

ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический  
университет»

Кафедра строительных конструкций оснований и фундаментов  
им. Ю.М. Борисова

**28-2018**

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ  
ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ  
С МОСТОВЫМИ КРАНАМИ**

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ**

*к выполнению курсового проекта № 2  
для студентов 4,5 курсов, обучающихся по направлению  
08.03.01 "Строительство" и специальности  
08.05.01 "Строительство уникальных  
зданий и сооружений" всех форм обучения*

Воронеж 2018

УДК 624.012.35

ББК 38.53

*Составители к.т.н., доцент С.А. Пинаев,  
к.т.н., доцент А.Э. Поликутин, к.т.н., доцент Д.В. Панфилов,  
аспирант А.В. Левченко*

**Железобетонные конструкции одноэтажного промышленного здания с мостовыми кранами:** методические указания к выполнению курсового проекта № 2 для студентов 4,5 курсов, обучающихся по направлению 08.03.01 "Строительство" и специальности 08.05.01 "Строительство уникальных зданий и сооружений" всех форм обучения / ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет»; сост. С.А. Пинаев, А.Э. Поликутин, Д.В. Панфилов, А.В. Левченко. – Воронеж, 2018. – 54 с.

Рассмотрена последовательность выполнения курсового проекта. Даны указания по выбору конструктивной схемы здания. Приводится методика проектирования железобетонных конструкций. Указаны способы определения усилий, подбора поперечного сечения и конструирования железобетонных конструкций одноэтажного промышленного здания, а также требования к составу и объему курсового проекта и некоторые справочные данные для проектирования и расчета конструкций.

Предназначены для студентов 4,5 курсов, обучающихся по направлению 08.03.01 "Строительство" и специальности 08.05.01 "Строительство уникальных зданий и сооружений" всех форм обучения.

Табл. 3. Ил. 20. Библиогр.: 6 назв.

УДК 624.012.35

ББК 38.53

**Рецензент** д.т.н, проф. А.А. Свентиков

*Печатается по решению учебно-методического совета ВГТУ*

© ФГБОУ ВО «Воронежский  
государственный технический  
университет», 2018

## ВВЕДЕНИЕ

Второй курсовой проект по железобетонным конструкциям предусматривает проектирование несущих железобетонных конструкций одноэтажного промышленного здания с мостовыми кранами. Курсовой проект состоит из двух частей: первая – пояснительная записка (включает в себя расчеты конструкций), вторая – чертежи конструкций. Расчет конструкций включает в себя подбор (проверку) сечений и армирования, конструирование несущих конструкций покрытия (ребристой плиты, стропильной конструкции – двускатной балки или фермы), статический расчет поперечной рамы (с учетом нагрузок и воздействий от мостовых кранов), крайней колонны, фундамента. Несущие конструкции покрытия должны быть рассчитаны по двум группам предельных состояний.

Выбор конструктивной схемы здания определяется заданием, в котором также представлены район строительства, геометрические размеры и высота здания, грузоподъемность мостового крана, класс бетона для каждого типа конструкции, расчетное сопротивление грунта основания.

Текстовая часть курсового проекта (пояснительная записка и расчеты) оформляется на листах формата А4, графическая часть (чертежи конструкций) состоит из 3-х листов формата А2. При оформлении расчетов должны быть представлены пояснительные чертежи (расчетные схемы, поперечные сечения элементов конструкций, эпюры действующих усилий, конструкции отдельных узлов), все рисунки должны быть пронумерованы.

В тексте методического указания приведены авторские рисунки.

### I. ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

Пояснительная записка начинается с титульного листа, далее приводится содержание, после описывается задание на курсовой проект, приводятся нормативные документы, обязательные для использования при работе над курсовым проектом. После этого раздела необходимо подшить в пояснительную записку бланк задания, выданный студенту. В пояснительной записке приводятся все расчеты, схемы, таблицы по всем проектируемым конструкциям. К пояснительной записке прикладываются (не подшиваются) листы чертежей сложенные (после защиты КП) по Приложению «Г» ГОСТ 2.501-2013.

### II. РАСЧЕТЫ И КОНСТРУИРОВАНИЕ

#### 1. Конструктивное решение здания. Компоновка поперечной рамы

Пространственная жесткость и устойчивость одноэтажного каркасного здания в поперечном направлении обеспечивается поперечными рамами, в про-

дольном – продольными рамами (образованными колоннами, элементами покрытия, подкрановыми балками и вертикальными связями). Здания большой протяженности разбивают на отдельные температурные блоки, длина которых не должна превышать 72 м для отапливаемых каркасных зданий (Приложение б) или согласно расчету.

Поперечники одноэтажных производственных зданий представляют собой рамы, состоящие из колонн, заземленных в фундаментах и шарнирно связанных с ригелями (балки, фермы) покрытия.

При компоновке здания наружные грани колонн крайних рядов совмещаются с разбивочной осью (нулевая привязка) в зданиях при шаге колонн 6 м и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т включительно. Наружные грани колонн смещаются с продольных осей на 250 мм наружу (привязка "250") в зданиях с мостовыми кранами большей грузоподъемности, а также при шаге колонн 12 м. Геометрические оси торцевых колонн и парных колонн у поперечных температурных швов смещают с поперечных разбивочных осей на 500 мм (рис. 1).

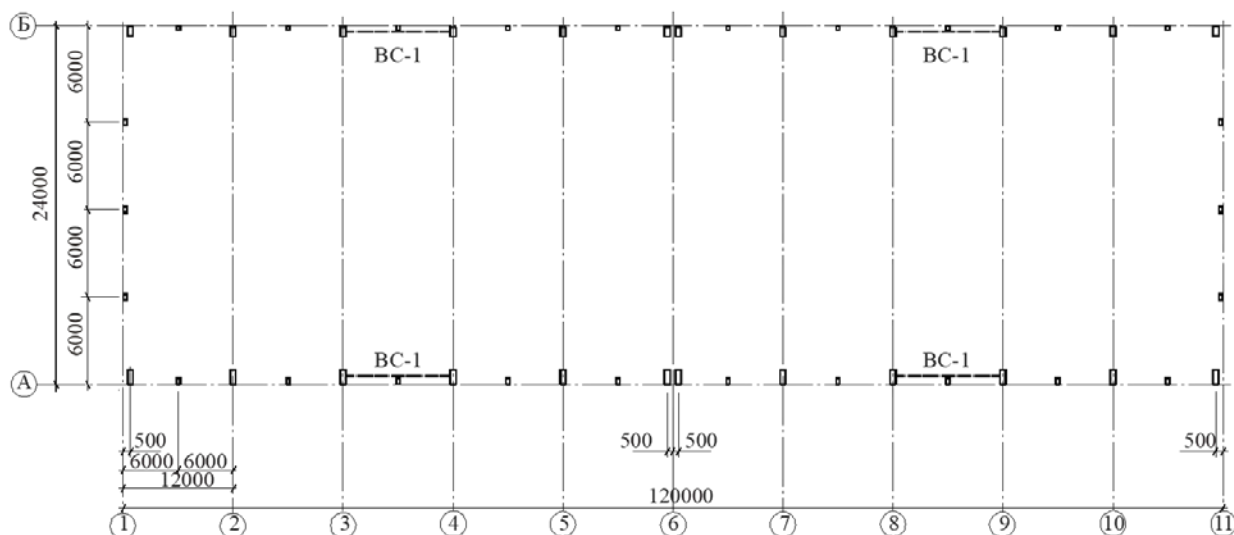


Рис. 1. Монтажный план колонн

Колонны здания могут быть сплошными прямоугольного сечения или сквозными двухветвевыми. При выборе конструкции колонны следует учитывать грузоподъемность мостового крана и высоту здания.

Сплошные колонны применяют при кранах грузоподъемностью до 30 т, высоте здания до 10,8 м и шаге колонн 6 м. При иных параметрах здания применяются двухветвевые колонны. Ширина поперечного сечения сплошной колонны назначается 400 мм, двухветвевой колонны 500 мм. Высота поперечного сечения надкрановой части принимается равной 380 мм при нулевой привязке или 600 мм при привязке "250". Высота поперечного сечения подкрановой части сплошных колонн – 600...800 мм. Высота поперечного сечения подкрановой части двухветвевой колонны назначается 1000 мм при нулевой привязке

или 1300...1400 мм при привязке "250", высота сечения ветви – 250 или 300 мм, шаг поперечных распорок принимают равным 2...3 м, а от уровня пола до низа первой распорки должно быть не менее 1,8 м (для обеспечения прохода).

Длину колонн при компоновке поперечной рамы назначают равной расстоянию от низа ригеля до верха фундамента, расположенного ниже уровня пола на 150 мм. Глубина заделки колонны в фундаменте определяется при расчете фундамента. Высота надкрановой части колонны равна  $H_n = (H_{кр} + 100) + (H_{нб} + 150)$ , а высота подкрановой части от обреза фундамента равна  $H_n = (H_{зр} + 150) - (H_{нб} + 150)$ . Общая длина колонны округляется в большую сторону до размера кратного 1,2 м.

Геометрическая схема поперечной рамы одноэтажного однопролетного производственного здания приведена на рис. 2. Габаритный размер мостового крана по высоте  $H_{кр}$ , высота подкрановых балок  $H_{нб}$  в зависимости от шага колонн и грузоподъемности крана приведены в *Приложении 2*.

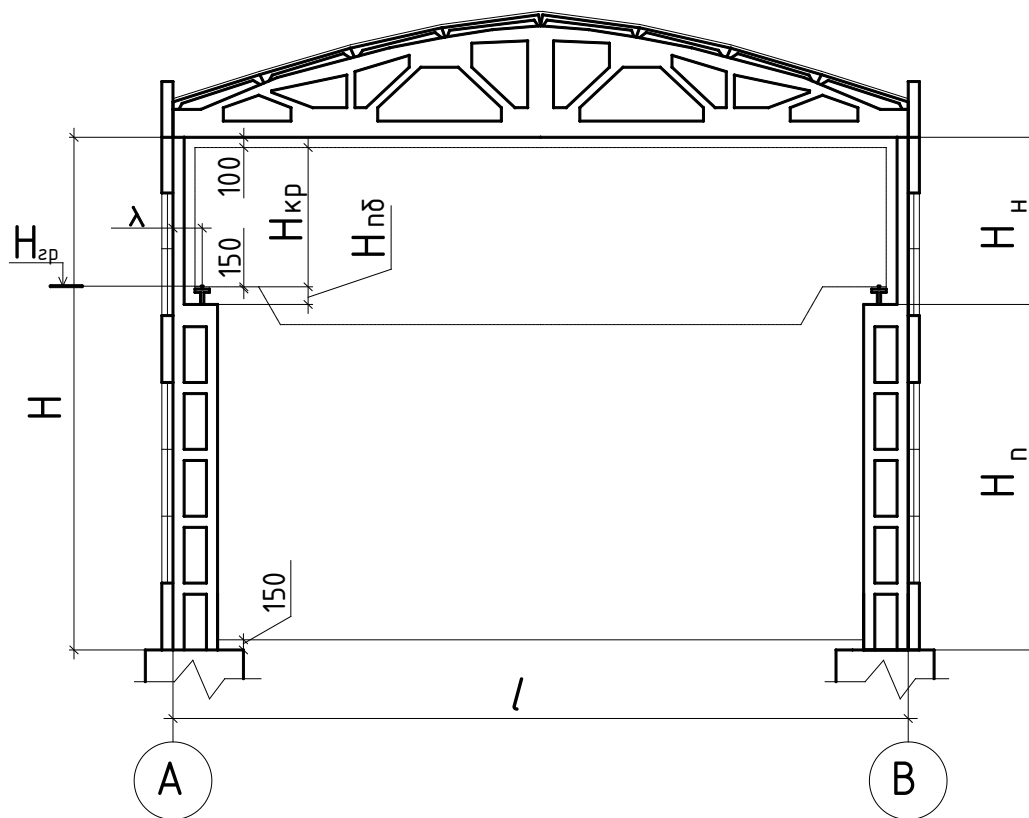


Рис. 2. Схема поперечной рамы производственного здания

Размеры консолей сплошных колонн назначают так, чтобы расстояние от оси подкрановой балки до края консоли было не менее 200 мм. Расстояние от разбивочной оси здания до оси подкрановой балки при мостовых кранах грузоподъемностью до 50 т назначается равным  $\lambda = 750$  мм.

## 2. Проектирование железобетонных конструкций покрытия

### 2.1. Расчет и конструирование ребристой плиты покрытия

#### *Рекомендации по назначению геометрических размеров*

Плиты покрытий одноэтажных промышленных зданий представляют собой крупные ребристые плиты размерами 3×12 и 3×6 м. Высота плит принимается равной 300...450 мм. Плиты состоят из двух продольных ребер, поперечных ребер и полки плиты, толщина которой принимается равной 30...50 мм. Среднее поперечное ребро в плитах длиной 12 м выполняется большей высотой с целью увеличения пространственной жесткости плиты. Плиты имеют уширения в углах – вуты, которыми обеспечивается надежность работы плиты при систематических воздействиях горизонтальных усилий, возникающих от торможения мостовых кранов. Конструкция ребристой плиты покрытия размером 3×12 м представлена на рис. 3а, размером 3×6 м на рис. 3б.

#### *Материалы для изготовления плиты*

Ребристые плиты выполняют из бетона класса В20...В35, продольные ребра армируют напрягаемой продольной стержневой арматурой классов А600, А800 и А1000, канатами К-7, К-19; поперечная и монтажная арматура принимается из арматуры классов А240, А400 и А500, сварные сетки – из проволоочной арматуры класса В500. Поперечные ребра армируют продольной ненапрягаемой арматурой классов А400 и А500 и поперечной А240.

#### *Определение нагрузок на плиту*

На плиту действуют постоянные нагрузки от веса конструкции кровли и собственного веса плиты, а также временная нагрузка – кратковременная снеговая, в том числе длительная часть снеговой нагрузки, принятая с понижающим коэффициентом [2]. Нагрузка на 1 м<sup>2</sup> плиты представлена в табл. 1.

#### *Расчет продольных ребер плиты по нормальным сечениям*

В расчетной схеме продольные ребра представляют собой однопролетную балку, шарнирно опертую по концам на стропильную конструкцию.

Расчетный пролет продольных ребер равен пролету плиты  $l_o$ , принимаемому равным расстоянию между осями ее опор. Расчетная схема плиты (продольных ребер) представлена на рис. 4а. Плита загружена равномерно распределенной погонной нагрузкой:  $q = \sum(g + s) \cdot B_{пл}$ , где  $B_{пл}$  – номинальная ширина плиты. Расчетное эквивалентное поперечное сечение плиты – тавровое (рис. 4б) с шириной ребра  $b$ , равной средней ширине двух ребер, и шириной полки  $b'_f$  равной расчетной ширине плиты, но с учетом требований [1] по ограничению свесов сжатых полок ( $b'_{f1}$  – от грани ребра до конца свеса, рис. 4б) таврового сечения: при  $h'_f \geq 0.1h$ ,  $b'_{f1} \leq 6h'_f$ ; при  $0.05h \leq h'_f < 0.1h$ ,  $b'_{f1} \leq 3h'_f$ ; при  $h'_f < 0.05h$ ,  $b'_{f1}$  не учитывается.

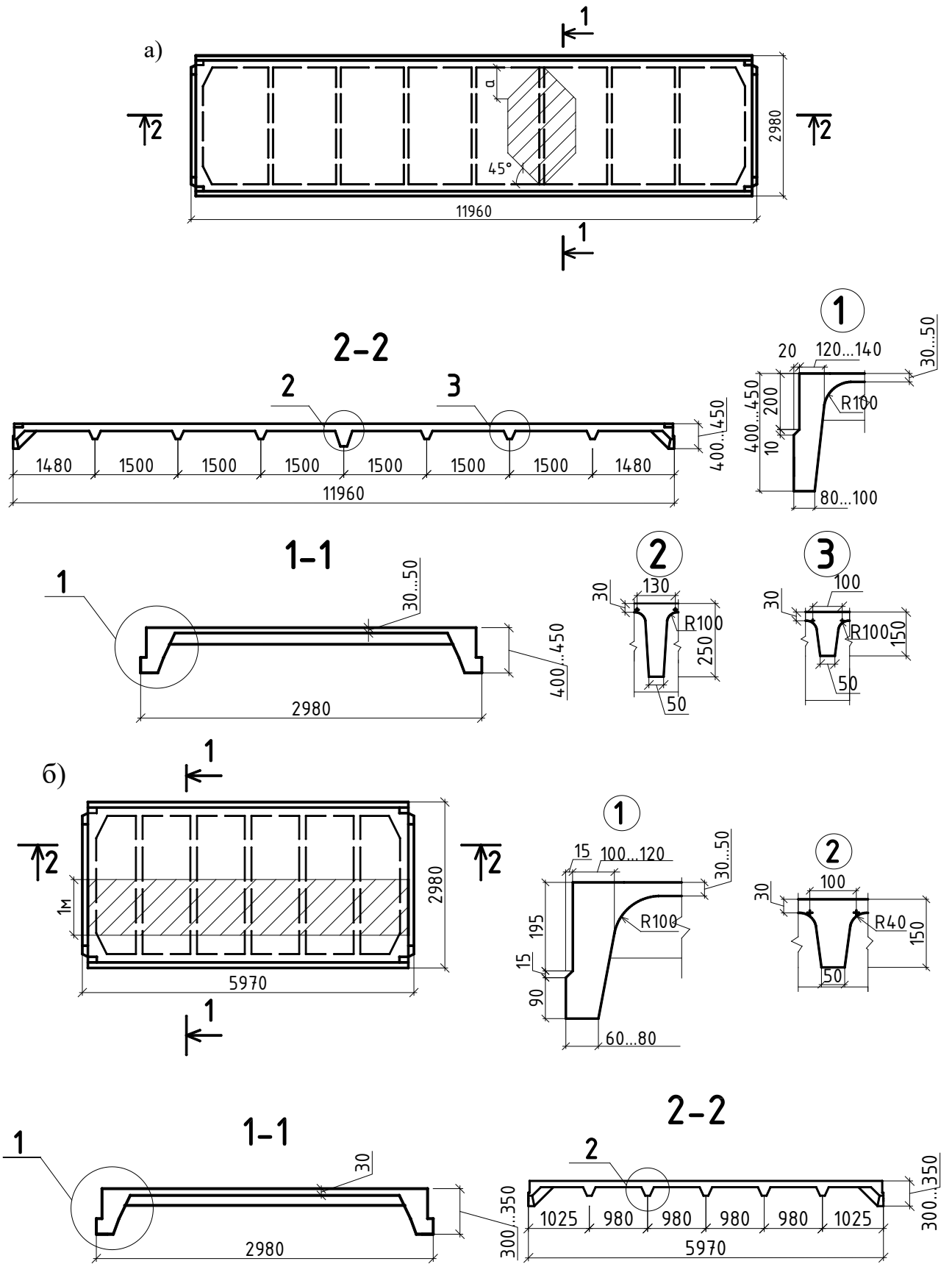


Рис. 3. а) ребристая плита покрытия размером 3×12 м;  
 б) ребристая плита покрытия размером 3×6 м.

## Сбор нагрузок на плиту покрытия

Нагрузка	Нормативное значение, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетное значение, кН/м <sup>2</sup>
I. Постоянная			
1. Кровля из рулонных материалов (трехслойная)	$g_{n1}$	1,3	$g_1 = g_{n1} \times 1,3$
2. Стяжка (цементно-песчаная)	$g_{n2}$	1,3	$g_2 = g_{n2} \times 1,3$
3. Утеплитель	$g_{n3}$	1,3	$g_3 = g_{n3} \times 1,3$
4. Пароизоляция	$g_{n4}$	1,3	$g_4 = g_{n4} \times 1,3$
5. Ребристая плита покрытия	$g_{n5}$	1,1	$g_5 = g_{n5} \times 1,1$
Итого постоянная:	$\sum g_{ni}$		$\sum g_i$
II. Кратковременная снеговая	$s_n = s/1,4$	1,4	$s$
В т. ч. длительная	$s_{n1} = s_1/1,4$	1,4	$s_1 = 0,5 \times s$
Итого полная:	$\sum g_{ni} + s_n$		$\sum g_i + s$
Итого полная длительная:	$\sum g_{ni} + s_{n1}$		$\sum g_i + s_1$

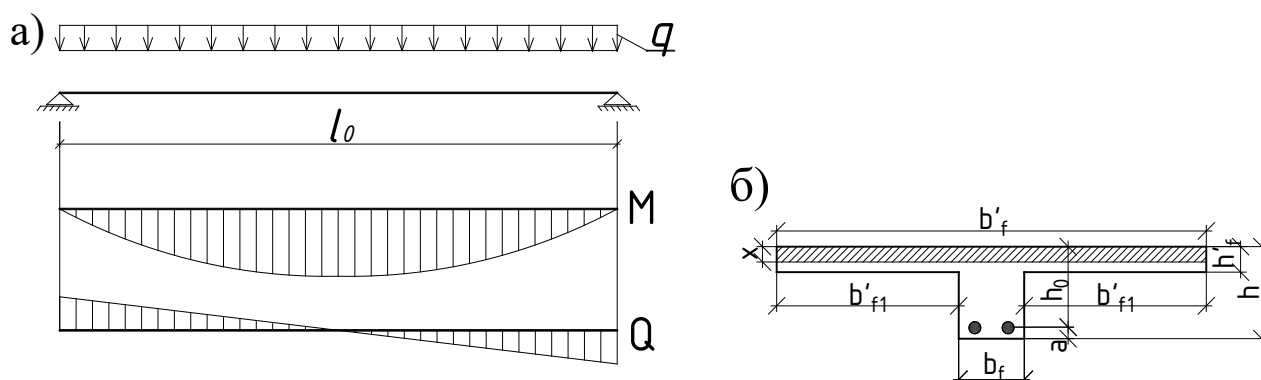


Рис. 4. Расчетная схема продольных ребер (а) и их расчетное поперечное сечение (б)

Расчетные усилия, действующие в продольных ребрах плиты:

– изгибающий момент в середине пролета  $M = \frac{q \cdot l_o^2}{8}$ ,

– поперечная сила на опоре  $Q = \frac{q \cdot l_o}{2}$ .

Расчет площади поперечного сечения продольной напрягаемой арматуры производится по максимальному изгибающему моменту как для балки таврового сечения, армированной одиночной арматурой.

Предполагая, что нейтральная ось находится в полке тавра, рассматриваем прямоугольное поперечное сечение шириной  $b'_f$ . Для прямоугольного поперечного сечения определяем  $\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{bl} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_o^2}$ . По  $\alpha_m$  находим  $\xi$  и  $\zeta$  по Прило-



жению 5. Определяем высоту сжатой зоны  $x = \xi h_0$ . Если  $x \leq h'_f$ , то нейтральная ось действительно (то есть предположение было верным) проходит в полке тавра, тогда требуемая площадь поперечного сечения продольной арматуры продольных ребер определяется из выражения:  $A_{sp} = \frac{M}{\gamma_{s6} \cdot R_s \cdot \zeta \cdot h_0}$ ,

где  $\gamma_{s6}$  – коэффициент, учитывающий работу высокопрочной арматуры за условным пределом текучести при  $\xi < \xi_R$ , определяется по формуле:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) * \left( \frac{2 * \xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \eta,$$

где  $\eta$  – коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов:

A600	1,20
A800, B-500, K-7, K-19	1,15
A1000 и Ат1200	1,10

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны определяется по формуле 8.1.6. [1]:

$$\xi_R = \frac{x_R}{\xi_0} = \frac{0.8}{\left(1 + \frac{\xi_{s,el}}{\xi_{b2}}\right)}$$

где  $\varepsilon_{s,el}$  – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных  $R_s$ , определяемая по формуле 8.2 [1]:

$$\xi_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}$$

$\xi_{b2}$  – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных  $R_b$ , принимаемая в соответствии с указаниями п. 6.1.20 [1].

По найденной площади арматуры  $A_{sp}$  подбирают требуемое количество стержней принятого класса арматуры согласно сортаменту (Приложение 4).

Если окажется, что  $x > h'_f$ , то есть нейтральная ось находится в ребре тавра, то необходимо рассчитывать тавровое поперечное сечение (не приводя его к прямоугольному).

*Расчет продольных ребер плиты по наклонным сечениям.*

Расчет по наклонной сжатой полосе.

Прочность продольных ребер плиты по наклонным сечениям проверяем по максимальному значению поперечной силы  $Q$ .

Прочность по наклонной сжатой полосе обеспечена при выполнении условия 8.55 [1]:

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

где  $\varphi_{b1}$  – коэффициент, принимаемый равным 0.3.

Расчет по наклонной трещине.

Для приопорных участков длиной  $0,25 \times l$  принимаем, согласно [1], шаг

поперечных стержней  $S \leq 0,5 \times h_0$ ,  $S \leq 300$  мм, диаметр поперечных стержней – исходя из минимального значения (0.25ds или 6 мм).

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном сжатой зоны по формуле 8.57 [1]:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c},$$

где  $\varphi_{b2}$  – коэффициент, принимаемый равным 1.5.

При этом должны удовлетворяться условия:

$$0.5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \leq Q_b \leq 2.5R_{bt} \cdot b \cdot h_0.$$

Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой, определяется по формуле 8.58 [1]:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot c,$$

где  $\varphi_{sw}$  – коэффициент, принимаемый равным 0.75;

$q_{sw}$  – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента, определяется по формуле 8.59 [1]:  $q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S}$ ,

где  $c$  – проекция наклонной трещины на продольную ось элемента, определяется с учетом условия:  $h_0 \leq c \leq 2 \cdot h_0$ .

Проверяем условие прочности по наклонному сечению по формуле 8.56 [1]:

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

При невыполнении этого условия необходимо повторить расчет, предварительно уменьшив шаг или увеличив диаметр поперечных стержней.

Уточнив расчетом шаг и диаметр расчетных поперечных стержней, назначаем шаг конструктивных поперечных стержней, устанавливаемых на среднем участке продольных ребер согласно [1]:  $S \leq 0,75 \times h_0$ ,  $S \leq 500$  мм.

### *Расчет поперечных ребер плиты*

Расчетный пролет поперечных ребер  $l_0$  равен расстоянию в свету между внутренними гранями продольных ребер. Расчетная схема представлена на рис. 5, расчетное поперечное сечение поперечного ребра (как и продольного) – тавровое (рис. 4б) с шириной ребра  $b$ , равной средней ширине поперечного ребра, и шириной полки  $b'_f$ , равной шагу поперечных ребер.

На поперечное ребро действуют нагрузки от собственного веса ребра ( $q$ ), а также от собственного веса полки плиты и от веса кровли и снега ( $q_1$ ).

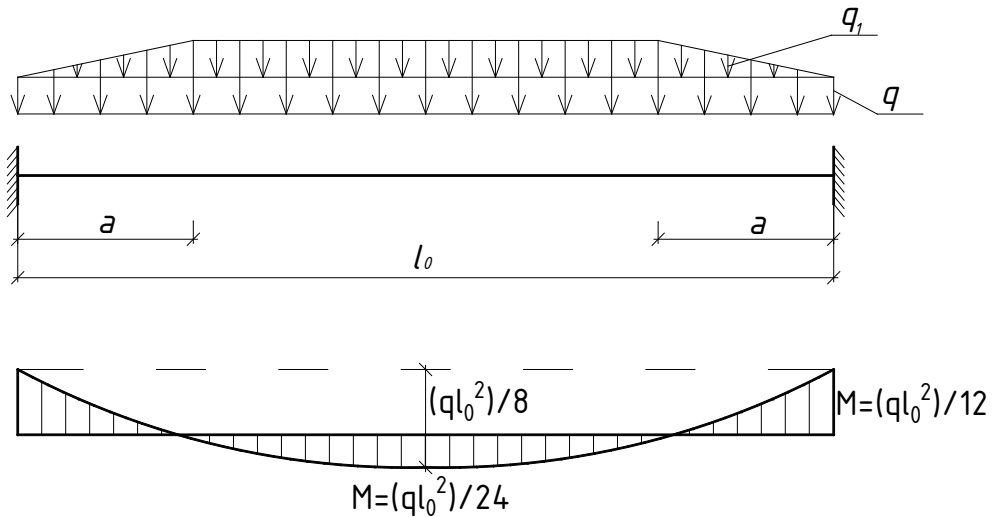


Рис. 5. Расчетная схема поперечного ребра

Расчетные усилия:

– изгибающий момент на опоре:

$$M_{\text{оп}} = M_{\text{оп}}^q + M_{\text{оп}}^{q_1} = \frac{q \cdot l_0^2}{12} + \frac{q_1 \cdot l_0^2}{12} \cdot \left[ 1 - 2 \cdot \left( \frac{a}{l_0} \right)^2 + \left( \frac{a}{l_0} \right)^3 \right],$$

– изгибающий момент в пролете:  $M_{\text{пр}} = M_{\text{пр}}^q + M_{\text{пр}}^{q_1} = \frac{q \cdot l_0^2}{24} + \left\{ \frac{q_1 \cdot l_0^2}{8} - M_{\text{оп}}^{q_1} \right\}$ ,

– поперечная сила на опоре:  $Q = \frac{(q+q_1) \cdot l_0 - q_1 \cdot a}{2}$ ,

где  $a$  – участок снижения нагрузки, равный половине шага поперечных ребер (рис. 3, 5);

$q$  – нагрузка от собственного веса поперечного ребра;

$q_1$  – полная (с учетом постоянных и временных) нагрузка без учета собственного веса поперечного ребра.

Расчет площади поперечного сечения нижней (расчетной пролетной) продольной арматуры производим по максимальному изгибающему моменту в пролете как для балки таврового сечения, армированной продольной одиночной арматурой.

Определяем положение нейтральной оси. Находим:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot h_o^2}, \text{ по } \alpha_m \text{ находим } \zeta, \xi \text{ по Приложению 5.}$$

Высота сжатой зоны  $x = \xi \times h_o$ , при  $x \leq h'_f$  сечение рассчитываем как прямоугольное шириной  $b'_f$ .

Тогда требуемая площадь арматуры:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_o} \text{ (при выполнении условия } \xi < \xi_R \text{).}$$

По найденной площади арматуры  $A_s$  подбираем требуемое количество стержней принятого класса арматуры по сортаменту (Приложение 4).

Расчет площади поперечного сечения верхней (расчетной опорной) про-

дольной арматуры производим по изгибающему моменту на опоре, аналогично расчету нижней продольной арматуры (при этом, поперечное сечение поперечного ребра принимается прямоугольным, шириной, равной ширине поперечного ребра).

Допускается определять пролетный и опорный изгибающие моменты по равномоментной схеме ( $M_{оп} = M_{пр}$ ) с учетом развития пластических шарниров.

Расчет прочности поперечных ребер по наклонному сечению производится аналогично расчету наклонного сечения продольного ребра.

#### *Расчет полки плиты по прочности*

Полка плиты при шаге поперечных ребер  $d/B_o < 1/2$  ( $d$  – расстояние между поперечными ребрами,  $B_o$  – расстояние между продольными ребрами) работает на изгиб как многопролетная неразрезная балка шириной 1 м пролетом  $l_o$ , равным расстоянию в свету между поперечными ребрами.

Нагрузка на полку плиты ( $\text{кН/м}^2$ ) будет состоять из нагрузки от конструкции кровли, снеговой нагрузки и собственного веса полки.

При определении усилий, действующих на полку плиты, рассмотрим полосу шириной  $b = 1$  м, тогда максимальный изгибающий момент равен:

$$M = \frac{b \cdot q \cdot l_o^2}{11}.$$

Полка плиты армируется сварной сеткой из арматуры класса Вр-500, расположенной посередине ее толщины так, чтобы был обеспечен защитный слой бетона не менее  $a = 10$  мм.

Находим:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_o^2}, \text{ по } \alpha_m \text{ находим } \zeta, \xi \text{ по Приложению 5.}$$

Требуемая площадь арматуры:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_o}.$$

По найденной площади арматуры  $A_s$  подбираем требуемое количество стержней в продольном направлении плиты на 1 м ширины плиты (Приложение 4).

В ребристых плитах с шагом поперечных  $d/B_o \geq 1/2$  изгибающие моменты должны быть определены как в плите, опертой по контуру и работающей в двух направлениях [4, 6]. При этом расчет нормальных сечений необходимо провести два раза с целью подбора продольной арматуры в двух направлениях.

#### *Расчет продольных ребер плиты по предельным состояниям второй группы*

Уровень предварительного напряжения арматуры назначаем в зависимости от используемой арматуры согласно п. 9.1.1 [1]:

- $\sigma_{sp} < 0,9R_{s,n}$  – горячекатаная и термомеханически упрочненная арматура;
- $\sigma_{sp} < 0,8R_{s,n}$  – холоднодеформированная арматура (проволока) и арматурные канаты.

Определяем геометрические характеристики приведенного поперечного сечения плиты (рис. 6).

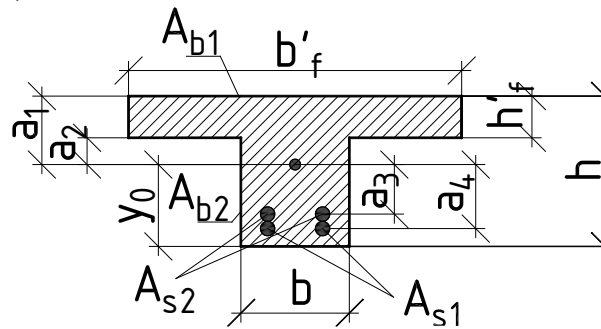


Рис. 6. Приведенное сечения плиты

Площадь приведенного поперечного сечения:

$$A_{red} = A_{b1} + A_{b2} + \alpha * A_{s1} + \alpha * A_{s2}, \text{ где } \alpha = \frac{E_s}{E_b}.$$

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани плиты:

$$S_{red} = \sum A_i * y_i$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани плиты:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}}$$

Момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$J_{red} = \sum (J_i + A_i * a_i^2).$$

Момент сопротивления для крайнего сжатого волокна:

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y_0}.$$

Ядровые расстояния:

$$r_B = \frac{J_{red}}{A_{red} * y_0};$$

$$r_H = \frac{J_{red}}{A_{red} * (h - y_0)}.$$

#### Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Потери предварительного напряжения определяются в соответствии с п. 9.1.2 [1].

При натяжении арматуры на упоры следует учитывать:

*Первые потери* ( $\sigma_{los 1}$ ):

1. От релаксации напряжений стержневой арматуры (А600...А1000) при электротермическом способе натяжения (формула 9.2 [1]):

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0.03\sigma_{sp}.$$

2. От температурного перепада (формула 9.5 [1]):

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1.25 * \Delta t.$$

$\Delta t = 65 \text{ } ^\circ\text{C}$  (при отсутствии иных данных)

3. От деформации стальной формы и ее упоров (формула 9.6 [1]):

$$\Delta\sigma_{sp3} = \frac{n-1}{2n} * \frac{\Delta l}{l} * E_s.$$

При отсутствии данных о конструкции формы и технологии изготовления допускается принимать  $\Delta\sigma_{sp3} = 30 \text{ МПа}$ .

4. От деформации анкеров натяжных устройств (формула 9.7 [1]):

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} * E_s.$$

При электротермическом способе натяжения арматуры потери от деформации анкеров не учитывают ( $\Delta\sigma_{sp4} = 0$ ).

*Вторые потери* ( $\sigma_{los 2}$ ):

5. От усадки бетона (формула 9.8 [1]):

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} * E_s,$$

где  $\varepsilon_{b,sh}$  – деформации усадки бетона, значения которых можно приближенно принимать в зависимости от класса бетона равными 0.0002 (для бетона классов В35 и ниже).

6. От ползучести бетона (формула 9.9 [1]):

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0.8 * \alpha * \varphi_{b,cr} * \sigma_{bp}}{1 + \alpha * \mu_{spj} * \left(1 + \frac{y_{sj}^2 * A_{red}}{J_{red}}\right) * (1 + 0.8 * \varphi_{b,cr})},$$

где  $\varphi_{b,cr}$  – коэффициент ползучести бетона, для В30  $\varphi_{b,cr} = 2.3$ ;

$\sigma_{bp}$  – напряжения обжатия бетона;

$y_s$  – расстояние между центрами тяжести стержней и центром тяжести сечения;

$\mu_{sp}$  – коэффициент армирования  $\mu_{spj} = \frac{A_{sp}}{A}$ .

Суммарные потери:

$\sigma_{los} = \sigma_{los 1} + \sigma_{los 2}$ , следует принимать не менее 100 МПа (согласно п. 9.1.10 [1]).

Предварительные напряжения с учетом первых потерь:

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{los 1}$$

Усилие в бетоне при обжатии после первых потерь определяется по формуле 9.11 [1]:

$$P_1 = \sigma_{sp1} * A_{sp}$$

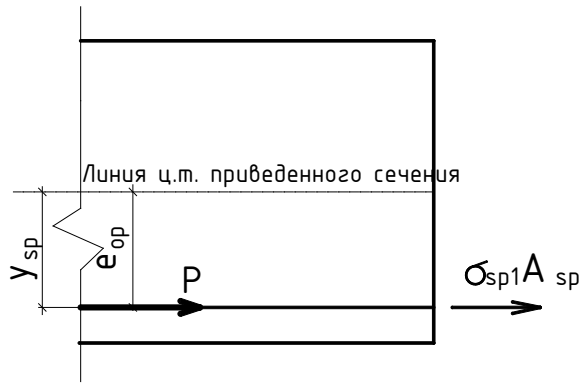


Рис. 7. К определению эксцентриситета усилия предварительного обжатия ( $e_{0p}$ )

Эксцентриситет усилия относительно центра тяжести приведенного сечения (рис. 7) определяют:

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp}}{P_{(1)}}.$$

Поскольку продольные ребра армируем предварительно напряженной арматурой, расположенной только в нижней (растянутой) зоне без учета конструктивной арматуры, то усилие  $P$  совпадает с усилием в арматуре и, соответственно,  $y_{sp} = e_{0p}$ .

Напряжения в бетоне при передаче усилия предварительного напряжения с учетом первых потерь определяются по формуле 9.14 [1]:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} * e_{0p} * y}{I_{req}}$$

Передаточную прочность бетона к моменту обжатия  $R_{bp}$  (не менее 15 МПа и не менее 50% от класса бетона) устанавливаем так, чтобы при обжатии не создавался слишком высокий уровень напряжения, то есть должно соблюдаться условие  $\sigma_{bp} < 0.9 R_{bp}$  (9.1.11 [1]).

Длину зоны передачи предварительного напряжения на бетон для арматуры без дополнительных анкерующих устройств определяют по формуле 10.1 [1]:

$l_p = \frac{\sigma_{sp} * A_s}{R_{bond} * u_s}$  и принимают не менее 10 диаметров стержней и не менее 200 мм (для канатов не менее 300 мм).

*Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси продольных ребер плиты*

Выполняем расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси, для выявления необходимости проверки по ширине раскрытия трещин.

Нормальные трещины не образуются при выполнении условия 8.116 [1]:

$$M \leq M_{crs},$$

где  $M$  – изгибающий момент от полной **нормативной** нагрузки, равный

$$M = \frac{q_n \cdot l_o^2}{8};$$

$M_{crc}$  – момент образования трещин, равный  $M_{crc} = R_{bt,ser} \times W_{pl} + M_{rp}$ ,  
 где  $M_{rp}$  – момент усилия обжатия  $P_2$  (с учетом полных потерь) относительно оси, проходящей через условную ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны;

$W_{pl}$  – упругопластический момент сопротивления железобетонного сечения по растянутой зоне, определяемый по формуле 8.122 [1];

$e_{op}$  – эксцентриситет усилия обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения;

$r_e$  – расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, до центра тяжести приведенного сечения [1].

$$M_{rp} = P_2 \times (e_{op} + r_e),$$

$$W_{pl} = 1,3W_{red},$$

где  $W_{red}$  – упругий момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне сечения.

*Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси*

Расчет по раскрытию трещин производят из условия 8.118 [1]:

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult},$$

Согласно п. 8.2.7 [1] расчет железобетонных элементов следует производить по продолжительному и по непродолжительному раскрытию трещин.

Ширину продолжительного раскрытия трещин определяют по формуле 8.119 [1]:

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

а ширину непродолжительного раскрытия трещин – по формуле 8.120 [1]

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

где  $a_{crc1}$  – ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$a_{crc2}$  – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок;

$a_{crc3}$  – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Значение  $a_{crc,ult}$  (предельно допустимая ширина раскрытия трещин) определяется согласно п. 8.2.6. [1].

Согласно формуле 8.2.15 [1] ширина раскрытия нормальных трещин равна:

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

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

$\varphi_1 = 1$  при непродолжительном действии нагрузки;

$\varphi_1 = 1.4$  при продолжительном действии нагрузки;

$\varphi_2$  – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры:  $\varphi_2 = 0.5$  (для арматуры периодического профиля);



$\varphi_3$  – коэффициент, учитывающий характер нагружения:  $\varphi_3 = 1.0$  (для изгибаемого элемента);

$\psi_s$  – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами, определяется по формуле 8.138 [1]:

$$\psi_s = 1 - 0.8 * \frac{M_{crc}}{M},$$

$\sigma_s$  – напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки, определяемое по формуле 9.40 [1]:

$$\sigma_s = \frac{M - P * (z - e_{sp})}{z * A_s},$$

где  $z$  – расстояние от центра тяжести арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне (согласно 9.3.11 [1] для элементов прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне и двутаврового поперечного сечения допускается принимать  $z=0.7h_0$ );

$e_{sp}$  – расстояние от центра тяжести арматуры до точки приложения усилия обжатия,  $e_{sp} = y_{sp} - e_{op} = 0$ , т.к. усилие обжатия совпадает с центром тяжести арматуры;

$l_s$  – базовое (без учета влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами, определяемое согласно п. 8.2.17 [1]:

$l_s = 0.5 * \frac{A_{bt}}{A_s} * d_s$  и принимают не менее 10 диаметров анкеруемого стержня и не менее 10 см, а также не более 40 диаметров анкеруемого стержня и не более 40 см.

Поскольку  $z=0.7h_0$ , то  $x=0.9h_0$ , следовательно высота растянутой зоны бетона  $x_t=0.1h_0$ . При этом значение  $A_{bt}$  принимают равным площади сечения при ее высоте в пределах не менее  $2a$  и не более  $0.5h$  (где  $a$  – защитный слой арматуры,  $h$  – высота поперечного сечения элемента).

### *Расчет прогиба плиты*

Согласно п. 8.2.19 [1] расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям производят с учетом эксплуатационных требований, предъявляемых к конструкциям.

Расчет по деформациям следует производить:

– при ограничении деформаций технологическими или конструктивными требованиями на действие постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок;

– при ограничении деформаций эстетическими требованиями на действие постоянных и временных длительных нагрузок.

### ***В случае если трещины не образуются***

Определяем кривизну элемента по формуле 9.42 [1]:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M - P \cdot e_{op}}{D},$$

где  $e_{op}$  – расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до центра тяжести приведенного сечения;

$M$  – изгибающий момент от действия постоянных и длительных временных нагрузок.

Изгибную жесткость приведенного поперечного сечения определяют по формуле 8.143 [1]:  $D = E_{b1} \cdot I_{red}$

По формуле 8.147 [1] определяем:

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

где  $\varphi_{b,cr}$  – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки,  $\varphi_{b,cr} = 1.4$  при продолжительном действии нагрузки.

### ***В случае если трещины образуются***

Согласно п. 8.2.27 [1] жесткость железобетонного элемента на участках с трещинами в растянутой зоне определяют с учетом следующих положений:

- сечения после деформирования остаются плоскими;
- напряжения в бетоне сжатой зоны определяют как для упругого тела;
- работу растянутого бетона в сечении с нормальной трещиной не учитывают;
- работу растянутого бетона на участке между смежными нормальными трещинами учитывают посредством коэффициента  $\psi_s$ .

Определяем кривизну элемента по формуле 9.43 [1]:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M - P \cdot z_p}{E_{s,red} \cdot A_s \cdot z \cdot (h_0 - x_N)},$$

где  $M$  – изгибающий момент от действия постоянных и длительных временных нагрузок;

$z_p$  – расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне;

$z$  – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне (при одиночном армировании  $z = z_p$ );

$x_N$  – высота сжатой зоны с учетом влияния предварительного обжатия.

Согласно п. 9.3.15 [1] допускается принимать  $z = z_p = 0,7h_0$ , тогда  $x_N = 0,9 h_0$ .

По формуле 8.159 [1]:

$$E_{s,red} = \frac{E_s}{\psi_s}.$$

Коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами  $\psi_s$  определяется по формуле 8.138 [1]:

$$\psi_s = 1 - 0.8 * \frac{M_{crс}}{M}$$

Допускается принимать  $\psi_s = 1$  с учетом положений п. 8.2.30 [1].

При определении кривизны оси элемента следует учитывать, что жесткость элемента на участке с трещинами (знаменатель формулы для определения кривизны) не должна превышать жесткости элемента на участке без трещин (см. предыдущий подраздел).

Вычисляем прогиб плиты, который должен быть меньше предельно допустимого значения (определяемого по [2]):

$$f = \frac{5}{48} \cdot l_o^2 \cdot \frac{1}{\rho} < f_{\max}$$

## 2.2. Расчет и конструирование стропильной конструкции

### Определение нагрузок на стропильную конструкцию

На стропильную конструкцию передается нагрузка от ребристых плит в виде сосредоточенных нагрузок, которые при числе в пролете более пяти приводятся к эквивалентной равномерно распределенной нагрузке (только для балки), а также собственный вес балки (фермы).

Таблица 2

Сбор нагрузок на 1 погонный метр длины стропильной конструкции

Нагрузка	Нормативное значение, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетное значение, кН/м
I. Постоянная 1. Нагрузка от кровли и ребристых плит 2. Собственный вес балки (фермы)	$\sum g_{ni}^{Табл.1} \times B$  $g_{bwn}$	1,1	$\sum g_i^{Табл.1} \times B$  $g_{bw}$
Итого постоянная:	$g_n = \sum g_{ni}^{Табл.1} \times B + g_{bwn}$		$g = \sum g_i^{Табл.1} \times B + g_{bw}$
II. Кратковременная снеговая	$s_n = s/1,4$	1,4	$s \times B$
В том числе: длительная	$s_{n1} = s_1/1,4$	1,4	$s_1 = 0,5 \times s \times B$
Итого полная:	$g_n + s_n$		$g + s$
Полная длительная:	$g_n + s_{n2}$		$g + s_2$

### 2.2.1. Проектирование преднапряженной двускатной балки покрытия

#### *Рекомендации по назначению размеров балки*

Балки проектируют преимущественно двутаврового поперечного сечения с предварительно напряженной арматурой, расположенной в нижней растянутой полке. Высоту балок в середине пролета при шаге  $B = 6$  или  $12$  м назначают в зависимости от пролета  $h = (0,08 \dots 0,1) \times l$ . Уклон верхнего пояса балки назначают равным  $i = 1/12$ . Ширину верхней сжатой полки принимают из условия обеспечения опирания плит покрытия (при шаге балок  $B = 6$  м и расчетной длине  $l_0 = 6$  м не менее  $b'_f = 200$  мм, при шаге  $B = 12$  м и расчетной длине  $l_0 = 12$  м не менее  $b'_f = 300$  мм). Ширину нижней растянутой полки определяют из условий размещения в ней напрягаемой арматуры, прочности бетона при действии усилия обжатия, а также условия опирания на колонны, таким образом,  $b_f = 150 \dots 250$  мм.

Толщина полков балки принимается не менее 80 мм, обычно толщина нижней полки  $h_f = 150 \dots 250$  мм, верхней –  $h'_f = 100 \dots 200$  мм. Толщину вертикальной стенки в средней части пролета назначают исходя из условий изготовления балки в вертикальном положении и размещения поперечной арматуры (одного или двух каркасов),  $b = 50 \dots 100$  мм. У опор балки стенка утолщается для обеспечения прочности и трещиностойкости опорных сечений до величины  $b_f$ .

#### *Материалы для изготовления балки*

Двускатные балки изготавливают из бетона класса В25...В40 и армируют напрягаемой проволочной арматурой классов Вр-1200, Вр-1300, Вр-1500, канатами К-7, К-19. Продольная, поперечная и монтажная арматура принимается из арматуры классов А400 и А500, сварные сетки – из проволочной арматуры класса В500.

#### *Расчет двускатной балки по нормальным сечениям*

Расчетный пролет балки определяется между осями ее опор (при шарнирном опирании) с учетом монтажных зазоров –  $l_0 = l - 2 \times 150 - 2 \times 25$  мм.

В связи с тем, что в двускатных балках высота поперечного сечения по длине переменная, то расчетным нормальным сечением оказывается сечение не в середине пролета балки, где действует максимальный изгибающий момент, а нормальное сечение, расположенное на расстоянии  $x$  от опоры с высотой поперечного сечения  $h_x$  и соответствующей ординатой изгибающего момента  $M_x$  (рис. 8).

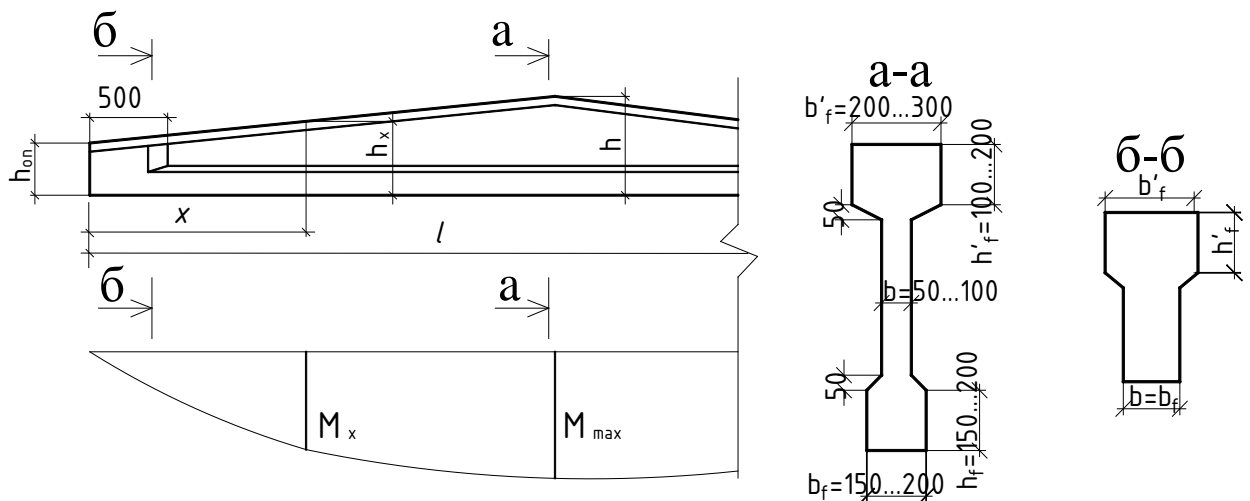


Рис. 8. Расположение расчетного нормального сечения и поперечные сечения балки

При уклоне верхнего пояса балки  $i = 1/12$  опасное (расчетное) нормальное сечение с высотой  $h_x$  будет находиться от опоры на расстоянии  $x = 0,35 \times l$ .

Расчет производим как для балки двутаврового сечения, армированной одиночной арматурой (рис. 9а).

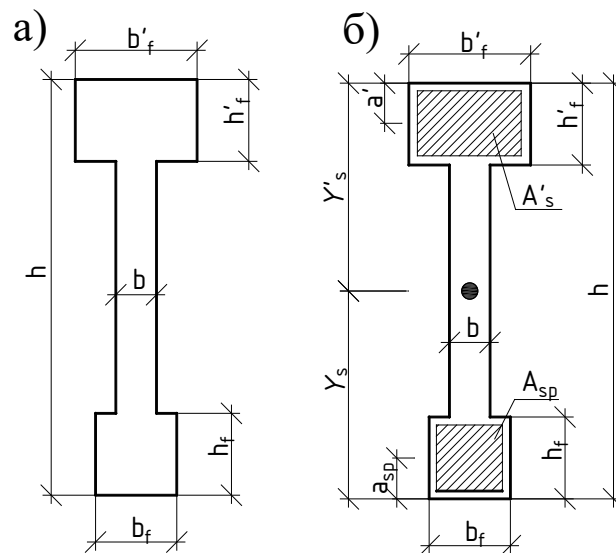


Рис. 9. Схемы расчетного (а) и приведенного (б) сечений балки

Определяем положение границы сжатой зоны (в предположении того, что нейтральная ось проходит в верхней полке (т.е.  $x \leq h'_f$ ), тем самым рассматривая прямоугольное сечение шириной  $b'_f$ ).

Определяем:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{bl} \cdot b'_f \cdot h_{ox}^2}, \text{ по } \alpha_m \text{ находим } \xi \text{ и } \zeta \text{ (Приложение 5). Тогда требуемая}$$

площадь поперечного сечения продольной арматуры равна:

$$A_{sp} = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0 \cdot \gamma_{s6}}.$$

При этом должно соблюдаться условие  $x = \xi h_0 \leq h'_f$ .

Если  $x > h'_f$  (то есть нейтральная ось проходит в ребре), то необходимо учитывать сопротивление сжатого бетона в ребре балки, рассчитывая не прямоугольное поперечное сечение, а тавровое. Определяем:

$$\alpha_m = \frac{M - R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot \left( h_{ox} - \frac{h'_f}{2} \right)}{R_b \cdot b'_f \cdot h_{ox}^2}, \text{ по } \alpha_m \text{ находим } \xi \text{ (Приложение 5).}$$

Тогда требуемая площадь арматуры равна:

$$A_{sp} = \frac{\left[ \xi \cdot b \cdot h_{ox} + h'_f \cdot (b'_f - b) \right] R_b \cdot \gamma_{b1}}{\gamma_{s6} \cdot R_s}.$$

При этом  $\xi$  должно быть меньше  $\xi_R$

По найденной площади арматуры  $A_{sp}$  подбирают требуемое количество стержней принятого класса арматуры (Приложение 4).

#### *Расчет балки по наклонным сечениям*

Прочность наклонных сечений балки необходимо проверять в нескольких сечениях по длине: в месте перехода опорного ребра балки в стенку, в конце уширения стенки, в местах изменения шага поперечных стержней и под опорами ребристых плит покрытия. В каждом сечении рабочую высоту  $h_0$  и поперечную силу принимаем равными их значениям у вершины наклонного сечения, при этом поперечные силы, воспринимаемые бетоном сжатой зоны и поперечными стержнями, находим аналогично, как при расчете продольных ребер плиты покрытия.

В каждом сечении должно выполняться условие 8.56 [1]:

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

#### *Расчет балки по предельным состояниям второй группы*

По второй группе предельных состояний балка должна быть рассчитана на появление и раскрытие трещин, а также по прогибам (деформациям).

Для определения потерь предварительного напряжения в арматуре и указанных расчетов необходимо определить геометрические характеристики нескольких поперечных сечений балки:  $y$ ,  $A_{red}$ ,  $S_{red}$ ,  $I_{red}$  – соответственно положение центра тяжести приведенного сечения, площадь приведенного сечения, статический момент приведенного сечения и момент инерции приведенного сечения.

Геометрические характеристики определяем несколько раз в расчетных сечениях, показанных на рис. 10, аналогично определению геометрических характеристик продольных ребер плиты.

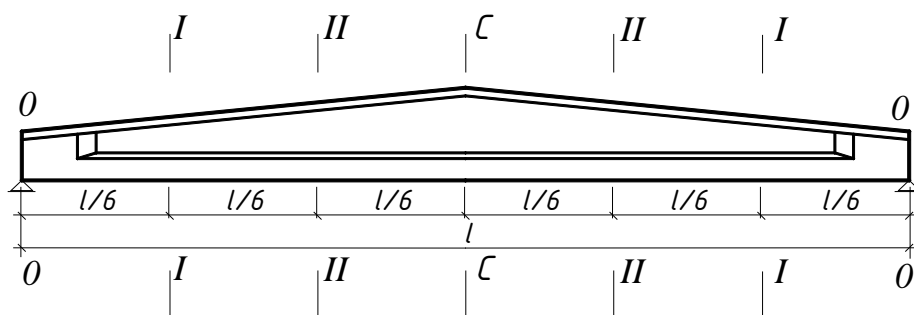


Рис.10. Расчетные сечения балки для определения геометрических характеристик приведенного сечения

Затем определяем потери напряжений в напрягаемой арматуре, производим расчет по образованию и раскрытию трещин в стадии эксплуатации по формулам, приведенным в расчете ребристой плиты (для каждого расчетного сечения балки (рис.10)).

Расчет прогиба балки и определение кривизны выполняем в зависимости от того, работает ли балка без трещин в растянутой зоне или с трещинами, а также с учетом того, что жесткость балки переменная по длине. Определяем кривизну оси балки в четырех расчетных сечениях (рис. 10).

Прогиб балки в середине пролета вычисляем по формуле

$$f = \frac{l^2}{216} \cdot \left( \frac{1}{r_0} + 6 \cdot \frac{1}{r_I} + 12 \cdot \frac{1}{r_{II}} + 8 \cdot \frac{1}{r_C} \right),$$

где  $\frac{1}{r_0}$ ,  $\frac{1}{r_I}$ ,  $\frac{1}{r_{II}}$ ,  $\frac{1}{r_C}$  – кривизна соответственно на опоре в сечениях (I – I) и (II – II) и в середине пролета.

Вычисленный прогиб должен быть меньше предельно допустимого, определяемого по [2], в противном случае необходимо увеличить площадь поперечного сечения балки и полностью повторить расчет.

### 2.2.2. Расчет и конструирование железобетонной фермы с предварительно напряженным нижним поясом

#### Материалы для изготовления ферм

Для изготовления ферм применяют бетон класса В25...В40, напрягаемую арматуру нижнего пояса – высокопрочную проволоку класса Вр-1200...Вр-1500, канаты К-7 и К-19, стержневую арматуру класса А600 и выше. Ненапрягаемая арматура верхнего пояса и элементов решетки ферм – класса А400 или А500.

#### Рекомендации по назначению размеров ферм

В строительстве одноэтажных промышленных зданий наибольшее распространение получили железобетонные фермы пролетом  $l = 18...30$  м двух





### *Расчет элементов фермы*

Расчет сводится к определению площади поперечного сечения арматуры по ранее принятым размерам поперечного сечения стержней фермы.

#### Расчет сжатых элементов

Минимальный процент армирования согласно п. 10.3.6 [1] принимается равным 0,1%.

Определяем случайный эксцентриситет (выбираем наибольшее значение):

$$e_a \geq l/600 \text{ см}, e_a \geq h/30 \text{ см}, e_a \geq 1 \text{ см}.$$

Расчетная длина  $l_0$  сжатого элемента при действии  $N$  для элементов с шарнирным опиранием на двух концах согласно п. 8.1.17 [1] равна геометрической длине ( $l$ ).

Согласно п. 8.1.16 [1] при  $e_0 \leq \frac{h_0}{30}$  и  $\lambda = \frac{l_0}{h} \leq 20$  расчет по прочности прямоугольных сечений сжатых элементов допускается проводить из условия:

$$N \leq N_{ult},$$

где  $N_{ult}$  - предельное значение продольной силы, которую может воспринять элемент, определяемое по формуле:

$$N_{ult} = \varphi * (R_b * A + R_{sc} * A_s),$$

где  $A$  - площадь бетонного сечения;

$A_s$  - площадь всей продольной арматуры в сечении элемента;

$\varphi$  - коэффициент, принимаемый при длительном действии нагрузки по таблице 8.1 [1] в зависимости от гибкости элемента; при кратковременном действии нагрузки значения определяют по линейной интерполяции, принимая  $\varphi=0,9$  при  $\frac{l_0}{h} = 10$  и  $\varphi=0,85$  при  $\frac{l_0}{h} = 20$ .

В случае, если  $e_0 > \frac{h_0}{30}$  или  $\frac{l_0}{h} > 20$  расчет сжатых элементов фермы необходимо выполнять аналогично расчету колонны.

#### Расчет растянутых элементов

##### *Расчет растянутых элементов решетки*

Для армирования используем арматуру А400, А500.

Для центрально растянутых элементов арматура подбирается исходя из условия:  $A_s = \frac{N}{R_s}$ .

##### *Расчет нижнего пояса по прочности на растяжение*

Для армирования нижнего пояса используем преднапряженные канаты.

Количество продольной преднапрягаемой арматуры подбирается по наибольшему усилию в элементах нижнего пояса:

$$A_{sp} = \frac{N}{R_s \cdot \gamma_{s6}},$$

где  $\gamma_{s6}$  – коэффициент условий работы, учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести, принимаемый равный 1.1 (согласно п. 9.2.7 [1])

#### *Расчет нижнего пояса фермы по трещиностойкости*

Для расчета нижнего пояса по образованию и раскрытию трещин, определяем потери напряжений в напрягаемой арматуре.

#### *Расчет по образованию трещин*

Трещины не образуются если выполняется неравенство 8.117 [1]:

$$N \leq N_{crc},$$

где  $N_{crc} = R_{bt,ser} \cdot A_{red} + P$ .

#### *Расчет по раскрытию трещин*

Расчет по раскрытию трещин (в случае если трещины образуются) производят из условия 8.118 [1]:

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}.$$

Согласно п. 8.2.7 [1] расчет железобетонных элементов следует производить по продолжительному и по непродолжительному раскрытию трещин.

Ширину продолжительного раскрытия трещин определяют по формуле 8.119 [1]:

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

а ширину непродолжительного раскрытия трещин – по формуле 8.120 [1]

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

где  $a_{crc1}$  - ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$a_{crc2}$  - ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок;

$a_{crc3}$  - ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Ширина раскрытия трещин определяется по формуле 8.2.15 [1]:

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

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

$\varphi_1 = 1$  при непродолжительном действии нагрузки;

$\varphi_1 = 1.4$  при продолжительном действии нагрузки;

$\varphi_2$  – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры,  $\varphi_2 = 0.5$ ;

$\varphi_3$  – коэффициент, учитывающий характер нагружения,  $\varphi_3 = 1.0$ ;  
 $\psi_s$  – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами:

- при кратковременном действии нагрузки  $\psi_s = 1 - 0,7 * \frac{N_{crc}}{(N-P)}$ ;

- при длительном действии нагрузки  $\psi_s = 1 - 0,35 * \frac{N_{crc}}{(N-P)}$ ;

$\sigma_s$  - напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки:  $\sigma_s = \frac{N-P}{A_{sp}}$ ;

$l_s$  - базовое (без учета влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами, определяемое согласно п. 8.2.17 [1]:  $l_s = 0.5 * \frac{A_{bt}}{A_s} * d_s$  и принимают не менее  $10d_s$  и 10 см и не более  $40 d_s$  и 40 см.

### *Расчет прогиба фермы*

Расчет железобетонных элементов по прогибам производится из условия 8.139 [1]:

$$f \leq f_{ult},$$

где  $f$  – прогиб железобетонного элемента от действия внешней нагрузки, определяем из статического расчета фермы;

$f_{ult}$  – значение предельно допустимого прогиба фермы:  $f_{ult} = \frac{l_0}{275}$ .

### *Конструирование узлов фермы*

При конструировании узлов ферм необходимо уделять особое внимание надежной заделке сварных каркасов элементов решетки в узлах. Длину анкеровки напрягаемой арматуры в опорном узле вычисляем по [1]. Однако она должна быть не менее для канатов  $l_p \geq 1500$  мм, высокопрочной проволоки периодического профиля –  $l_p \geq 1000$  мм, для стержневой арматуры –  $l_p \geq 35 \times d$ , где  $d$  – диаметр стержня в мм. При меньшей длине заделки анкерование напрягаемой арматуры обеспечивается постановкой по расчету соответствующих поперечных стержней.

Размеры узлов примыкания решетки фермы к верхнему и нижнему поясам определяются после вычисления длины анкеровки ненапрягаемой арматуры  $l_{an}$  [1]. Кроме этого в каркасах всех растянутых раскосов должны быть установлены дополнительные анкерные устройства.

В узлах фермы необходимо устанавливать каркасы, в которых рабочими стержнями является поперечная арматура, рассчитанная на восприятие отрывающих усилий.

### 3. Расчет поперечной рамы

#### 3.1. Компоновка поперечной рамы

В данном подразделе описываются характеристики поперечной рамы: пролет здания, количество пролетов, какие основные несущие конструкции, их вид и их габаритные размеры. Режим работы крана, количество кранов в пролете, грузоподъемность крана записываются в таблицу:

Количество кранов в пролете	Режим работы	Грузоподъемность крана $Q$ , т	Пролет крана $L_{кр}$ , м	Ширина моста, $B$ , мм	База крана, $K$ , мм	Высота крана, $H_{кр}$ , мм	Зазор, $B_1$ , мм	Давление колеса $P_0$ $max$ , кН	Масса тележки, т	Масса крана с тележкой, т

#### 3.2. Определение нагрузок на раму

Каркас здания испытывает действие постоянных и временных нагрузок. Постоянные нагрузки - нагрузки от собственного веса несущих конструкций. Временные нагрузки - снеговые, ветровые и воздействия мостовых кранов.

##### I. Постоянные нагрузки

Расчетные постоянные нагрузки от веса колонн и фермы задаются в зависимости от жесткости элементов (геометрических размеров). Расчетные постоянные нагрузки от веса покрытия принимается равномерно распределенной по длине ригеля.

##### II. Временные нагрузки

##### Снеговая и ветровая нагрузки

Значения ветровой и снеговой нагрузок, а также различные схемы их загрузки определяются по [2]. Снеговая нагрузка прикладывается к ригелю как равномерно распределенная по его длине. Ветровая нагрузка прикладывается к колонне переменной по высоте здания.

### *Нагрузки от мостовых кранов*

Мостовой кран оказывает на поперечную раму здания два основных воздействия учитываемых в расчете:

- вертикальное давление от колес крана;
- горизонтальное воздействие от торможения тележки крана с грузом.

#### Вертикальное давление от колес крана.

Максимальная нагрузка на колесо (со стороны расположения тележки с грузом) крана ( $P^H_{max}$ ), определяется по *Приложению 2* в зависимости от параметров мостового крана.

Минимальное давление (с противоположной стороны крана) вычисляется по формуле:

$$P^H_{min} = \frac{Q+m_{кр}}{n_0} - P^H_{max},$$

где  $Q$  – грузоподъемность крана;

$m_{кр}$  – масса крана с тележкой;

$n_0$  – число колес на одной стороне крана.

Расчетные значения нагрузок на колесо крана:

$$P^p_{max} = P^H_{max} * \gamma_f;$$

$$P^p_{min} = P^H_{min} * \gamma_f;$$

где  $\gamma_f = 1.2$  – коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок.

Вертикальные нагрузки при расчете прочности и устойчивости рам следует принимать на каждом пути не более, чем от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов. Под путем понимаются обе балки несущие мостовой кран.

Вертикальная нагрузка от колес двух сближенных мостовых кранов, передаваемая через подкрановые балки колонну, определяется по формуле:

$$D_{max} = \psi * P^p_{max} * \sum y_i;$$

где  $\psi = 0.85$  – коэффициент сочетаний (если по заданию 1 кран  $\psi = 1$ );

$y_i$  – ордината линии влияния опорной реакции подкрановой балки (рис. 12).

Одновременно на противоположную колонну будет воздействовать давление:

$$D_{min} = \psi * P^p_{min} * \sum y_i.$$

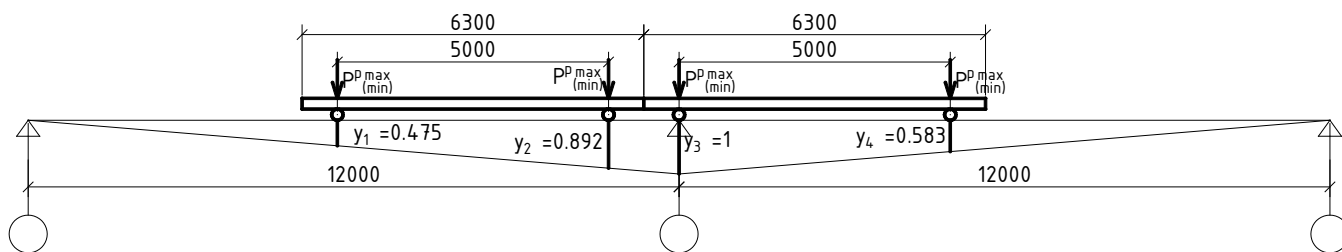


Рис. 12. Пример линий влияния опорных реакций подкрановых балок

В рамах с колоннами ступенчато-переменного сечения силы  $D_{max}$  и  $D_{min}$  приложены с эксцентриситетом  $e_k$  по отношению к геометрической оси сечения нижнего (подкранового) участка колонны. Эксцентриситеты определяются геометрическими вычислениями (для крайней колонны  $e_{k1}$ , для средней колонны  $e_{k2}$ ). Вследствие чего в расчетные нагрузки включаются изгибающие моменты, одновременно действующие с вертикальными нагрузками ( $D_{min}^{max}$ ):

$$\begin{aligned} M_{max} &= e_{k1} * D_{max} \\ M_{min} &= e_{k1} * D_{min} \\ M_{max} &= e_{k2} * D_{max} \\ M_{min} &= e_{k2} * D_{min} \end{aligned}$$

#### *Горизонтальное воздействие от торможения тележки крана*

Нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной поперек кранового пути (то есть в плоскости рамы) и вызываемое торможением электрической тележки, действующее на одно колесо крана определяется по формуле:

$$T_1 = \beta * \frac{Q + m_t}{n_0},$$

где  $m_t$  – масса тележки;

$\beta = 0.05$  – для кранов с гибким подвесом груза.

Горизонтальная сила от торможения тележек двух сближенных мостовых кранов, передаваемая на надкрановую часть колонны через верх подкрановой балки:  $T = \psi * T_1 * \sum y_i$ .

**Сила  $T$  может быть направлена как в одну сторону, так и в другую!**

При расчете учитываются следующие варианты загрузки:

1.  $D_{max}$ ,  $M_{max}$  на крайней, а  $D_{min}$ ,  $M_{min}$  на средней колонне в 1 пролете.
2.  $D_{min}$ ,  $M_{min}$  на крайней, а  $D_{max}$ ,  $M_{max}$  на средней колонне в 1 пролете.
3.  $T$  на крайнюю колонну в 1 пролете внутрь здания (вправо).
4.  $T$  на крайнюю колонну в 1 пролете наружу здания (влево).
5.  $T$  на среднюю колонну в 1 пролете вправо.
6.  $T$  на среднюю колонну в 1 пролете влево.

Данными загрузками ограничиваются потому, что в рамках курсового проекта необходимо запроектировать только одну крайнюю колонну здания.

В остальных отдельных загрузках учитывают постоянную, временную снеговую, временную ветровую нагрузки (в каждом свою). Расчет рамы производят на отдельные загрузки. Усилия в крайней колонне определяют в четырех расчетных сечениях от различных (всех возможных) сочетаний временных нагрузок. Постоянные нагрузки включаются в каждое сочетание. Расчетными считаются усилия в колонне от “худших” комбинаций.

### 3.3. Определение усилий в элементах поперечной рамы

Расчет выполняется на ЭВМ в специализированных программах, кафедральной программе или вручную методами строительной механики.

Целью статического расчета рамы является определение усилий в крайней колонне здания. Порядок определения нагрузок и подготовка исходных данных для расчета приведены в разделе 3.2 или в [5]. Результатами расчета является таблица усилий от различных нагрузок (загрузений) в четырех сечениях по длине (высоте) колонны: 1 – 1 на уровне низа колонны, 2 – 2 вверху подкрановой части колонны, 3 – 3 внизу надкрановой части колонны, 4 – 4 на уровне верха колонны.

После этого необходимо составить таблицу сочетаний усилий (табл. 3) путем суммирования усилий из различных загрузений так, чтобы определить  $M_{max}$  и  $M_{min}$  при  $Q_{соотв}$  и  $N_{соотв}$ , а также  $N_{max}$  при  $M_{соотв}$  и  $Q_{соотв}$ . Рассматриваются все возможные комбинации загрузений. Постоянная нагрузка присутствует во всех сочетаниях. При этом в расчете следует учитывать вертикальные крановые нагрузки в каждом пролете не больше чем от двух кранов; горизонтальные нагрузки от торможения тележки – не более чем от двух кранов во всем здании. Так же необходимо учитывать коэффициент сочетания нагрузок.

Таблица 3

Расчетные усилия в колонне поперечной рамы

Сечение	Сочетания усилий		
	$M_{max}$ $N_{соотв}$ $Q_{соотв}$	$M_{min}$ $N_{соотв}$ $Q_{соотв}$	$N_{max}$ $M_{соотв}$ $Q_{соотв}$
1 – 1	$M_{max}$ $N_{соотв}$ $Q_{соотв}$	$M_{min}$ $N_{соотв}$ $Q_{соотв}$	$N_{max}$ $M_{соотв}$ $Q_{соотв}$
2 – 2	$M_{max}$ $N_{соотв}$	$M_{min}$ $N_{соотв}$	$N_{max}$ $M_{соотв}$
3 – 3	$M_{max}$ $N_{соотв}$	$M_{min}$ $N_{соотв}$	$N_{max}$ $M_{соотв}$
4 – 4	$M_{max}$ $N_{соотв}$	$M_{min}$ $N_{соотв}$	$N_{max}$ $M_{соотв}$

#### 4. Расчет и конструирование колонны

##### *Материалы для изготовления колонны*

Железобетонные колонны изготавливают из бетона классов В15...В25, армируют продольной стержневой арматурой классов А400 или А500, в качестве поперечной арматуры может применяться арматура классов А240...А500.

*Расчет надкрановой части колонны в плоскости действия изгибающего момента (в плоскости рамы)*

Надкрановая часть колонны, как правило, имеет прямоугольное поперечное сечение, защитный слой для продольной арматуры принимают равным  $a = a' = 40 \text{ мм}$ .

Расчетными сечениями являются сечения 3–3 и 4–4, в которых действуют по две комбинации расчетных усилий, приведенные в таблице 3:

- 1)  $N_{max}, M_{соот}$ ;
- 2)  $M_{max}, N_{соот}$  или  $M_{min}, N_{соот}$ .

Расчет необходимо выполнять в каждом сечении дважды, на оба сочетания усилий.

Расчетная длина надкрановой части колонны:

$l_0 = \psi H_g$ , где  $\psi = 2$  – коэффициент, определяемый по *Приложению 1*, или согласно п. 8.1.17 [1].

Определяем случайный эксцентриситет:  $e_{a1} = \frac{l_0}{600 \text{ см}}$ ,  $e_{a2} = \frac{h}{30 \text{ см}}$ ,  $e_{a3} = 1 \text{ см}$  и выбираем наибольшее значение.

Определяем эксцентриситет продольной силы  $e = \frac{M}{N}$ .

Для статически неопределимых конструкций в качестве расчетного эксцентриситета ( $e_0$ ) принимаем наибольшее значение из случайного эксцентриситета и эксцентриситета продольной силы.

Зададимся коэффициентом продольного армирования  $\mu_s = 0.001$ . Тогда  $A_s = \mu_s * b * h_0$ .

Расчет прямоугольного сечения внецентренно сжатого элемента производим из условия 8.10 [1]:

$$N * e \leq R_b * b * x * (h_0 - 0.5 * x) + R_{sc} * A'_s * (h_0 - a'),$$

где  $e$  – расстояние от точки приложения продольной силы  $N$  до центра тяжести сечения растянутой или наименее сжатой арматуры, определяется по формуле 8.11 [1]:

$$e = e_0 * \eta + \frac{h_0 - a'}{2},$$

где  $\eta$  – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба (прогиба) элемента на его несущую способность, определяется по формуле 8.14 [1]:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}},$$



где  $N_{cr}$  – условная критическая сила, определяемая по формуле 8.15 [1]:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * D}{l_0^2},$$

где  $D$  – жесткость железобетонного элемента в предельной по прочности стадии:

$$D = k_b * E_b * I + k_s * E_s * I_s,$$

где  $E_b, E_s$  – модули упругости бетона и арматуры соответственно;

$I, I_s$  – моменты инерции площадей сечения бетона и всей продольной арматуры соответственно относительно оси, проходящей через центр тяжести поперечного сечения элемента;

$$k_b = \frac{0.15}{\varphi_l * (0.3 + \delta_e)};$$

$$k_s = 0.7;$$

$\varphi_{l1} = 1 + \frac{M_{l1}}{M_1}$  – коэффициент, учитывающий влияние длительно действующей нагрузки на прогиб колонны, принимается не более 2,

где  $M_1, M_{l1}$  – моменты относительно центра наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня соответственно от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок:

$$M_{l1} = N_l * e_l,$$

$$M_1 = N * e,$$

где  $N$  – продольная сила от действия полной нагрузки;

$N_l$  – продольная сила от действия постоянных и длительных нагрузок;

$$e_l = e_{0l} + 0,5 (h_0 - a'), \quad e = e_0 + 0,5 (h_0 - a'),$$

$$e_{0l} = \frac{M_l}{N_l} \geq e_a, \quad e_0 = \frac{M}{N} \geq e_a,$$

$\delta_e$  – относительное значение эксцентриситета продольной силы, равное  $\delta_e = \frac{e_0}{h}$  и принимается не менее 0,15 и не более 1.5.

Определяем граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона по формуле 8.1 [1]:

$$\xi_R = \frac{x_r}{h_0} = \frac{0.8}{(1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}})},$$

где  $\varepsilon_{s,el}$  – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных  $R_s$ ,  $\varepsilon_{s,el} = R_s / E_s$ ;

$\varepsilon_{b2}$  – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных  $R_b$ , принимаемая в соответствии с указаниями 6.1.20 [1].

В случае, когда  $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ , высоту сжатой зоны определяют по формуле 8.12 [1]:  $x = \frac{N + R_s * A_s - R_{sc} * A_s'}{R_b * b}$ .

В случае, когда  $\xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R$ , высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$8.13 [1]: x = \frac{N + R_S * A_S * \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{Sc} * A'_S}{R_b * b + \frac{2R_S * A_S}{h_0(1 - \xi_R)}}.$$

Расчет по второму сочетанию нагрузок выполняется аналогично. В качестве армирования необходимо назначать большее из полученных при расчете по двум сочетаниям расчетных усилий.

*Расчет надкрановой части колонны из плоскости действия изгибающего момента (из плоскости рамы)*

За высоту сечения принимаем размер надкрановой части колонны из плоскости поперечной рамы.

Расчетная длина надкрановой части колонны из плоскости составляет:  $l_0 = \psi H_e$ , где  $\psi = 2$  – коэффициент продольного изгиба (Приложение 1). Расчет производится на внецентренное сжатие при действии расчетной продольной силы со случайным эксцентриситетом  $e_a$ .

*Расчет подкрановой части колонны в плоскости действия изгибающего момента (в плоскости рамы)*

Расчетными сечениями являются сечения 1–1 и 2–2, в которых действуют комбинации расчетных усилий, приведенные в табл. 3.

Расчетная длина подкрановой части колонны  $l_0 = \psi \cdot H_e$ , где  $\psi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по (Приложение 1).

Расчет выполняем для двух сочетаний расчетных усилий как для надкрановой части колонны.

*Расчет подкрановой части колонны из плоскости действия изгибающего момента (из плоскости рамы)*

За высоту сечения принимаем размер подкрановой части колонны из плоскости поперечной рамы.

Расчетная длина подкрановой части колонны из плоскости действия момента  $l_0 = \psi H_e$ , где  $\psi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по (Приложение 1).

Расчет производится на внецентренное сжатие при действии расчетной продольной силы со случайным эксцентриситетом  $e_a$ .

### **Особенности расчета подкрановой части двухветвевой колонны**

Колонна состоит из двух ветвей прямоугольного сечения, соединенных распорками. Расчетными сечениями являются сечения 1–1 и 2–2, в которых действуют комбинации расчетных усилий, приведенные в табл. 3. Расчет выполняем для двух сочетаний расчетных усилий.

### *Расчет ветви двухветвевой колонны в плоскости изгиба*

Определяем усилия в элементах подкрановой части колонны – в ветвях и распорках, при этом продольная сила распределяется между ветвями по закону рычага, а нулевые точки моментов в ветвях расположены в середине высоты панелей. Усилия в ветвях:

– продольные силы:

$$N_{\text{вет}} = \frac{N}{2} \pm \frac{M \cdot \eta}{c}.$$

где  $\eta$  – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба (прогиба) элемента на его несущую способность (при определении  $\eta$  учитывается подкрановая часть колонны как единый стержень, т.е. полной площади и длины);

$c$  – расстояние между осями ветвей подкрановой части колонны.

– изгибающий момент в ветви:

$$M_{\text{вет}} = \frac{Q \cdot S}{4}.$$

где  $S$  – шаг поперечных распорок.

Расчетная длина ветви  $l_0 = 1,5H_{\text{вет}}$ ,

где  $H_{\text{вет}}$  – расстояние между распорками.

Определяем эксцентриситет продольной силы в ветви:  $e_o = \frac{M_{\text{вет}}}{N_{\text{вет}}}$ .

Если эксцентриситет  $e_o$  меньше случайного, то далее в расчете принимается  $e_o$  равный случайному эксцентриситету  $e_a$ .

Далее производим расчет отдельной ветви длиной, равной расстоянию между распорками как внецентренно сжатого элемента.

### *Расчет двухветвевой колонны из плоскости изгиба*

Расчетная длина подкрановой части колонны из плоскости изгиба  $l_0 = \psi \cdot H_n$ , где  $\psi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по (Приложение I).

Расчет допускается проводить для одной ветви (вторая принимается аналогичной), как внецентренно сжатой продольной силой  $N_{\text{вет}}$  со случайным эксцентриситетом  $e_a$ .

### *Расчет распорки двухветвевой колонны*

Определяем усилия в распорке по сочетанию усилий, в котором действует максимальная поперечная сила в сечении 1-1 или 2-2:

$$M_p = Q \cdot S/2, \quad Q_p = Q \cdot S/c.$$

Продольную арматуру распорки подбираем как для изгибаемого элемента прямоугольного профиля при двузначной эпюре изгибающего момента  $M_s$  и симметричном армировании. Поперечную арматуру распорки устанавливаем по расчету наклонных сечений на действие  $Q_s$  или по конструктивным требованиям (если по расчету она не требуется).

*Расчет трещиностойкости и прочности колонны в стадиях подъема, транспортирования и монтажа*

В процессе подъема, транспортирования и монтажа характер работы колонны и ее расчетные схемы принципиально отличаются от таковых в стадии эксплуатации: колонна работает на изгиб по схеме одно - или двухконсольной балки с высотой поперечного сечения, равной ширине сечения колонны. Кроме того, отпускная прочность бетона составляет не более 80% от проектной прочности.

В результате расчета необходимо определить места расположения строповочных отверстий в стволе колонны из расчета по образованию трещин, примерный порядок которого приведен в [6].

*Расчет крановой консоли*

На крановую консоль колонны действует сосредоточенная сила от веса подкрановой балки и вертикального давления кранов (рис.13):  $Q_c = G_{ПБ} + D_{\max,l}$ . Если  $Q_c < Q_b$ , то прочность наклонного сечения консоли достаточна и поперечное армированное ее выполняется по конструктивным требованиям ( $Q_b$  поперечное усилие воспринимаемое бетоном сжатой зоны,  $Q_b = 2.5R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0$ ).

Проверяем прочность бетона консоли под опорой подкрановой балки на местное сжатие из условия 8.80 [1]:  $Q_c < \psi R_{b,loc} A_{b,loc}$ ,

где  $\psi=1$ , при равномерном распределении местной нагрузки;

$A_{b,loc} = b l_{sup}$  – площадь смятия;

$R_{b,loc} = \phi_b R_b$  – расчетное сопротивление бетона смятию,

где  $\phi_b = 0.8 \cdot \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}}$ .

Максимальная расчетная площадь  $A_{b,max}$  определяется согласно п.8.1.44[1].

Требуемая площадь поперечного сечения продольной арматуры консоли определяется по формуле:

$$A_s = \frac{Q_c l_c}{h_0 R_s}$$

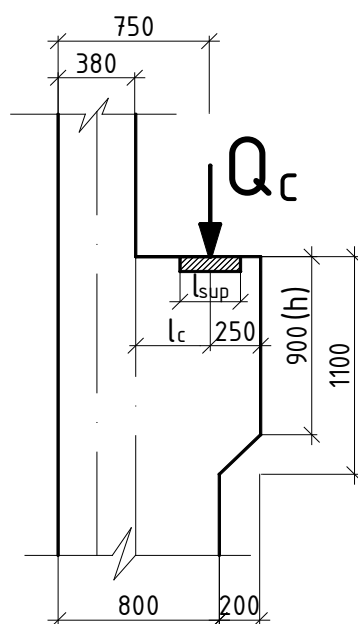


Рис. 13. Консоль колонны

Консоль армируется двумя отогнутыми стержнями, образующими два плоских каркаса с поперечной арматурой. Для надежной анкеровки продольной арматуры она должна быть заведена за грань колонны не менее, чем на длину анкеровки:  $l_{an} = 35d$ .

#### *Конструирование колонны*

Поперечное армирование внецентренно сжатых элементов при наличии учитываемой в расчете сжатой продольной арматуры устанавливаются для предотвращения ее выпучивания на расстояниях ( $S$ ) не более:

- при  $\mu_s \leq 1,5\%$  –  $S \leq 15d_s$  и  $S \leq 500$  мм.
- при  $\mu_s > 1,5\%$  –  $S \leq 10d_s$  и  $S \leq 300$  мм,

где  $d_s$  - диаметр стержня продольной арматуры.

Расстояния между хомутами ( $S$ ) внецентренно сжатых элементов в местах стыкования рабочей арматуры внахлестку без сварки уменьшается вдвое.

При армировании внецентренно сжатых элементов плоскими сварными каркасами два крайних каркаса (расположенные у противоположных граней) должны быть соединены один с другим для образования пространственного каркаса. Для этого у граней элемента, нормальных к плоскости каркасов, должны ставиться поперечные стержни, привариваемые контактной точечной сваркой к угловым продольным стержням каркасов, или шпильки, связывающие эти стержни, на тех же расстояниях, что и поперечные стержни плоских каркасов.

Также необходимо учесть дополнительные требования по конструированию (раздел 10 [1]).

## 5. Расчет и конструирование фундамента

### *Материалы для изготовления фундамента*

Железобетонные фундаментаы изготавливают из бетона классов В15...В25, армируют ненапрягаемой арматурой классов А400, А500.

### *Глубина заложения фундамента*

Глубину заложения фундамента  $H_1$  назначаем из условия сезонного промерзания грунта по формуле 5.3. СП 22.13330.2011.

Нормативная глубина промерзания  $d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}$ ,

где  $d_0$  – коэффициент, соответствующий виду грунта; например,

$d_0 = 0,3m$  (для песков)

$M_t = \sum |t^-|$  – коэффициент, равный сумме значений среднемесячных отрицательных температур за зиму (по СНиП 23-01-99).

### *Конструирование фундамента*

Фундамент изготавливается ступенчатым, с высотой ступеней 300 или 450 мм.

Нагрузка от веса стены ( $G_w$ ) передается на фундамент через фундаментную балку.

Изгибающий момент от веса стены относительно оси фундамента:

$$M_w = G_w e_w$$
$$e_w = \frac{t_w}{2} + \frac{h_c}{2},$$

где  $t_w$  – толщина стеновой панели.

На фундамент в уровне его обреза передаются от колонны следующие расчетные усилия в сечении колонны I–I (на уровне обреза фундамента):

- 1)  $N_{\max}$ ,  $M_{\text{соот}}$ ;
- 2)  $M_{\max}$ ,  $N_{\text{соот}}$  или  $M_{\min}$ ,  $N_{\text{соот}}$ .

### *Определение размеров подошвы и конфигурации фундамента*

Предварительно определяем площадь подошвы фундамента по формуле:

$$A = a \cdot b = \frac{N}{R - \gamma_m \cdot H_1},$$

где средний удельный вес материала фундамента и грунта на его уступах  $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ ;

$H_1$  – глубина заложения фундамента;

$R$  – расчетное сопротивление грунта.

При рекомендуемом соотношении сторон  $b = 0,8 \times a$  определяем размер большей стороны подошвы фундамента:  $a = \sqrt{\frac{A}{0,8}}$ .

Принимаем размеры подошвы фундамента кратными 300 или 450 мм, назначаем размеры  $b \times a$ .

Площадь подошвы фундамента  $A = b \cdot a$ .

Момент сопротивления подошвы фундамента  $W = \frac{b \cdot a^2}{6}$ .

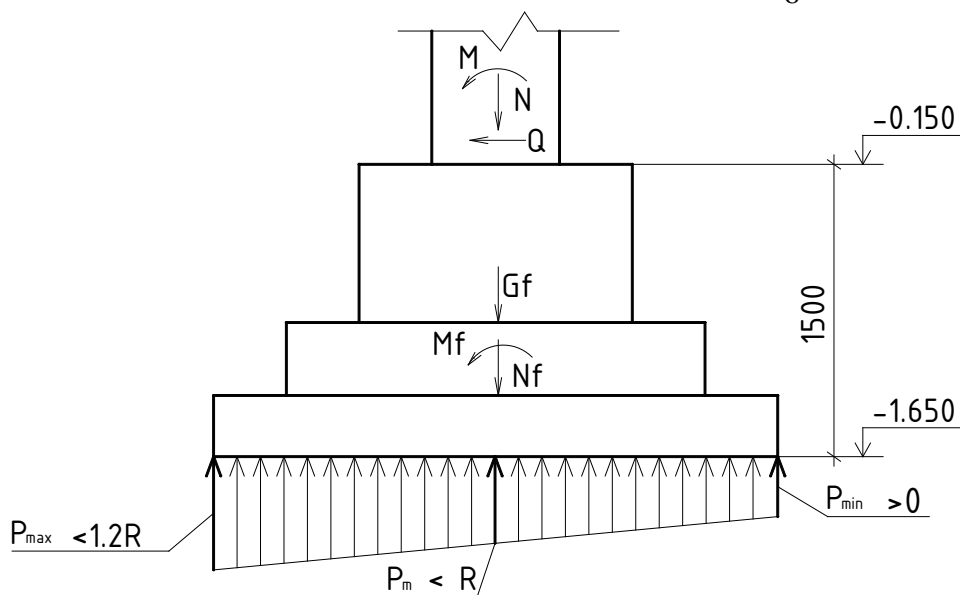


Рис.14. Схема передачи усилий на фундамент

*Проверка крайних давлений под подошвой фундамента*

Принятые размеры подошвы фундамента должны обеспечивать выполнение

следующих условий:

$$\begin{cases} p_{\max} \leq 1,2R, \\ p_{\min} > 0, \\ p_m \leq R \end{cases},$$

где  $p_m$  – среднее значение давления на грунт (рис.14).

Определяем давление на грунт по формуле 5.11 СП 22.13330.2011.

$$p_{\max, \min} = \frac{N_f}{A} \pm \frac{M_f}{W},$$

где  $N_f = N_n + G_{mw} + \gamma_m \cdot d \cdot a \cdot b$ ,

$M_f = M_n + Q_n H_f + M_{mw}$  – усилия на уровне подошвы фундамента от

нагрузок с коэффициентом надежности  $\gamma_f = 1$ .

Расчет выполняем для двух комбинаций расчетных усилий  $M_{\max}$  и  $N_{\max}$ .

При необходимости корректируем размеры фундамента в большую сторону.

*Расчет фундамента на продавливание (определение  $h_0$ )*

Проектируем фундамент с подколонником и ступенчатой плитной частью (рис.15).

Глубина стакана (выбираем большее значение):  $d_{cm} = 1,5 \cdot b_c + 50$ , или

$$d_{cm} = 35 \cdot d_s, \text{ или } d_{cm} = 0,5m + 0,33h_c$$

Определяем предварительную рабочую высоту ( $h_0$ ) плитной части фундамента:

$$h_0 \geq -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} * \sqrt{\frac{N_n}{R_{bt} + P_m}}$$

где  $h_c$  – высота сечения колонны;

$b_c$  – ширина сечения колонны.

Продавливание плитной части фундамента не произойдет, если соблюдается условие:  $F \leq R_{bt} \cdot h_0 \cdot U_m$ ,

где  $U_m$  – среднее арифметическое значение периметров верхнего и нижнего основания пирамиды продавливания (периметр условного расчетного контура);

$$F = N_n - A_1 \cdot P_m,$$

где  $A_1 = a_1 \cdot b_1$  (площадь нижнего основания пирамиды продавливания).

При необходимости корректируем размеры фундамента в большую сторону.

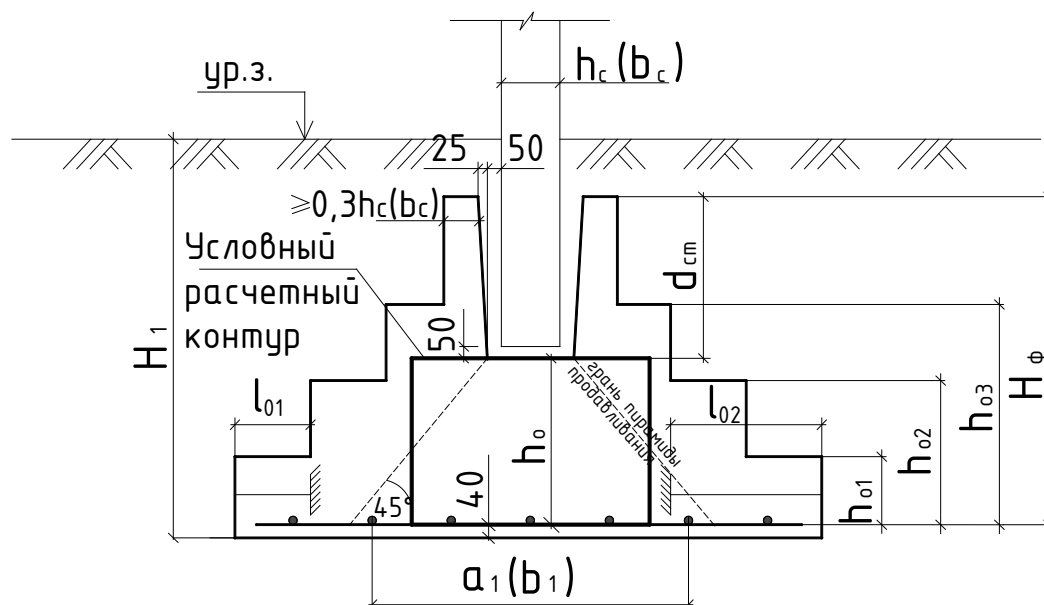


Рис. 15. К расчету столбчатого фундамента

*Проверка по поперечной силе ступеней фундамента.*

Прочность наклонных сечений ступеней должна быть обеспечена только бетоном (без поперечной арматуры), т.е. должно соблюдаться условие:  $Q \leq Q_b$ , при  $c = h_{0i}$

Проверка проводится для всех ступеней фундамента.

*Подбор арматуры подошвы фундамента в плоскости действия изгибающего момента.*

Под действием давления (отпора) грунта ступени фундамента работают на изгиб как консоли, защемленные

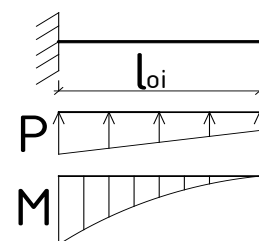


Рис. 16. Расчетная схема ступеней фундамента



в теле фундамента (рис. 16).

Расчет нормальных сечений ступеней производим для сечений по граням уступов фундамента и по грани колонны (рис. 17).

Изгибающий момент определяется по правилам строительной механики.

Требуемая площадь арматуры в каждом из расчетных сечений:

$$A_{si} = \frac{M_i}{z_i R_s} \approx \frac{M_i}{0.9 R_s h_{0i}},$$

где  $h_{0i}$  - рабочая высота в  $i$ -ом сечении.

По максимальному значению  $A_{si}$  подбираем арматурные стержни, устанавливаемые по подошве фундамента в направлении действия изгибающего момента.

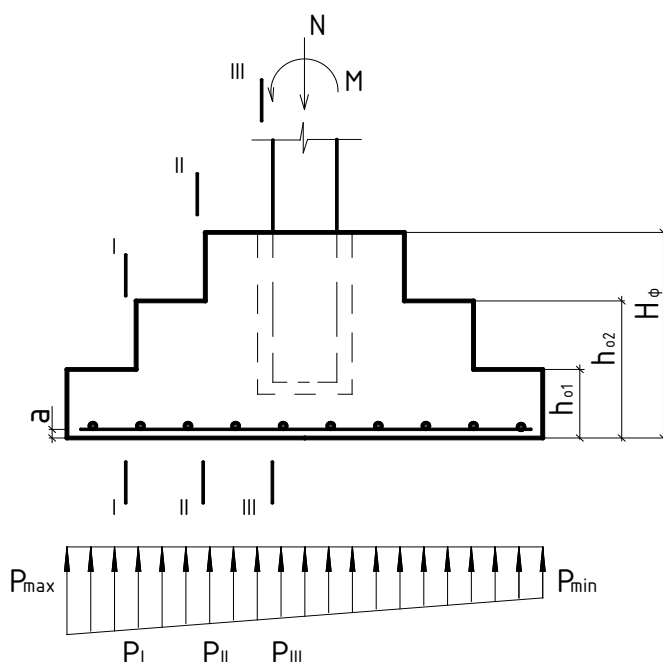


Рис. 17. Расчетные сечения фундамента, при расчете ступеней на действие изгибающего момента

*Расчет арматуры в направлении короткой стороны подошвы фундамента (из плоскости действия изгибающего момента)*

Выполняем аналогичный расчет всех ступеней фундамента противоположного направления, но на действие среднего давления грунта (рис. 18):

$$p_m = \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2}.$$

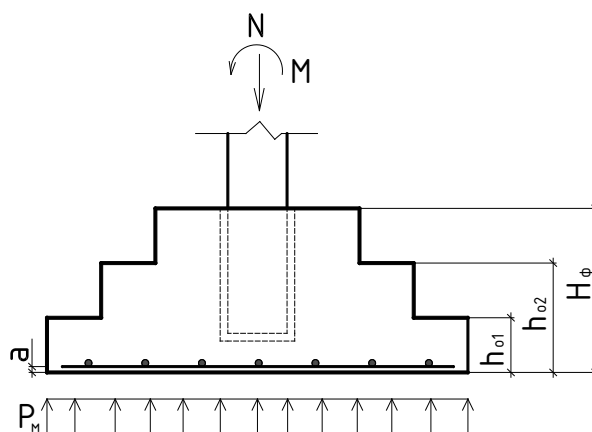


Рис. 18. Схема фундамента и давление грунта в направлении короткой стороны подошвы фундамента (из плоскости действия изгибающего момента)

Результатом расчета являются арматурные стержни, которые укладываются в коротком направлении фундамента (из плоскости действия момента) над стержнями подобранными в предыдущем подразделе.

*Расчет продольной арматуры подколонника (стакана фундамента).*

Площадь поперечного сечения продольной арматуры определяется расчетом на внецентренное сжатие при действии продольной силы и изгибающего момента от колонны (рис. 19).

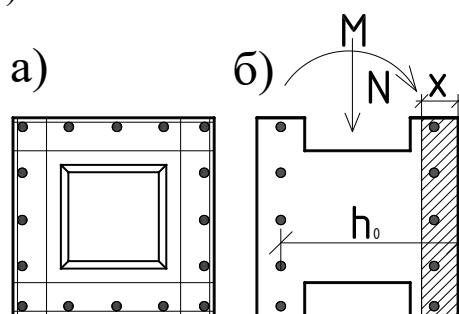


Рис. 19. Поперечные сечения стакана фундамента:  
а) фактическое поперечное сечение, б) расчетное приведенное сечение

Эксцентриситет продольной силы:

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

Зададимся в первом приближении коэффициентом армирования  $\mu_s = 0,001$   
Высота сжатой зоны определяется:

при  $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$  – по формуле 8.12 [1]:

$$x = \frac{N + R_s * A_s - R_{sc} * A_s'}{R_b * b}.$$

При  $\xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R$  – по формуле 8.13 [1]:

$$\chi = \frac{N + R_s * A_s * \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{sc} * A'_s}{R_b * b + \frac{2R_s * A_s}{h_0(1 - \xi_R)}}$$

Если  $\chi$  меньше толщины стенки стакана, то двутавровое поперечное сечение приводим к прямоугольному с шириной равной ширине стакана и расчет по прочности производим из условия 8.10 [1]:

$$N * e \leq R_b * b * \chi * (h_0 - 0.5 * \chi) + R_{sc} * A'_s * (h_0 - a'),$$

где  $e$  – расстояние от точки приложения продольной силы  $N$  до центра тяжести сечения растянутой или наименее сжатой арматуры, определяется по формуле 8.11 [1]:

$$e = e_0 + \frac{h_0 - a'}{2}$$

### Расчет поперечной арматуры подколонника (стакана фундамента)

В качестве поперечной арматуры стакана принимаем горизонтальные плоские сетки (рис. 20). Расчет поперечной арматуры производим в зависимости от величины эксцентриситета продольной силы, причем усилия  $M$ ,  $N$  принимаются в уровне обреза фундамента.

Сетки изготавливают из арматуры А240, устанавливают с шагом 100...200 мм, а также не более 0,25 глубины стакана, верхняя сетка устанавливается на расстоянии 50 мм от верха стакана. Минимальный диаметр стержней сетки 8мм.

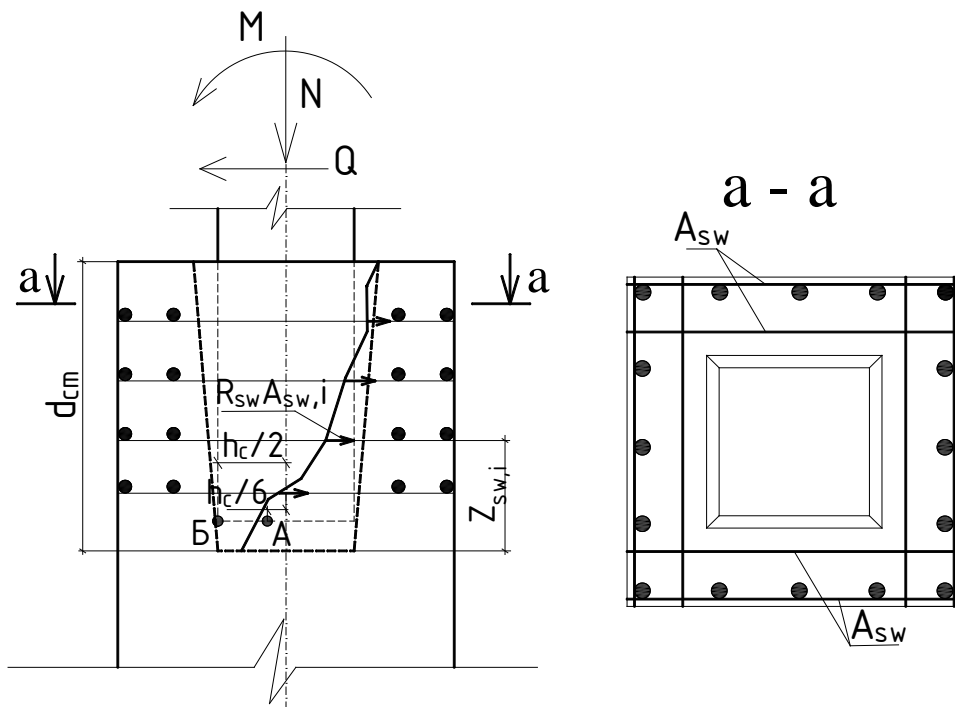


Рис. 20. К расчету армирования подколонника

При  $e_0 \leq \frac{h_c}{6}$  армирование производится по конструктивным требованиям.

При  $\frac{h_c}{6} < e_0 < \frac{h_c}{2}$  рассматриваем наклонное сечение, проходящее через расчетную точку А, при этом расчетный эксцентриситет (учитываемый в расчете)  $e=0,7e_0$ .

При  $e_0 \geq \frac{h_c}{2}$  рассматриваем наклонное сечение, проходящее через расчетную точку Б, при этом расчетный эксцентриситет (учитываемый в расчете)  $e=h_c/2$ .

Расчет сводится к проверке условия, что изгибающий момент от внешних усилий воспринимается поперечной арматурой стакана (путем составления уравнения равновесия изгибающих моментов относительно расчетной точки, определенной ранее):  $\sum M_{A(Б)} = 0$ ;

$$M + Q \cdot d_{cm} - N \cdot e \leq \sum R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot z_{sw,i}$$

При определении  $A_{sw}$  следует учитывать, что в каждом ряду располагается по 4 поперечных стержня.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. - М.: Минрегион России, 2011. - 152 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. -М.: Минрегион России, 2011 - 80 с.
3. Байков, З.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / З.Н. Байков, Э.Е Сигалов. Новосибирск.: Интеграл, 2008. – 766 с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры к СНиП 2.03.01-84\*.ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. - 192 с.
5. Статический расчет на ЭВМ поперечной рамы одноэтажного, одно-пролетного промздания с мостовыми кранами [Текст]: методические указания №205 / Ю.Ф Рогатнев, - Воронеж.: ВГАСУ, 2005. - 25 с.
6. Заикин, А.И. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий / А.И Заикин.-М.: Изд-во ассоциации строительных вузов, 2002. – 272 с.

Таблица П1

Расчетные длины колонн

Характеристика зданий и колонн					Расчетная длина $l_0$ колонн одноэтажных зданий при расчете их в плоскости		
					поперечной рамы или перпендикулярной к оси эстакады	перпендикулярной поперечной раме или параллельной оси эстакады	
						при наличии связей в плоскости продольного ряда колонн или анкерных опор	при отсутствии
Здания	С мостовыми кранами	При учете нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн при подкрановых балках	Разрезных	$1.5 H_1$	$0.8 H_1$	$1.2 H_1$
				Неразрезных	$1.2 H_1$	$0.8 H_1$	$0.8 H_1$
		Надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	Разрезных	$2.0 H_2$	$1.5 H_2$	$2.0 H_2$	
			Неразрезных	$2.0 H_2$	$1.5 H_2$	$1.5 H_2$	
		Без учета нагрузки от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн зданий	Однопролетных	$1.5 H$	$0.8 H_1$	$1.2 H$
				Многопролетных	$1.2 H$	$0.8 H_1$	$1.2 H$
	Без мостовых кранов	Колонны ступенчатые	Нижняя часть колонн зданий	Однопролетных	$1.5 H$	$0.8 H$	$1.2 H$
				Многопролетных	$1.2 H$	$0.8 H$	$1.2 H$
		Верхняя часть колонн	Разрезных	$2.5 H_2$	$1.5 H_2$	$2.0 H_2$	
			Неразрезных	$2.0 H_2$	$1.5 H_2$	$1.5 H_2$	
		Колонны постоянного сечения зданий	Однопролетных	$1.5 H$	$0.8 H$	$1.2 H$	
			Многопролетных	$1.2 H$	$0.8 H$	$1.2 H$	
Эстакады	Крановые		При подкрановых балках	Разрезных	$2.0 H_1$	$0.8 H_1$	$1.5 H_1$
				Неразрезных	$1.5 H_1$	$0.8 H_1$	$H_1$
	Под трубопроводы		При соединении колонн с пролетным строением	Шарниром	$2.0 H$	$H$	$2.0 H$
				Жестком	$1.5 H$	$0.7 H$	$1.5 H$

Обозначения, принятые в таблице:

$H$  - полная высота колонны от верха фундамента до горизонтальной конструкции (стропильной или подстропильной, распорки) в соответствующей плоскости;

$H_1$  - высота подкрановой части колонны от верха фундамента до низа подкрановой балки;

$H_2$  - высота надкрановой части колонны от ступени колонны до горизонтальной конструкции в соответствующей плоскости.

Примечание. При наличии связей до верха колонн в зданиях с мостовыми кранами расчетная длина надкрановой части колонн в плоскости оси продольного ряда колонн принимается равной  $H_2$

Таблица П2.1

## Нагрузки и габариты мостовых кранов

Грузоподъемность крана Q, т.	Пролет крана L <sub>к</sub> , м.	Основные габариты, мм				Давление колеса Р <sub>п,мак</sub> , кН	Масса, т		
		Ширина моста, В	База крана, К	Высота крана, Н	Зазор, В <sub>1</sub>		тележки (m <sub>т</sub> )	крана с тележкой (m <sub>кр</sub> )	
<b>Краны с одним крюком</b>									
5	10,5	5000	3500	1650	230	70	2,2	13,6	
	16,5					82		18,1	
	22,5	6500	5000			101		25	
	28,5					115		31,2	
10	10,5	6300	4400	1900	260	115	4	17,5	
	16,5					125		21	
	22,5					145		27	
	28,5					5000		170	34,8
15	10,5	6300	4400	2300	260	145	5,3	20	
	16,5					165		25	
	22,5					185		31	
	28,5					5000		210	41
<b>Краны с двумя крюками</b>									
15\3	10,5	6300	4400	2300	260	155	7	22,5	
	16,5					175		26,5	
	22,5		5000					190	24
	28,5							220	43,5
20\5	10,5	6300	4400	2400	260	175	8,5	23,5	
	16,5					195		28,5	
	22,5		5000					220	36
	28,5							255	46,5
30\5	10,5	6300	5000	2750	300	255	12	35	
	16,5		5100			280		42,5	
	22,5					315		52	
	28,5		345			62			
50\10	10,5	6760	5250	3150	300	365	18	47	
	16,5					425		56,5	
	22,5					465		66,5	
	28,5					500		78	

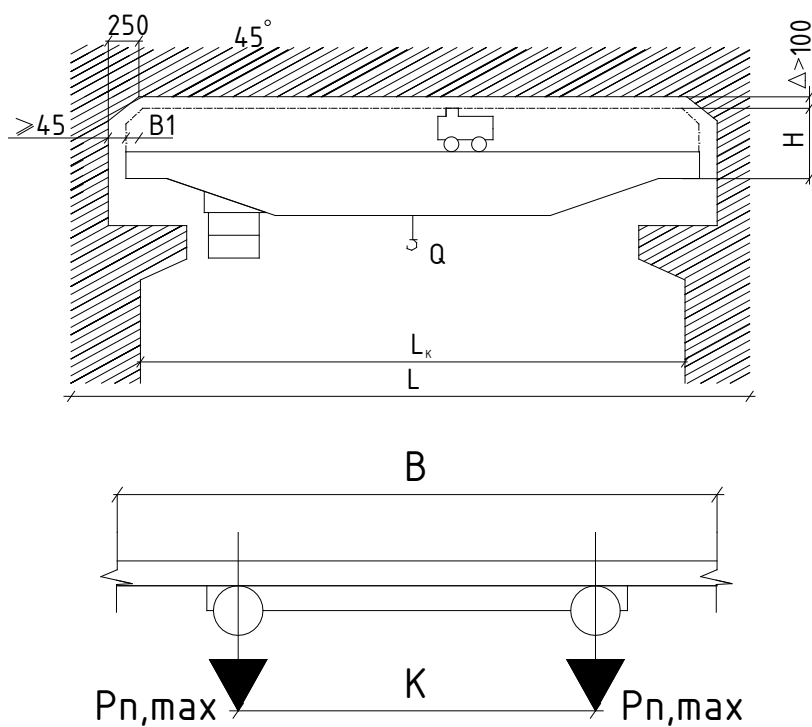


Рис. П2. Схема мостового крана

Таблица П2.2

Рельсы крановые

Рельсы крановые							
Тип рельса	Высота рельса, мм	Ширина головки, мм	Ширина подошвы, мм	Площадь сечения, мм	Момент инерций, см <sup>4</sup>		Масса 1 п.м., кг
					L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	
КР 70	120	70	120	67,3	1081,99	327,16	52,8
КР 80	130	80	130	81,13	1547,4	428,39	63,52
КР 100	150	100	150	113,32	2864,73	940,98	88,96
КР 120	170	120	170	150,44	4923,79	1694,83	118,1

Примечание. Рельсы типа КР 70 назначают для кранов грузоподъемностью до 30 т. Включительно; КР 80 - 50 т.; КР 100 - 75 т.; КР (120,100)-250 т.

Высота подкрановых балок (H<sub>пб</sub>)

При шаге поперечных рам 6м. H<sub>пб</sub>=0,8...1м;

При шаге поперечных рам 12м. H<sub>пб</sub>=1,2...1,4м;



Таблица ПЗ

Расчетная длина  $l_0$  элементов ферм

Элементы	Расчетная длина $L_0$ элементов, ферм и арок
1. Элементы ферм: а) верхний пояс при расчете: в плоскости фермы: при $e_0 < 1/8h_1$ $e_0 \geq 1/8h_1$ из плоскости фермы: для участка под фонарем ( при ширине фонаря 12 м и более) в остальных случаях б) раскосы и стойки при расчете: в плоскости фермы из плоскости фермы: при $b_1/b_2 < 1.5$ $b_1/b_2 \geq 1.5$	   $0.9l$ $0.8l$  $0.8l$ $0.9l$  $0.8l$  $0.9l$ $0.8l$
2. Арки: а) при расчете в плоскости арки: трехшарнирной двухшарнирной бесшарнирной б) при расчете из плоскости арки (любой)	  $0.580L$ $0.540L$ $0.365L$ $L$

Обозначения принятые в таблице:

$l$  - длина элемента между центрами примыкающих узлов;

для верхнего пояса фермы при расчете из плоскости ферм - расстояние между точками его закрепления;

$L$  - длина арки вдоль ее геометрической оси; при расчете из плоскости арки - длина арки между точками ее закрепления из плоскости арки

$h_1$  - высота сечения верхнего пояса

$b_1/b_2$  - ширина сечения соответственно верхнего пояса и стойки (раскоса) фермы.

Таблица П4

Расчетные площади поперечных сечений арматурных стержней и масса арматуры

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см <sup>2</sup> , при числе стержней										Масса кг\м
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052
4	0,126	0,25	0,38	0,6	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,64	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	29,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466
22	3,801	7,6	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42	6,313
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,99
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6	9,87

Таблица П5

Вспомогательная таблица для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения, армированных одиночной арматурой

$\xi = x/h_0$	$\zeta = z_b/h_0$	$\alpha_m$	$\xi = x/h_0$	$\zeta = z_b/h_0$	$\alpha_m$
0,01	0,995	0,01	0,37	0,815	0,301
0,02	0,99	0,02	0,38	0,81	0,309
0,03	0,985	0,03	0,39	0,805	0,314
0,04	0,98	0,039	0,4	0,8	0,32
0,05	0,975	0,048	0,41	0,795	0,326
0,06	0,97	0,058	0,42	0,79	0,332
0,07	0,965	0,067	0,43	0,785	0,337
0,08	0,96	0,077	0,44	0,78	0,343
0,09	0,955	0,085	0,45	0,775	0,349
0,1	0,95	0,095	0,46	0,77	0,354
0,11	0,945	0,104	0,47	0,765	0,359
0,12	0,94	0,113	0,48	0,76	0,365
0,13	0,935	0,121	0,49	0,755	0,37
0,14	0,93	0,13	0,5	0,75	0,375
0,15	0,925	0,139	0,51	0,745	0,38
0,16	0,92	0,147	0,52	0,74	0,385
0,17	0,915	0,155	0,53	0,735	0,39
0,18	0,91	0,164	0,54	0,73	0,394
0,19	0,905	0,172	0,55	0,725	0,399
0,2	0,9	0,18	0,56	0,72	0,403
0,21	0,895	0,188	0,57	0,715	0,408
0,22	0,89	0,196	0,58	0,71	0,412
0,23	0,885	0,203	0,59	0,705	0,416
0,24	0,88	0,211	0,6	0,7	0,42
0,25	0,875	0,219	0,61	0,695	0,424
0,26	0,87	0,226	0,62	0,69	0,428
0,27	0,865	0,236	0,63	0,685	0,432
0,28	0,86	0,241	0,64	0,68	0,435
0,29	0,855	0,248	0,65	0,675	0,439
0,3	0,85	0,255	0,66	0,67	0,442
0,31	0,845	0,262	0,67	0,665	0,446
0,32	0,84	0,269	0,68	0,66	0,449
0,33	0,835	0,275	0,69	0,655	0,452
0,34	0,83	0,282	0,7	0,65	0,455
0,35	0,825	0,289			
0,36	0,82	0,295			

Таблица П6

Наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами, допускаемые без расчета

Конструкции	Наибольшие расстояния (м) между температурно-усадочными швами, допускаемые без расчета, для конструкций, находящихся		
	внутри отапливаемых зданий или в грунте	внутри неотапливаемых зданий	на открытом воздухе
1. Бетонные:			
а) сборные	40	35	30
б) монолитные: при конструктивном армировании	30	25	20
без конструктивного армирования	20	15	10
2. Железобетонные:			
а) сборно-каркасные:			
одноэтажные	72	60	48
многоэтажные	60	50	40
б) сборно-монолитные и монолитные:			
каркасные	50	40	30
сплошные	40	30	25

Примечание. Для железобетонных каркасных зданий (поз. 2) значения расстояния между температурно-усадочными швами определены при отсутствии связей или при расположении связей в середине температурного блока.

## СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	1
I. ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА .....	1
II. РАСЧЕТЫ И КОНСТРУИРОВАНИЕ .....	1
1. Конструктивное решение здания. Компоновка поперечной рамы .....	1
2. Проектирование железобетонных конструкций покрытия.....	4
2.1. Расчет и конструирование ребристой плиты покрытия.....	4
2.2. Расчет и конструирование стропильной конструкции.....	17
2.2.1. Проектирование преднапряженной двускатной балки покрытия .....	18
2.2.2. Расчет и конструирование железобетонной фермы с предварительно напряженным нижним поясом .....	21
3. Расчет поперечной рамы .....	26
3.1. Компоновка поперечной рамы.....	26
3.2. Определение нагрузок на раму .....	26
3.3. Определение усилий в элементах поперечной рамы.....	29
4. Расчет и конструирование колонны .....	30
5. Расчет и конструирование фундамента .....	36
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	43
Приложение 1 .....	44
Приложение 2 .....	45
Приложение 3 .....	47
Приложение 4 .....	50
Приложение 5 .....	51
Приложение 6 .....	52

**Железобетонные конструкции  
одноэтажного промышленного здания с мостовыми кранами**

*МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ*

*к выполнению курсового проекта № 2  
для студентов 4,5 курсов, обучающихся по направлению  
08.04.01 "Строительство" и специальности  
08.05.01 "Строительство уникальных  
зданий и сооружений" всех форм обучения*

Составители **Пинаев** Сергей Александрович, **Поликутин** Алексей Эдуардович,  
**Панфилов** Дмитрий Вячеславович, **Левченко** Артем Владимирович

В авторской редакции

Подписано в печать 22.03.2018.  
Формат 60x84 1/16. Бумага для множительных аппаратов.  
Усл. печ. л. 54. Тираж 104 экз. Заказ № \_\_\_\_\_