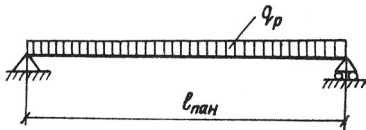


Рис. 12. Расчетная схема нагрузок продольного ребра

ного плоского сварного каркаса: внизу 6–8 см, сверху 10–12 см (см. рис. 13). В случае армирования вязаными каркасами эти размеры следует увеличивать на 2–4 см. Расчетная схема ребра представлена на рис. 12.

Наибольший изгибающий момент в середине пролета

$$M = \frac{q_p l^2}{8}, \quad (27)$$

наибольшая поперечная сила на опорах

$$Q = \pm \frac{q_p l}{2}. \quad (28)$$

Пролет l принимается равным расстоянию между осями прогонов за вычетом половины ширины прогона — при опирании панели сверху прогона (см. рис. 3, *a*) и расстоянию между осями прогонов за вычетом ширины прогона и ширины выступа при опирании панели на консольные выступы (см. рис. 3, *б*).

Уточнение размеров сечения ребра и площади сечения арматуры производится по формулам для изгибаемых элементов с одной арматурой.

При расчете арматуры в ребре необходимо учесть работу плиты, часть которой попадает в сжатую зону. Поэтому профиль сечения ребра представляет собой полутавр с шириной полки:

$$b'_{\text{пол}} = \frac{b'_{\text{пан}}}{2} - 1 \text{ см (заштрихованная часть на рис. 13)}.$$

Расчетный же профиль будет зависеть от положения нейтральной оси, которое устанавливается проверкой условия (14).

В большинстве случаев это условие выполняется, и площадь продольной арматуры подбирается как для прямоугольного сечения шириной $b'_{\text{п}}$, т. е. $b'_{\text{п}} \times h_p$

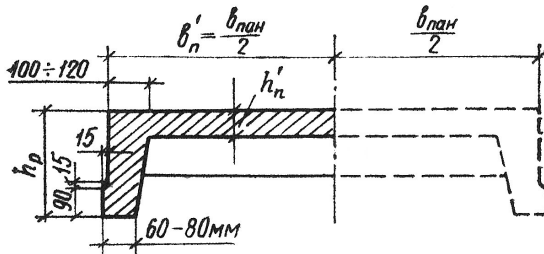


Рис. 13. Поперечное сечение продольного ребра

Задавшись размерами сечения ребра и убедившись в выполнении условия (14), вычисляют параметр A_0 , затем в табл. 1 прил. 4 находят соответствующий ему коэффициент η и по формуле (10) определяют площадь сечения продольной арматуры:

$$A_s = \frac{M_i}{\eta h_0 R_s}.$$

Если условие (14) не выполняется, нейтральная ось будет находиться в ребре полутавра и расчет продольной арматуры в этом случае необходимо делать по формулам (15)–(18).

Определив площадь арматуры A_s , подсчитывают процент армирования (19), отнесенный к рабочему сечению ребра.

Продольное ребро, так же как и диафрагма, обычно армируется одним плоским сварным каркасом с одним или двумя рабочими стержнями. В этом случае расчет поперечной арматуры производится точно в такой же последовательности, как и для диафрагмы (см. п. 2.6).

В редких случаях (при не заводском изготовлении панелей) ребра армируются вязаными каркасами.

Для крепления панелей к прогонам, а также для анкеровки растянутых стержней каркаса на опорах, по торцам продольных ребер предусматриваются металлические закладные уголки, которые привариваются по мере установки к соответствующим закладным частям прогона.

Закладные уголки ребер в большинстве случаев делаются из уголков 120/80/10, приваренных к стержням каркаса.

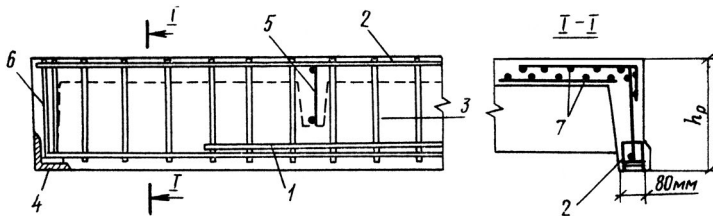


Рис. 14. Схема армирования продольного ребра (деталь):

- 1 — рабочая арматура; 2 — монтажная арматура; 3 — хомуты; 4 — уголок;
5 — каркас средней диафрагмы; 6 — каркас торцевой диафрагмы

В ребрах на расстоянии, примерно равном $1/6$ пролета от торцов, должны быть установлены петли из арматуры класса А-1 диаметром 10–12 мм для строповки при подъеме панели.

На рис. 14 представлена схема армирования продольного ребра одним плоским сварным каркасом, а также показаны опорные закладные детали.

Если в состав каркаса входят два продольных рабочих стержня, один из этих стержней может быть оборван по эпюре материалов, причем он должен быть заведен за точку теоретического обрыва на

величину $\omega = \frac{Q_{т.т.о}}{2q_{sw}} + 5d_s$ (см. п. 3.3).

3. РАСЧЕТ СБОРНОГО ПРОГОНА

3.1. Статический расчет сборного прогона

Прогонны могут быть либо как свободно лежащие балки, либо как неразрезные конструкции, жестко связанные с колоннами. Первый тип прогонов применяется в случае, когда поперечная жесткость здания обеспечивается наличием достаточно близко расположенных поперечных стен. Если же поперечные стены располагаются редко, то применяется второй тип прогонов. Благодаря жесткому сопряжению прогонов с колоннами образуется рамная конструкция.

Достоинством первого типа прогонов является простота их конструкции и меньшая трудоемкость при монтаже. Однако, как и любая иная разрезная конструкция, в этом случае они будут более тяжелыми.

Достоинством второго типа прогонов является более выгодная статическая работа прогона, но сложность конструкции жестких стыков с колоннами существенно уменьшает его преимущество перед первым.

Поперечное сечение прогона может быть прямоугольным (с полочками для опирания панелей и без полочек) или тавровым (рис. 15).

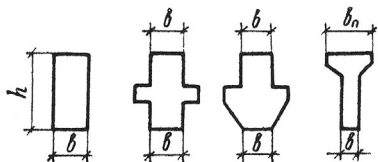


Рис. 15. Поперечное сечение сборного прогона

Тавровая форма сечения применяется главным образом для прогонов разрезного типа, так как в этом случае полка по всей длине прогона находится в сжатой зоне и используется эффективно. В неразрезных прогонах, где имеются участки с отрицательными изги-

бающими моментами, тавровая форма не имеет существенных преимуществ перед прямоугольной, поэтому в большинстве случаев их выполняют сечением прямоугольной формы.

Прежде чем приступить к выполнению статического расчета, подсчитаем нагрузки, действующие на прогон.

Нагрузки на прогон передаются в виде постоянных и временных сосредоточенных сил G и P , а также равномерно распределенной нагрузки от собственного веса в местах опирания продольных ребер панелей (рис. 16).

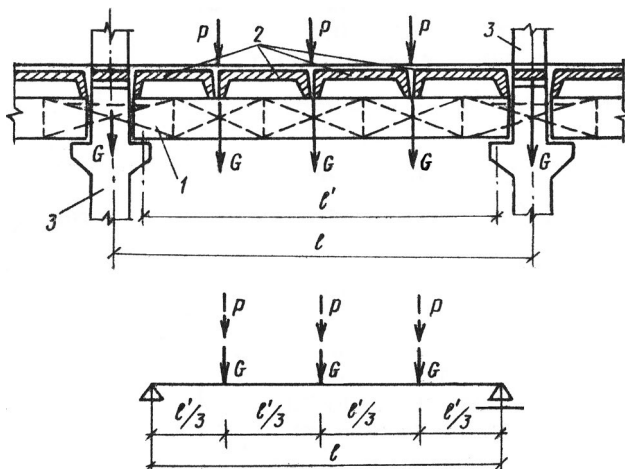


Рис. 16. Схема приложения нагрузок к прогону:

1 — разрезной прогон; 2 — сборные панели; 3 — колонна

Постоянные силы G складываются из веса пола, элементов панели (плиты, диафрагм и продольных ребер) и собственного веса участка прогона длиной, равной ширине панели.

Таким образом, расчетная постоянная нагрузка равна:

$$G = G_{\text{пол}} + G_{\text{пл пан}} + G_{\text{д}} + G_{\text{прод р}} + G_{\text{с в пр}} \quad (29)$$

Здесь $G_{\text{пол}} = b_{\text{пан}} g_{\text{пол}}^{\text{н}} \gamma_f l_{\text{пан}}$ — составляющая силы $G_{\text{пол}}$ от веса пола ($\gamma_f = 1,2-1,3$); $g_{\text{пол}}^{\text{н}}$ — нормативная постоянная нагрузка от веса пола на 1 м^2 перекрытия (см. табл. 1);

$$G_{\text{пл.пан}} = b_{\text{пан}} h'_{\text{пл}} \gamma_f \gamma_{\text{жб}} l_{\text{пан}},$$

— то же от веса плиты панели ($\gamma_f = 1,1$);

$$G_{\text{д}} = (h_{\text{д}} - h_{\text{пл}}) b_{\text{д.ср}} \gamma_f \gamma_{\text{жб}} l_{\text{пан}} m$$

— то же от веса диафрагм панели ($\gamma_f = 1,1$, m — число диафрагм в одной панели);

$$G_{\text{прод.р}} = (h_{\text{р}} - h_{\text{пл}}) b_{\text{р.ср}} \gamma_f \gamma_{\text{жб}} l_{\text{пан}} 2$$

— то же от веса продольных ребер ($\gamma_f = 1,1$; число ребер — 2);

$$G_{\text{с.в.пр}} = h_{\text{пр}} b_{\text{пр}} \gamma_f \gamma_{\text{жб}} b_{\text{пан}}$$

— то же от собственного веса части прогона ($\gamma_f = 1,1$). Для определения собственного веса прогона (см. п. 1) высота прогона принимается равной 1/8–1/12 пролета, а ширина — 1/2–1/3 высоты.

Расчетную полезную (временную) сосредоточенную силу определим из зависимости

$$P = p^{\text{н}} \gamma_f b_{\text{пан}} l_{\text{пан}}, \quad (30)$$

где $p^{\text{н}}$ — нормативная полезная нагрузка на 1 м² перекрытия (см. табл. 1). Если число сосредоточенных сил в пролете окажется больше двух, что может иметь место в случае использования узких панелей, нагрузку на прогон можно привести к равномерно распределенной:

$$\left. \begin{aligned} q_{\text{пр}} &= \frac{G}{b_{\text{пан}}} \\ p_{\text{пр}} &= \frac{P}{b_{\text{пан}}} \end{aligned} \right\}. \quad (31)$$

Остановимся более подробно на статическом расчете неразрезного прогона, который получается путем устройства специального жесткого сопряжения между собой отдельных сборных балок (прогонов) (см. п. 4). В статическом отношении неразрезной прогон представляет собой многопролетную неразрезную балку с двумя пролетами и более.

Расчетными пролетами неразрезного прогона для средних балок принимаются расстояния между осями колонн l , а для крайних — расстояние между осью колонны и серединой глубины заделки балки (прогона) в стену ($\Delta_{\text{зад}} = 20\text{--}25$ см).

Из теории расчета многопролетных неразрезных балок известно, что если пролетов более пяти, то моменты в крайних пролетах (первом и последнем) определяются как моменты в первом пролете пятипролетной балки; моменты, во-вторых, от края пролетов — втором и предпоследнем — определяются как моменты во втором пролете, а во всех промежуточных пролетах — как в среднем (третьем) пролете пятипролетной балки. Далее определяются изгибающие моменты на опорах M_B и M_C (рис. 18).

Таким образом, в прогоне с пятью пролетами и более необходимо найти пять значений изгибающих моментов: M_1, M_2, M_3, M_B, M_C .

Моменты $M_1 \sim M_2 \sim M_3$ наибольшие положительные моменты (M_{max}) соответственно в 1, 2 и 3-м пролетах, а моменты M_B, M_C — наибольшие отрицательные моменты (M_{min}) соответственно на второй и третьей опорах

Установив расчетную схему с учетом невыгоднейшего нагружения временной нагрузкой, можно определить значения изгибающих моментов M и поперечных сил Q в неразрезном прогоне с равными пролетами или пролетами, отличающимися друг от друга не более чем на 10 %, с помощью таблиц (прил. 1 и 2). Если пролеты прогона отличаются друг от друга более чем на 10 %, M и Q рассчитываются с помощью общих методов строительной механики.

В случае действия на прогон сосредоточенных сил G и P изгибающие моменты M и поперечные силы Q в расчетных сечениях определяются по формула:

$$\left. \begin{aligned} M &= \alpha Gl + \beta Pl \\ Q &= \gamma G + \delta P \end{aligned} \right\}, \quad (32)$$

где $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ — табличные коэффициенты (прил. 2). При вычислении моментов на опорах В и С следует принять

$$\left. \begin{aligned} l = l_{\text{cp}(B)} &= \frac{l_1 + l_2}{2}, \text{ опора } B; \\ l = l_{\text{cp}(C)} &= \frac{l_2 + l_3}{2}, \text{ опора } C \text{ и т. д.} \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

Значения изгибающих моментов M_{\min} и M_{\max} (табл. 5) подсчитываем под грузами G и P (сеч. 1 и 2) и на опорах, а значения Q_{\max} и Q_{\min} (табл. 6) — на опорах. Таблицы составлены для случая, когда в пролете действуют два сосредоточенных груза (рис. 17).

Таблица 5

Сечение	x/l	Влияние G		Влияние P				Расчетные моменты	
		α	M_G , Н·см	β_{\max}	β_{\min}	$M_{P_{\min}}$, Н·см	$M_{P_{\max}}$, Н·см	M_{\max} Н·см	M_{\min} Н·см
А									
1.1									
1.2									
В									
2.1									
....									

Таблица 6

Сечение	x/l	Влияние G		Влияние P				Расчетные поперечные силы	
		γ	Q_G , Н	δ_{\max}	δ_{\min}	$Q_{P_{\max}}$, Н	$Q_{P_{\min}}$, Н	Q_{\max} , Н	Q_{\min} , Н
А									
1.1									
1.2									
В									
2.1									
....									

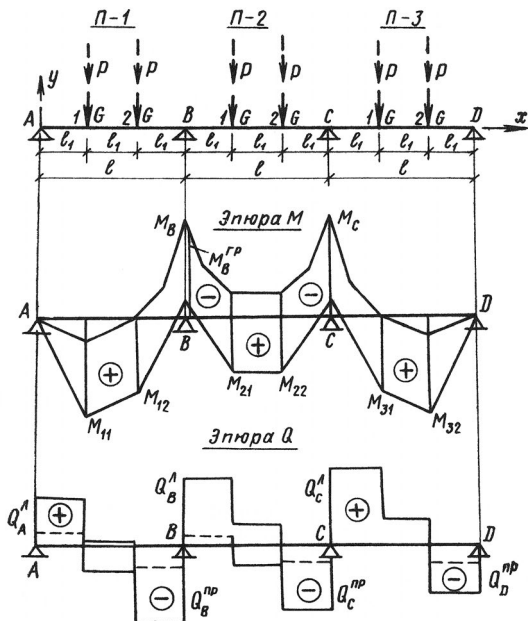


Рис. 17. Огибающие эпюры M и Q при действии на трехпролетный неразрезной прогон сосредоточенных сил G и P

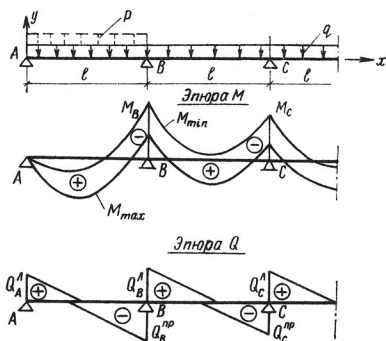


Рис. 18. Огибающие эпюры M и Q при действии на пятипролетный неразрезной прогон распределенной нагрузки q и p

По результатам вычислений строятся огибающие эпюры M_{\max} и M_{\min} , а также Q_{\max} и Q_{\min} (рис. 17). Значения поперечных сил в пролетах подсчитываются по правилам строительной механики.

При действии на прогон равномерно распределенной нагрузки q_n и p_n (31) значения изгибающих моментов M и поперечных сил Q определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} M &= \alpha^* q_n l^2 + \beta^* p_n l^2 \\ Q &= \gamma^* q_n l + \delta^* p_n l \end{aligned} \right\}, \quad (34)$$

где α^* , β^* , γ^* , δ^* — табличные коэффициенты (прил.1).

При определении моментов на опорах здесь также необходимо учитывать размер среднего пролета (33).

Результаты расчетов в этом случае, так же как и в предыдущем, сводят в таблицы, аналогичные табл. 5 и 6.

На рис. 18 изображены характерные огибающие эпюры M и Q при действии на пятипролетный прогон распределенной нагрузки.

3.2. Определение площади продольной арматуры сборного прогона

Для изготовления прогонов без предварительного напряжения обычно принимается бетон марки В20 или В30, в качестве продольной рабочей арматуры используется стержневая сталь горячекатаная периодического профиля классов А-П или А-III, поперечная арматура (хомуты) и монтажная (конструктивная) арматура изготавливаются, как правило, из гладкой горячекатаной стали класса А-1. Задавшись маркой бетона и классом арматурной стали, по прил. 5 найдем расчетные сопротивления R_b , R_{bt} , R_s .

Прежде чем приступить к расчету продольной и поперечной арматуры, необходимо уточнить размеры поперечного сечения прогона.

Полезную высоту прогона можно определить из формулы

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{bA_0 R_b}},$$

где M — наибольший (по абсолютной величине) расчетный пролетный или опорный изгибающий момент; b — ширина про-

гона принимается из предварительного расчета; A_0 — табличный коэффициент, который определяют из табл. 1 прил. 4 по параметру

$$\xi = \frac{\mu \% R_s}{100 R_b} \leq \xi_R,$$

где $\mu \% = 1,5-2,0 \%$.

В случае неразрезной схемы прогона высота его обычно определяется по моменту у грани колонны

$$M_{гр} = -M_{оп} + \frac{Qb_k}{2}, \quad (35)$$

где b_k — ширина колонны, которую можно принять равной ширине главной балки; $|Q|$ — меньшая из поперечных сил слева или справа от опоры.

Полная высота сечения прогона определяется как $h = h_0 + a$, причем толщину a , считывая двухрядное расположение продольной арматуры и необходимую по нормам толщину защитного слоя, принимают равной 40–50 мм. Полученную высоту прогона округляют до 50 мм и сохраняют такой же для всех пролетов прогона.

Найденная высота прогона должна быть больше его ширины в 2–2,5 раза. Если это условие не выполняется, необходимо задаться другим значением b и вновь найти h .

Во избежание слишком большого раскрытия трещин и из конструктивных соображений подобранное сечение прогона согласно нормам должно удовлетворять условию:

$$Q \leq 0,3R_b h_0 b. \quad (36)$$

Установив окончательно геометрические размеры сечения прогона, приступают к определению площади сечения продольной арматуры.

Сечение продольной арматуры в каждом расчетном сечении подбирают по формулам для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой, т. е. без учета действия знакопеременных моментов. Нижнюю арматуру в пролетах определяют по наибольшим положительным моментам, а верхнюю — по наибольшим отрицательным (см. рис. 17 и 18). Арматуру над

опорами вследствие жесткого сопряжения прогона с колоннами определяют по моменту у грани колонн (формула (35)). Расчет проводим в табличной форме (табл. 7).

Таблица 7

Сече- ние	Про- лет	$M_{\text{расч}},$ Н·см	$h_0,$ см	A_0	η	$A_{S\text{расч}},$ см ²	Сорта- мент $n_S \times d_S$	$A_{S\text{факт}},$ см ²	$\mu\%$
А	I	M_A							
1		M_1							
В		$M_{B\text{гр}}^{\text{л}}$							
В	II	$M_{B\text{гр}}^{\text{п}}$							
2		M_2							
С		$M_{C\text{гр}}^{\text{л}}$							
С	III	$M_{B\text{гр}}^{\text{п}}$							
3		M_3							
D		$M_{D\text{гр}}^{\text{л}}$							

По известным b , h_0 , M_i подсчитывают параметр A_0 . Затем по табл. 1 прил. 4 находят коэффициент η , после чего площадь сечения продольной арматуры определяют по формуле (10)

$$A_s = \frac{M_i}{\eta h_0 R_s},$$

После определения площади сечения продольной арматуры намечается предварительная схема армирования прогона (рис. 19). Затем производится расчет поперечной арматуры.

3.3. Расчет поперечной арматуры сборного прогона

Сборные прогоны, как правило, армируются плоскими сварными каркасами. Диаметр и шаг хомутов назначаются согласно приведенным выше указаниям норм (см. п. 2.5 и 2.6).

Так как при армировании плоскими сварными каркасами отогнутые стержни, как правило, не делают, то, следовательно, вся поперечная сила должна быть воспринята поперечными стержнями (хомутами) и бетоном сжатой зоны (рис. 19).

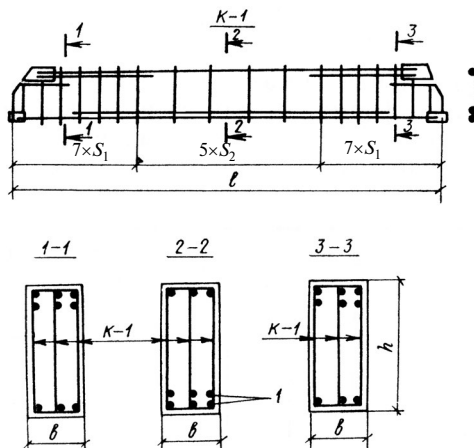


Рис. 19. Схема армирования прогона плоскими сварными каркасами: *a* — плоский сварной каркас; *b* — поперечные сечения прогона

Установив количество стержней продольной арматуры в пролетах, назначим необходимое количество сварных каркасов. Число сварных каркасов, а значит и число поперечных стержней (хомутов) в поперечном сечении прогона, зависит от числа стержней продольной арматуры в расчетном сечении, а также от ширины прогона $b_{пр}$. Следует заметить, что продольная арматура располагается по высоте прогона в один или два ряда с соблюдением толщины защитного слоя и расстояния между отдельными стержнями.

Рекомендуемая зависимость числа каркасов от ширины прогона приведена на рис. 20.

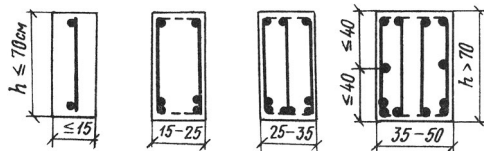


Рис. 20. Расположение плоских сварных каркасов в поперечном сечении прогона (балки)

Таким образом, назначив количество поперечных стержней (хомутов) в сечении n_s , делают проверку прочности прогона по наклонным сечениям в местах с максимальными значениями поперечной силы Q . Обычно эта проверка делается на опорах.

Порядок расчета на действия Q остается таким же, как и при расчете диафрагмы (см. п. 2.6).

3.4. Конструирование сборного прогона

Для обеспечения прочности, длительной и надежной работы любой инженерной конструкции необходимо не только правильно сделать расчет, но также грамотно, в соответствии с требованиями норм выполнить ее конструирование.

Конструирование сборного прогона состоит из следующих этапов:

1. Назначение диаметров и числа стержней продольной арматуры в расчетных сечениях прогона (по данным табл. 7).
2. Размещение стержней в поперечном сечении прогона и назначение числа плоских сварных каркасов.
3. Определение мест обрыва стержней продольной арматуры по эпюре материалов.
4. Разработка (в случае неразрезного прогона) конструкции жесткого стыка между отдельными элементами прогона и колонной.
5. Конструирование и размещение закладных **деталей** в прогоне.

Рассмотрим особенности конструирования сборных прогонов, армированных сварными каркасами.

Сварные каркасы, как правило, состоят из прямых продольных рабочих и монтажных стержней и перпендикулярных к ним поперечных стержней (хомутов) (рис. 20); при этом из условия сварки и бетонирования рекомендуется применять сварные каркасы с односторонним расположением продольных стержней.

Если в пролетных сечениях по расчету требуется поставить более двух каркасов, то два крайних каркаса надлежит довести до грани торцов прогона, а остальные в целях экономии металла рекомендуется ставить меньшей длины или же предусмотреть обрыв части рабочих стержней (рис. 21) по эпюре материалов.

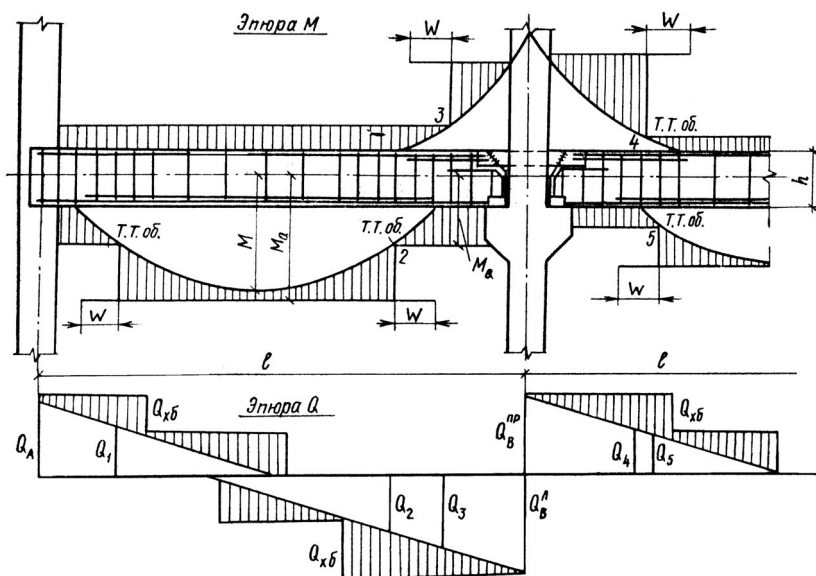


Рис. 21. Эпюра материалов при армировании сварными каркасами

Обрыв стержней назначается в соответствии с эпюрами изгибающих моментов. Для этого на арматурном чертеже прогона строится так называемая эпюра материалов, представляющая собой эпюру моментов M_s , которые может воспринять прогон имеющимся в сечении прогона количеством арматуры.

Для построения эпюры материалов можно воспользоваться формулой:

$$M_a = A_s R_a \eta h_0, \quad (37)$$

где η — табличный коэффициент, определяемый по фактическому проценту армирования μ $\%$ _{факт.} Приближенно можно принять $\eta = 0,85$.

При построении эпюры материалов считают, что обрываемый стержень необходимо завести за точку теоретического обрыва, где он уже не нужен по расчету, на расстояние не менее ω и не менее $20d_s$.

Длина анкеровки ω определяется по формуле:

$$\omega = \frac{Q_{\text{тто}}}{2q_{\text{sw}}} + 5d_s, \quad (38)$$

где $Q_{\text{тто}}$ — поперечная сила в точке теоретического обрыва стержня.

Для построения эпюры материалов по фактической площади арматуры в середине пролета и на опоре (у грани) (см. табл. 7) по формуле (37) определяют момент, воспринимаемый арматурой M_s . Затем в масштабе, принятом для построения эпюры изгибающих моментов (рис. 21), проводят горизонтальную линию, соответствующую M_s .

Эта горизонтальная линия должна быть расположена несколько дальше эпюры изгибающих моментов по отношению к нулевой линии, что показывает, насколько фактическая арматура $A_{s\text{ф}}$ близка к расчетной $A_{s\text{р}}$. Если горизонтальная линия пересекает эпюру изгибающих моментов, то это говорит о том, что арматуры $A_{s\text{ф}}$ поставлено недостаточно.

Затем подсчитывают момент M_s для меньшего количества стержней, что будет соответствовать обрыву стержней в сечениях с меньшим моментом. Обычно обрывают сразу по два стержня и начинают при этом обрыв с арматуры, расположенной во втором ряду. При выполнении обрывов стержней необходимо соблюдать принцип симметрии расположения стержней в поперечном сечении прогона.

Зная новое значение M_s , снова проводят горизонтальную линию на эпюре моментов. Точка пересечения этой линии с эпюрой мо-

ментов и будет точкой теоретического обрыва, таким же образом поступают и при определении мест обрыва других стержней.

Из точек теоретического обрыва (тто) проводят перпендикулярные линии до пересечения их с горизонтальными линиями M_s и окончательно строят эпюру материалов, которая имеет ступенчатый вид (см. рис. 21).

Из точки теоретического обрыва по горизонтали откладывают длину анкеровки и окончательно устанавливают место фактического обрыва стержня.

Расчеты, необходимые для построения эпюры материалов, можно выполнить в табличной форме (табл. 8).

Таблица 8

Элемент	Количество стержней n_s и d_s	$A_{s \text{ факт }}, \text{ см}^2$	$h\eta$	$M_s, \text{ кН}\cdot\text{м}$	Номер сечения т.т.о	$Q_{\text{тто}}$	q_{sw}	$\omega, \text{ см}$

При заполнении этой таблицы значение поперечной силы устанавливается по эпюре Q после определения точки теоретического обрыва продольной арматуры.

Плоские каркасы перед укладкой в опалубку рекомендуется соединить друг с другом в пространственные каркасы при помощи поперечных соединительных стержней, привариваемых к продольным (см. рис. 19).

При размещении стержней в сечении должны также соблюдать следующие требования:

1. расстояние в свету между стержнями должно быть не менее диаметра и не менее 25 мм, при нижнем расположении арматуры — не менее 30 мм, что обеспечивается обычно при назначении числа плоских каркасов в зависимости от ширины прогона (см. рис. 19);
2. расстояние в свету между рядами при двухрядном расположении должно быть не менее диаметра и не менее 25 мм;
3. толщина защитного слоя у нижней и верхней граней при диаметре продольной арматуры до 20 мм принимается не менее

20 мм, а при диаметре более 20 мм — не менее d_s . Толщина защитного слоя у боковых граней должна быть во всех случаях не менее 25 мм для продольной арматуры и не менее 15 мм — для хомутов.

Особенность конструирования прогонов сборного перекрытия заключается в том, что они монтируются из отдельных заранее изготовленных элементов. Следовательно, при конструировании и при изготовлении элементов прогона должны быть учтены вопросы монтажа и сопряжений отдельных элементов друг с другом. К ним, в частности, относятся устройство рабочих соединений, обеспечивающих их совместную работу и пространственную жесткость всего сооружения, устройство монтажных соединений элементов друг с другом и устройство захватов для подъема и монтажа. Для захвата могут быть использованы отверстия, пазы, выступы, имеющиеся в элементах, различные съемные приспособления, а также петли из арматурной стали, закладываемые в тело элемента. Для подъема и монтажа элементов прогона в большинстве случаев устанавливаются петли на расстоянии $1/10$ – $1/6$ длины элемента от его торцов.

Монтажные петли следует выполнять из горячекатаной стали класса А-1. Применение для этой цели арматуры периодического профиля, а также стержней, подвергнутых холодной обработке, не допускается.

Монтажные соединения элементов друг с другом применяются для фиксирования устойчивого положения элементов после установки.

Например, для фиксирования положения панелей на прогонах в местах опирания ребер должны быть поставлены закладные детали, к которым привариваются закладные детали панелей. Обычно они делаются в виде стальных плиток, заанкеренных в теле прогона (рис. 22).

Для монтажа прогона по его торцам (на нижней грани) также должны быть предусмотрены закладные детали (в виде металлических планок или уголков), которые после подъема и установки элементов прогона привариваются к закладным деталям опорных консолей, устраиваемых на колоннах.

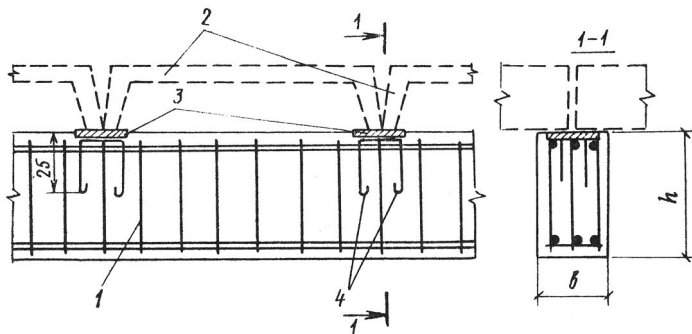


Рис. 22. Схема расположения закладных деталей при опирании панелей на прогон:

1 — каркас; 2 — панели; 3 — закладные детали; 4 — анкерные стержни

Если элементы настила укладываются на специальные консольные выступы, устраиваемые на боковых гранях прогона, то выступы также армируются (рис. 23).

Наиболее ответственным конструктивным мероприятием, которое необходимо выполнить при проектировании сборных прогонов, является установка специальных закладных деталей по торцам элементов прогона,

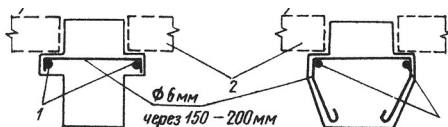


Рис. 23. Армирование консольных выступов прогон:

1 — монтажные стержни; 2 — панель

которые дают возможность сделать прогон неразрезного типа, т. е. позволяют осуществить так называемый жесткий стык. Более подробно об этом будет сказано ниже.

4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕСТКОГО УЗЛА СОПРЯЖЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ПРОГОНА МЕЖДУ СОБОЙ И С КОЛОННОЙ

Одной из существенных особенностей сборного ребристого перекрытия является необходимость устройства стыков отдельных элементов для обеспечения жесткости самого перекрытия и всего здания в целом.

Наиболее ответственным является соединение элементов прогона между собой и сопряжение их с колоннами.

В зависимости от типа прогона стыки элементов прогона и сопряжение их с колоннами осуществляются по-разному. Если прогоны разрезного типа, стыки выполняют преимущественно монтажную роль, фиксируя положение прогона относительно

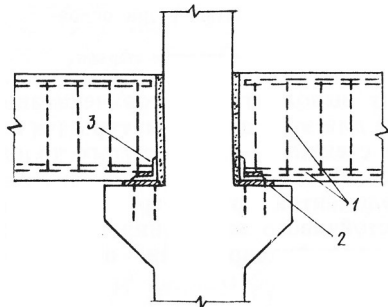


Рис. 24. Конструктивные стыки
в разрезных прогонах

1 — каркас; 2 — пластинка; 3 — уголок

колонн. По сути дела, такие стыки являются шарнирными. Конструкция их проста и, как отмечено выше, они обычно выполняются с помощью металлических закладных частей, заранее установленных по торцам прогонов и на опорных консолях колонн (рис. 24).

Консоли в этих случаях должны рассчитываться на полную поперечную силу, передаваемую от прогона.

Более сложен жесткий стык, применяющийся при проектировании прогонов неразрезного типа. Он одновременно выполняет и монтажную и рабочую роль. Монтажная роль, как и в предыдущем случае, заключается в фиксации положения прогона, а рабочая — в обеспечении работы прогона, собранного из отдельных элементов, как неразрезной статически неопределимой балки. Конструкция жесткого стыка должна быть такой, чтобы он мог воспринимать растягивающее, и сжимающее усилие, возникающее над опорой в растянутой и сжатой зонах прогона.

Рассмотрим несколько типов таких стыков.

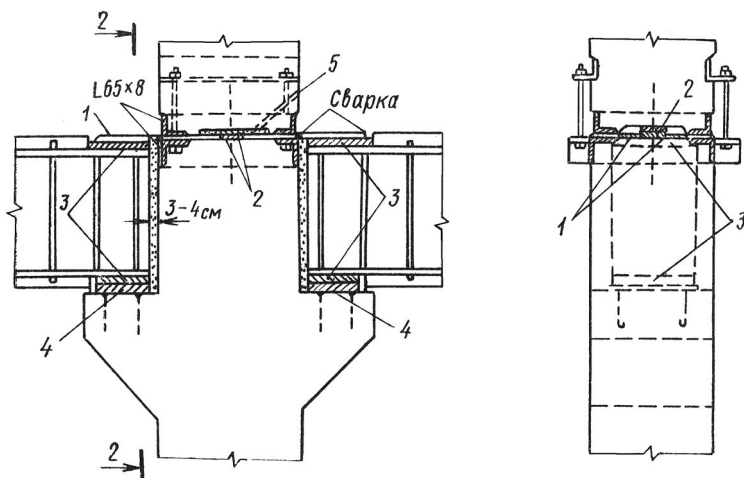


Рис. 25. Стык неразрезного прогона, совмещенный со стыком колонны:

1 — стыковая накладка; 2 — центрирующая прокладка 100×100×15 мм; 3 — закладные детали прогона; 4 — закладные детали консоли; 5 — закладная трубка

На рис. 25 представлен один из вариантов жесткого стыка элементов прогона, совмещенного с монтажным стыком колонны. Жесткость такого стыка, или неразрезность прогона, обеспечивается стыковыми накладками из полосовой стали, привариваемыми после укладки элементов прогона к рабочим (надопорным) стержням прогона. Площадь сечения стыковых накладок должна быть

такой, чтобы они могли воспринимать все растягивающее усилие, возникающее в верхней продольной арматуре, т. е.

$$N \cong \frac{M_{гр}}{z}, \quad (39)$$

где $M_{гр}$ — момент у грани колонны (35); z — плечо внутренней пары, равное $\sim 0,85h_0$.

На это усилие должны быть рассчитаны и сварные швы, соединяющие между собой стыковые накладки с закладными деталями прогона.

На рис. 26 показан общий вид другого варианта жесткого сопряжения элементов прогона между собой и с колонной, монтажный стык которой расположен выше пола перекрытия.

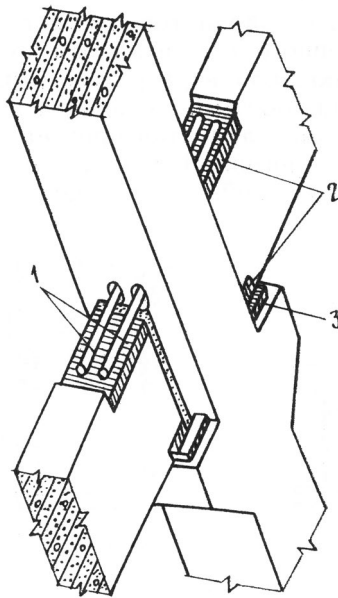


Рис. 26. Стык неразрезного прогона с помощью арматурных стержней:
 1 — стыковые стержни; 2 — закладные детали прогона; 3 — закладные детали колонны

Недостатком рассмотренных стыков является эксцентричность передачи растягивающего усилия в продольной арматуре от одного элемента прогона к другому через стыковые детали, вследствие чего в арматуре возникает изгибающий момент.

Во избежание этого можно рекомендовать стык, изображенный на рис. 27.

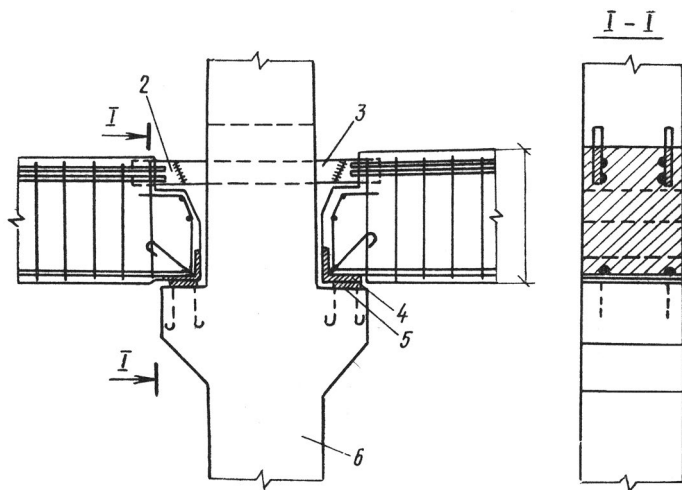


Рис. 27. Стык неразрезного прогона с помощью пластин:

- 1 — прогон; 2 — закладные детали прогона; 3 — соединительная пластинка;
 4 — закладной уголок прогона; 5 — закладная пластинка консоли;
 6 — колонна

Для обеспечения передачи сжимающих напряжений и поперечных сил в опорных сечениях прогонов неразрезного типа (с жесткими стыками) зазоры между прогонами и колоннами должны быть тщательно заделаны цементным раствором марки не ниже марки бетона прогонов.

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНЫХ КОЛОНН И ФУНДАМЕНТОВ СТАКАННОГО ТИПА

5.1. Основные конструктивные требования к проектированию колонн, работающих на центральное сжатие

Колонны предназначены для поддержания железобетонного перекрытия. Будучи жестко связанными с главными балками, они фактически представляют собой стойки рамной конструкции. Поэтому в них в общем случае возникают сжимающие усилия, изгибающие моменты и поперечные силы. Однако при равных пролетах главных балок или пролетах, незначительно отличающихся друг от друга, средние колонны ребристого перекрытия, как правило, испытывают незначительный изгиб и их практически можно считать центрально сжатыми. Армирование железобетонной колонны осуществляется стержневой продольной арматурой и хомутами (поперечной арматурой). Поперечное сечение центрально сжатых железобетонных колонн имеет обычно форму квадрата. Размеры сечений колонн следует принимать кратным 5 см. Минимальные размеры поперечного сечения сборных колонн из железобетона 300×300 мм.

Армирование колонн производится сварным или вязаными пространственными каркасами (рис. 28). Диаметр продольной арматуры принимается равным 16–32 мм. Лишь для особо мощных колонн применяются большие диаметры.

При подборе диаметра и числа стержней следует брать меньше стержней большего диаметра, так как это создает более жесткий каркас. Однако во всех случаях расстояние между продольными

стержнями по периметру сечения колонны должны быть не более 40 мм. Минимальное количество стержней — четыре при размерах сечения, не превышающих 400×400 мм. При больших размерах сечения ставят восемь и более стержней.

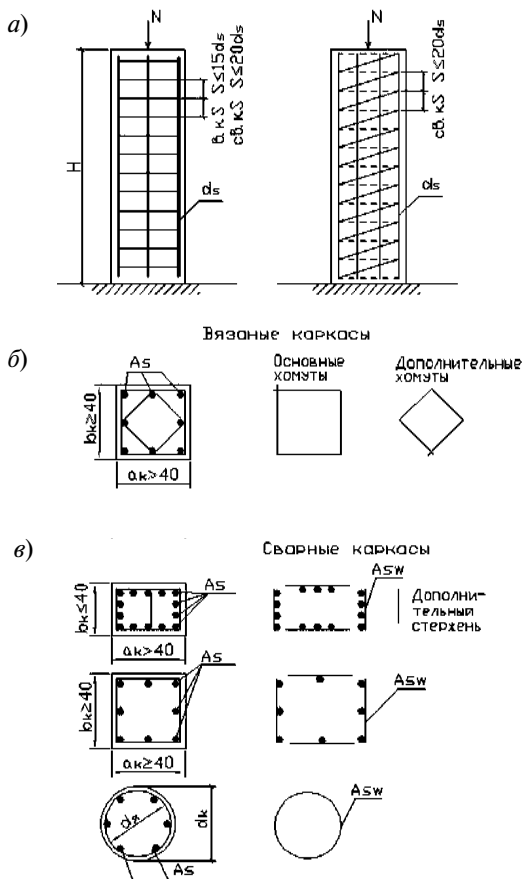


Рис. 28. Схема армирования колонны, работающей на центральное сжатие (а); б — вязаными каркасами; в — сварными каркасами

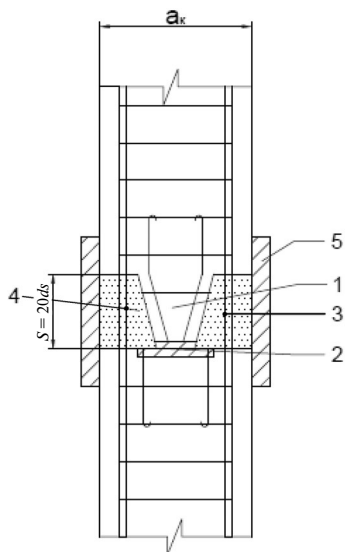


Рис. 29. Стык сопряжения арматуры в сборных колоннах: 1 — бетонный зуб; 2 — опорные металлические пластины; 3 — сварной стык арматуры; 4 — бетон стыка колонны; 5 — опалубка

В местах стыков гибкой продольной арматуры с помощью сварки (рис. 29, п. 3) расстояние между хомутами не должно превышать $10 d_s$.

Диаметр хомутов вязаных каркасов принимается не менее $0,25d_s$, продольных стержней и не менее 6 мм, а в сварных каркасах — назначается по нормам в зависимости от диаметра продольной арматуры и условий сварки. Толщина защитного слоя для хомутов должна быть не менее 15 мм.

Рассмотрим особенности расчета и конструирования сборных колонн.

5.2. Расчет колонны

Прежде чем приступить к расчету колонны, необходимо знать общую конструктивную схему здания, его этажность, конструкцию

Для защиты арматуры от коррозии и действия высоких температур при пожаре расстояние стержней от наружных граней должно быть не менее диаметра арматуры d_s и не менее 20 мм

Хомуты предназначены для объединения продольной арматуры в общий каркас и придания ему жесткости, а также для предотвращения выпучивания стержней арматуры вследствие их продольного изгиба. Исходя из последнего соображения, расстояние между хомутами в вязаных каркасах принимают не более $15 d_s$ рабочей арматуры.

Если колонна армируется сварными каркасами, то расстояние между поперечными стержнями должно быть не более $20 d_s$. В колоннах размером сечения больше 40 см и при числе стержней больше четырех должны ставиться дополнительные хомуты (поперечные стержни) (см. рис. 28).

перекрытия, величины постоянной и временной нагрузок, действующих на этажах. Для изготовления колонн обычно принимают класс бетона не ниже В20, в качестве рабочей арматуры используют сталь классов А—II или А—III, а для хомутов — сталь класса А—1.

Расчет колонны включает в себя: подсчет сжимающей силы $N = N_{\text{дл}} + N_{\text{кр}}$; определение размеров поперечного сечения колонны ($A_b = a_k \times b_k$) и площади сечения продольной арматуры A_s . Возникающие в колонне изгибающие моменты при жестком сопряжении ее с ригелем из-за малой жесткости колонн по сравнению с жесткостью ригеля обычно не учитывают и условно полагают $M = 0$.

Нагрузка на колонну передается от неразрезного прогона перекрытия рассматриваемого этажа и от колонны вышележащего этажа.

В расчетную силу N необходимо включать также собственный вес колонны. При подсчете собственного веса предварительные размеры сечения колонны следует назначать равными ширине поперечного сечения прогона плюс 5—10 см.

В соответствии с нормами при расчете центрально сжатых железобетонных элементов всегда должен учитываться случайный эксцентриситет $e_{\text{сл}}$, который принимается равным не менее: 1/600 свободной длины элемента; 1/30 высоты сечения и 1 см. Однако при расчетной длине колонны $l_0 < 20 b_k$ (b_k — ширина сечения колонны) их расчет допускается производить на центральное сжатие, т. е. без учета случайного эксцентриситета. В практике проектирования гражданских и промышленных зданий колонны, расположенные внутри здания, могут рассматриваться как колонны, работающие на центральное сжатие, при условии симметричного расположения нагрузки на перекрытия. Условия прочности в этом случае можно записать в виде:

$$N = N_{\text{дл}} + N_{\text{кр}} \leq N_{\text{пред}} = m (R_b A_b + R_{sc} A_s) \quad (40)$$

или

$$N = N_{\text{дл}} + N_{\text{кр}} \leq N_{\text{пред}} = m A_b (R_b + \mu R_{sc}) \varphi, \quad (41)$$

где $m = 1$ при $b_k > 20$ см и $m = 0,9$ при $b_k \leq 20$ см и φ — коэффициент продольного изгиба колонны, значение которого определяется из формулы

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_s - \varphi_b) R_{sc} A_s / R_b A_b \quad (42)$$

φ_s и φ_b — определяются из табл. 9 в зависимости от отношений

$$N_{дл}/N \text{ и } l_0/b_k,$$

где $N_{дл} = N - N_{кр}$ — расчетная продольная сила от длительно действующей нагрузки;

$N_{кр}$ — расчетная продольная сила от кратковременно действующей нагрузки;

l_0 — расчетная длина колонны многоэтажных зданий;

b_k — ширина колонны.

Для сборных перекрытий $l_0 = H$, для монолитных $l_0 = 0,7 H$;

H — высота этажа (расстояние между центрами узлов).

$N_{дл}$ и $N_{кр}$ определим из зависимостей:

$$N_{дл} = A_{гр.пл.кол} q_{ср} n_{эт} + P_{кол} \text{ [кН]}$$

где $A_{гр. пл. кол} = l_{п} l_{р}$ — грузовая площадь при подсчете нагрузки, действующей на колонну,

$q_{ср} = G_{гл}/b_{пан} l_{р}$ [кН/м²] — средний собственный вес 1 м² перекрытия,

$G_{гл}$ определяем по формуле (29) — сосредоточенная сила при расчете сборного прогона перекрытия,

$l_{п}$ — пролет прогона,

$l_{р}$ — длина продольного ребра панели,

$b_{пан}$ — ширина панели,

$n_{эт}$ — число этажей в здании, перекрытий.

$P_{кол} = b_k a_k H \gamma_{ж/б} \gamma_f n_{эт}$ [кН] — собственный вес колонн,

где $b_k a_k = A_b$ — площадь поперечного сечения колонны,

$\gamma_{ж/б} = 25$ [кН/м³]

$\gamma_f = 1,2$

$$N_{кр} = A_{гр.пл.кол} p (n_{эт} - 1) \text{ [кН]},$$

где p — полезная (временная) расчетная нагрузка на перекрытия (см. таблицу №1)

Обычно процент армирования колонны принимается в пределах $\mu \% = (0,8-2,0) \%$.

С учетом сказанного выше, зададимся размерами поперечного сечения колонны ($A_b = a_k b_k$), а также предварительно примем ко-

коэффициент продольного изгиба $\eta = 0,8 + 0,9, m = 1$ и из зависимости (41) определим площадь продольной арматуры.

Таблица 9

$N_{дл}/N$	l_0/b_k							
	6	8	10	12	14	16	18	20
Значение коэффициента φ_b								
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,83	0,80
0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,80	0,73	0,65
1	0,92	0,91	0,88	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55
Значение коэффициента φ_s								
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,92	0,91	0,90	0,87	0,84	0,80	0,75
1	0,92	0,91	0,90	0,88	0,86	0,83	0,77	0,70

$$A_s = \frac{\frac{N}{m\varphi} - R_b A_b}{R_s}. \quad (41a)$$

Теперь зная A_s и A_b , уточним из зависимости (42) коэффициент продольного изгиба φ с учетом данных табл. 9 и выполним проверку прочности по формулам (40) и (41), где $\mu = \frac{A_s}{A_b}$.

Определив окончательно размеры поперечного сечения колонны и площадь продольной арматуры, подбирают число и диаметр стержней, а также выбирают тип хомутов и расстояние между ними с учетом конструктивных требований, изложенных выше.

5.3. Проектирование фундамента

Отдельные монолитные железобетонные фундаменты стаканного типа делают пирамидальной или ступенчатой формы.

В ступенчатых фундаментах число ступеней принимается исходя из общей высоты фундамента H_ϕ . При этом рекомендуется назначать следующее число ступеней: при высоте фундамента

$H_{\text{ф}} < 450$ мм — одну ступень, при $450 < H_{\text{ф}} < 900$ мм — две ступени, при $H_{\text{ф}} > 900$ мм — три ступени.

Высота каждой ступени и общая высота фундамента принимаются кратными 150 мм.

Размеры ступеней (за исключением нижней) обычно назначают так, чтобы входящие углы уступов располагались на плоскости, проведенной под углом 45° от основания колонны (рис. 30).

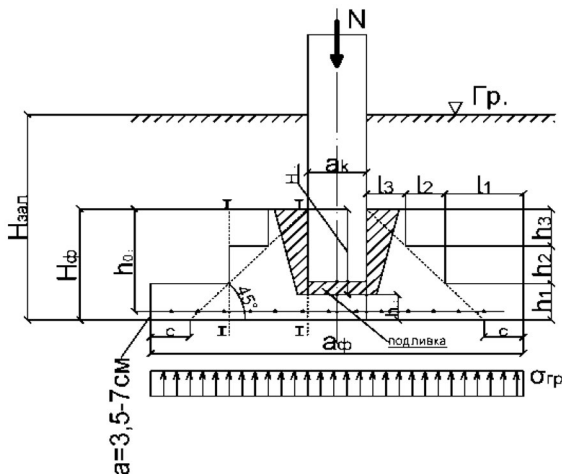


Рис. 30. Расчетная схема монолитного фундамента стаканного типа

Глубина заложения фундаментов $H_{\text{зал}}$ чаще всего диктуется глубиной промерзания грунта.

В производственных зданиях глубина заложения фундаментов часто определяется отметкой основания оборудования.

5.4. Расчет фундамента

Для изготовления железобетонных фундаментов применяют обычно бетоны класса В10, В15 и арматурную сталь класса А-II.

Расчет отдельно стоящего железобетонного фундамента под центральную нагрузку состоит в определении размеров подошвы

фундамента, его высоты и площади арматуры. При этом размеры подошвы фундамента определяются по усилиям от нормативной нагрузки и заданному расчетному сопротивлению грунта с учетом собственного веса фундамента и веса грунта на его уступах. Высота же фундамента и площадь арматуры определяются по усилию от реактивного давления грунта основания от расчетной нагрузки, передаваемой колонной на фундамент.

Так как при расчетах обычно нормативное усилие отдельно не учитывалось, то его можно определить делением расчетного значения N на усредненный коэффициент надежности по нагрузке, который можно принять равным $\gamma_f = 1,15$.

При расчете фундамента давление на грунт под его подошвой условно принимается равномерно распределенным.

Площадь подошвы фундамента определяется по формуле

$$A_{\Phi} = \frac{N^n}{R_{\text{гр}} - \gamma_{\text{ср}} H_3} = \frac{\frac{N}{\gamma_f}}{R_{\text{гр}} - \gamma_{\text{ср}} H_3}, \quad (43)$$

где N^n — сосредоточенная сила от нормативной нагрузки, передаваемая на фундамент от колонны; $R_{\text{гр}}$ — расчетное сопротивление грунта; $\rho_{\text{ср}} = 2,0 \text{ т/м}^3$ — усредненная плотность фундамента и грунта, расположенного на уступах; H_3 — глубина заложения фундамента.

Минимальная высота фундамента обычно определяется из условия прочности его на продавливание колонной в предположении, что оно происходит по поверхности пирамиды, боковые стороны которой начинаются у колонны и наклонены под углом 45° .

При квадратной подошве фундамента ($a_{\Phi} = b_{\Phi}$) это условие записывается в виде:

$$P \leq k R_{bt} H_{0\Phi} p_{\text{ср}}. \quad (44)$$

где P — расчетная продавливающая сила; $H_{0\Phi}$ — рабочая высота фундамента; $p_{\text{ср}} = 2(a_{\text{к}} + b_{\text{к}} + 2H_{0\Phi})$ — среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего основания пирамиды; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона при растяжении; k — эмпирический коэффициент, принимаемый для тяжелых бетонов равным единице.

Величина продавливающей силы P принимается равной расчетной силе N , действующей в сечении колонны у верха фундамента, за вычетом реактивного давления по площади основания пирамиды продавливания:

$$P = N - A_{\text{осн}} \sigma_{\text{гр}}, \quad (45)$$

где $\sigma_{\text{гр}} = N/A_{\text{ф}}$ — напряжение по площади подошвы фундамента; $A_{\text{осн}} = (a_{\text{к}} + 2H_{0\text{ф}})(b_{\text{к}} + 2H_{0\text{ф}})$ — площадь нижнего основания пирамиды.

Предварительную высоту фундамента можно определить из условия прочности его против среза (продавливания) по периметру колонны, которое записывается в следующем виде:

$$H_{\text{ф}} \geq \frac{N}{2(a_{\text{к}} + b_{\text{к}})R_{\text{ср}}}, \quad (46)$$

где $R_{\text{ср}} = 2R_{\text{bt}}$ — прочность бетона на срез.

Подсчитав по формуле (45) продавливающую силу P можно проверить условие (44). Как правило, оно удовлетворяется при $H_{\text{ф}}$, найденной по формуле (46).

С другой стороны высоту фундамента $H_{\text{ф}}$ необходимо назначить с учетом глубины стакана ($H_{\text{ст}}$), что должно обеспечить жесткое сопряжение сборной колонны с фундаментом:

$$H_{\text{ф}} \geq H_{\text{ст}} + h_{\text{д}} + 5 \text{ см}, \quad (46a)$$

где $H_{\text{ст}}$ — глубина стакана:

$$H_{\text{ст}} = (1,2 \div 1,5)a_{\text{к}},$$

$a_{\text{к}}$ — высота поперечного сечения колонны, $h_{\text{д}}$ — толщина днища стакана, которую назначают из условия его продавливания в момент монтажа колонны. Обычно $h_{\text{д}} \geq 20$ см.

5 см — толщина бетонной подливки в момент установки колонны в стакан (рис. 30).

Высота нижней ступени h_1 подбирается так, чтобы в ней не требовалось поперечной арматуры, т. е. из условия

$$Q \leq 0,5b_{\text{ф}} h_{01} R_{\text{bt}}, \quad (47)$$

где $Q = b_{\text{ф}} l_1 \sigma_{\text{гр}}$ — расчетная поперечная сила в сечении 2-2, h_{01} — полезная высота первой ступени фундамента. (рис. 30).

После подстановки в это условие выражения для Q получим следующую формулу для определения минимальной рабочей высоты первой (нижней) ступени фундамента:

$$h_{01} = \frac{\sigma_{гр} l_1}{0,5 R_{bt}} \quad (47a)$$

Полная высота нижней ступени $h_1 = h_{01} + a$. При этом следует помнить, что толщина защитного слоя a при наличии бетонной подготовки под подошвой фундамента принимается 35 мм, а при ее отсутствии — 70 мм.

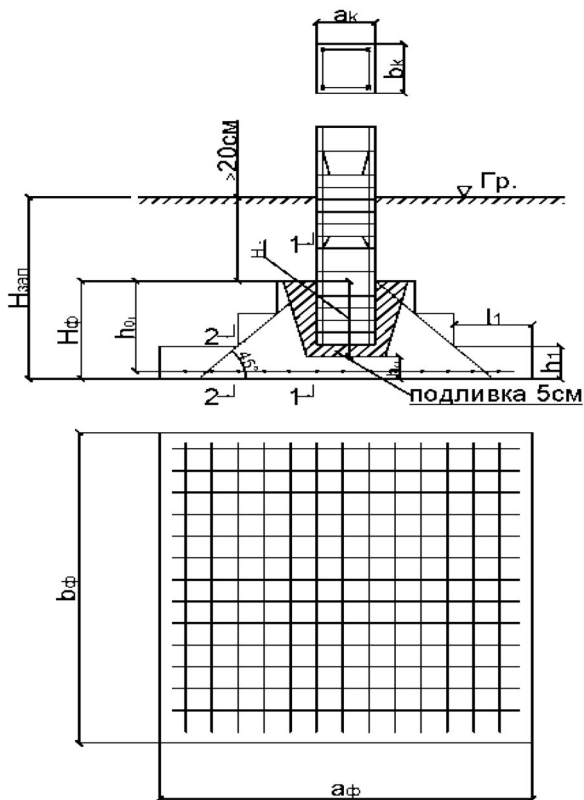


Рис. 31. Схема армирования монолитного фундамента стаканного типа

5.5. Армирование фундамента

Площадь сечения рабочей арматуры определяется из расчета на изгиб консольных выступов фундамента в сечениях 1–1 (у грани колонны) и 2–2 (у грани второго уступа) (рис. 31).

Изгибающие моменты в этих сечениях таковы:

$$M_{1-1} = \sigma_{гр} \frac{(a_{\phi} + a_k)^2}{8} b_{\phi} \quad (48)$$

$$M_{2-2} = \sigma_{гр} \frac{l_1^2}{2} b_{\phi}$$

где l_1 — вылет первой ступени.

Площадь сечение арматуры на всю ширину фундамента в каждом направлении можно найти из зависимости, приняв в ней $\eta \cong 0,9$:

$$A_s = \frac{M}{0,9h_0R_s},$$

где $h_0 = H_{\phi} - a$.

Отдельные фундаменты армируются сварными сетками (рис. 31). При этом рекомендуется ставить стержни диаметром не менее 10 мм, а шаг стержней принимать 10–20 см.

Для соединения сборных колонн с фундаментом (рис. 31) в нем устраивают стакан, глубина которого равна

$$H_{ст} = (1,2 \div 1,5)a_k,$$

где a_k — высота поперечного сечения колонны.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.1330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. М: 2012.
2. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. М: Стройиздат, 2003.
3. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. М: 2004.
4. Васильев П. И. Железобетонные конструкции гидротехнических сооружений / П. И. Васильев, Ю. И. Кононов, Я. Н. Чирков. – Киев, Донецк: Вища шк., 1982.
5. Yuri Kononov. Construction en beton arme. – СПб: Изд-во Политехнический ун-т, 1995.
6. Железобетонные и каменные конструкции / В. Н. Бондаренко, Р. О. Бакиров, В. Г. Назаренко, В. И. Римшин. М: Высш. шк., 2004.
7. Каркасные здания и сооружения: учебное пособие / В. А. Соколов, Д. А. Страхов, Л. Н. Синяков. – СПб: Изд-во Политехн. ун-та, 2007.
8. Кононов Ю. И. Железобетонные и каменные конструкции. Монолитное железобетонное ребристое перекрытие с балочными плитами : учеб. пособие / Ю. И. Кононов, М. Ю. Кононова. — СПб. : Изд-во Политехн. ун-та, 2013.

**1. Изгибающие моменты и поперечные силы
в равнопролетных неразрезных балках,
загруженных равномерно распределенной нагрузкой**

Два пролета							
x/l	M			x/l	Q		
	Влияние $q(\alpha^*)$	Влияние $p(\beta^*)$			Влияние $q(\gamma^*)$	Влияние $p(\delta^*)$	
		max(+)	min (-)			max (+)	min (-)
0,2	+0,055	0,0675	0,0125	0	+0,375	0,4375	0,0625
0,4	+0,070	0,0950	0,0250	0,2	+0,175	0,2624	0,0874
0,6	+0,045	0,0825	0,0375	0,4	-0,025	0,1359	0,1609
0,8	-0,020	0,0300	0,0500	0,6	-0,225	0,0544	0,2754
0,9	-0,675	0,0061	0,0736	0,8	-0,425	0,0119	0,4369
1,0	-0,125	0	0,1250	1,0	-0,625	0	0,6250
Мно- житель	q^2	p^2	p^2	Мно- житель	ql	pl	pl
Три пролета							
0,2				0	-0,450	0,450	0,050
0,4	+0,060	0,070	0,010	0,2	-0,20	0,275	0,075
0,6	+0,080	0,100	0,020	0,4	0	0,149	0,149
0,8	+0,060	0,090	0,030	0,6	-0,20	0,069	0,269
0,9	0	0,040	0,040	0,8	-0,40	0,028	0,428
1,0	-0,045	0,020	0,065	1,0	-0,60	0,017	0,617
1,1	-0,100	0,017	0,088	1,0	+0,5	0,583	0,083
1,2	-0,055	0,015	0,070	1,2	+0,3	0,399	0,099
1,4	-0,020	0,030	0,050	1,4	+0,1	0,254	0,154
1,5	+0,020	0,070	0,050	1,5	0	0,198	0,198
1,5	+0,025	0,075	0,050				
Мно- житель	q^2	p^2	p^2	Мно- житель	ql	pl	pl

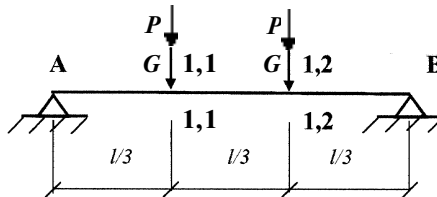
Четыре пролета							
x/l	М			x/l	Q		
	Влияние $q(\alpha^*)$	Влияние $p(\beta^*)$			Влияние $q(\gamma^*)$	Влияние $p(\delta^*)$	
		max(+)	min (-)			max (+)	min (-)
0,2	+0,0586	0,0693	0,0107	0	+0,03929	0,4464	0,0535
0,4	+0,0771	0,0986	0,0214	0,2	+0,1929	0,2717	0,0788
0,6	+0,0557	0,0879	0,0321	0,4	-0,0072	0,1461	0,1533
0,8	-0,0057	0,0374	0,0431	0,6	-0,2071	0,0660	0,2731
0,9	-0,0514	0,0163	0,0677	0,8	-0,4071	0,0247	0,4319
1,0	-0,1071	0,0134	0,1205	1,0	-0,6071	0,0134	0,6205
1,1	-0,0586	0,0145	0,0721	1,0	+0,5357	0,6027	0,0670
1,2	-0,0200	0,0300	0,0500	1,2	+0,3357	0,4187	0,0830
1,4	+0,0271	0,0736	0,0464	1,4	+0,1355	0,2742	0,1385
1,5	+0,0357	0,0804	0,0446	1,5	+0,1357	0,2190	0,1833
1,6	+0,0343	0,0771	0,0429	1,6	-0,0643	0,1755	0,2398
1,8	+0,0014	0,0417	0,0403	1,8	-0,2643	0,1222	0,3865
1,9	-0,0300	0,0310	0,0610	1,9	-0,3643	0,1106	0,4749
2,0	-0,0714	0,0357	0,1071	2,0	-0,04643	0,1071	0,5714
Мно- житель	q^2	p^2	p^2	Мно- житель	ql	pl	pl
Пять пролетов							
0,2	+0,0589	0,0695	0,0105	0	+0,395	0,447	0,053
0,4	+0,0779	0,0989	0,0211	0,2	+0,195	0,273	0,078
0,6	+0,0568	0,0884	0,0316	0,4	-0,005	0,147	0,152
0,8	-0,0042	0,0381	0,0423	0,6	-0,105	0,102	0,207
0,9	-0,0497	0,0183	0,0680	0,8	-0,405	0,026	0,431
1,0	-0,1053	0,0144	0,1196	1,0	-0,605	0,015	0,620

x/l	M			x/l	Q		
	Влияние $q(\alpha^*)$	Влияние $p(\beta^*)$			Влияние $q(\gamma^*)$	Влияние $p(\delta^*)$	
		max(+)	min(-)			max(+)	min(-)
1,1	-0,0576	0,0140	0,0717	1,0	+0,526	0,598	0,072
1,2	-0,0200	0,0300	0,0500	1,2	+0,326	0,414	0,088
1,4	0,0253	0,0726	0,0474	1,4	+0,126	0,270	0,143
1,5	0,0328	0,0789	0,0460	1,5	+0,026	0,215	0,188
1,6	0,0305	0,0753	0,0447	1,6	-0,074	0,171	0,245
1,8	-0,0042	0,0389	0,0432	1,8	-0,274	0,118	0,392
1,9	-0,0366	0,0280	0,0646	1,9	-0,374	0,106	0,480
2,0	-0,0799	0,0323	0,1112	2,0	-0,474	0,103	0,577
2,1	-0,0339	0,0293	0,0633	2,0	+0,500	0,591	0,091
2,2	+0,0011	0,0416	0,0405	2,2	+0,300	0,406	0,106
2,4	+0,0411	0,0805	0,0385	2,4	+0,100	0,260	0,160
2,5	+0,0461	0,0855	0,0395	2,5	0	0,204	0,204
Мно- житель	ql^2	$p l^2$	$p l^2$	Мно- житель	ql	$p l$	$p l$

Примечания:

1. Относительно расстояния x/l , указанные в таблице, отсчитываются от опоры А.
2. Огибающие эпюры M и Q изображены на рис.9.

**2. Изгибающие моменты и поперечные силы
в равнопролетных неразрезных балках,
загруженных сосредоточенными силами G и P**



Два пролета									
Сечение	x/l	М			Сечение	x/l	Q		
		Влияние $q(\alpha^*)$	Влияние $p(\beta^*)$				Влияние $q(\gamma^*)$	Влияние $p(\delta^*)$	
			max (+)	min (-)				max (+)	min (-)
А	0	0	0	0	А	0	0,667	0,833	-0,166
1,1	0,33	0,222	0,278	-0,056	В	1	-1,333	-	-
1,2	0,66	0,111	0,222	-0,111					
В	1	-0,333	-0,167	-					
Множитель		Gl	Pl	Pl	Множитель		G	P	P
Три пролета									
А	0	0	0	0	А	0	0,733	0,867	-0,166
1,1	0,33	0,244	0,279	-0,044	В	1	-1,267	0,044	-1,311
1,2	0,66	0,156	0,244	-0,089					
В	1	-0,267	0,044	-0,311					
2,1	1,33	0,067	0,200	-0,133	В	1	1,000	1,222	-0,222
Множитель		Gl	Pl	Pl	Множитель		G	P	P
Четыре пролета									
А	0	0	0	0	А	0	0,714	0,857	-0,143
1,1	0,33	0,238	0,286	-0,048	В	1	-1,286	0,036	-1,321
1,2	0,66	0,143	0,238	-0,095					
В	1	-0,286	-	-0,321					
2,1	1,33	0,079	0,206	-0,127	В	1	1,095	1,274	-0,178
2,2	1,66	0,111	0,222	-0,111					
С	2,00	-0,190	0,095	-0,286					
Множитель		Gl	Pl	Pl	Множитель		G	P	P

Пять пролетов									
М					Q				
	x/l	α^*	$(+)\beta^*$	$(-)\beta^*$		x/l	γ^*	$(+)\delta^*$	$(-)\delta^*$
A	0	0	0	0	A	0	0,719	0,860	-0,140
1,1	0,33	0,240	0,287	-0,047					
1,2	0,66	0,146	0,240	-0,094	B	1	-1,281	0,038	-1,319
B	1	-0,281	0,038	-0,319					
2,1	1,33	0,076	0,205	-0,129	B	1	1,070	1,262	-0,191
2,2	1,66	0,099	0,216	-0,117					
C	2,00	-0,211	0,086	-0,297	C	2	-0,930	0,274	-1,204
3,1	2,33	0,123	0,228	-0,105					
3,2	2,66	0,123	0,228	-0,105	C	2	1,000	1,242	-0,242
Множи- тель		GI	PI	PI	Множи- тель		G	P	P

Примечания:

1. Относительно расстояния x/l , указанные в таблице, отсчитываются от опоры А.
2. Схема загрузки показана на рис.10.
3. Значения моментов вычисляются в точках приложения силы и на опорах, а поперечные силы – слева и справа от опор.

3. Прочностные характеристики тяжелого бетона и арматуры

Таблица 1

Расчетные сопротивления тяжелого бетона для предельных состояний первой (R_b, R_{bt}), второй ($R_{b,ser}, R_{bt,ser}$) групп и начальные модули упругости бетона E_b , МПа

Класс	Сопротивления				E_b
	сжатию		растяжению		
	R_b	$R_{b,ser}$	R_{bt}	$R_{bt,ser}$	
B15	8,5	11	0,75	1,1	24000
B20	11,0	15	0,9	1,35	27500
B25	14,5	18,5	1,05	1,55	30000
B30	17	22	1,15	1,75	32500
B35	19,5	25,5	1,3	1,95	34500
B40	22	29	1,4	2,1	36000
B45	25	32	1,5	2,25	37000

Таблица 2

**Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний
первой (R_s , R_{sw} , R_{sc}) и второй ($R_{s,ser}$) групп, МПа**

Класс	Диаметр, мм	Сопротивление			
		растяжению		сжатию	
		R_s	$R_{s,ser}$	R_{sw}	R_{sc}
A240 (A-I)	6–40	215	240	170	215
A300 (A-II)	10–70	270	300	215	270
A300 (A-III)	6–40	355	400	285	355
A500 (A500c)	6–40	435	500	300	435
И500 (Вр-1, В500с)	3–12	415	500	300	415

Таблица 3

**Предельные значения коэффициентов ξ и A_0
в зависимости от класса бетона и класса арматуры**

Класс арматуры	Обозначение	Класс бетона					
		В25 и ниже	В30	В35	В45	В50	В60
A-I	ξ_R	0,652	0,630	0,612	0,570	0,551	0,510
	A_{0R}	0,439	0,432	0,425	0,407	0,399	0,380
A-II	ξ_R	0,632	0,610	0,592	0,550	0,531	0,490
	A_{0R}	0,432	0,424	0,417	0,399	0,390	0,370
A-III и Вр-I	ξ_R	0,604	0,582	0,564	0,521	0,500	0,464
	A_{0R}	0,422	0,413	0,405	0,381	0,376	0,355

**4. Расчет прочности изгибаемых элементов прямоугольного сечения
из бетона и арматуры любых классов,
армированных одиночной арматурой**

ξ	η	A_0	ξ	η	A_0
0,01	0,995	0,010	0,31	0,845	0,262
0,02	0,99	0,020	0,32	0,840	0,269
0,03	0,985	0,030	0,33	0,835	0,275
0,04	0,980	0,039	0,34	0,830	0,282
0,05	0,975	0,048	0,35	0,825	0,289
0,06	0,970	0,058	0,36	0,820	0,295
0,07	0,965	0,067	0,37	0,815	0,301
0,08	0,960	0,077	0,38	0,810	0,309
0,09	0,955	0,085	0,39	0,805	0,314
0,10	0,950	0,095	0,40	0,800	0,320
0,11	0,945	0,104	0,41	0,795	0,326
0,12	0,940	0,113	0,42	0,790	0,332
0,13	0,935	0,121	0,43	0,785	0,337
0,14	0,930	0,130	0,44	0,780	0,343
0,15	0,925	0,139	0,45	0,775	0,349
0,16	0,920	0,147	0,46	0,770	0,354
0,17	0,915	0,155	0,47	0,765	0,365
0,18	0,910	0,164	0,48	0,760	0,370
0,19	0,905	0,172	0,49	0,755	0,375
0,20	0,900	0,180	0,50	0,750	0,380
0,21	0,895	0,188	0,51	0,745	0,385
0,22	0,890	0,195	0,52	0,740	0,390
0,23	0,885	0,203	0,53	0,735	0,394
0,24	0,880	0,211	0,54	0,730	0,399
0,25	0,875	0,219	0,55	0,725	0,403
0,26	0,870	0,226	0,56	0,720	0,408
0,27	0,865	0,234	0,57	0,715	0,412
0,28	0,860	0,241	0,58	0,710	0,416
0,29	0,855	0,248	0,59	0,705	0,420
0,30	0,850	0,255	0,60	0,700	0,424

5. Соргаменты арматуры

Диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см ² , при числе стержней									Масса, кг/м
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,47	0,64	0,055
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,013	0,099
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,154
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	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	4,52	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	9,04	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	18,06	18,01	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	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	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	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,850
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,830
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,310
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990
40	12,566	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	8,870

СОДЕРЖАНИЕ

1. Компоновка сборных ребристых перекрытий и назначение основных размеров сборных элементов	3
2. Статический расчет элементов ребристой панели и подбор арматуры ..	8
2.1. Расчет нагрузок	8
2.2. Статический расчет плиты панели	9
2.3. Подбор арматуры в плите панели	13
2.4. Статический расчет и подбор продольной арматуры в диафрагме	18
2.5. Общие сведения о расчете поперечной арматуры в балках	21
2.6. Расчет поперечной арматуры в диафрагме при отсутствии отгибов	25
2.7. Расчет продольных ребер	27
3. Расчет сборного прогона	30
3.1. Статический расчет сборного прогона	30
3.2. Определение площади продольной арматуры сборного прогона	30
3.3. Расчет поперечной арматуры сборного прогона	39
3.4. Конструирование сборного прогона	41
4. Проектирование жесткого узла сопряжения элементов прогона между собой и с колонной	47
5. Проектирование сборных колонн и фундаментов стаканного типа	51
5.1. Основные конструктивные требования к проектированию колонн, работающих на центральное сжатие	51
5.2. Расчет колонны	54
Библиографический список	63
Приложения	64

КОНОНОВ Юрий Иосифович
КОНОНОВА Мария Юрьевна

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

СБОРНОЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЕ РЕБРИСТОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ

Учебное пособие

Компьютерная верстка *Е. А. Типцовой*

Налоговая льгота — Общероссийский классификатор продукции
ОК 005-93, т. 2; 95 3005 — учебная литература

Подписано в печать 25.11.2013. Формат 60×84/16.
Усл. печ. л. 4,5. Тираж 200. Заказ 317.

Санкт-Петербургский государственный политехнический университет.
Издательство Политехнического университета,
член Издательско-полиграфической ассоциации университетов России.
Адрес университета и издательства:
195251, Санкт-Петербург, Политехническая, 29.