

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ГОУ ВПО МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

С.В. ГОРБАТОВ

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ОДНОЭТАЖНОГО
ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Учебное пособие к курсовому проекту №2
по дисциплине «Железобетонные конструкции»

МОСКВА 2011

Горбатов С.В. Расчет и конструирование железобетонных конструкций одноэтажного промышленного здания: Учебное пособие / Московский Государственный Строительный Университет. М.: МГСУ, 2011 – 80с.

Настоящее учебное пособие разработано в помощь студентам факультета ПГС при выполнении ими курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции», в соответствии со СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции» и сводами правил по расчету бетонных и железобетонных конструкций без предварительного напряжения (СП 52-101-2003) и с предварительным напряжением арматуры (СП 52-102-2004). Данное пособие может быть использовано студентами, обучающимися по форме экстерната, заочного отделения, а также студентами других факультетов при проектировании железобетонных конструкций одноэтажного промышленного здания.

Учебное пособие включает пример статического расчета рамы одноэтажного промышленного здания, а также примеры расчета и конструирования двухветвевой колонны крайнего ряда, внецентренно нагруженного фундамента под колонну и предварительно напряженной сегментной фермы покрытия.

Рецензенты:

гл. инженер отдела конструктивных систем, д-р техн. наук, профессор **Э.Н. Кодыш**
(ЦНИИ промышленных зданий и сооружений),
нач. отдела строительных конструкций **Д.И. Корнеев**
(«Моспроект-2» им. М.В. Посохина)

© Горбатов С.В., 2011 г.
© МГСУ., 2011 г.

ВВЕДЕНИЕ

Учебное пособие по курсовому проекту по дисциплине «Железобетонные конструкции» составлено в соответствии со СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции» [2] и сводами правил СП 52-101-2003 и СП 52-102-2004 [3,4]

В данное пособие включены примеры проектирования конструкций одноэтажных производственных зданий:

- компоновка поперечной рамы;
- статический расчет поперечной рамы под заданный диапазон нагрузок;
- расчет колонны;
- расчет фундамента под внецентренно сжатую колонну;
- расчет стропильной предварительно-напряженной фермы.

Настоящее пособие предусматривает возможность дальнейшего расширенного и специализированного изучения проблем проектирования:

- технико-экономического анализа запроектированных конструктивных элементов;
- оценки пространственной работы каркаса здания;
- влияния степени обжатия предварительно-напряженных элементов на ширину раскрытия трещин и деформативность;
- целесообразности использования различных видов стропильных конструкций в зависимости от величины перекрываемого пролета;
- использования высокопрочной арматуры в сжатых элементах и т. д.

Теоретическое обоснование методов расчета и конструктивных требований содержится в [2-9], других учебниках и учебно-методических указаниях.

Для ускорения выполнения статических расчетов и рассмотрения вариантов расчетных схем рекомендуется использование конечно-элементных программ «SHAR», «ЛИРА», «МИРАЖ» [10] и т.п.

Расчеты прочности элементов железобетонных конструкций, расчеты трещиностойкости, деформативности, влияния степени предварительного напряжения и других важных вопросов проектирования рекомендуется производить с помощью специализированных программ «Балкан», «СНиП» и т.д.

Учебное пособие предназначено для выполнения пояснительной записки курсового проекта. Графическая часть проекта выполняется на основе «Правил выполнения архитектурно-строительных чертежей» (СПДС), ГОСТ 21501-93, [11].

1. КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

1.1. Общие данные.

Требуется рассчитать и законструировать основные несущие железобетонные конструкции одноэтажного промышленного здания.

Здание отапливаемое, двухпролетное (рис. 1, а). Район строительства г. Орёл, местность типа В. Здание состоит из трёх температурных блоков длиной 48+60+48м. (рис. 1,б). Пролеты здания - 24 м, шаг колонн - 12 м. Покрытие здания – утепленное. Плиты покрытия железобетонные размером 3х12 м. Стропильные конструкции - железобетонные сегментные фермы пролетом 24 м. Устройство светоаэрационных фонарей не предусматривается, цех оснащен лампами дневного света.

Каждый пролет здания оборудован двумя мостовыми кранами с группой работы 5К и грузоподъемностью 50/5 т. Отметка верха кранового рельса 10,8 м, высота кранового рельса 150 мм (тип КР-70).

Подкрановые балки разрезные железобетонные, предварительно напряженные, высотой 1,4 м, (при шаге колонн 6 м высота подкрановых балок равна 1,0 м).

Наружные стены – панельные: нижняя панель самонесущая, выше – навесные.

Для обеспечения пространственной жесткости здания в продольном направлении предусмотрены стальные вертикальные связи по колоннам порталного типа. Место установки связей – середина температурного блока в пределах одного шага колонн на высоту от пола до низа подкрановых балок (рис. 1,б).

Жесткость здания в поперечном направлении обеспечивается защемлением колонн в фундаментах и размерами сечений колонн, назначенными в соответствии с рекомендациями гл. XII [9].

Жесткость диска покрытия в горизонтальной плоскости создается крупноразмерными железобетонными плитами покрытия, приваренными не менее чем в 3-х точках к стропильным конструкциям. Швы между плитами должны быть замоноличены бетоном класса не менее В10.

1.2. Геометрия и размеры колонн.

Расстояние от пола до головки подкранового рельса $H_I = 10,8 м$. Высота надкрановой части ступенчатой колонны определяется из условия:

$$H_B = H_{п.б.} + H_p + H_{кр} + \delta = 1,4 + 0,15 + 3,15 + 0,1 = 4,8 м \quad (H_{кр}-см. прил.15)$$

Высота подкрановой части колонн:

$$H_H = H_{г.к.р.} - H_p - H_{п.б.} + a_1 = 10,8 - 0,15 - 1,4 + 0,15 = 9,4 м.$$

Полная высота колонны при минимальном значении δ :

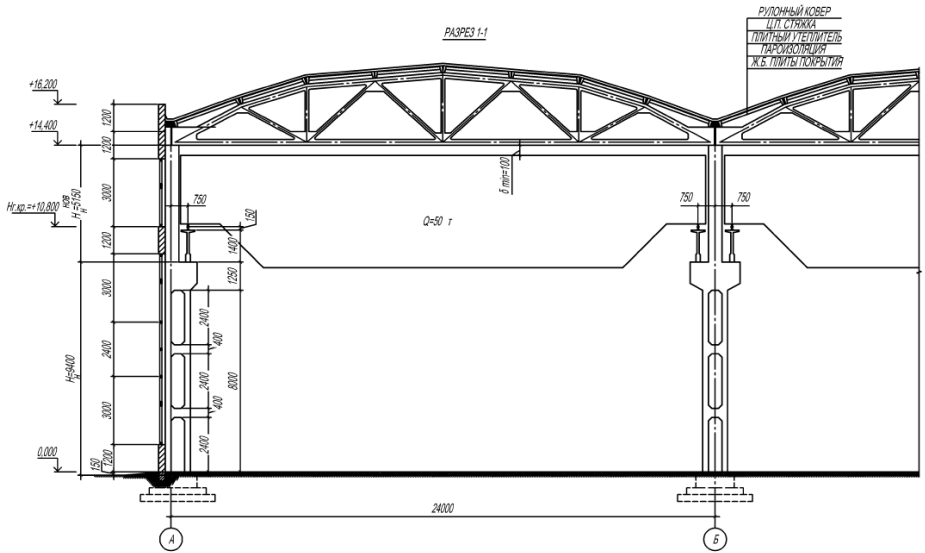
$$H_K = H_H + H_B = 9,4 + 4,8 = 14,2 м.$$

Тогда габаритный размер здания $H = H_K - a_1 = 14,2 - 0,15 = 14,05 м$, что не

кратно модулю 0,6 м. Условию кратности размера $H=14,4 м$. отвечает высота надкрановой части $H_B^{нов} = H_B + \Delta = 4,8 + 0,35 = 5,15 м$, при которой

$$H_K = H_H + H_B = 9,4 + 5,15 = 14,55 м. \quad H = H_K - a_1 = 14,55 - 0,15 = 14,4 м \quad (рис. 1,а).$$

а)



б)

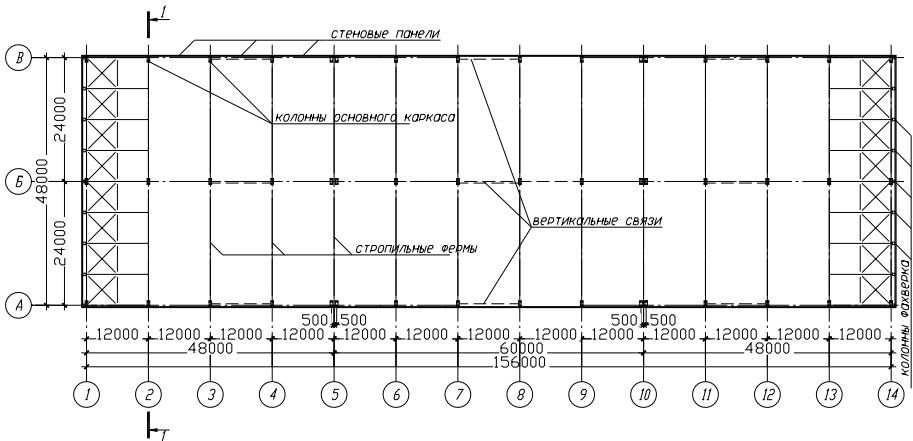


Рис. 1. Монтажная схема здания: разрез 1-1 (а), план (б).

Привязка колонн

0 мм – шаг $B = 6\text{ м}$, $Q \leq 32\text{ т}$, $H_K^{\text{нов}} \leq 16,2\text{ м}$.

250 мм – если одно из трех условий не выполнено. В данном случае шаг $B = 12\text{ м}$ и грузоподъемность $Q = 50\text{ т}$, что превышает допустимые 32т, значит, привязка к оси будет равна 250 мм.

Типы колонн

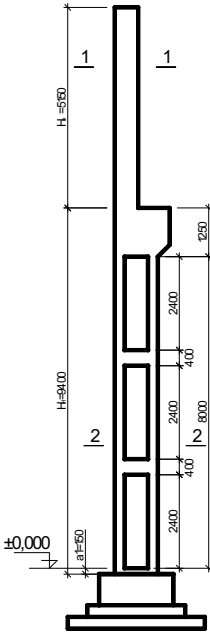
Размер сечений колонн:

-крайних: в подкрановой части $h_H \approx \left(\frac{1}{9}\right)H_H$ - для кранов грузоподъемностью 50т.

Тогда $h_H = \left(\frac{1}{9}\right) \cdot H_H = \frac{9,4}{9} = 1,05 м$. Принимаем $h_H = 1,1 м$ (кратно 100 мм).

Т.к. $h_H > 0,9 м$, то колонну принимаем двухветвевой (рис. 2).

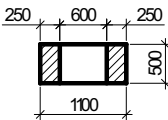
а)



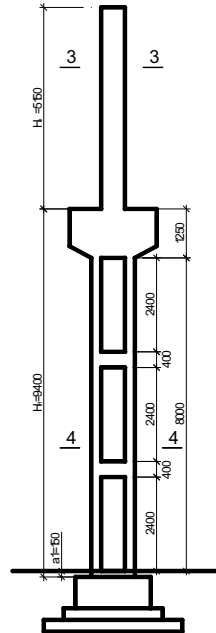
1 - 1



2 - 2



б)



3 - 3



4 - 4

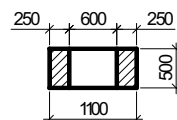


Рис. 2. Размеры колонн: крайней (а), средней (б)

В надкрановой части (рис. 3):

$$h_a = \lambda + \delta'' - B_{кр} - \delta_{кр} = 0,75 + 0,25 - 0,3 - 0,06 = 0,64 \text{ м}$$

где: $\lambda = 0,75 \text{ м}$ - привязка кранового пути к разбивочной оси;

$\delta'' = 0,25 \text{ м}$ - привязка осей крайних колонн к разбивочным осям;

$B_{кр} = 0,3 \text{ м}$ - расстояние от оси кранового рельса до торца крана (прил. 15);

$\delta_{кр} = 0,06 \text{ м}$ - минимально допустимый зазор между торцом крана и гранью колонны.

колонны.

Полученное значение округляется в меньшую сторону кратно 100 мм.

Принимаем $h_a = 0,6 \text{ м}$.

Ширина колонны «b» принимается большей из трёх значений, кратной 100 мм:

$$b \approx \frac{1}{30} H_K = \frac{14,55}{30} = 0,485 \text{ м}$$

$$b \approx \frac{1}{20} H_H = \frac{9,4}{20} = 0,47 \text{ м}$$

$b \geq 0,5 \text{ м}$ - для шага колонн 12 м ; ($b \geq 40 \text{ см}$ – для шага колонн 6 м.).

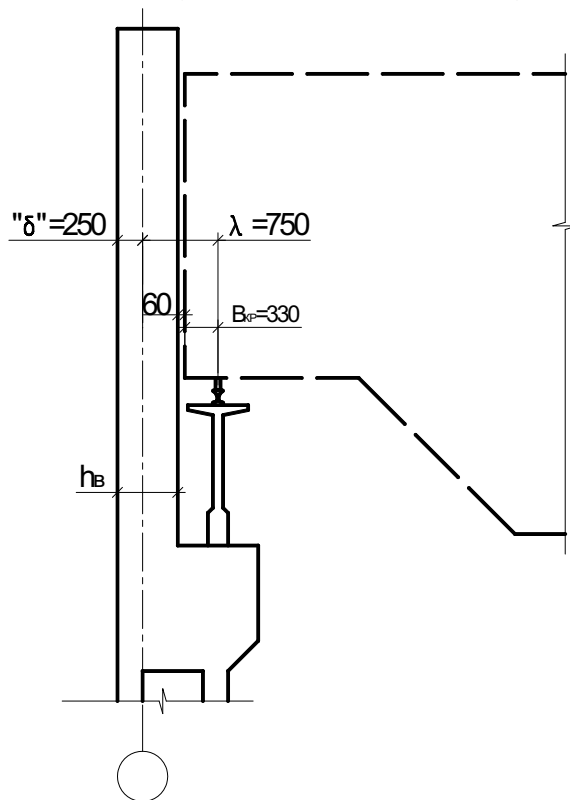


Рис. 3. К назначению высоты сечения верхней части колонны

Принимаем $b = 0,5 м$.

-средних : $h_H = \frac{9,4}{9} = 1,05 м$ (1100 мм.)

$h_e = 0,6 м$ - из условия опирания стропильных конструкций.

$b \approx \frac{1}{30} H_K = \frac{14,55}{30} = 0,485 м$;

$b \approx \frac{1}{20} H_H = \frac{9,4}{20} = 0,47 м$;

$b \geq 0,5 м$.

Окончательно принимаем ширину средних колонн $b = 500 мм$ (рис. 2).

Размеры сечений ветвей двухветвевых колонн (в плоскости рамы) примем равными для крайних и для средних колонн $h_c = 250 мм$.

1.3. Определение нагрузок на раму.

Постоянные нагрузки.

Нагрузка от веса покрытия

Таблица 1

Элементы покрытия	Источник	Нормативная нагрузка, Па	Кoeff. надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, Па
Рулонный ковер		100	1,3	130
Цементно-песчаная стяжка ($\gamma_f = 18 кН / м^3$, $\delta = 35 мм$)		630	1,3	819
Плитный утеплитель		360	1,2	432
Пароизоляция		50	1,3	65
Железобетонные ребристые плиты покрытия размером в плане 3x12 м	Приложение 21	2050	1,1	2255
Итого: g		3190		3701

Расчетное опорное давление фермы:

- от покрытия $G_n = g \cdot B \cdot \frac{L}{2} = 3,701 \cdot 12 \cdot \frac{24}{2} = 532,9 кН$;

- от фермы $G_\phi = \left(\frac{149}{2} \right) \cdot 1,1 = 82,0 кН$.

где:

1,1 - коэффициент надежности по нагрузке γ_f ;

149 кН - вес фермы (прил. 21).

Расчетная нагрузка на крайнюю колонну от веса покрытия с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$:

$G_1 = (532,9 + 82,0) \cdot 0,95 = 584,2 кН$; на среднюю

$G_2 = 2 \cdot G_1 = 2 \cdot 584,2 = 1168,3 кН$.

Здание состоит из трех температурных блоков длиной по 48 м.

Нижняя стеновая панель самонесущая, вышерасположенные – навесные.

Расчетная нагрузка от веса стеновых панелей и остекления на участке между отметками 9,6 13,8 м ($h_{\omega 1}$ - высота панелей, $h_{\omega 2}$ - высота окна):

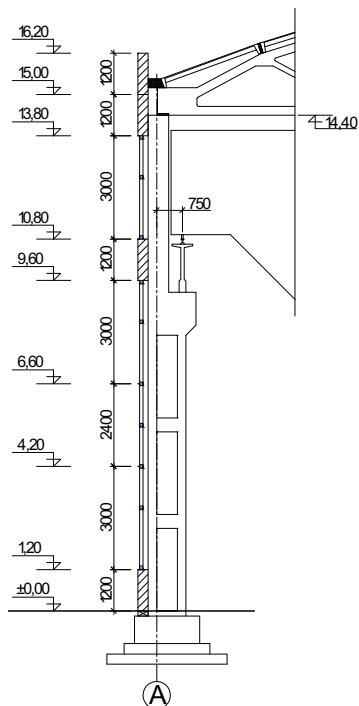
$$G_{\omega 1} = (g_1 h_{\omega 1} + g_2 h_{\omega 2}) B \gamma_f \gamma_n = (2,5 \cdot 1,2 + 0,4 \cdot 3,0) \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 52,67 \text{ кН}$$

На участке между отметками 13,8 16,2 м. (рис. 4,а):

$$G_{\omega 2} = 2,5 \cdot 2,4 \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 75,24 \text{ кН},$$

где: 9,6м – отметка низа стеновой панели, расположенной над консолью колонны; 13,8м и 16,2м – отметки соответственно нижней и верхней поверхности двух вышерасположенных стеновых панелей (рис. 4).

а)



б)

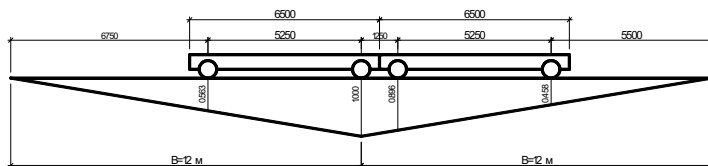


Рис. 4. Схема расположения стенового ограждения (а); линия влияния опорного давления подкрановых балок на колонну (б).

Расчетная нагрузка от веса подкрановых балок и кранового пути.

Вес подкрановой балки пролетом 12м – 115 кН (прил. 21), а кранового пути 1,5 кН/м. Следовательно, расчетная нагрузка на колонну:

$$G_{c.a.} = (115 + 1,5 \cdot 12) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 139,0 \text{ кН}.$$

Расчетная нагрузка от веса колонн

Крайние колонны:

$$\text{- надкрановая часть } G_{c1,t} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 5,15 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 40,4 \text{ кН};$$

- подкрановая часть

$$G_{c1,b} = [0,5 \cdot 0,25 \cdot 9,4 \cdot 2 + (1,25 + 2 \cdot 0,4) \cdot 0,5(1,1 - 2 \cdot 0,25)] 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 77,46 \text{ кН}.$$

Средние колонны:

$$\text{- надкрановая часть } G_{c2,t} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 5,15 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 40,4 \text{ кН};$$

- подкрановая часть

$$G_{c2,b} = [0,5 \cdot 0,25 \cdot 9,4 \cdot 2 + (1,25 + 2 \cdot 0,4) \cdot 0,5(1,1 - 2 \cdot 0,25)] 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 77,46 \text{ кН}.$$

Временные нагрузки.

Снеговая нагрузка. Район строительства – г. Орел, относящийся к III району по весу снегового покрова, для которого $S_q = 1800 \text{ Н/м}^2$ (см. прил. 16). Расчетная снеговая нагрузка при $S_q = 1,8$:

$$\text{- на крайние колонны } P_{sn,1} = S_q \cdot B \cdot \frac{L}{2} \cdot \gamma_n = 1,8 \cdot 12 \cdot \frac{24}{2} \cdot 0,95 = 246,24 \text{ кН};$$

$$\text{- на средние колонны } P_{sn,2} = 2 \cdot 246,24 = 492,48 \text{ кН}.$$

Крановая нагрузка. Вес поднимаемого груза $Q = 500 \text{ кН}$. Пролет крана $24 \cdot 2 \cdot 0,75 = 22,5$ м. Согласно прил. 15 база крана $M = 6500 \text{ мм}$, расстояние между колесами $K = 5250 \text{ мм}$, вес тележки $G_n = 130 \text{ кН}$, $F_{n,max} = 380 \text{ кН}$, $F_{n,min} = 123 \text{ кН}$. Расчетное максимальное давление колеса крана при $\gamma_f = 1,1$:

$$F_{max} = F_{n,max} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 380 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 397,1 \text{ кН}; \quad F_{min} = 123 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 128,54 \text{ кН}.$$

Расчетная поперечная тормозная сила на одно колесо:

$$H_{max} = \frac{Q + G_n}{20} \cdot 0,5 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = \frac{500 + 130}{20} \cdot 0,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 16,45 \text{ кН}.$$

Вертикальная крановая нагрузка на колонны от двух сближенных кранов с коэффициентом сочетаний $\gamma_i = 0,85$:

$$D_{max} = F_{max} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 397,1 \cdot 0,85 \cdot (0,563 + 1 + 0,896 + 0,458) = 984,59 \text{ кН};$$

$$D_{min} = F_{min} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 128,54 \cdot 0,85 \cdot (0,563 + 1 + 0,896 + 0,458) = 318,71 \text{ кН},$$

где:

$$\sum y = 0,563 + 1 + 0,896 + 0,458 = 2,917 \text{ - сумма ординат линий влияния давления двух подкрановых балок на колонну (рис.4,б).}$$

Вертикальная нагрузка от четырех кранов на среднюю колонну с коэффициентом сочетаний $\gamma_i = 0,7$ равна:

$$2D_{max} = 2 \cdot 397,1 \cdot 0,7 \cdot 2,917 = 1162,17 \text{ кН};$$

на крайние колонны: $D_{min} = 128,54 \cdot 0,7 \cdot 2,917 = 262,5 \text{ кН}$;

Горизонтальная крановая нагрузка от 2-х кранов при поперечном торможении:

$$H = H_{max} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 16,45 \cdot 0,85 \cdot 2,917 = 40,8 \text{ кН}.$$

Горизонтальная сила поперечного торможения приложена к колонне на уровне верха подкрановой балки на отметке $H_{п.б.} = 10,65 м$. Относительное расстояние по вертикали от верха колонны до точки приложения тормозной силы $H_K - H_{п.б.} = 14,4 - 10,65 = 3,75$:

- для крайних колонн $\beta_1 = 3,75 / 14,55 = 0,258$;
- для средних колонн $\beta_2 = 3,75 / 14,55 = 0,258$.

Ветровая нагрузка. г. Орел расположен во II районе по ветровому давлению, для которого $\omega_0 = 300 H / м^2$ (прил. 17). Для местности типа В коэффициент k , учитывающий изменение ветрового давления по высоте здания, равен (прил. 18):

на высоте	5 м	-----	0,5;	$W_1 = 150 H / м^2$;
то же	10 м	-----	0,65;	$W_2 = 195 H / м^2$;
то же	20 м	-----	0,85;	$W_3 = 255 H / м^2$;
то же	40 м	-----	1,1;	$W_4 = 330 H / м^2$;

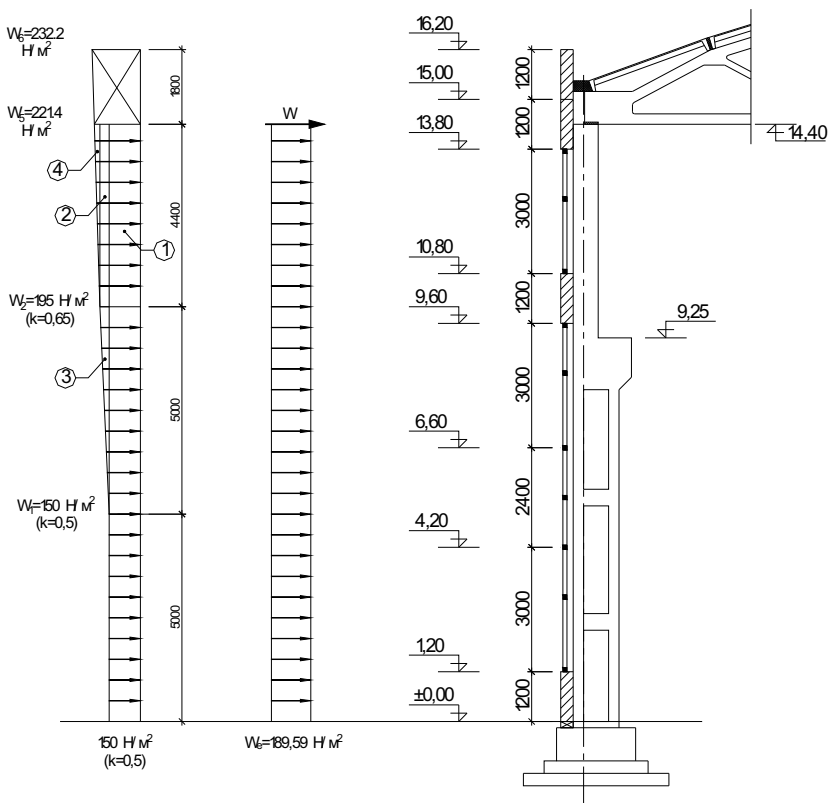


Рис. 5. Распределение ветровой нагрузки по высоте здания.

На высоте 14,4 м в соответствии с линейной интерполяцией (рис. 5):

$$W_5 = W_2 + \frac{W_3 - W_2}{10} (14,4 - 10) = 195 + \frac{255 - 195}{10} \cdot 4,4 = 221,4 \text{ H} / \text{м}^2.$$

На уровне парапета (отм. 16,2 м.):

$$W_6 = W_3 + \frac{W_3 - W_2}{20} (16,2 - 10) = 195 + \frac{255 - 195}{10} \cdot 6,2 = 232,2 \text{ H} / \text{м}^2.$$

Переменное по высоте ветровое давление заменим равномерно распределенным, эквивалентным по моменту в заделке консольной стойки длиной 14,4 м:

$$W_e = 2 \cdot \frac{M_{act}}{H^2} = 2 \cdot \left[150 \cdot \frac{14,4^2}{2} + 45 \cdot 4,4 (10 + 2,2) + \frac{1}{2} \cdot 45 \cdot 5 \left(5 + \frac{2}{3} \cdot 5 \right) + \frac{1}{2} \cdot 26,4 \cdot 4,4 \cdot \left(10 + \frac{2}{3} \cdot 4,4 \right) \right] / 14,4^2 = 189,59 \text{ H} / \text{м}^2.$$

При условии $\frac{L_b}{L} = \frac{144}{2 \cdot 24} = 3 > 2$ и $\frac{H}{L} = \frac{14,4}{2 \cdot 24} = 0,3 < 0,5$ значение

аэродинамического коэффициента для наружных стен согласно приложения 4 [1] принято:

- с наветренной стороны $c_e = 0,8$, с подветренной $c_{e3} = -0,5$ (здесь L_b и L соответственно длина и ширина здания). Расчетная равномерно распределенная ветровая нагрузка на колонны до отметки $H=14,4$ м при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$:

$$\text{- с наветренной стороны } q_1 = W_e \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot c_e = 189,59 \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 \cdot 0,8 = 2420,7 \text{ H} / \text{м};$$

- с подветренной стороны

$$q_2 = W_e \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot c_{e3} = 189,59 \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 \cdot 0,5 = 1512,9 \text{ H} / \text{м}.$$

Расчетная сосредоточенная ветровая нагрузка между отметками 14,4 м и 16,2 м:

$$W = \frac{W_6 + W_5}{2} (16,20 - H) \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n (c_e + c_{e3}) = \frac{232,2 + 221,4}{2} (16,20 - 14,4) \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 (0,8 + 0,5) = 8470 \text{ H} \approx 8,47 \text{ кН}.$$

2. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

Расчет рамы может выполняться одним из методов строительной механики, причем для сложных рам общего вида – с помощью ЭВМ.

Между тем, в большинстве одноэтажных промышленных зданий ригели располагаются на одном уровне, а их изгибная жесткость в своей плоскости значительно превосходит жесткость колонн и поэтому может быть принята равной $EJ = \infty$. В этом случае наиболее просто расчет рам производится методом перемещений. Основную систему получим введением связи, препятствующей горизонтальному смещению верха колонн (рис.8.а).

Определение усилий в стойках рамы производим в следующем порядке:

- по заданным в п.1.2. размерам сечений колонн определяем их жесткость как для бетонных сечений в предположении упругой работы материала;
- верхним концам колонн даем смещения $\Delta_i = 1$ и по формуле приложения 20

находим реакцию R_{Δ_i} каждой колонны и рамы в целом $R_{\Delta_1} = \sum_{i=1}^n R_{\Delta_i}$ где n – число

колонн поперечной рамы;

- по формулам приложения 20 определяем реакции R_i верхних опор стоек рамы в основной системе метода перемещений и суммарную реакцию в уровне верха колонн для каждого вида нагружения;
- для каждого из нагружений (постоянная, снеговая, ветровая, комплекс крановых нагрузок) составляем каноническое уравнение метода перемещений, выражающее равенство нулю усилий во введенной (фиктивной) связи $c_{sp} r_{11} \Delta_1 + R_{1p} = 0$, (2.1)
- и находим значение Δ_1 ; здесь c_{sp} – коэффициент, учитывающий пространственную работу каркаса здания.

При действии на температурный блок постоянной, снеговой и ветровой нагрузок все рамы одинаково вовлекаются в работу, пространственный характер деформирования не проявляется и поэтому принимают $c_{sp} = 1$. Крановая же нагрузка приложена лишь к нескольким рамам блока, но благодаря жесткому диску покрытия в работу включаются все остальные рамы. Именно в этом и проявляется пространственная работа блока рам. Величина c_{sp} для случая действия на раму крановой (локально приложенной) нагрузки может быть найдена по приближенной формуле:

$$c_{sp} = \frac{1}{\frac{1}{n} + \frac{a^2}{2 \sum_1^m a_i^2}} \quad (2.2)$$

где:

- n – общее число поперечников в температурном блоке;
- a_i – расстояние от оси симметрии блока до каждого из поперечников, a – то же для второй от торца блока поперечной рамы (наиболее нагруженной);
- $m = n/2$, когда число поперечных рам в температурном блоке четное и
- $m = (n-1)/2$, когда число поперечных рам в температурном блоке нечетное.

- для каждой стойки при данном нагружении вычисляем упругую реакцию в уровне верха:

$$R_{ie} = R_i + \Delta_1 R_{\Delta i} \quad (2.3)$$

- определяем изгибающие моменты M , продольную N и поперечную Q силы в каждой колонне как в консольной стойке от действия упругой реакции R_{ie} и внешних нагрузок.

Для подбора сечений колонн определяем наибольшие возможные усилия в четырех сечениях: I-I – сечение у верха колонны; II-II – сечение непосредственно выше подкрановой консоли; III-III – то же – ниже подкрановой консоли; IV-IV – сечение в заделке колонны.

2.1. Геометрические характеристики колонн.

Размеры сечений двухветвевых колонн приведены на рис. 2.

Для крайней колонны:

количество панелей подкрановой части $n = 3$, расчетная высота колонны $H_K = 14,55$ м, в том числе подкрановой части $H_H = 9,4$ м, надкрановой части $H_B = 5,15$ м, расстояние между осями ветвей $c_s = 0,85$ м.

Момент инерции надкрановой части колонны

$$I_2 = \frac{b \cdot h_b^3}{12} = \frac{0,5 \cdot 0,6^3}{12} = 0,9 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4;$$

$$\text{Момент инерции одной ветви } I_{br} = \frac{b \cdot h_c^3}{12} = \frac{0,5 \cdot 0,25^3}{12} = 0,651 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

Момент инерции подкрановой части

$$I_1 = 0,5 \cdot A_{b2} \cdot c_*^2 = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,25 \cdot 0,85^2 = 4,0 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4;$$

Отношение высоты надкрановой части к полной высоте колонн

$$\nu = \frac{H_e}{H_k} = \frac{5,15}{14,55} = 0,354;$$

отношение моментов инерции подкрановой и надкрановой частей колонн:

$$\kappa = \frac{I_1}{I_2} = \frac{4,0}{0,9} = 4,44.$$

По формулам приложения 20 вычисляем вспомогательные коэффициенты:

$$- \kappa_3 = \frac{(1-\nu)^3 \cdot I_1}{(8n^2 \cdot I_{br})} = \frac{(1-0,354)^3 \cdot 4,0 \cdot 10^{-2}}{(8 \cdot 3^2 \cdot 0,651 \cdot 10^{-3})} = 0,23;$$

$$- \kappa_2 = \nu^3(\kappa-1) = 0,354^3(4,44-1) = 0,1526;$$

$$- \kappa_1 = \frac{1}{1 + \kappa_2 + \kappa_3} = \frac{1}{1 + 0,1526 + 0,23} = 0,723.$$

Реакция верхней опоры колонны от ее единичного смещения:

$$R_{\Delta 1} = \frac{3 \cdot \kappa_1 \cdot E_b \cdot I_1}{H_K^3} = \frac{3 \cdot 0,723 \cdot E_b \cdot 4,0 \cdot 10^{-2}}{14,55^3} = 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b.$$

для средней колонны:

$n=3$, $H_K=14,55$ м, в т.ч. $H_{II}=9,4$ м, $H_B=5,15$ м, $c_* = 0,85$ м.

$$I_2 = \frac{0,5 \cdot 0,6^3}{12} = 0,9 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4;$$

$$I_1 = 0,5 \cdot A_{b2} \cdot c_*^2 = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,25 \cdot 0,85^2 = 4,0 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4;$$

$$\nu = \frac{5,15}{14,55} = 0,354; \quad \kappa = \frac{4,0}{0,9} = 4,44;$$

$$- \kappa_3 = \frac{(1-\nu)^3 \cdot I_1}{(8n^2 \cdot I_{br})} = \frac{(1-0,354)^3 \cdot 4,0 \cdot 10^{-2}}{(8 \cdot 3^2 \cdot 0,651 \cdot 10^{-3})} = 0,23;$$

$$- \kappa_2 = \nu^3(\kappa-1) = 0,354^3(4,44-1) = 0,1526;$$

$$- \kappa_1 = \frac{1}{1 + \kappa_2 + \kappa_3} = \frac{1}{1 + 0,1526 + 0,23} = 0,723.$$

$$R_{\Delta 2} = \frac{3 \cdot \kappa_1 \cdot E_b \cdot I_1}{H_K^3} = \frac{3 \cdot 0,723 \cdot E_b \cdot 4,0 \cdot 10^{-2}}{14,55^3} = 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b.$$

Суммарная реакция $r_{11} = \sum R_{\Delta i} = (2 \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} + 2,82 \cdot 10^{-5}) \cdot E_b = 8,46 \cdot 10^{-5} \cdot E_b.$

2.2. Усилия в колоннах от постоянной нагрузки.

Продольная сила $G_1 = 584,2 \text{ кН}$ на левой колонне действует с эксцентриситетом

$$e_1 = 0,175 + \delta'' - 0,5 h_{верх} = 0,175 + 0,25 - 0,5 \cdot 0,6 = 0,125 \text{ м (рис. 6)}.$$

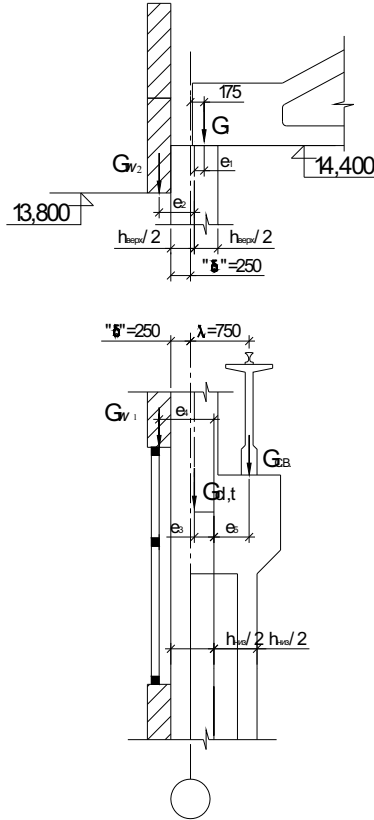


Рис. 6. К определению продольных эксцентриситетов.

Момент $M_1^{(1)} = G_1 \cdot e_1 = 584,2 \cdot 0,125 = 73,03 \text{ кН} \cdot \text{м}$. В надкрановой части колонны действует также расчетная нагрузка от стеновых панелей толщиной 30 см:

$G_{\omega 2} = 75,24 \text{ кН}$ с эксцентриситетом $e_2 = \frac{1}{2}(\delta_{\omega} + h_{\text{верх}}) = \frac{1}{2}(0,3 + 0,6) = 0,45 \text{ м}$. Момент:

$M_1^{(2)} = G_{\omega 2} \cdot e_2 = 75,24 \cdot (-0,45) = -33,86 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Суммарное значение момента, приложенного в уровне верха левой колонны:

$M_1^{(1)} + M_1^{(2)} = 73,03 + (-33,86) = 39,17 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

В подкрановой части колонны кроме сил G_1 и $G_{\omega 2}$, приложенных с эксцентриситетом

$e_3 = \frac{1}{2}(h_{\text{низ}} - h_{\text{верх}}) = 0,5(1,1 - 0,6) = 0,25 \text{ м}$, действуют: расчетная нагрузка от стеновых

панелей $G_{\omega 1} = 52,67 \text{ кН}$ с эксцентриситетом

$$e_4 = \frac{1}{2}(\delta_{\omega} + h_{\text{мст}}) = 0,5(0,3 + 1,1) = 0,7\text{ м};$$

расчетная нагрузка от подкрановых балок и кранового пути $G_{c.a.} = 139,0\text{ кН}$ с эксцентриситетом $e_3 = \lambda + \delta'' - 0,5h_{\text{мст}} = 0,75 + 0,25 - 0,5 \cdot 1,1 = 0,45\text{ м}$; расчетная нагрузка от надкрановой части колонны $G_{c1,l} = 40,4\text{ кН}$ с $e_3 = 0,25\text{ м}$. Суммарное значение момента, приложенного в уровне верха подкрановой консоли:

$M_2 = -(584,2 + 75,24) \cdot 0,25 - 52,67 \cdot 0,7 + 139,0 \cdot 0,45 - 40,4 \cdot 0,25 = -149,3\text{ кН} \cdot \text{м}$. Вычисляем реакцию верхнего конца левой колонны по формулам прил.20:

$$R_1 = -\frac{3M_2(1-v^2) \cdot \kappa_1 + 3M_1\left(1 + \frac{\kappa_2}{v}\right) \cdot \kappa_1}{2 \cdot H_{\kappa}} =$$

$$= -\frac{-3 \cdot 149,3 \cdot (1 - 0,354^2) \cdot 0,723 + 3 \cdot 39,17\left(1 + \frac{0,1526}{0,354}\right) \cdot 0,723}{2 \cdot 14,55} = 5,56\text{ кН}.$$

Реакция правой колонны $R_3 = -5,56\text{ кН}$, средней колонны $R_2 = 0$, (так как загружена центрально). Суммарная реакция связей в основной системе

$R_{1,p} = \sum R_i = 5,56 + 0 - 5,56 = 0$, при этом из канонического уравнения $r_{11} \cdot \Delta_1 + R_{1,p} = 0$ следует, что $\Delta_1 = 0$. Упругая реакция левой колонны $R_l = R_1 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta} = 5,56\text{ кН}$.

Изгибающие моменты в сечениях колонны (нумерация сечений показана на рис. 8.а) равны (рис. 8.б):

- $M_I = M_1 = 39,17 \text{ кН} \cdot \text{м};$
- $M_{II} = M_1 + R_l H_B = 39,17 + 5,56 \cdot 5,15 = 67,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$
- $M_{III} = M_{II} + M_2 = 67,8 + (-149,3) = -81,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$
- $M_{IV} = M_1 + M_2 + R_l H_K = 39,17 + (-149,3) + 5,56 \cdot 14,55 = -29,23 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Продольные силы в крайней колонне:

- $N_{II} = G_1 + G_{\omega 2} + G_{c1,l} = 584,2 + 75,24 + 40,4 = 699,84 \text{ кН};$
- $N_{III} = N_{II} + G_{\omega 1} + G_{cв} = 699,84 + 52,67 + 139,0 = 891,51 \text{ кН};$
- $N_{IV} = N_{III} + G_{c1,b} = 891,51 + 77,46 = 968,97 \text{ кН}.$

Поперечная сила: $Q_{IV} = R_1 = 5,56 \text{ кН}.$

Продольные силы в средней колонне:

- $N_{II} = 2G_1 + G_{c2,l} = 2 \cdot 584,2 + 40,4 = 1208,8 \text{ кН};$
- $N_{III} = N_{II} + 2G_{c.a.} = 1208,8 + 2 \cdot 139,0 = 1486,8 \text{ кН};$
- $N_{IV} = N_{III} + G_{c2,b} = 1486,8 + 77,46 = 1564,26 \text{ кН}.$

2.3. Усилия в колоннах от снеговой нагрузки.

Продольная сила $P_{sn,1} = 246,24 \text{ кН}$ на крайней колонне действует с эксцентриситетом $e_1 = 0,125\text{ м}$. Момент: $M_1 = P_{sn,1} \cdot e_1 = 246,24 \cdot 0,125 = 30,78 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

В подкрановой части колонны эта же сила приложена с эксцентриситетом $e_3 = 0,25\text{ м}$, т.е. значение момента составляет: $M_2 = P_{sn,1} \cdot e_3 = 246,24 \cdot 0,25 = -61,56 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Реакция верхнего конца крайней колонны от действия моментов M_1 и M_2 равна:

$$R_1 = -\frac{3M_2(1-\nu^2) \cdot \kappa_1 + 3M_1\left(1 + \frac{\kappa_2}{\nu}\right) \cdot \kappa_1}{2 \cdot H_\kappa} =$$

$$= -\frac{-3 \cdot 61,56 \cdot (1 - 0,354^2) \cdot 0,723 + 3 \cdot 30,78 \cdot \left(1 + \frac{0,1526}{0,354}\right) \cdot 0,723}{2 \cdot 14,55} = 0,73 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты в сечениях крайних колонн (рис. 8.в):

$$\begin{aligned} - M_I &= M_1 = 30,78 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ - M_{II} &= M_1 + R_1 H_B = 30,78 + 0,73 \cdot 5,15 = 34,54 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ - M_{III} &= M_{II} + M_2 = 34,54 + (-61,56) = -27,02 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ - M_{IV} &= M_1 + M_2 + R_1 H_K = 30,78 - 61,56 + 0,73 \cdot 14,55 = -20,16 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Продольные силы в крайней колонне: $N_{II} = N_{III} = N_{IV} = P_{sn,1} = 246,24 \text{ кН}$.

Поперечная сила: $Q_{IV} = R_1 = 0,73 \text{ кН}$.

Продольные силы в средней колонне: $N_{II} = N_{III} = N_{IV} = P_{sn,1} \cdot 2 = 246,24 \cdot 2 = 492,48 \text{ кН}$.

2.4. Усилия в колоннах от ветровой нагрузки.

Реакция верхнего конца левой колонны по формуле приложения 20 от нагрузки

$$q_1 = 2,42 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$R_1 = -\frac{1}{8} \kappa_1 \cdot q_1 \cdot H_k [3(1 + \nu \cdot \kappa_2) + 4\kappa_3(1 + \nu)] =$$

$$= -\frac{1}{8} \cdot 0,723 \cdot 2,42 \cdot 14,55 \cdot [3(1 + 0,354 \cdot 0,1526) + 4 \cdot 0,23(1 + 0,354)] = -14,02 \text{ кН}.$$

Реакция верхнего конца правой колонны от нагрузки $q_2 = 1,51 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$:

$$R_3 = -\frac{1}{8} \cdot 0,723 \cdot 1,51 \cdot 14,55 \cdot [3(1 + 0,354 \cdot 0,1526) + 4 \cdot 0,23(1 + 0,354)] = -8,78 \text{ кН}.$$

Реакция введенной связи в основной системе метода перемещений от сосредоточенной силы $R = -W = -8,47 \text{ кН}$.

Суммарная реакция связи: $R_{1p} = R_1 + R_3 + W = -14,02 - 8,78 - 8,47 = -31,27 \text{ кН}$.

Горизонтальные перемещения верха колонн при $c_{sp} = 1$:

$$\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{r_{11}} = -\frac{-31,27}{8,46 \cdot 10^{-5} \cdot E_b} = \frac{369622}{E_b}.$$

Вычисляем упругие реакции верха колонн:

$$\text{- левой: } R_{1e} = R_1 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 1} = -14,02 + \frac{369622}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = -3,6 \text{ кН};$$

$$\text{- средней: } R_{2e} = \Delta_1 \cdot R_{\Delta 2} = \frac{369622}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = 10,42 \text{ кН};$$

$$\text{- правой: } R_{3e} = R_3 + \Delta_1 R_{\Delta 3} = -8,78 + \frac{369622}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = 1,64 \text{ кН};$$

Изгибающие моменты в сечениях колонн (рис. 8. и):

- левой:

$$M_{II} = M_{III} = \frac{q_1 \cdot H_e^2}{2} + R_{1e} \cdot H_e = \frac{2,42 \cdot 5,15^2}{2} - 3,6 \cdot 5,15 = 13,55 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = \frac{q_1 \cdot H_K^2}{2} + R_{1e} \cdot H_K = \frac{2,42 \cdot 14,55^2}{2} - 3,6 \cdot 14,55 = 203,78 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- средней:

$$M_{II} = M_{III} = R_{2e} \cdot H_e = 10,42 \cdot 5,15 = 53,66 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{2e} \cdot H_K = 10,42 \cdot 14,55 = 151,66 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- правой:

$$M_{II} = M_{III} = \frac{q_2 \cdot H_e^2}{2} + R_{3e} \cdot H_e = \frac{1,51 \cdot 5,15^2}{2} + 1,64 \cdot 5,15 = 28,52 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = \frac{q_2 \cdot H_K^2}{2} + R_{3e} \cdot H_K = \frac{1,51 \cdot 14,55^2}{2} + 1,64 \cdot 14,55 = 183,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечные силы в защемлениях колонн:

- левой: $Q_{IV} = q_1 \cdot H_K + R_{1e} = 2,42 \cdot 14,55 - 3,6 = 31,61 \text{ кН};$

- средней: $Q_{IV} = R_{2e} = 10,42 \text{ кН};$

- правой: $Q_{IV} = q_2 \cdot H_K + R_{3e} = 1,51 \cdot 14,55 + 1,64 = 23,61 \text{ кН}.$

2.5. Усилия в колоннах от крановых нагрузок.

Рассматриваются следующие виды нагружений:

- 1) вертикальная нагрузка D_{\max} на крайней колонне и D_{\min} на средней (рис. 7.а);
- 2) D_{\max} на средней колонне и D_{\min} на крайней;
- 3) Четыре крана с 2 D_{\max} на средней колонне и D_{\min} – на крайних (рис. 7.б);
- 4) Горизонтальная крановая нагрузка H на крайней колонне (рис. 7.а);
- 5) Горизонтальная нагрузка H на средней колонне.

Рассмотрим загрузку 1. На крайней колонне сила $D_{\max} = 984,59 \text{ кН}$ приложена с эксцентриситетом $e_5 = 0,45 \text{ м}$. Момент, приложенный к верху подкрановой части колонны, $M_{\max} = D_{\max} \cdot e_5 = 984,59 \cdot 0,45 = 443,07 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Реакция верхней опоры левой колонны:

$$R_1 = -\frac{3M_{\max}(1-\nu^2) \cdot \kappa_1}{2 \cdot H_K} = -\frac{3 \cdot 443,07 \cdot (1-0,354^2) \cdot 0,723}{2 \cdot 14,55} = -28,89 \text{ кН}$$

Одновременно на средней колонне действует сила $D_{\min} = 318,71 \text{ кН}$ с эксцентриситетом

$$e = \lambda = 0,75 \text{ м, т.е. } M_{\min} = D_{\min} \cdot e = 318,71 \cdot (-0,75) = -239,03 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Реакция верхней опоры средней колонны:

$$R_2 = -\frac{3M_{\min}(1-\nu^2) \cdot \kappa_1}{2 \cdot H_K} = -\frac{3 \cdot 239,03(1-0,354^2) \cdot 0,723}{2 \cdot 14,55} = 15,58 \text{ кН}$$

Суммарная реакция в основной системе $R_{1p} = -28,89 + 15,58 = -13,31 \text{ кН}.$

Коэффициент, учитывающий пространственную работу каркаса здания, для сборных покрытий и двух кранах в пролете определим по формуле (2.2).

Для температурного блока длиной 48м и шаге колонн 12м:

$n=5$ (нечетное число); $m = (n-1)/2 = 2$; $a = 12$

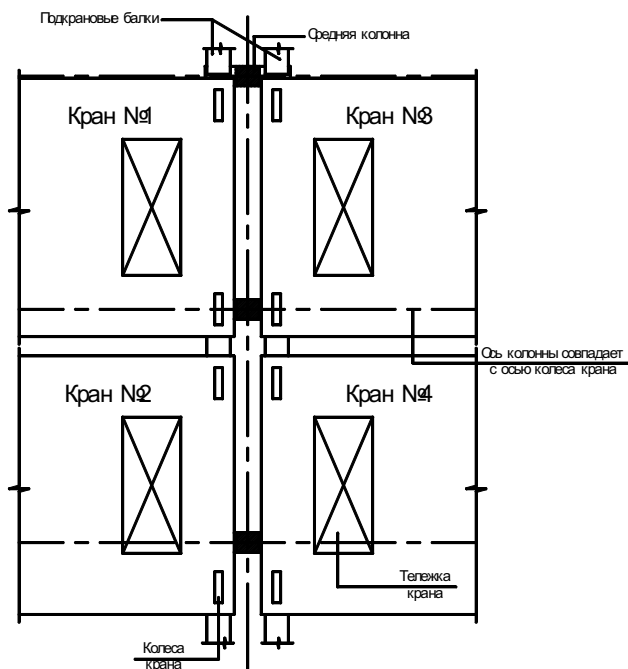
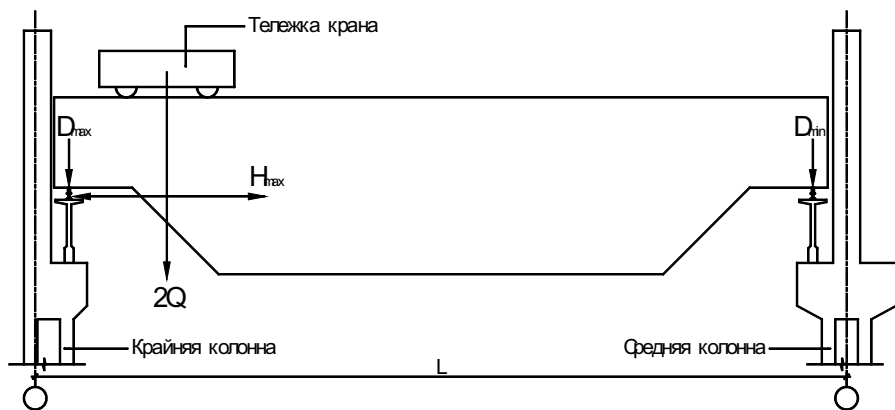


Рис. 7. Схема расположения мостовых кранов для определения опорного давления подкрановых балок на колонну.

$$c_{sp} = \frac{1}{\frac{1}{5} + \frac{12^2}{2 \cdot (12^2 + 24^2)}} = 3,33. \quad \text{Тогда } \Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{c_{sp} \cdot r_{11}} = -\frac{-13,31}{3,33 \cdot 8,46 \cdot 10^{-5} \cdot E_b} = \frac{47246}{E_b}.$$

Упругие реакции верха колонн:

- левой: $R_{1e} = R_1 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 1} = -28,89 + \frac{47246}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = -27,56 \text{ кН};$

- средней: $R_{2e} = R_2 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 2} = 15,58 + \frac{47246}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = 16,91 \text{ кН};$

- правой: $R_{3e} = \Delta_1 \cdot R_{\Delta 3} = \frac{47246}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = 1,33 \text{ кН}.$

Изгибающие моменты в сечениях колонн (рис. 8.г):

- левой:

$$M_{II} = R_{1e} \cdot H_B = -27,56 \cdot 5,15 = -141,93 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{III} = M_{II} + M_{\max} = -141,93 + 443,07 = 301,14 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{1e} \cdot H_K + M_{\max} = -27,56 \cdot 14,55 + 443,07 = 42,07 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- средней:

$$M_{II} = R_{2e} \cdot H_B = 16,91 \cdot 5,15 = 87,09 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{III} = M_{II} + M_{\min} = 87,09 - 239,03 = -151,94 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{2e} \cdot H_K + M_{\min} = 16,91 \cdot 14,55 - 239,03 = 7,01 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- правой:

$$M_{II} = M_{III} = R_{3e} \cdot H_B = 1,33 \cdot 5,15 = 6,85 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{3e} \cdot H_K = 1,33 \cdot 14,55 = 19,35 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечные силы в защемлениях колонн:

- левой: $Q_{IV} = R_{1e} = -27,56 \text{ кН};$

- средней: $Q_{IV} = R_{2e} = 16,91 \text{ кН};$

- правой: $Q_{IV} = R_{3e} = 1,33 \text{ кН}.$

Продольные силы в сечениях колонн:

- левой: $N_{II} = 0; N_{III} = N_{IV} = 984,59 \text{ кН};$

- средней: $N_{II} = 0; N_{III} = N_{IV} = 318,17 \text{ кН};$

- правой: $N_{II} = 0; N_{III} = N_{IV} = 0 \text{ кН}.$

Рассмотрим загрузку 2. На крайней колонне сила $D_{\min} = 318,71 \text{ кН}$, приложена с эксцентриситетом $e_5 = 0,45 \text{ м}$, т.е. $M_{\min} = D_{\min} \cdot e_5 = 318,71 \cdot 0,45 = 143,42 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Реакция верхней опоры левой колонны:

$$R_1 = -\frac{3M_{\min}(1-v^2) \cdot \kappa_1}{2 \cdot H_K} = -\frac{3 \cdot 143,42 \cdot (1-0,354^2) \cdot 0,723}{2 \cdot 14,55} = -9,35 \text{ кН}.$$

На средней колонне действует сила $D_{\max} = 984,59 \text{ кН}$ с эксцентриситетом $e = \lambda = 0,75 \text{ м}$, т.е. $M_{\max} = D_{\max} \cdot e = 984,59 \cdot 0,75 = 738,44 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Реакция верхней опоры средней колонны:

$$R_2 = -\frac{3M_{max}(1-\nu^2) \cdot \kappa_1}{2 \cdot H_K} = -\frac{-3 \cdot 738,44 \cdot (1-0,354^2) \cdot 0,723}{2 \cdot 14,55} = 48,15 \text{ кН}.$$

Суммарная реакция в основной системе $R_{1p} = R_1 + R_2 = -9,35 + 48,15 = 38,8 \text{ кН}$.

$$\text{Тогда } \Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{c_{sp} \cdot r_{11}} = -\frac{38,8}{3,33 \cdot 8,46 \cdot 10^{-5} \cdot E_b} = -\frac{137726}{E_b}.$$

Упругие реакции верха колонн:

$$\text{- левой: } R_{1e} = R_1 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 1} = -9,35 - \frac{137726}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = -13,23 \text{ кН};$$

$$\text{- средней: } R_{2e} = R_2 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 2} = 48,15 - \frac{137726}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = 44,27 \text{ кН};$$

$$\text{- правой: } R_{3e} = \Delta_1 \cdot R_{\Delta 3} = -\frac{137726}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = -3,88 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты в сечениях колонн (рис. 8.д):

- левой:

$$M_{II} = R_{1e} \cdot H_B = -13,23 \cdot 5,15 = -68,13 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{III} = M_{II} + M_{\min} = -68,13 + 143,42 = 75,29 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{1e} \cdot H_K + M_{\min} = -13,23 \cdot 14,55 + 143,42 = -49,08 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- средней:

$$M_{II} = R_{2e} \cdot H_B = 44,27 \cdot 5,15 = 227,99 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{III} = M_{II} + M_{\max} = 227,99 - 738,44 = -510,45 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{2e} \cdot H_K + M_{\max} = 44,27 \cdot 14,55 - 738,44 = -94,31 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- правой:

$$M_{II} = M_{III} = R_{3e} \cdot H_B = -3,88 \cdot 5,15 = -19,98 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{3e} \cdot H_K = -3,88 \cdot 14,55 = -56,45 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечные силы в защемлениях колонн:

$$\text{- левой: } Q_{IV} = R_{1e} = -13,23 \text{ кН};$$

$$\text{- средней: } Q_{IV} = R_{2e} = 44,27 \text{ кН};$$

$$\text{- правой: } Q_{IV} = R_{3e} = -3,88 \text{ кН}.$$

Продольные силы в сечениях колонн:

$$\text{- левой: } N_{II} = 0; N_{III} = N_{IV} = 318,71 \text{ кН};$$

$$\text{- средней: } N_{II} = 0; N_{III} = N_{IV} = 984,59 \text{ кН};$$

$$\text{- правой: } N_{II} = 0; N_{III} = N_{IV} = 0 \text{ кН}.$$

Рассмотрим загрузку 3. На крайних колоннах сила D_{\min} , определенная с коэффициентом сочетаний $\gamma_i = 0,7$ (четыре крана), действует с эксцентриситетом $e_s = 0,45 \text{ м}$, т.е. $M_{\min} = D_{\min} \cdot e_s = 262,5 \cdot 0,45 = 118,13 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Реакция верхней опоры левой

$$\text{колонны: } R_1 = -\frac{3M_{\min}(1-\nu^2) \cdot \kappa_1}{2 \cdot H_K} = -\frac{3 \cdot 118,3 \cdot (1-0,354^2) \cdot 0,723}{2 \cdot 14,55} = -7,71 \text{ кН}.$$

Реакция правой колонны $R_3 = 7,71 \text{ кН}$, средней колонны $R_2 = 0 \text{ кН}$ (загружена центральной силой $2D_{\max} = 1621,7 \text{ кН}$).

Так как рассматриваемое нагружение симметрично, то усилия в колоннах определяем без учета смещения их верха. Изгибающие моменты в сечениях колонн (рис. 8.е):

– левой $M_{II} = R_1 \cdot H_B = -7,71 \cdot 5,15 = -39,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$
 $M_{III} = M_{II} + M_{\min} = -39,7 + 118,13 = 78,43 \text{ кН} \cdot \text{м};$
 $M_{IV} = R_1 \cdot H_K + M_{\min} = -7,71 \cdot 14,55 + 118,13 = 5,95 \text{ кН} \cdot \text{м};$
– средней $M_{II} = M_{III} = M_{IV} = 0.$

Поперечные силы в защемлениях колонн:

– левой $Q_{IV} = R_1 = -7,71 \text{ кН};$
– средней $Q_{IV} = R_2 = 0;$
– правой $Q_{IV} = R_3 = 7,71 \text{ кН}.$

Продольные силы в сечениях колонн:

– левой и правой $N_{II} = 0; \quad N_{III} = N_{IV} = 262,5 \text{ кН};$
– средней $N_{II} = 0; \quad N_{III} = N_{IV} = 1621,7 \text{ кН}.$

Рассмотрим нагружение 4. Реакция верхней опоры левой колонны, к которой приложена горизонтальная крановая нагрузка $\bar{H} = 40,8 \text{ кН}$:

$$R_1 = -\bar{H} \left\{ 1 - \frac{\beta_1 \cdot \kappa_1}{2} \left[3 \left(1 + \frac{\kappa_2}{\nu} \right) + \beta_1^2 \cdot \kappa \right] \right\} =$$

$$= -40,8 \left\{ 1 - \frac{0,258 \cdot 0,723}{2} \left[3 \left(1 + \frac{0,1526}{0,354} \right) + 0,258^2 \cdot 4,44 \right] \right\} = -23,34 \text{ кН}.$$

В частном случае при $\beta_1/\nu = 0,258/0,354 \approx 0,7$ значение R_1 может быть вычислено по упрощенной формуле: $R_1 = -k_1 \bar{H} (1 - \nu + k_3) = -0,723 \cdot 40,8 \cdot (1 - 0,354 + 0,23) = -25,83 \text{ кН}.$

Реакции остальных колонн поперечной рамы в основной системе: $R_2 = R_3 = 0.$

Суммарная реакция $R_{1p} = R_1 = -23,34 \text{ кН}.$

Тогда $\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{c_{sp} \cdot r_{11}} = -\frac{-23,34}{3,33 \cdot 8,46 \cdot 10^{-5} \cdot E_b} = \frac{82849}{E_b}.$

Упругие реакции верха колонн:

– левой: $R_{1e} = R_1 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 1} = -23,34 + \frac{82849}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = -21,0 \text{ кН};$

– средней: $R_{2e} = \Delta_1 \cdot R_{\Delta 2} = \frac{82849}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = 2,34 \text{ кН};$

– правой: $R_{3e} = \Delta_1 \cdot R_{\Delta 3} = \frac{82849}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = 2,34 \text{ кН}.$

Изгибающие моменты в сечениях колонн (рис.8, ж):

– левой:

– в точке приложения силы \bar{H} :

$$M_H = R_{1e} \cdot \beta_1 H_K = -21,0 \cdot 0,258 \cdot 14,55 = -78,83 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = M_{III} = R_{1e} H_B + \bar{H} \cdot H_{II.B.} = -21,0 \cdot 5,15 + 40,8 \cdot 1,4 = -51,03 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{1e} H_K + \bar{H} (H_B + H_H - \beta_1 H_K) = -21,0 \cdot 14,55 + 40,8 \cdot (5,15 + 9,4 - 0,258 \cdot 14,55) =$$

$$= 134,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- средней: $M_{II} = M_{III} = R_{2e} \cdot H_B = 2,34 \cdot 5,15 = 12,05 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$M_{IV} = R_{2e} \cdot H_K = 2,34 \cdot 14,55 = 34,05 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

- правой: $M_{II} = M_{III} = R_{3e} \cdot H_B = 2,34 \cdot 5,15 = 12,05 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$M_{IV} = R_{3e} \cdot H_K = 2,34 \cdot 14,55 = 34,05 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

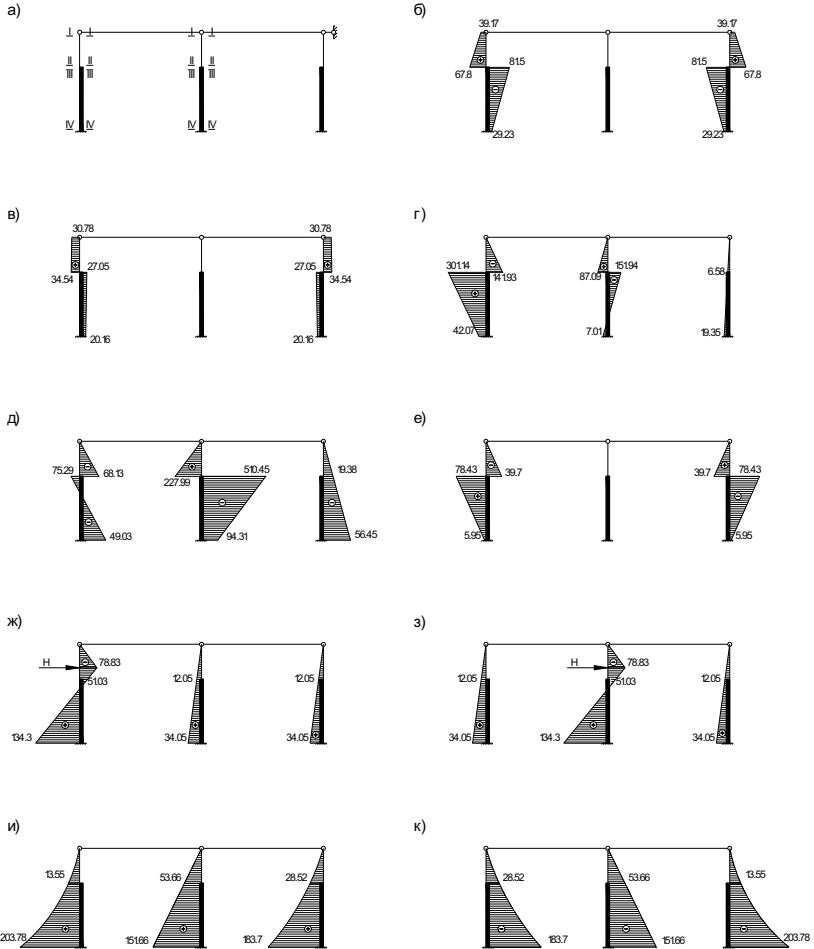


Рис. 8. К статическому расчету поперечной рамы:
 а – основная система метода перемещений; б – эпюра от постоянной
 нагрузки; в – снеговой; г-ж – крановых в соответствия с
 нагрузжениями 1 5; и,к – ветровой слева и справа.

Поперечные силы в защемлениях колонн:

- левой: $Q_{IV} = R_{1e} + \bar{H} = -21,0 + 40,8 = 19,8 \text{ кН}$;

- средней: $Q_{IV} = R_{2e} = 2,34 \text{ кН}$;

- правой: $Q_{IV} = R_{3e} = 2,34 \text{ кН}$.

Рассмотрим загрузку 5. Реакция верхней опоры средней колонны, к которой приложена горизонтальная нагрузка $\bar{H} = 40,8 \text{ кН}$:

$$R_2 = -\bar{H} \left\{ 1 - \frac{\beta_2 \kappa_1}{2} \left[3 \left(1 + \frac{\kappa_2}{\nu} \right) + \beta_2^2 \cdot \kappa \right] \right\} =$$

$$= -40,8 \left\{ 1 - \frac{0,258 \cdot 0,723}{2} \left[3 \left(1 + \frac{0,1526}{0,354} \right) + 0,258^2 \cdot 4,44 \right] \right\} = -23,34 \text{ кН} .$$

Реакции остальных колонн поперечной рамы в основной системе: $R_1 = R_3 = 0$;

Суммарная реакция $R_{1p} = R_2 = -23,34 \text{ кН}$.

Тогда $\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{c_{sp} \cdot r_{11}} = -\frac{-23,34}{3,33 \cdot 8,46 \cdot 10^{-5} \cdot E_b} = \frac{82849}{E_b}$.

Упругие реакции верха колонн:

- левой и правой: $R_{1e} = R_{3e} = \Delta_1 \cdot R_{\Delta 1} = \frac{82849}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = 2,34 \text{ кН}$;

- средней: $R_{2e} = R_2 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 2} = -23,34 + \frac{82849}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = -21,0 \text{ кН}$.

Изгибающие моменты в сечениях колонн (рис.8, з):

- левой и правой: $M_{II} = M_{III} = R_{1e} H_B = 2,34 \cdot 5,15 = 12,05 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$M_{IV} = R_{1e} H_K = 2,34 \cdot 14,55 = 34,05 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

- средней: - в точке приложения силы \bar{H} :

$M_H = R_{2e} \cdot \beta_2 H_K = -21,0 \cdot 0,258 \cdot 14,55 = -78,83 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$M_{II} = M_{III} = R_{2e} H_B + \bar{H} \cdot H_{II.B.} = -21,0 \cdot 5,15 + 40,8 \cdot 1,4 = -51,03 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$M_{IV} = R_{2e} H_K + \bar{H} (H_B + H_H - \beta_2 H_K) = -21,0 \cdot 14,55 + 40,8 \cdot (5,15 + 9,4 - 0,258 \cdot 14,55) =$
 $= 134,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Поперечные силы в защемлениях колонн:

- левой и правой: $Q_{IV} = R_{1e} = R_{3e} = 2,34 \text{ кН}$;

- средней: $Q_{IV} = R_{2e} + \bar{H} = -21,0 + 40,8 = 19,8 \text{ кН}$.

Результаты расчета поперечной рамы на все виды нагружений приведены в табл.2.

2.6. Расчетные сочетания усилий

Значения расчетных сочетаний усилий в сечениях колонн по оси А от разных нагрузок и их сочетаний, а также усилий, передаваемых с колонны на фундамент, приведены в табл. 2. Рассмотрены следующие комбинации усилий: наибольший положительный момент M_{\max} и соответствующая ему продольная сила; наибольший отрицательный момент M_{\min} и соответствующая ему продольная сила; наибольшая продольная сила N_{\max} и соответствующий ей изгибающий момент.

Кроме того, для каждой комбинации усилий в сечении IV–IV вычислены

значения поперечных сил, необходимые также для расчета фундамента. Значения изгибающих моментов и поперечных сил в загрузениях 4 и 5 приняты со знаком \pm , поскольку торможение тележек крана может осуществляться в обе стороны. Учитывая, что колонны находятся в условиях внецентренного сжатия, в комбинацию усилий N_{\max} включены и те нагрузки, которые увеличивают эксцентриситет продольной силы.

**Расчетные усилия в левой колонне (ось А) и их сочетания
(изгибающие моменты в кН·м, силы – в кН).**

Таблица 2

			Усилия в сечениях колонн						
Нагрузки	№ нагру-жения	Коэф-фици-ент Соче-таний	II-II		III-III		IV-IV		
			M	N	M	N	M	N	Q
Постоянная	1	1	67,8	699,84	-81,5	891,51	-29,23	968,97	5,56
Снеговая	2	1	34,54	246,24	-27,02	246,24	-20,16	246,24	0,73
	3	0,9	31,09	221,62	-24,32	221,62	-18,14	221,62	0,66
Крановая (от 2-х кранов) M_{\max} на левой колонне	4	1	-141,93	0	301,14	984,59	42,07	984,59	-27,56
	5	0,9	-127,74	0	271,03	886,13	37,86	886,13	-24,8
Крановая (от 2-х кранов) M_{\max} на средней колонне	6	1	-68,13	0	75,29	318,71	-49,08	318,71	-13,23
	7	0,9	-61,32	0	67,76	286,84	-44,17	286,84	-11,91
Крановая (от 4-х кранов)	8	1	-39,7	0	78,43	262,5	5,95	262,5	-7,71
	9	0,9	-35,73	0	70,59	236,25	5,36	236,25	-6,94
Крановая \bar{H} на левой колонне	10	1	$\pm 51,03$	0	$\pm 51,03$	0	$\pm 134,3$	0	$\pm 19,8$
	11	0,9	$\pm 45,93$	0	$\pm 45,93$	0	$\pm 120,87$	0	$\pm 17,82$
Крановая \bar{H} на средней колонне	12	1	$\pm 12,05$	0	$\pm 12,05$	0	$\pm 34,05$	0	$\pm 2,34$
	13	0,9	$\pm 10,85$	0	$\pm 10,85$	0	$\pm 30,65$	0	$\pm 2,11$
Ветровая слева	14	1	13,55	0	13,55	0	203,78	0	31,61
	15	0,9	12,2	0	12,2	0	183,4	0	28,45
Ветровая справа	16	1	-28,52	0	-28,52	0	-183,7	0	-23,61
	17	0,9	-25,67	0	-25,67	0	-165,33	0	-21,25
Основные сочетания нагрузок с учетом крановой и ветровой	M_{\max}		1+3+9+11 ^(с) +15		1+5+11 ^(с) +15		1+5+11 ^(с) +15		
			121,29	921,46	247,66	1777,64	312,9	1855,1	27,03
	M_{\min}		1+5+11 ^(с) +17		1+3+17		1+3+7+11 ^(с) +17		
			-131,54	699,84	-131,49	1113,13	-377,74	1477,43	-44,76
	N_{\max}		1+3+5+11 ^(с) +17		1+3+5+11 ^(с) +15		1+3+5+11 ^(с) +15		
		-100,45	921,46	223,34	1999,26	294,76	2076,72	27,69	
То же, без учета крановых и ветровой		1+2		1+2		1+2			
		102,34	946,08	-108,52	1137,75	-49,39	1215,21	6,29	

3. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ДВУХВЕТВЕВОЙ КОЛОННЫ КРАЙНЕГО РЯДА

Для проектируемого здания принята сборная железобетонная колонна.

Бетон – тяжелый класса В15, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении. $R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$, $E_b = 24000 \text{ МПа}$. Продольная рабочая

арматура ветвей - класса А400. $R_s = R_{sc} = 355 \text{ МПа}$, $E_s = 200000 \text{ МПа}$.

Поперечная арматура - класса А240.

Продольная и поперечная арматура распорок – класса А400.

3.1. Надкрановая сплошная часть колонны.

Расчет проводится для сечения II–II. В результате статического расчета поперечной рамы (табл. 2) имеем следующие сочетания усилий:

1) $M_1 = 121,29 \text{ кН} \cdot \text{м}$	$N_1 = 921,46 \text{ кН}$	$\gamma_{b1} = 1,0$
2) $M_2 = -131,54 \text{ кН} \cdot \text{м}$	$N_2 = 699,84 \text{ кН}$	$\gamma_{b1} = 1,0$
3) $M_3 = -100,45 \text{ кН} \cdot \text{м}$	$N_3 = 921,46 \text{ кН}$	$\gamma_{b1} = 1,0$
4) $M_4 = 102,34 \text{ кН} \cdot \text{м}$	$N_4 = 946,08 \text{ кН}$	$\gamma_{b1} = 0,9$

Для 1-го, 2-го и 3-го сочетаний $\gamma_{b1} = 1,0$ т.к. в них входят усилия от

кратковременных нагрузок непродолжительного действия (крановые, ветровые). Для

4-го сочетания $\gamma_{b1} = 0,9$, так как в него входят только усилия от постоянной и

снеговой нагрузок. В реальном проектировании необходимо выполнять расчет на все

сочетания усилий. В курсовом проекте допускается по согласованию с консультантом

выбрать одно наиболее неблагоприятное с точки зрения несущей способности

колонны сочетание. Таковым для данного примера является первое сочетание.

Напомним геометрические характеристики надкрановой (верхней) части колонны

(см. п. 1.2):

$$H_2 = H_a = 5,15 \text{ м}, h_2 = h_a = 0,6 \text{ м}, b_2 = b_k = 0,5 \text{ м}.$$

Рабочая высота сечения $h_{20} = 60 - 4 = 56$ см. ($a = a' = 4$ см.).

Эксцентриситет продольной силы (знак «-» при вычислении эксцентриситета не учитываем):

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{121,29}{921,46} = 0,132 \text{ м} = 13,2 \text{ см}.$$

Свободная длина надкрановой части при наличии крановой нагрузки в первом

сочетании:

$$l_0 = 2,0 \cdot H_2 = 2,0 \cdot 5,15 = 10,3 \text{ м (при отсутствии в расчетном состоянии крановой}$$

нагрузки вводится коэффициент 2,5)

Радиус инерции сечения:

$$i = \sqrt{\frac{h_2^2}{12}} = \sqrt{\frac{60^2}{12}} = 17,32 \text{ см}$$

Гибкость верхней части колонны:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{10,3 \cdot (10^2)}{17,32} = 59,47 \geq 14$$

Следовательно, в расчете прочности сечения необходимо учесть увеличение эксцентриситета продольной силы за счет продольного изгиба.

Момент от постоянной и длительно действующей части временной нагрузки (последняя учитывается, если в расчетное сочетание входит снеговая нагрузка) в соответствии с табл. 2.

$$M_I = M_{ном.} + k \cdot M_{сн.} = 67,8 + 0,5 \cdot 31,09 = 83,35 \text{ кН} \cdot \text{м} ,$$

где $\kappa=0,5$ - коэффициент учитывающий длительно действующую часть снеговой нагрузки.

Продольная сила

$$N_I = N_{ном.} + 0,5 \cdot N_{сн.} = 699,84 + 0,5 \cdot 221,62 = 810,65 \text{ кН} ;$$

$$M_{II} = M_I \pm N_I \cdot \frac{(h_{20} - a')}{2} = 83,35 + \frac{810,65 \cdot (0,56 - 0,04)}{2} = 294,12 \text{ кН} \cdot \text{м} ;$$

$$M_{I1} = M_I \pm N_I \cdot \frac{(h_{20} - a')}{2} = 121,29 + \frac{921,46 \cdot (0,56 - 0,04)}{2} = 360,87 \text{ кН} \cdot \text{м} , \text{ знак «+» перед}$$

силой соответствует знаку изгибающего момента.

Для тяжелого бетона $\beta = 1$.

В случае если моменты M_{II} и M_{I1} разных знаков и $|e_0| > 0,1 \cdot h_2$,

φ_l принимают равным 1,0. При одинаковых знаках моментов M_{II} и M_{I1} коэффициент φ_l определяем по формуле:

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_{I1}} \leq 2.$$

$$\varphi_l = 1 + 1 \cdot \frac{294,12}{360,87} = 1,815.$$

Так как $\frac{e_0}{h} = \frac{0,132}{0,6} = 0,22 > \delta_{e,\min} = 0,15$, принимаем $\delta_e = \frac{e_0}{h} = 0,22$.

Поскольку площадь арматуры надкрановой части колонны неизвестна (ее определение – цель настоящего расчета), зададимся количеством арматуры, исходя из минимального процента армирования.

При $\lambda = 59,47$ минимальный процент армирования $\mu_{\min} = 0,002$, найден по интерполяции между $\mu_{\min} = 0,001$ при $\lambda = 17$ и $\mu_{\min} = 0,0025$ при $\lambda = 87$.

$$\text{Тогда } \mu \cdot \alpha = 2\mu_{\min} \frac{E_s}{E_b} = 0,004 \cdot \frac{20 \cdot 10^4}{2,4 \cdot 10^4} = 0,034.$$

Жесткость железобетонного элемента прямоугольного сечения при симметричном армировании:

$$D = E_b b h^3 \left[\frac{0,0125}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)} + 0,175 \mu \alpha \left(\frac{h_{20} - a'}{h_2} \right)^2 \right] =$$

$$= 24 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \cdot 0,6^3 \left[\frac{0,0125}{1,815 \cdot (0,3 + 0,22)} + 0,175 \cdot 0,034 \left(\frac{0,56 - 0,04}{0,6} \right)^2 \right] = 4,59 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Значение критической силы $N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 4,59 \cdot 10^4}{10,3^2} = 4265,77 \text{ кН}$.

$N_I = 921,46 \text{ кН} < N_{cr} = 4265,77 \text{ кН}$ – условие выполнено.

Коэффициент продольного изгиба

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_1}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{921,46}{4265,77}} = 1,276.$$

Расчетный момент с учётом прогиба равен:

$$M = M_1 \cdot \eta = 121,29 \cdot 1,276 = 154,77 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (\text{знак «-» при вычислении момента не учитывается}).$$

В случае симметричного армирования сечения ($A_s = A'_s$) высота сжатой зоны

$$x = \frac{N_1}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot b_2} = \frac{921,46 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 8,5 \cdot (100) \cdot 50} = 21,7 \text{ см} = 0,217 \text{ м}.$$

$$\text{Относительная высота сжатой зоны } \xi = \frac{x}{h_{20}} = \frac{0,217}{0,56} = 0,39.$$

Граничная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_{R_s} = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{355}{700}} = 0,531.$$

$\xi = 0,39 < \xi_{R_s} = 0,531$, следовательно имеем первый случай внецентренного сжатия – случай «больших» эксцентриситетов.

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N_1(h_{20} - a')/2}{\gamma_{b1} R_b b h_{20}^2} = \frac{154,77 \cdot 10^5 + 921460 \cdot (56 - 4)/2}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 50 \cdot 56^2 (100)} = 0,296;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_{20}} = \frac{4}{56} = 0,071;$$

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b1} R_b \cdot b \cdot h_{20}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - \xi/2)}{1 - \delta} = \frac{1,0 \cdot 8,5 \cdot 50 \cdot 56}{355} \cdot \frac{0,296 - 0,39 \cdot (1 - 0,39/2)}{1 - 0,071} < 0,$$

т.е. рабочая арматура по расчёту не требуется.

Армируем сечение верхней части колонны конструктивно, исходя из минимального процента армирования. $A_{s,\min} = A'_{s,\min} = \mu_{\min} \cdot b \cdot h_0 = 0,002 \cdot 50 \cdot 56 = 5,6 \text{ см}^2$.

Принимаем 3Ø16 А400 с $A_s = A'_s = 6,03 \text{ см}^2$, что больше $A_{s,\min} = 5,6 \text{ см}^2$ и соответствует минимально допустимому диаметру продольной рабочей арматуры – Ø16. Количество стержней (в нашем примере – 3) выбирается с тем расчетом, чтобы наибольшее расстояние между ними по ширине колонны не превышало 400 мм. В случае, если при расчёте получится $A_s = A'_s > 0$ и процент армирования превосходит принятый при определении N_{cr} , следует скорректировать значение μ , повторить расчёт и по сортаменту подобрать необходимое количество (диаметр) арматуры. Поперечная арматура принята класса А240 Ø6 мм (из условия сварки с продольной рабочей арматурой Ø16 мм). Шаг поперечных стержней $S=200$ мм (кратно 50мм), что удовлетворяет требованиям норм: $S \leq 500$ мм и $S \leq 15 \cdot d = 15 \cdot 16 = 240$ мм. Проверим необходимость расчёта надкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной к плоскости поперечной рамы.

$$i' = \sqrt{\frac{b_2^2}{12}} = \sqrt{\frac{50^2}{12}} = 14,43 \text{ см}; \quad l'_0 = 1,5 \cdot H_2 = 1,5 \cdot 5,15 = 7,725 \text{ м} = 772,5 \text{ см};$$

$$\lambda' = \frac{l'_0}{i'} = \frac{772,5}{14,43} = 53,5 .$$

Т.к. $\lambda' = 53,5 < \lambda = 59,47$ – расчет из плоскости рамы не производится.

3.2. Подкрановая двухветвевая часть колонны.

Расчет следует производить для сечений III–III и IV–IV, т.е. на 8 сочетаний усилий (табл. 2):

1)	$M_1 = 247,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$N_1 = 1777,64 \text{ кН}$	$\gamma_{b1} = 1,0$)
2)	$M_2 = -131,49 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$N_2 = 113,13 \text{ кН}$	$\gamma_{b1} = 1,0$	
3)	$M_3 = 223,34 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$N_3 = 1999,26 \text{ кН}$	$\gamma_{b1} = 1,0$) III–III
4)	$M_4 = -108,52 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$N_4 = 1137,75 \text{ кН}$	$\gamma_{b1} = 0,9$)
5)	$M_5 = 312,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$N_5 = 1855,1 \text{ кН}$	$\gamma_{b1} = 1,0$)
6)	$M_6 = -377,74 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$N_6 = 1477,13 \text{ кН}$	$\gamma_{b1} = 1,0$	
7)	$M_7 = 294,76 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$N_7 = 2076,72 \text{ кН}$	$\gamma_{b1} = 1,0$) IV–IV
8)	$M_8 = -49,39 \text{ кН}\cdot\text{м}$	$N_8 = 1215,21 \text{ кН}$	$\gamma_{b1} = 0,9$)

Из приведенных 8 сочетаний наиболее невыгодными являются сочетания N6 и N7, относящиеся к сечению IV–IV, в месте заделки колонны в фундамент. Таким образом, всё армирование подкрановой части колонны определяется расчетом прочности сечения IV–IV.

Геометрические характеристики подкрановой части колонны:

$$H_1 = H_H = 9,4 \text{ м}, \quad h_1 = h_H = 1,1 \text{ м}, \quad b_1 = b_K = 0,5 \text{ м} .$$

Размеры сечения ветви:

$$h_c = 0,25 \text{ м}, \quad b_c = b_1 = 0,5 \text{ м}, \quad h_{c0} = 0,25 - 0,04 = 0,21 \text{ м} .$$

Расстояние между осями ветвей:

$$c_* = h_1 - h_c = 1,1 - 0,25 = 0,85 \text{ м} .$$

Количество панелей в соответствии с рис. 2, $n = 3$ (под панелью понимается часть колонны между осями двух смежных распорок).

Среднее расстояние между осями распорок:

$$\bar{S} = \frac{H_1}{n} = \frac{9,4}{3} = 3,13 \text{ м} .$$

Высота сечения распорки $h_b = 0,4 \text{ м}$.

Далее по аналогии с расчетом надкрановой части колонны вычисляем:

а) для сочетания усилий N6: $M_6 = -377,74 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N_6 = 1477,13 \text{ кН}$; $Q_6 = -44,76 \text{ кН}$.

$$e_0 = \frac{M_6}{N_6} = \frac{377,74}{1477,13} = 0,256 \text{ (знак «-» при вычислении эксцентриситета не}$$

учитываем);

$$l_0 = \Psi \cdot H_1 = 1,5 \cdot 9,4 = 14,1 \text{ м} . \quad \Psi = 1,5 \text{ т.к. крановая нагрузка в данном сочетании}$$

присутствует (при отсутствии крановой нагрузки в расчетном сочетании $\Psi = 1,5$ для однопролетного здания и $\Psi = 1,2$ при числе пролетов ≥ 2).

Приведенный момент инерции сечения:

$$i_{red} = \left[\frac{c_*^2}{4 \left(1 + \frac{3c_*^2}{\Psi^2 \cdot n^2 \cdot h_c^2} \right)} \right]^{\frac{1}{2}} = \left[\frac{0,85^2}{4 \left(1 + \frac{3 \cdot 0,85^2}{1,5^2 \cdot 3^2 \cdot 0,25^2} \right)} \right]^{\frac{1}{2}} = 0,258 \text{ м}$$

Приведенная гибкость

$$\lambda_{red} = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{14,1}{0,258} = 54,65 > 14 - \text{в величине эксцентриситета необходимо учесть}$$

прогиб элемента.

$$I = 2 \left[\frac{b_c h_c^3}{12} + b_c \cdot h_c \cdot \left(\frac{c_*}{2} \right)^2 \right] = 2 \left[\frac{0,5 \cdot 0,25^3}{12} + 0,5 \cdot 0,25 \cdot \frac{0,85^2}{4} \right] = 0,0465 \text{ м}^4$$

Т.к. снеговая нагрузка в данном сочетании присутствует (табл. 2.):

$$M_l = M_{nocm} + 0,5M_{cn} = -29,23 - 0,5 \cdot 18,4 = -38,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_l = N_{nocm} + 0,5N_{cn} = -968,97 + 0,5 \cdot 221,62 = 1079,78 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6l} = M_l - N_l \cdot \frac{c_*}{2} = -38,3 - 1079,78 \cdot \frac{0,85}{2} = -497,21 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6l} = M_6 - N_6 \cdot \frac{c_*}{2} = -377,74 - 1477,13 \cdot \frac{0,85}{2} = -1005,52 \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ (знак «-» перед силой}$$

соответствует знаку изгибающего момента);

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{6l}}{M_{6l}} = 1 + 1 \cdot \frac{-497,21}{-1005,52} = 1,494 \text{ (в случае если } M_{ll} \text{ и } M_{ll} \text{ разных знаков и}$$

$|e_0| > 0,1h$ φ_l принимают равным 1);

$$\delta_e = \frac{e_0}{h_1} = \frac{0,256}{1,1} = 0,233 > \delta_{e\min} = 0,15; \text{ принимаем } \delta_e = 0,233.$$

Железобетонные колонны О.П.З изготавливаются в горизонтальной опалубке. В процессе высвобождения из опалубки и транспортировки колонна работает как изгибаемый элемент, в растянутой зоне которого могут образовываться трещины. Чтобы гарантировать их отсутствие, продольная арматура должна иметь диаметр не менее 16 мм. Исходя из этого, зададимся предварительно процентом армирования ветви

$$\mu = \frac{2 \cdot A_s}{b_c \cdot h_{c0}} = \frac{2 \cdot 6,03}{50 \cdot 21} = 0,0115 > 2 \cdot \mu_{\min} = 2 \cdot 0,002 = 0,004, \text{ где } A_s = 6,03 \text{ см}^2 - \text{площадь}$$

сечения арматуры, принятой в виде 3Ø16 А400 ($\mu_{\min} \approx 0,002$ при $\lambda_{red} = 54,65$).

Тогда момент инерции сечения арматуры обеих ветвей

$$I_s = 2 \cdot \mu \cdot b_c \cdot h_{c0} \cdot \left(\frac{c_*}{2} \right)^2 = 2 \cdot 0,0115 \cdot 0,5 \cdot 0,21 \cdot \frac{0,85^2}{4} = 0,000436 \text{ м}^4.$$

Жесткость железобетонного элемента любой формы сечения:

$$D = \frac{0,15 \cdot E_b \cdot I}{\varphi_l \cdot (0,3 + \delta_e)} + 0,7 \cdot E_s \cdot I_s = \frac{0,15 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 0,0465}{1,494 \cdot (0,3 + 0,233)} + 0,7 \cdot 20 \cdot 10^7 \cdot 0,000436 = 2,71 \cdot 10^5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

$$\text{Отсюда } N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2,71 \cdot 10^5}{14,1^2} = 13439,7 \text{ кН} > N = 1477,13 \text{ кН} \text{ - условие}$$

выполнено.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_6}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1477,13}{13439,7}} = 1,124.$$

Определяем усилия в ветвях колонны (поперечная сила в сечении IV–IV для сочетания N6 (табл. 2) $Q_6 = -44,76$ кН):

$$N_{b1} = \frac{N_6}{2} + \frac{M_6 \cdot \eta}{c_*} = \frac{1477,13}{2} + \frac{377,74 \cdot 1,124}{0,85} = 1238,07 \text{ кН} \text{ – ветвь сжата};$$

$$N_{b2} = \frac{N_6}{2} - \frac{M_6 \cdot \eta}{c_*} = \frac{1477,13}{2} - \frac{377,74 \cdot 1,124}{0,85} = 239,06 \text{ кН} \text{ – ветвь сжата};$$

$$M_b = \frac{Q_6 \cdot \bar{S}}{4} = \frac{44,76 \cdot 3,13}{4} = 35,02 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$e_0 = \frac{M_b}{N_{b1}} = \frac{35,02}{1238,07} = 0,0283 \text{ м} = 2,83 \text{ см}.$$

Случайный эксцентриситет продольной силы e_a принимается наибольшим из следующих значений:

$$1) e_a = \frac{\bar{S}}{600} = \frac{313}{600} = 0,52 \text{ см};$$

$$2) e_a = \frac{h_c}{30} = \frac{25}{30} = 0,833 \text{ см};$$

$$3) e_a = 1 \text{ см}.$$

Поскольку эксцентриситет $e_0 = 2,83 \text{ см} > e_{a,\max} = 1 \text{ см}$, в дальнейших расчетах

используем его, тогда $e = e_0 + \frac{h_{c0} - a}{2} = 0,0283 + \frac{0,21 - 0,04}{2} = 0,113 \text{ м}$.

Итак, для сочетания усилий N6, на одну ветвь получено: $N_{b1} = 1238,07 \text{ кН}$; $e = 0,113 \text{ м}$.

б) для сочетания усилий N7: $M_7 = 294,76 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N_7 = 2076,72 \text{ кН}$; $Q_7 = 27,69 \text{ кН}$.

$$e_0 = \frac{M_7}{N_7} = \frac{294,76}{2076,72} = 0,143; \quad l_0 = 14,1 \text{ м}; \quad \lambda_{red} = 54,65 > 14; \quad I = 0,0465 \text{ м}^4.$$

Поскольку снеговая нагрузка входит в данное сочетание, имеем:

$$M_l = M_{nocm} + k \cdot M_{cn} = -29,23 - 0,5 \cdot 18,14 = -38,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_l = N_{nocm} + k \cdot N_{cn} = 968,97 + 0,5 \cdot 221,62 = 1079,78 \text{ кН};$$

$$M_{7l} = M_l + N_l \frac{c_*}{2} = -38,3 - 1079,78 \cdot \frac{0,85}{2} = -497,21 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{71} = M_7 + N_7 \frac{c_*}{2} = 294,76 + 2076,72 \cdot \frac{0,85}{2} = 1177,37 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как M_{7l} и M_{71} разных знаков и $e_0 = 0,142 \text{ м} > 0,1 \cdot h_1 = 0,1 \cdot 1,1 = 0,11 \text{ м}$, коэффициент $\varphi_1 = 1$.

$$\delta_e = \frac{e_0}{h_1} = \frac{0,142}{1,1} = 0,129 < \delta_{e,\min} = 0,15 \text{ - принимаем } \delta_e = \delta_{e,\min} = 0,15;$$

$I_s = 0,000436 \text{ м}^4$ (см. I_s для сочетания N6);

$$D = \frac{0,15 \cdot E_b \cdot I}{\varphi_l \cdot (0,3 + \delta_e)} + 0,7 \cdot E_s \cdot I_s = \frac{0,15 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 0,0465}{1,0 \cdot (0,3 + 0,15)} + 0,7 \cdot 20 \cdot 10^7 \cdot 0,000436 = 4,4 \cdot 10^5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

$$\text{Отсюда } N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 4,4 \cdot 10^5}{14,1^2} = 21820 \text{ кН}; \quad \eta = \frac{1}{1 - \frac{N_7}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{2076,72}{21820}} = 1,105.$$

Усилия в ветвях:

$$N_{b1} = \frac{N_7}{2} + \frac{M_7 \cdot \eta}{c_s} = \frac{2076,72}{2} + \frac{294,76 \cdot 1,105}{0,85} = 1421,55 \text{ кН} - \text{ветвь сжата};$$

$$N_{b2} = \frac{N_7}{2} - \frac{M_7 \cdot \eta}{c_s} = \frac{2076,72}{2} - \frac{294,76 \cdot 1,105}{0,85} = 655,17 \text{ кН} - \text{ветвь сжата};$$

$$M_b = \frac{Q_7 \cdot \bar{S}}{4} = \frac{27,693,13}{4} = 21,67 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$e_0 = \frac{M_b}{N_{b1}} = \frac{21,67}{1421,55} = 0,0152 \text{ м} = 1,52 \text{ см} > e_{\max} = 1 \text{ см};$$

$$e = e_0 + \frac{h_{c0} - a}{2} = 0,0152 + \frac{0,21 - 0,04}{2} = 0,1 \text{ м}.$$

Для сочетания усилий N7 имеем: $N_{b1} = 1421,55 \text{ кН}$; $e = 0,1 \text{ м}$.

Сравнение основных параметров, при прочих равных условиях определяющих необходимое для обеспечения прочности сечения колонны количество арматуры (N_{b1} и e), показывает невозможность выбора со стопроцентной гарантией одного из рассмотренных сочетаний (N6 и N7) в качестве наиболее неблагоприятного. Поэтому и при подборе арматуры в ветвях подкрановой части колонны продолжаем учитывать оба сочетания.

Сочетание N6

$$\alpha_n = \frac{N_{b1}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_2 \cdot h_{c0}} = \frac{1238,07 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 8,5 \cdot (100) \cdot 50 \cdot 21} = 1,39.$$

Граничная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{355}{700}} = 0,531 < \alpha_n = 1,39;$$

$$\xi_1 = \frac{\alpha_n + \xi_R}{2} = \frac{1,39 + 0,531}{2} = 0,961 < 1, \text{ т.е. дальнейший расчет выполняем при}$$

$\xi_1 = 0,961$ (при $\xi_1 > 1,0$, для дальнейших расчетов следует принять $\xi_1 = 1,0$).

$$\alpha_{m1} = \frac{M_b + N_{b1} (h_{c0} - a') / 2}{\gamma_{b1} R_b b h_{c0}^2} = \frac{35,02 \cdot 10^5 + 1238070 \cdot (21 - 4) / 2}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 50 \cdot 21^2 (100)} = 0,748;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_{c0}} = \frac{4,0}{21,0} = 0,19;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1(1 - \xi_1/2)}{1 - \delta} = \frac{0,748 - 0,961 \cdot (1 - 0,961/2)}{1 - 0,19} = 0,307 > 0 \quad (\text{в случае } \alpha_s < 0,$$

рабочая арматура по расчету не требуется, сечение следует армировать по конструктивным требованиям, исходя из минимального процента армирования, но не менее чем диаметром 16мм).

Поскольку в данном примере $\alpha_s = 0,307 > 0$, вычисляем относительную высоту сжатой зоны ξ и требуемую площадь арматуры $A_s = A'_s$:

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} = \frac{1,39 \cdot (1 - 0,531) + 2 \cdot 0,307 \cdot 0,531}{1 - 0,531 + 2 \cdot 0,307} = 0,903;$$

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b1} R_b \cdot b_c \cdot h_{c0}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - \xi/2)}{1 - \delta} = \frac{1,0 \cdot 8,5 \cdot 50 \cdot 21}{355} \cdot \frac{0,748 - 0,903 \cdot \left(1 - \frac{0,903}{2}\right)}{1 - 0,19} = 7,14 \text{ см}^2.$$

$$\text{Процент армирования } \mu = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h_0} = \frac{7,14 + 7,14}{50 \cdot 21} = 0,0136, \text{ что не значительно}$$

отличается от принятого в расчете $\mu = 0,0115$, пересчет не производим.

В случае если $A_s = A'_s > 0$ и процент армирования $\mu = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h_0}$ значительно

превосходит принятый при определении величины N_{cr} , следует скорректировать значение μ и повторить расчет.

Сочетание N7

$$\alpha_n = \frac{N_{b1}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_2 \cdot h_{c0}} = \frac{1421,55 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 8,5 \cdot (100) \cdot 50 \cdot 21} = 1,59.$$

Граничная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{355}{700}} = 0,531 < \alpha_n = 1,59;$$

$$\xi_1 = \frac{\alpha_n + \xi_R}{2} = \frac{1,59 + 0,531}{2} = 1,061 > 1, \text{ следовательно принимаем } \xi_1 = 1;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M_b + N_{b1}(h_{c0} - a')/2}{\gamma_{b1} R_b b h_{c0}^2} = \frac{21,67 \cdot 10^5 + 1421550 \cdot (21 - 4)/2}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 50 \cdot 21^2 \cdot (100)} = 0,76;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_{c0}} = \frac{4,0}{21,0} = 0,19;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1(1 - \xi_1/2)}{1 - \delta} = \frac{0,76 - 1 \cdot (1 - 1/2)}{1 - 0,19} = 0,321 > 0.$$

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} = \frac{1,59 \cdot (1 - 0,531) + 2 \cdot 0,321 \cdot 0,531}{1 - 0,531 + 2 \cdot 0,321} = 0,978;$$

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_c \cdot h_{c0}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{1,0 \cdot 8,5 \cdot 50 \cdot 21}{355} \cdot \frac{0,76 - 1 \cdot \left(1 - \frac{1}{2}\right)}{1 - 0,19} = 8,07 \text{ см}^2.$$

Процент армирования $\mu = \frac{8,07 + 8,07}{50 \cdot 21} = 0,0154$, что также не значительно отличается от принятого в расчете $\mu = 0,0115$, пересчет не производим.

Фактическое армирование подбирается по сортаменту по большему из значений $A_s^{проб}$, полученному из расчёта по двум сочетаниям. При этом должно выполняться условие по минимальному проценту армирования и минимальному диаметру ($\varnothing 16$ мм) рабочей арматуры.

В данном случае требуемое количество арматуры $A_s = A'_s = 8,07 \text{ см}^2$. Принимаем $3\varnothing 20$ А400 с $A_s = A'_s = 9,43 \text{ см}^2$, что больше $8,07 \text{ см}^2$.

Поперечная арматура принята класса А240 $\varnothing 6$ мм (из условия сварки с продольной рабочей арматурой $\varnothing 20$ мм). Шаг поперечных стержней $S=250$ мм, что удовлетворяет требованиям норм: $S \leq 500$ мм и $S \leq 15 \cdot d = 15 \cdot 20 = 300$ мм.

Проверим необходимость расчёта подкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной к плоскости поперечной рамы.

При расчете из плоскости рамы при наличии вертикальных связей между колоннами $\Psi = 0,8$.

$$l'_0 = \Psi \cdot H_1 = 0,8 \cdot 9,4 = 7,52 \text{ м};$$

$$i' = \sqrt{\frac{b_1^2}{12}} = \sqrt{\frac{50^2}{12}} = 14,43 \text{ см};$$

$$\lambda' = \frac{l'_0}{i'} = \frac{7,52}{0,1443} = 52,11 < \lambda_{red} = 54,65 \text{ — расчет прочности подкрановой части колонны в}$$

плоскости, перпендикулярной к плоскости поперечной рамы, не требуется.

В противном случае, если $\lambda' = \frac{l'_0}{i'} > \lambda_{red}$, расчет производится на наихудшее сочетание

N6 или N7, при $M' = 0 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

В качестве примера выполним расчет подкрановой части колонны из плоскости поперечной рамы на сочетание N7.

$M'_7 = 0$; $N_7 = 2076,72 \text{ кН}$; $N_{71} = 1079,78 \text{ кН}$ - из расчета колонны в плоскости рамы.

Случайный эксцентриситет $e_a = \frac{H_1}{600} = \frac{940}{600} = 1,57 \text{ см} > 1 \text{ см}$. Т.к. расчет производится из плоскости рамы, т.е. из плоскости действия внешней нагрузки, изменяются функции рассматриваемого сечения (IV-IV). А именно:

$b_c = b_1 = 0,5 \text{ м}$ - высота сечения;

$2h_c = 2 \cdot 0,25 = 0,5 \text{ м}$ - ширина сечения.

Рабочая высота сечения $h_{ob} = b_1 - a = 0,5 - 0,04 = 0,46 \text{ м}$.

$$M'_{71} = 0 + N_{71} \cdot \left(e_a + \frac{h_{ob} - a'}{2} \right) = 0 + 1079,78 \cdot \left(0,0157 + \frac{0,46 - 0,04}{2} \right) = 243,71 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M'_{71} = 0 + N_7 \cdot \left(e_a + \frac{h_{ob} - a'}{2} \right) = 0 + 2076,72 \cdot \left(0,0157 + \frac{0,46 - 0,04}{2} \right) = 468,72 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\varphi_l = 1 + 1 \cdot \frac{243,71}{468,72} = 1,52; \quad \delta_e = \frac{e_a}{b_1} = \frac{0,0157}{0,5} = 0,0314 < \delta_{e,\min} = 0,15.$$

Принимаем $\delta_e = 0,15$; $\bar{A}_s (4\varnothing 20) = 12,57 \text{ см}^2$.

Моменты инерции арматуры и бетонного сечения:

$$I_s = 2 \cdot \bar{A}_s \cdot (0,5b_1 - a')^2 = 2 \cdot 12,57 \cdot (10^{-4}) \cdot (0,5 \cdot 0,5 - 0,04)^2 = 0,000111 \text{ м}^4;$$

$$I = 2 \cdot \frac{h_c \cdot b_c^3}{12} = 2 \cdot \frac{0,25 \cdot 0,5^3}{12} = 0,00521 \text{ м}^4.$$

Жесткость железобетонного элемента:

$$D = \frac{0,15 \cdot E_b \cdot I}{\varphi_e (0,3 + \delta_e)} + 0,7 \cdot E_s \cdot I_s = \frac{0,15 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 0,00521}{1,52 \cdot (0,3 + 0,15)} + 0,7 \cdot 20 \cdot 10^7 \cdot 0,000111 = 4,3 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

$$\text{Тогда } N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 4,3 \cdot 10^4}{7,52^2} = 7497,08 \text{ кН}.$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_7}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{2076,72}{7497,08}} = 1,383;$$

$$e' = \eta \cdot e_a + \frac{h_{ob} - a}{2} = 1,383 \cdot 0,0157 + \frac{0,46 - 0,04}{2} = 0,232 \text{ м};$$

$$\alpha_n = \frac{N_7}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot 2h_c \cdot h_{ob}} = \frac{2076,72 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 8,5 \cdot (100) \cdot 50 \cdot 46} = 1,062 > \xi_R = 0,531;$$

$$\xi_1 = \frac{\alpha_n + \xi_R}{2} = \frac{1,062 + 0,531}{2} = 0,797 < 1,0.$$

Для дальнейших расчетов принимаем $\xi_1 = 0,797$.

$$\alpha_{m1} = \frac{N_7 \cdot e'}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot 2h_c \cdot h_{ob}^2} = \frac{2076720 \cdot 23,2}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 50 \cdot 46^2 \cdot (100)} = 0,536; \quad \delta = \frac{a'}{h_{ob}} = \frac{4,0}{46,0} = 0,087;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1 \cdot (1 - \xi_1/2)}{1 - \delta} = \frac{0,536 - 0,797 \cdot \left(1 - \frac{0,797}{2}\right)}{1 - 0,087} = 0,057 > 0.$$

Если $\alpha_s < 0$, арматура по расчету не требуется. Иначе говоря, той арматуры, которая была подобрана при расчёте подкрановой части колонны в плоскости поперечной рамы, больше чем достаточно для обеспечения прочности колонны при её работе из плоскости рамы. В случае $\alpha_s > 0$ следует определить относительную высоту сжатой зоны бетона и требуемую площадь арматуры:

$$\xi = \frac{\alpha_n \cdot (1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = \frac{1,062 \cdot (1 - 0,531) + 2 \cdot 0,057 \cdot 0,531}{1 - 0,531 + 2 \cdot 0,057} = 0,958;$$

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot 2h_c \cdot h_{ob}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \cdot (1 - \xi/2)}{1 - \delta} = \frac{1,0 \cdot 8,5 \cdot 50 \cdot 46}{355} \cdot \frac{0,536 - 0,958 \cdot \left(1 - \frac{0,958}{2}\right)}{1 - 0,087} = 2,22 \text{ см}^2,$$

что меньше принятого количества арматуры из расчета в плоскости рамы:

$$A_s = 12,57 \text{ см}^2$$

Таким образом мы подтвердили, что при $\lambda' < \lambda_{red}$ расчёт из плоскости рамы не рамы не требуется.

В случае $\lambda' > \lambda_{red}$ полученное значение A_s должно быть не более принятой площади A_s из расчета сечения колонны в плоскости рамы. В противном случае рабочую арматуру в плоскости поперечной рамы следует увеличить и принять её диаметр исходя из расчёта из плоскости рамы.

3.3. Промежуточная распорка.

Максимальная поперечная сила, действующая в сечениях подкрановой части колонны $Q = -44,76$ кН (табл. 2.); $\gamma_{b1} = 1,0$ т.к. в данное сочетание входят усилия от кратковременных нагрузок (крановые, ветровые).

Изгибающий момент в распорке

$$M_{ds} = \frac{Q \cdot S}{2} = \frac{44,76 \cdot 3,13}{2} = 70,05 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (\text{знак «-» при вычислении момента не учитываем}).$$

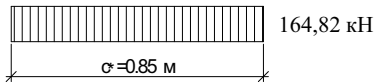
Поперечная сила в распорке:

$$\underline{Q}_{ds} = \frac{2M_{ds}}{c_s} = \frac{2 \cdot 70,05}{0,85} = 164,82 \text{ кН}.$$

Эпюра моментов в распорке:



Эпюра поперечных сил:



Размеры сечения распорки

$$b = b_1 = 0,5 \text{ м}, \quad h = 0,4 \text{ м}, \quad h_0 = h - a = 0,4 - 0,04 = 0,36 \text{ м}.$$

Площадь продольной рабочей арматуры при симметричном армировании:

$$A_s = A'_s = \frac{M_{ds}}{R_s (h_0 - a')} = \frac{70,05 \cdot (10^5)}{355 \cdot (100) \cdot (36 - 4)} = 6,17 \text{ см}^2.$$

Принимаем $3\varnothing 18$ А400 с $A_s = 7,64 \text{ см}^2 > 6,17 \text{ см}^2$.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении равна

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}, \quad \text{но не более } 2,5\gamma_{b1}R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \quad \text{и не менее } 0,5\gamma_{b1}R_{bt} \cdot b \cdot h_0,$$

где:

φ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5;

c - величина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось распорки, принимая равной $2h_0$, но не более расстояния в свету между внутренними гранями ветвей колонны, т.е. $(h_n - 2h_c)$.

В нашем случае $2h_0 = 2 \cdot 0,36 = 2 \cdot 0,36 = 0,72 \text{ м} > (h_n - 2 \cdot h_c) = (1,1 - 2 \cdot 0,25) = 0,6$, следовательно принимаем $c = 0,6 \text{ м}$.

$$Q_b = \frac{1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot (1000) \cdot 0,5 \cdot 0,36^2}{0,6} = 121,5 \text{ кН}, \text{ что больше}$$

$0,5 \cdot \gamma_{bl} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot (1000) \cdot 0,5 \cdot 0,36 = 67,5 \text{ кН}$ и не превышает

$$2,5 \cdot \gamma_{bl} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot (1000) \cdot 0,5 \cdot 0,36 = 337,5 \text{ кН}.$$

В случае:

$Q_b < 0,5 \cdot \gamma_{bl} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ следует принять $Q_b = 0,5 \cdot \gamma_{bl} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$;

$Q_b > 2,5 \cdot \gamma_{bl} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ следует принять $Q_b = 2,5 \cdot \gamma_{bl} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$.

В случае $Q_b < Q_{ds}$ шаг поперечных стержней S_w в распорке следует подобрать из условия, что вся поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции «с» на продольную ось элемента, должна восприниматься бетоном и поперечной арматурой т.е.:

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

Усилие Q_{sw} для поперечной арматуры равно:

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

где:

φ_{sw} - коэффициент, принимаемый равным 0,75;

q_{sw} - усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot n}{S_w}$$

Задаваясь диаметром и классом арматуры, при числе каркасов $n = 2$, можно определить требуемый шаг поперечных стержней S_w :

$$S_w = \frac{\varphi_{sw} \cdot R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot n \cdot c}{Q_{ds} - Q_b},$$

который не должен превышать максимально допустимый шаг:

$$S_{\max} = \frac{\gamma_{bl} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q_{ds}},$$

а также удовлетворять конструктивным требованиям и требованию по интенсивности поперечных стержней по длине распорки, т.е. требованию, при котором поперечную арматуру следует учитывать в расчёте:

$$q_{sw} > 0,25 \cdot \gamma_{bl} \cdot R_{bt} \cdot b.$$

В случае если $Q_b > Q_{ds}$ поперечную арматуру принимают по конструктивным соображениям: диаметр – из условий сварки с продольной рабочей арматурой, а шаг

из условия $S_w \leq \frac{3}{4} h_0 \leq 500 \text{ мм}$.

В случае $Q_b < Q_{ds}$, $S_w \leq \frac{1}{2} h_0 \leq 300 \text{ мм}$.

В данном случае $Q_{ds} = 164,82 \text{ кН} > Q_b = 121,5 \text{ кН}$ – поперечная арматура требуется по расчету.

Диаметр поперечной рабочей арматуры из условия сварки с продольной: $\varnothing 6 \text{ А400}$ - $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$. Количество каркасов $n = 2$; $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$.

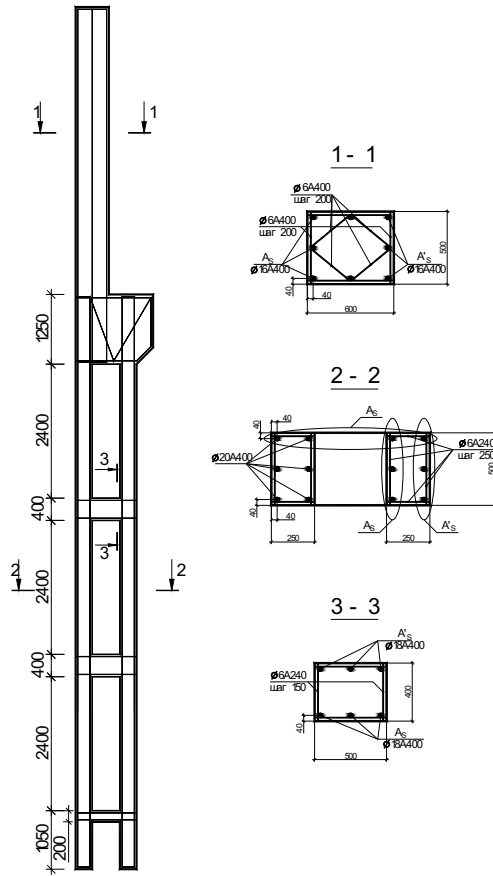


Рис. 9. Схема армирования колонны

Проекция опасной наклонной трещины на продольную ось распорки $c = 0,6 м$.
 Максимально допустимый шаг поперечных стержней:

$$S_{\max} = \frac{1,0 \cdot 0,75 \cdot 50 \cdot 36^2}{164,82 \cdot (10)} = 29,49 \text{ см.}$$

Требуемый шаг поперечных стержней по длине распорки:

$$S_w = \frac{0,75 \cdot 285 \cdot 0,283 \cdot 2 \cdot 60}{(164,82 - 121,5) \cdot (10)} = 16,76 \text{ см, что не превышает } S_{\max} = 29,49 \text{ см.}$$

Исходя из конструктивных требований при $Q_b < Q_{ds}$ шаг поперечных стержней не

должен превышать $S_w \leq \frac{1}{2} h_0 = \frac{1}{2} \cdot 360 = 180 \text{ мм} < 300 \text{ мм}$.

Принимаем шаг поперечных стержней 150 мм (кратным 50 мм).

Проверим соблюдение требований принятого шага по интенсивности поперечного армирования по длине распорки

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot n}{S_w} = \frac{285 \cdot 0,283 \cdot 2(10)}{15} = 107,5 \frac{\kappa H}{M} > 0,25 \cdot \gamma_{b1} R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 50 \cdot (10) = 93,75 \frac{\kappa H}{M}.$$

Поскольку условие выполняется, окончательно принимаем поперечную арматуру в виде $\varnothing 6$ А400 с шагом 150 мм.

При не соблюдении требования по интенсивности поперечного армирования поперечную арматуру можно учитывать в расчёте если в условии $Q \leq Q_s + Q_{sw}$ принимать

$Q_s \leq \frac{6 \cdot h_0^2 \cdot q_{sw}}{c}$. Тогда требуемый шаг поперечных стержней по длине распорки будет

$$\text{равен: } S = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot n(6 \cdot h_0^2 + \varphi_{sw} \cdot c^2)}{Q_{ds} \cdot c}$$

Фактически принятый шаг поперечной арматуры при этом должен быть кратным 50мм, не превышать требуемого расчётного шага и удовлетворять конструктивным требованиям.

Схема армирования колонны представлена на рис. 9.

4. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА ПОД КРАЙНЮЮ КОЛОННУ

Грунты основания – однородные. Преобладающий компонент – супесь. Средний объемный вес материала фундамента и грунта на его уступах $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$. Условное расчетное сопротивление грунта $R_0 = 0,33 \text{ МПа}$. Усилия, передающиеся с колонны на фундамент, соответствуют сочетанию N7 для сечения IV–IV, с учетом нагрузок от фундаментной балки, нижней стеновой панели и остекления в подкрановой части колонны. Следует отметить, что, если подкрановая часть колонны рассчитывается на сочетание усилий, выбранное для сечения III–III, расчет фундамента должен производиться для наиболее опасного сочетания, специально отобранного в сечении IV–IV.

Для сочетания N7 имеем: $M = 294,76 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N = 2076,72 \text{ кН}$; $Q = 27,69 \text{ кН}$.

Расчетная нагрузка от веса нижней стеновой панели и остекления на участке между отметками 1,2...9,6м:

$$G_{w3} = (g_1 \cdot h_{w1} + g_2 \cdot h_{w3}) \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = (2,5 \cdot 1,2 + 0,4 \cdot 8,4) \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 73,55 \text{ кН}.$$

Расчетная нагрузка от собственного веса фундаментной балки:

$$G_{ф.б.} = G_{с.в.б.} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 29 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 30,3 \text{ кН},$$

где $G_{с.в.б.}$ - собственный вес фундаментной балки, равный 29 кН при шаге колонн $V=12$ м и равный 12 кН, при шаге колонн $V=6$ м.

Указанные нагрузки передаются на фундамент с эксцентриситетом

$$e_4 = \frac{1}{2}(\delta_{см.н} + h_n) = \frac{1}{2}(0,3 + 1,1) = 0,7 \text{ м (см. п. 2.2)}.$$

Тогда расчетное значение момента от данных нагрузок будет равно:

$$M_{Б.В.} = (G_{w3} + G_{ф.б.}) \cdot e_4 = (73,55 + 30,3) \cdot 0,7 = 72,7 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Окончательно для расчета имеем:

$$M = 294,76 - 72,7 = 222,06 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad N = 2076,72 + 73,55 + 30,3 = 2180,6 \text{ кН}; \quad Q = 27,69 \text{ кН}.$$

Диаметр продольной арматуры в подкрановой части колонны $d = 20$ мм.
Материалы фундамента:

- бетон класса В15; $R_b = 8,5$ МПа; $R_{br} = 0,75$ МПа; $\gamma_{bl} = 1,0$;
- арматура класса А400; $R_s = 355$ МПа.

4.1. Определение геометрических размеров фундамента

Высота фундамента определяется из условий:

а) Обеспечения жесткой заделки колонны в фундаменте:

для двухветвевой колонны в плоскости поперечной рамы

$H_{\phi,з} \geq h_3 + 0,25$, где $h_3 \geq 0,50 + 0,33h_1 = 0,5 + 0,33 \cdot 1,1 = 0,863$ м и

$h_3 \geq 1,5 \cdot b_1 = 1,5 \cdot 0,5 = 0,75$ м. Принимаем длину заделки $h_3 = 0,9$ м $> 0,863$ м.

Тогда: $H_{\phi,з} \geq 0,9 + 0,25 = 1,15$ м; (для сплошной колонны $h_3 \geq h_1$; $h_3 \geq 1,5 \cdot b_1$).

б) Обеспечения анкеровки рабочей арматуры колонны $H_{\phi,ан} \geq h_{ан} + 0,25$ м.

где: 0,25 м – минимальная толщина дна стакана (0,2 м) с учетом подливки под колонну (0,05 м).

Базовую (основную) длину анкеровки, необходимую для передачи усилия в арматуре с полным расчетным значением сопротивления R_s на бетон, определяют по формуле:

$$h_{0,ан} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s} = \frac{355 \cdot 3,142}{1,875 \cdot 6,28} = 94,73 \text{ см},$$

где:

- A_s, u_s – соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня ($A_s = 3,142 \text{ см}^2 - \text{Ø}20$ мм; $u_s = \pi \cdot d = 3,14 \cdot 2,0 = 6,28 \text{ см}^2$);
- R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки и определяемое по формуле:

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{br} = 2,5 \cdot 1 \cdot 0,75 = 1,875 \text{ МПа};$$

здесь:

R_{br} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

- η_1 – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным:
 - 1,5 – для гладкой арматуры;
 - 2 – для холоднодеформированной арматуры периодического профиля;
 - 2,5 – для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры периодического профиля;
- η_2 – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным:
 - 1,0 – при диаметре арматуры $d_s \leq 32$ мм;
 - 0,9 – при диаметре арматуры 32 и 40 мм.

Требуемую расчетную длину анкеровки арматуры с учетом конструктивного решения элемента в зоне анкеровки определяют по формуле:

$$h_{an} = \alpha h_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 0,75 \cdot 94,73 \cdot \frac{8,07}{9,43} = 81,07 \text{ см},$$

где:

- $A_{s,cal}$ и $A_{s,ef}$ - площади поперечного сечения арматуры в колонне, соответственно требуемая по расчету и фактически установленная;
 α - коэффициент, учитывающий влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры и конструктивного решения элемента в зоне анкеровки:
 1,0 – для растянутых стержней;
 0,75 – для сжатых стержней.

(В случае если рабочая арматура в колонне по расчету не требуется

$$A_{s,cal} = 0; h_{an} = 0).$$

Фактическую длину анкеровки принимают $\geq h_{an}$ и не менее

$$0,3h_{0,an} = 0,3 \cdot 94,73 = 28,42 \text{ см}, \text{ а так же не менее } 15d_s = 15 \cdot 2,0 = 30 \text{ см и } 200 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем: $h_{an} = 0,85 \text{ м}$, тогда

$$H_{\phi,an} = h_{an} + 0,25 \text{ м} = 0,85 + 0,25 = 1,1 \text{ м} < H_{\phi,z} = 1,15 \text{ м}.$$

Расчетная глубина промерзания в районе г. Орел равна $d_f = 0,7 \cdot 0,28 \cdot \sqrt{31} = 1,1 \text{ м}$

(прил. 19: $M_t = 31; d_0 = 0,28; K_h = 0,7$). Глубина заложения фундамента должна быть не

менее d_f . Принимаем высоту фундамента $H_{\phi} = 1,15 \text{ м}$ (кратно 50 мм), что равно

$H_{\phi,z} = 1,15 \text{ м}$ и больше $H_{\phi,an} = 1,1 \text{ м}$. Глубина заложения фундамента при этом составит

$$d = H_{\phi} + a_1 = 1,15 + 0,15 = 1,3 \text{ м} > d_f = 1,1 \text{ м}.$$

Размеры подошвы фундамента

Площадь подошвы $A = 1,1 \frac{N_n}{R_0 - \gamma \cdot d}$, где $N_n = \frac{N}{\gamma_f} = \frac{2180,6}{1,15} = 1896,17 \text{ кН}$ -

нормативное значение продольной силы с учетом усредненного коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,15$. Коэффициент 1,1, учитывает наличие изгибающего момента.

$$A = 1,1 \frac{1896,17}{0,33(1000) - 20 \cdot 1,3} = 6,86 \text{ м}^2.$$

Зададимся соотношением большей стороны подошвы к меньшей $\frac{l}{b} \cong 1,2$.

Тогда $b = \sqrt{\frac{A}{1,2}} = \sqrt{\frac{6,86}{1,2}} = 2,39 \text{ м}; l = 1,2 \cdot 2,39 = 2,87 \text{ м}.$

Принимаем $l \times b = 3,0 \text{ м} \times 2,4 \text{ м}$, кратными 0,3 м, с округлением в большую сторону.

Уточненная площадь подошвы $A = 3,0 \cdot 2,4 = 7,2 \text{ м}^2$.

Момент сопротивления $W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2,4 \cdot 3,0^2}{6} = 3,6 \text{ м}^3$.

Уточняем нормативное давление на грунт:

$$R = R_0 \left[1 + \frac{k_1(b - b_0)}{b_0} \right] \cdot \frac{d + d_0}{2d_0} \text{ при } d \leq 2 \text{ м и } b \geq 1 \text{ м}.$$

Здесь $k_1 = 0,05$ – для суглинков (а также для глин, супесей и пылеватых песков);
 $k_1 = 0,125$ – для песчаных грунтов;
 $b_0 = 1\text{ м}$, $d_0 = 2\text{ м}$.

$$R = 0,33 \left(1 + 0,05 \frac{2,4 - 1}{1} \right) \cdot \left(\frac{1,3 + 2}{2 \cdot 2} \right) = 0,291 \text{ МПа.}$$

Уточняем размеры подошвы:

$$A = 1,1 \frac{1896,17}{0,291 \cdot (1000) - 20 \cdot 1,3} = 7,87 \text{ м}^2$$

$$b = \sqrt{\frac{7,87}{1,2}} = 2,56 \text{ м}; l = 1,2 \cdot 2,56 = 3,07 \text{ м} > 3,0 \text{ м.}$$

Принимаем $l = 3,3\text{ м}$; $b = 2,7\text{ м}$.

$$A = 3,3 \cdot 2,7 = 8,91 \text{ м}^2; W = \frac{2,7 \cdot 3,3^2}{6} = 4,9 \text{ м}^3.$$

При принятых размерах подошвы фундамента нормативное давление на грунт составит:

$$R = 0,33 \cdot \left(1 + 0,05 \cdot \frac{2,7 - 1}{1} \right) \cdot \left(\frac{1,3 + 2}{2 \cdot 2} \right) = 0,295 \text{ МПа}, \text{ что не значительно отличается от предыдущего значения } R = 0,291 \text{ МПа.}$$

Устанавливаем размеры фундамента.

Высота фундамента $H_\phi = 1,15\text{ м}$. Размеры стакана в плане – рис. 10:

$l_{u.c} = 1,7\text{ м}$; $b_{u.c} = 1,1\text{ м}$ (на $0,6\text{ м}$ больше соответствующих размеров поперечного сечения колонны).

Толщина стенки стакана по верху $d_h = 0,2\text{ м}$.

Вынос подошвы фундамента за грань стакана:

$$c_2 = \frac{l - l_{u.c}}{2} = \frac{3,3 - 1,7}{2} = 0,8\text{ м} > 0,45\text{ м} \text{ – поэтому устраиваем вторую ступень}$$

высотой $h_{f,2} = 0,3\text{ м}$. При этом высота стакана $h_{u.c} = 0,55\text{ м}$; вылет верхней ступени принимаем $c = c_2 - c_1 = 800 - 400 = 400\text{ мм} (0,4\text{ м})$ – рис. 10.

4.2. Расчеты прочности элементов фундамента

Определение крайних ординат эпюры давления от нормативных нагрузок

Момент в уровне подошвы

$$M_{n.f} = M_n + Q_n \cdot H_\phi = \frac{222,06}{1,15} + \frac{27,69}{1,15} \cdot 1,15 = 220,78 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

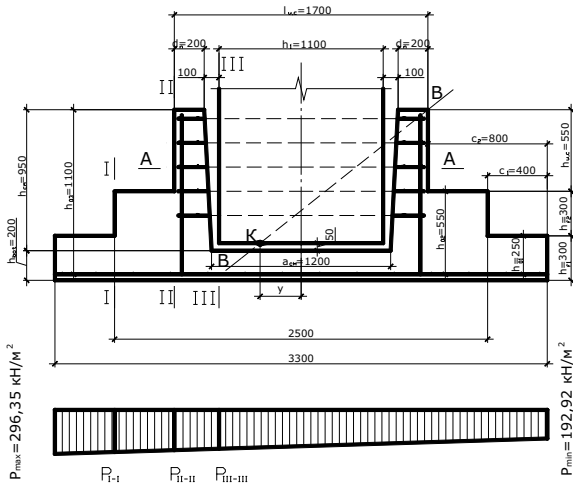
Нормативная нагрузка от веса фундамента и грунта на его обрезах

$$G_n = l \cdot b \cdot d \cdot \gamma \cdot \gamma_n = 3,3 \cdot 2,7 \cdot 1,3 \cdot 20 \cdot 0,95 = 220,08 \text{ кН};$$

$$e_0 = \frac{M_{n.f}}{N_n + G_n} = \frac{220,78}{1896,17 + 220,08} = 0,104 \text{ м} < \frac{l}{6} = \frac{3,3}{6} = 0,55 \text{ м} \text{ – следовательно}$$

эпюра напряжений в грунте трапециевидная.

a)



б)

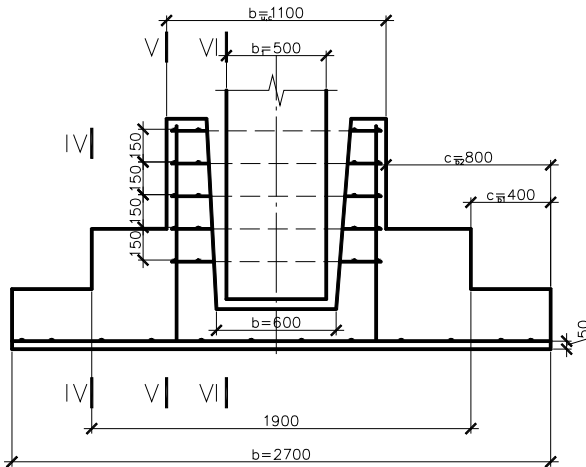


Рис. 10. К расчету фундамента под колонну:
 а – в плоскости действия изгибающего момента;
 б – из плоскости действия момента.

$$P_{n,\max} = \frac{N_n + G_n}{A} \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{l} \right) = \frac{1896,17 + 220,08}{8,91} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,104}{3,3} \right) =$$

$$= 282,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} < 1,2R = 1,2 \cdot 295 = 354 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$P_{n,\min} = \frac{1896,17 + 220,08}{8,91} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,104}{3,3} \right) = 192,62 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} > 0.$$

Расчет арматуры подошвы фундамента

а) В плоскости поперечной рамы

$$P_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} = \frac{2180,6}{8,91} + \frac{220,78 \cdot 1,15}{4,9} = 244,74 + 51,82 = 296,55 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$P_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M_f}{W} = \frac{2180,6}{8,91} - \frac{220,78 \cdot 1,15}{4,9} = 244,74 - 51,82 = 192,92 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Подбор арматуры производим в 3-х сечениях фундамента, которые в расчетной схеме (консольные балки под действием отпора грунта) отражают изменение пролетов и высот сечения консолей (см. рис. 10).

Сечение I-I

$$P_{I-I} = P_{\max} - \frac{P_{\max} - P_{\min}}{l} \cdot c_1 = 296,55 - \frac{296,55 - 192,92}{3,3} \cdot 0,4 = 283,99 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$M_{I-I} = \frac{(2P_{\max} + P_{I-I}) \cdot b \cdot c_1^2}{6} = \frac{(2 \cdot 296,55 + 283,99) \cdot 2,7 \cdot 0,4^2}{6} = 63,15 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Рабочая высота подошвы $h_{01} = h_{f,1} - a = 0,3 - 0,05 = 0,25 \text{ м} = 25 \text{ см}$ (толщина защитного слоя бетона рабочей арматуры для монолитных фундаментов при наличии бетонной подготовки принимается не менее 40 мм).

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{R_s \cdot 0,9 \cdot h_{01}} = \frac{63,15 \cdot (10^5)}{355 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 25} = 7,91 \text{ см}^2.$$

Сечение II-II

$$P_{II-II} = P_{\max} - \frac{P_{\max} - P_{\min}}{l} \cdot c_2 = 296,55 - \frac{296,55 - 192,92}{3,3} \cdot 0,8 = 271,43 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$M_{II-II} = \frac{(2P_{\max} + P_{II-II}) \cdot b \cdot c_2^2}{6} = \frac{(2 \cdot 296,55 + 271,43) \cdot 2,7 \cdot 0,82^2}{6} = 248,98 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Рабочая высота подошвы

$$h_{02} = (h_{f,1} + h_{f,2}) - a = (0,3 + 0,3) - 0,05 = 0,55 \text{ м} = 55 \text{ см};$$

$$A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{R_s \cdot 0,9 \cdot h_{02}} = \frac{248,98 \cdot (10^5)}{355 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 55} = 14,17 \text{ см}^2.$$

Сечение III-III

$$P_{III-III} = P_{\max} - \frac{P_{\max} - P_{\min}}{l} \cdot \frac{l - h_1}{2} = 296,55 - \frac{296,55 - 192,92}{3,3} \cdot \frac{3,3 - 1,1}{2} = 262,01 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$M_{III-III} = \frac{(2P_{\max} + P_{III-III}) \cdot b \cdot \left(\frac{l-h_1}{2}\right)^2}{6} = \frac{(2 \cdot 296,55 + 262,01) \cdot 2,7 \cdot \left(\frac{3,3-1,1}{2}\right)^2}{6} = 465,61 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Рабочая высота подошвы $h_{03} = H - a = 1,15 - 0,05 = 1,1 \text{ м} = 110 \text{ см}$;

$$A_{s3} = \frac{M_{III-III}}{R_s \cdot 0,9 \cdot h_{03}} = \frac{465,61 \cdot (10^5)}{355 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 110} = 13,25 \text{ см}^2.$$

Подбор арматуры осуществляем в следующей последовательности:

- 1) Из 3-х найденных значений A_{s1} принимаем $A_{s,\max} = A_{s2} = 14,17 \text{ см}^2$;
- 2) задаемся шагом стержней S в диапазоне 200 ... 300 мм (кратно 50 мм);
- 3) задаемся расстоянием от края подошвы до первого стержня a_s в диапазоне 50...75 мм (кратно 25 мм);
- 4) определяем количество стержней n_1 по формуле

$$n_1 - 1 = \frac{b - 2a_s}{S} - \text{результат необходимо округлить до целого большего};$$

5) По сортаменту определяем диаметр арматуры .

Принимаем $S=300$ мм , $a_s = 50$ мм, тогда

$$n_1 - 1 = \frac{2,7 - 2 \cdot 0,05}{0,3} = 8,67 - \text{не целое число. Принимая шаги крайних стержней}$$

$$S=250 \text{ мм получим: } n_2 - 3 = \frac{2,7 - 2 \cdot 0,05 - 2 \cdot 0,25}{0,3} = 7 \rightarrow n_1 = 10. \text{ По сортаменту}$$

принимаем $10 \varnothing 14 \text{ А400}$ с $A_s = 15,39 \text{ см}^2 > A_{s,\max} = 14,17 \text{ см}^2$ - рис.11.

(При $l > 3,0 \text{ м}$, минимальный диаметр арматуры 12мм).

Процент армирования μ :

$$\text{В сечении I-I } \mu_1 = \frac{A_s \cdot 100}{b \cdot h_{01}} = \frac{15,39 \cdot 100}{270 \cdot 25} = 0,228\%;$$

$$\text{В сечении II-II } \mu_2 = \frac{A_s \cdot 100}{(b - 2c_{b1}) \cdot h_{02}} = \frac{15,39 \cdot 100}{(270 - 2 \cdot 40) \cdot 55} = 0,147\%;$$

$$\text{В сечении III-III } \mu_3 = \frac{A_s \cdot 100}{b_{u,c} \cdot h_{03}} = \frac{15,39 \cdot 100}{110 \cdot 110} = 0,127\%.$$

Поскольку во всех сечениях $\mu_{\max} = 1\% > \mu > \mu_{\min} = 0,1\%$, количество принятой арматуры оставляем без изменения. В случае $\mu < 0,1\%$ диаметр принятой арматуры следует увеличить или уменьшить ее шаг.

Если длина подошвы фундамента превышает 3 м, каждый 2-ой стержень в продольном направлении не доводят до конца на $0,1l$ (с округлением в меньшую сторону кратно 5 см) – рис. 11.

б) Из плоскости поперечной рамы

В курсовом проекте допускается данный расчет проводить для одного сечения (V-V, рис. 10,б):

$$P_{V-V} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = \frac{296,55 + 192,92}{2} = 244,74 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$h_{05}=h_{02}=55 \text{ см}; (h_{04}=h_{01}=25 \text{ см}; h_{06}=h_{03}=110 \text{ см});$

$$M_{V-V} = \frac{P_{V-V} \cdot l \cdot \left(\frac{b-b_{u,c}}{2}\right)^2}{2} = \frac{244,74 \cdot 3,3 \cdot \left(\frac{2,7-1,1}{2}\right)^2}{2} = 258,45 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$A_{s5} = \frac{M_{V-V}}{R_s \cdot 0,9 \cdot h_{0,5}} = \frac{258,45 \cdot (10^5)}{355 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 55} = 14,71 \text{ см}^2.$$

Задается $S=250$ мм, $a_s=50$ мм;

$$n_2 - 1 = \frac{l - 2 \cdot a_s}{S} = \frac{3,3 - 2 \cdot 0,05}{0,25} = 12,8 \text{ - не целое число. Принимаем } a_s = 75 \text{ мм, а шаги}$$

крайних стержней $S=200$ мм, получим: $n_2 - 3 = \frac{3,3 - 2 \cdot 0,075 - 2 \cdot 0,2}{0,25} = 11 \rightarrow n_2 = 14$. По

сортаменту принимаем $14 \varnothing 14$ А400 (рис. 11), с $A_s = 21,54 \text{ см}^2 > A_{s,5} = 14,71 \text{ см}^2$.

В рассматриваемом сечении

$$\mu_5 = \frac{A_s \cdot 100}{(a - 2c_1) \cdot h_{05}} = \frac{21,54 \cdot 100}{(330 - 2 \cdot 40) \cdot 55} = 0,157\% > \mu_{\min} = 0,1\%. \text{ Процент армирования в других}$$

сечениях:

$$\mu_4 = \frac{A_s \cdot 100}{l \cdot h_{01}} = \frac{21,54 \cdot 100}{330 \cdot 25} = 0,261\% > \mu_{\min} = 0,1\%,$$

$$\mu_6 = \frac{A_s \cdot 100}{l_{u,c} \cdot h_{03}} = \frac{21,54 \cdot 100}{170 \cdot 110} = 0,115\% > \mu_{\min} = 0,1\%.$$

Поскольку во всех сечениях $\mu_{\max} = 1\% > \mu > \mu_{\min} = 0,1\%$, количество принятой арматуры оставляем без изменения. В случае $\mu < \mu_{\min}$ (хотя бы в одном из сечений) следует увеличить диаметр принятой арматуры или уменьшить её шаг.

Армирование стакана фундамента

Площадь сечения продольной арматуры определяют из расчета стенок стакана на внецентренное сжатие нормального сечения А-А (рис. 10). В данном курсовом проекте площадь продольной арматуры стакана примем без расчета, исходя из минимального процента армирования $\mu_{\min} = 0,1\%$.

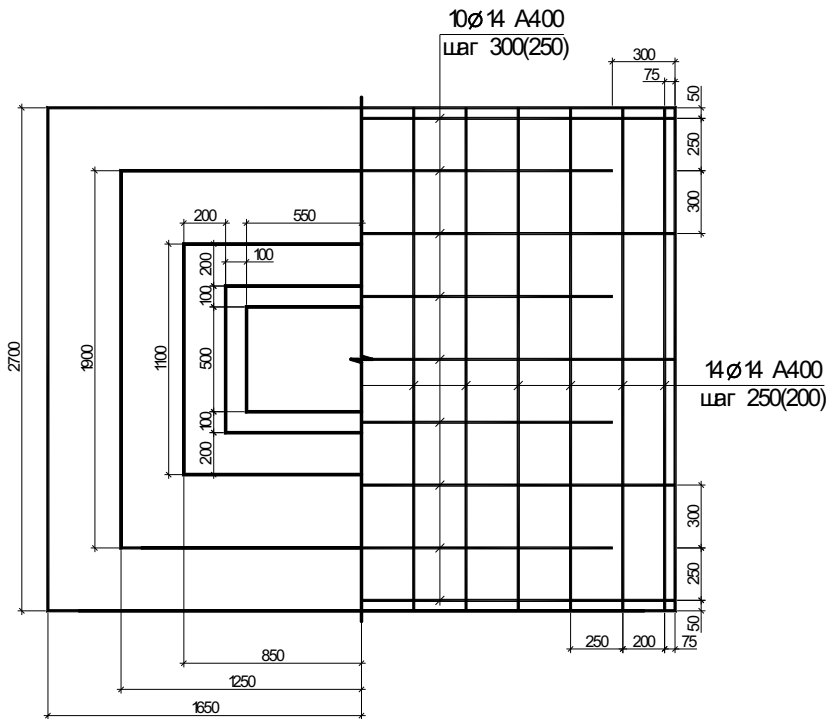
$$A_s = \mu_{\min} \cdot A_b = 0,001 \cdot (l_{u,c} \cdot b_{u,c} - a_{cm} \cdot b_{cm}) = 0,001 \cdot (170 \cdot 110 - 120 \cdot 60) = 11,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем $5 \varnothing 18$ А400 с $A_s = 12,73 \text{ см}^2 > 11,5 \text{ см}^2$ (рис. 11).

Поперечное армирование принимаем в виде горизонтальных сеток, с заведением их за ближайшую к стакану ступень (но не менее 5-ти сеток, шаг сеток 150 мм), с расположением стержней у наружной и внутренней поверхности стенок стакана. Поперечную арматуру определяют расчетом на момент по наклонному сечению, проходящему через верхнее ребро стакана и условную ось поворота колонны В-В

(рис.10). Расстояние $y = 0,7e_0$ при $\frac{h_H}{6} < e_0 < \frac{h_H}{2}$ и $y = \frac{h_H}{2}$ при $e_0 \geq \frac{h_H}{2}$. В курсовом

проекте принимаем арматуру сеток по конструктивным соображениям из стержней диаметром 10 мм класса А240.



a)
б)

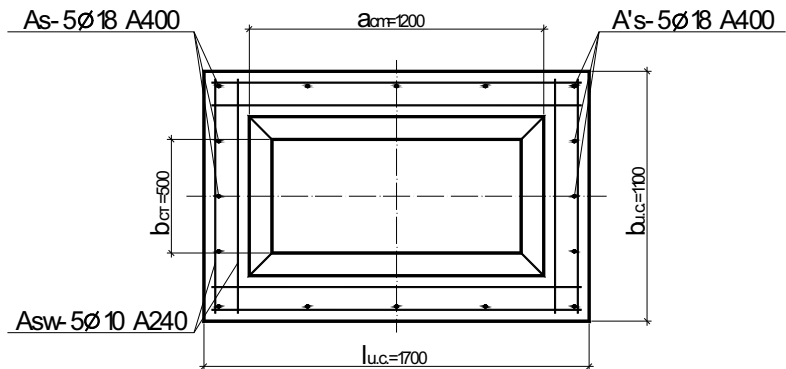


Рис. 11. Схема армирования плитной (а) и стаканной(б) частей фундамента.

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОПИЛЬНОЙ СЕГМЕНТНОЙ ФЕРМЫ ПОКРЫТИЯ.

5.1. Общие положения

В одноэтажных производственных зданиях массового строительства железобетонные стропильные фермы применяются для перекрытий пролётов 18–24 м. Обычно стропильные фермы размещаются вдоль большего расстояния между колоннами с укладкой на них железобетонных панелей покрытия длиной 6–12 м.

К общим достоинствам стропильных ферм по сравнению со стропильными балками относятся существенно меньший расход материалов на сами конструкции, возможность пропуска технических коммуникаций в пределах межферменного пространства, более простое крепление подвесного транспортного оборудования. Главным недостатком ферм является большая, по сравнению с балками высота, что приводит к увеличению протяженности ограждающих стеновых панелей и к дополнительным эксплуатационным расходам на отопление и вентиляцию лишнего объема здания.

Фермы с параллельными поясами применяются для устройства плоских кровель. У сегментных ферм верхний пояс имеет ломаное очертание. Вследствие этого в элементах решетки усилия оказываются заметно меньше, чем в других фермах. Кроме того, сумма длин элементов решетки также сокращается. В результате сегментные фермы по расходу материалов и стоимости более экономичны.

При назначении габаритных размеров высоту ферм в середине пролета обычно принимают $\frac{1}{8} - \frac{1}{10}$ от пролета. Ширина поясов из условия опирания панелей покрытия на верхний пояс фермы назначается не менее 20 см при панелях длиной 6 м и не менее 25 см при панелях длиной 12 м. Все размеры сечений рекомендуется назначать кратными 2 см и принимать их не менее 20x16 см для поясов и 10x15 см для элементов закладной решетки.

При реальном проектировании стропильные фермы рассчитываются на совместное действие нагрузки от собственной массы фермы, условно сосредоточенной в узлах, нагрузки от панелей покрытия и кровли, снеговой нагрузки с загрузками $\frac{1}{4}, \frac{1}{2}, \frac{3}{4}$ и всего пролета с учетом возможного образования снеговых мешков на скатных кровлях и кровлях с фонарями, а также нагрузки от подвесных коммуникаций и подвесного транспорта. При выполнении курсового проекта в целях сокращения его объема допускается выполнять статический расчет по упрощенной схеме:

- панели покрытия принимать шириной 3 м с передачей нагрузки в виде сосредоточенных сил, прикладываемых к узлам верхнего пояса, что исключает влияние местного изгиба. Нормативное значение массы панелей следует принимать по приложению 21;
- значения снеговой нагрузки принимаются по нормам в зависимости от района строительства объекта (см. приложение 16).

Следует выделять 2 случая: случай, когда длительно действует снеговая нагрузка относительно малой интенсивности¹ и случай, когда кратковременно действует полная снеговая нагрузка. Для здания без фонарей снеговая нагрузка рассматривается как равномерно распределенная с загрузкой $\frac{1}{2}$ и всего пролета фермы.

¹ Нагрузка от снега умножается на коэффициент 0,5 для всех снеговых районов

В железобетонных фермах сопряжение отдельных элементов выполняется как жесткие. Вследствие этого при взаимном смещении при повороте узлов в элементах фермы возникают изгибающие моменты. Установлено, что влияние жесткости узлов на величину продольных сил и на величину прогибов фермы несущественно и может не учитываться, т.е. вычисление продольных сил и прогибов может вестись по шарнирной схеме. Влияние изгибающих моментов следует учитывать в эксплуатационной стадии, где они приводят к заметному увеличению ширины раскрытия трещин в растянутых элементах решетки и увеличивая раскрытие трещин в предварительно напряженном нижнем поясе.

В курсовом проекте допускается рассчитывать трещиностойкость нижнего пояса как центрально растянутого элемента, но величину усилия образования трещин, вычисляемую по рекомендациям норм СНиП 52-01-2003 [2], СП 52-102-2004 [4] и дополнительно умножать на коэффициент $k=0,85$, учитывающий влияние жесткости узлов. При определении ширины раскрытия трещин в нижнем поясе расчет ведется по рекомендациям [2,4] как для растянутого элемента с увеличением ширины раскрытия трещин на 15%, а в растянутых ненапряженных элементах в 2 раза.

5.2. Данные для проектирования

Ферма проектируется предварительно напряженной на пролет 24 м, при шаге ферм 12м. Геометрическая схема фермы показана на рис 12.

Ферма изготовлена из тяжелого бетона класса В40:

$R_{b,n} = R_{b,ser} = 29$ МПа; $R_b = 22,0$ МПа; $R_{bt,n} = 2,1$ МПа; $E_b = 36 \cdot 10^3$ МПа; прочность бетона к моменту обжатия $R_{bp} = 28$ МПа (при шаге ферм 6 м класс бетона следует принимать В30: $R_{b,n} = 22$ МПа; $R_b = 17,0$ МПа; $R_{bt,n} = 1,75$ МПа; $E_b = 32,5 \cdot 10^3$ МПа; $R_{bp} = 21,0$ МПа).

Напрягаемая арматура нижнего пояса из стержневых канатов К1400 (К-7)

Ø15 мм с натяжением на упоры: $R_{s,n} = R_{s,ser} = 1400$ МПа; $R_s = 1170$ МПа;

$E_s = 1,8 \cdot 10^5$ Мпа Сжатый пояс и элементы решетки фермы армируются стержнями

класса А400: $R_s = R_{sc} = 355$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа; хомуты – класса А240.

5.3. Определение нагрузок на ферму

Равномерно распределенную нагрузку от покрытия согласно табл.1 прикладываем в виде сосредоточенных сил к узлам верхнего пояса. Вес фермы 149 кН также учитывается в виде сосредоточенных сил, приложенных к узлам верхнего пояса.

Снеговую нагрузку рассматриваем приложенной в 2-х вариантах:

1) вся снеговая нагрузка по всему пролету и на половине пролета является кратковременно действующей; 2) доля длительно действующей снеговой нагрузки, принимаемая равной 0,5 от полной, также прикладывается по всему и на половине пролета фермы. Подсчет нагрузок на покрытие приведен в табл. 4.

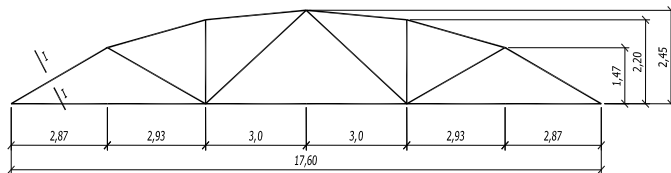
Узловые расчетные нагрузки по верхнему поясу фермы:

Постоянная $F_1 = g \cdot B \cdot b \cdot \gamma_n = 4,27 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 0,95 = 146,03$ кН.

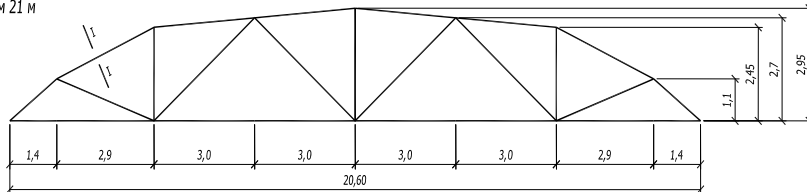
Длительная снеговая: $F_2 = 0,9 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 0,95 = 30,78$ кН.

Кратковременная (полная) снеговая: $F_3 = 1,8 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 0,95 = 61,56$ кН.

а - пролетом 18 м



б - пролетом 21 м



в - пролетом 24 м

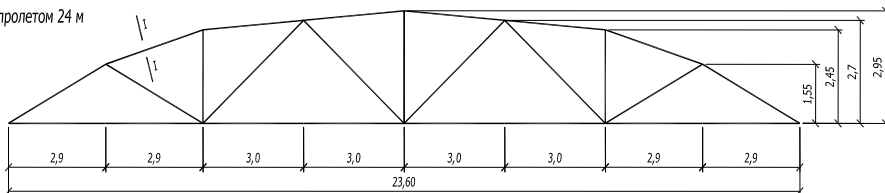
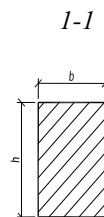


Рис. 12. Геометрические схемы стропильных ферм.

Таблица 3

Сечения элементов ферм

Шаг колонн	6	12	6	12	6	12	
Сечение L	18		21		24		
Пояса	h	220	220	220	280	250	280
	b	250	280	250	300	250	300
Роскоса, стойки	h	140-160 **)		160	160		
		200		200	200		
	b	250	280	250	300	250	300



**) Числитель – растянутые, знаменатель – сжатые элементы ферм

**) Числитель - растянутые, знаменатель - сжатые.

Нагрузки на покрытие

Таблица 4

Вид нагрузки	Нормативная, Па	Коэфф. надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная, Па
Постоянная: кровля (см. табл. 1.) ребристые крупноразмерные плиты 3x12 м	1140 2050	1,27 1,1	1446 2255
ферма $\frac{149 \cdot 10^3}{24 \cdot 12}$	517	1,1	569
Итого: g	3707		4270
Временная снеговая: кратковременная (полная) длительная с коэффициентом 0,5	0,7·1800=1260 630		1800 900

Узловые нормативные нагрузки соответственно:

$$F_{n,1} = 3,707 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 0,95 = 126,78 \text{ кН};$$

$$F_{n,2} = 0,63 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 0,95 = 21,55 \text{ кН};$$

$$F_{n,3} = 1,26 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 0,95 = 43,1 \text{ кН}.$$

5.4.Определение усилий в элементах фермы.

Для вычисления продольных усилий в элементах фермы определяем сначала усилия от единичных нагрузок. Это можно сделать методом вырезания узлов, построением диаграммы Кремона, с помощью ЭВМ и другими способами. Для облегчения выполнения курсового проекта в пособии в табличной форме приводятся продольные усилия в элементах ферм пролетом 24 м, 21м и 18 м от единичных нагрузок, определенные с помощью ЭВМ по программе «SHAP» (табл. 5). Нумерация элементов приведена на рис. 13.

Усилия от действующих нагрузок получаются умножением единичных усилий на значения узловых нагрузок F_i . Результаты расчета сведены в табл.6. В графы 4,5,6,7 занесены усилия от нормативного и расчетного значений длительной и полной кратковременной снеговой нагрузки. Эти усилия получены путем умножения соответствующих значений узловых нагрузок от снега F_{n2}, F_{n3}, F_2, F_3 на наибольшее из усилий от единичных загружений фермы по всему пролету или половине пролета. При этом в случаях, когда от этих загружений возникают усилия разного знака (например в раскосе P3), в таблицу 6 заносятся оба значения.

В графы 8 и 9 занесены опасные кратковременные усилия от совместного действия постоянной нагрузки (из граф 2,3), полной и кратковременной снеговой нагрузки (из граф 6,7) соответственно от нормативного и расчетного значений этих нагрузок. В случае, когда загрузка снеговой нагрузкой может вызвать усилия, противоположные по знаку усилиям, вызываемые постоянной нагрузкой, последние вводятся в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f < 1$. Например, для раскоса P3

при среднем коэффициенте надежности для постоянной нагрузки $\frac{-35,0}{-30,4} = 1,15$,

суммарные опасные кратковременные усилия получаются путем суммирования усилия от постоянной нагрузки (-30,4 кН) с $\gamma_f = 1 - 0,15 = 0,85$ и усилия от снеговой нагрузки +60,9 кН (при $\gamma_f > 1$), т.е. $-30,4 \cdot 0,85 + 60,9 = +35,06$ кН. Аналогично получено сочетание усилий для данного раскоса при снеговой нагрузке с $\gamma_f = 1$: $-30,4 \cdot 0,85 + 42,7 = +16,9$ кН.

Таблица 5

Усилия в элементах ферм от единичных загрузжений

Элементы фермы	Усилия в элементах в кН					
	При загрузжении всего пролета фермы			При загрузжении половины пролета фермы		
	Ферма 24 м	Ферма 21 м	Ферма 18 м	Ферма 24 м	Ферма 21 м	Ферма 18 м
нижний пояс:						
H1	+6,55	+4,46	+4,89	+4,69	+3,33	+3,43
H2	+8,11	+6,17	+5,34	+4,88	+3,79	+2,67
раскосы:						
P1	+0,63	+0,54	+0,42	+0,56	+0,46	-0,15;+0,37
P2	-1,36	-1,63	-0,1	-1,19	-1,12	-0,92;+0,82
P3	-0,24	-0,02	—	-1,23;+0,99	-0,95;+0,94	—
стойки:						
C-1	+0,61	+0,9	-0,12	+0,53	+0,59	-0,45;+0,33
C-2	+0,32	+0,03	—	+0,16	+0,01	—
верхний пояс:						
B1	-7,43	-5,67	-5,49	-5,32	-4,24	-3,86
B2	-7,43	-5,47	-5,42	-5,0	-3,76	-3,4
B3	-7,13	-4,98	-5,28	-4,77	-3,43	-3,31
B4	-7,96	-6,17	—	-3,98	-3,09	—

«+» – усилия при растяжении, «-» – усилия при сжатии

5.5.Проектирование сечений элементов фермы

Нижний растянутый пояс. Расчет прочности выполняем на суммарное опасное кратковременное усилие для элемента H2: N=1683,6 кН (табл.6). Определяем площадь сечения растянутой продольной напрягаемой арматуры класса K1400(K-7) при

$$\gamma_{s3} = 1,1 : A_{sp} = \frac{N}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{1683600}{1,1 \cdot 1170 (100)} = 13,08 \text{ см}^2.$$

Предварительно принимаем арматуру в виде 10 канатов $\varnothing 15$ класса K1400(K-7) с площадью $A_{sp} = 14,16 \text{ см}^2$ (фактическую площадь напрягаемой арматуры для обеспечения требований по трещиностойкости следует принять \approx на 10~15% больше, чем требуется по расчету прочности). Принимаем сечение нижнего пояса $b \times h = 30 \times 28 \text{ см}$. (Размеры бетонного сечения поясов, раскосов и стоек см.табл.3.)

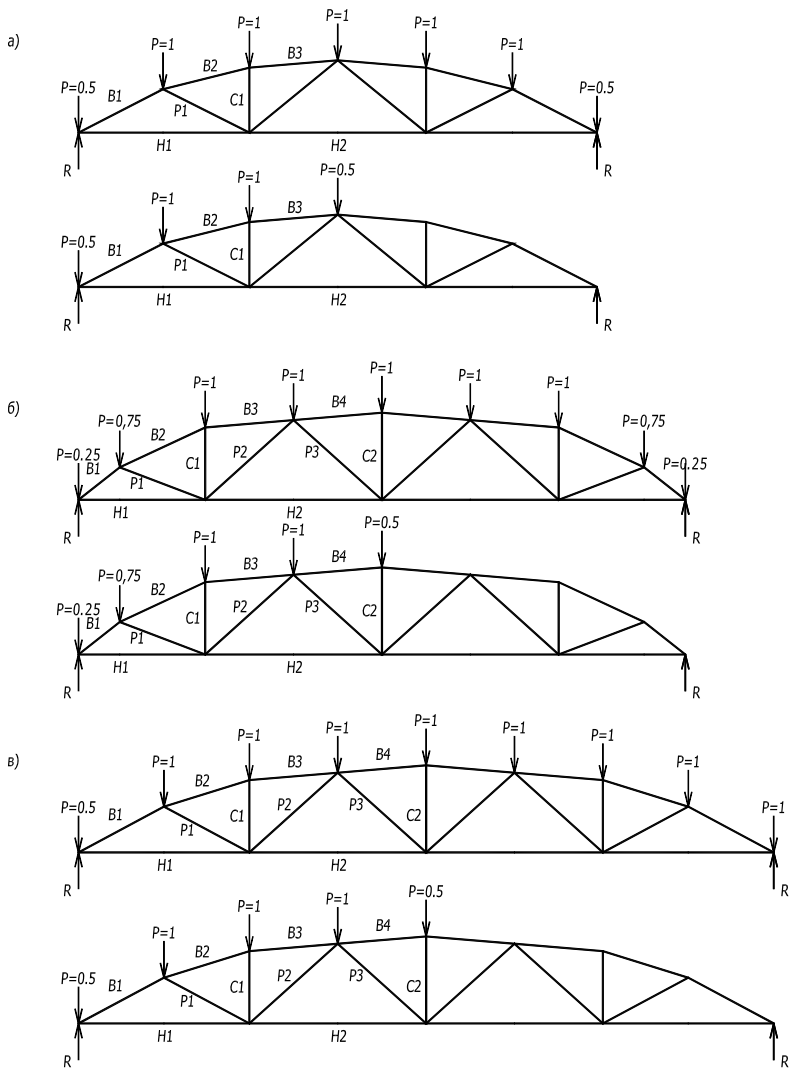


Рис. 13. Нумерация элементов и схемы нагружения единичной нагрузкой: а – фермы пролетом 18 м; б – фермы пролетом 21 м; в – фермы пролетом 24 м.

Таблица 6

Усилия в элементах фермы.

Элементы фермы	Усилия от постоянной нагрузки		Усилия от длительного действия снеговой нагрузки		Усилия от кратковременного действия снеговой нагрузки		Суммарное опасное кратковременное усилие		Суммарное опасное длительное усилие	
	$\gamma_f=1$ $F_{n,1}=126,78 \text{ кН}$	$\gamma_f > 1$ $F_1=146,03 \text{ кН}$	$\gamma_f=1$ $F_{n,2}=21,55 \text{ кН}$	$\gamma_f > 1$ $F_2=30,78 \text{ кН}$	$\gamma_f=1$ $F_{n,3}=43,1 \text{ кН}$	$\gamma_f > 1$ $F_3=61,56 \text{ кН}$	$\gamma_f=1$ $N_{n,кп}$	$\gamma_f > 1$ $N_{кп}$	$\gamma_f=1$ $N_{n,l}$	$\gamma_f > 1$ N_l
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
H1	+830,4	+956,5	+141,2	+201,6	+282,3	+403,2	+1113,6	+1359,7	+971,6	+1158,1
H2	+1028,2	+1184,3	+174,8	+249,6	+349,5	+499,3	+1377,7	+1683,6	+1203,0	+1433,9
P1	+79,9	+92,0	+13,6	+19,4	+27,2	+38,9	+107,1	+130,9	+93,5	+111,4
P2	-172,4	-198,6	-29,3	-41,9	-58,6	-83,7	-231,0	-282,3	-201,7	-240,5
P3	-30,4	-35,0	-26,5	-37,9	-53,0	-75,7	-83,4	-110,7	-56,9	-72,9
C1	+77,3	+89,1	+21,3	+30,5	+42,7	+60,9	+16,9	+35,06		
C2	+40,6	+46,7	+13,1	+18,8	+26,3	+37,6	+103,6	+126,7	+90,4	+107,9
B1	-942,0	-1085,0	+6,9	+9,8	+13,8	+19,7	+54,4	+66,4	+47,5	+56,5
B2	-942,0	-1085,0	-160,1	-228,7	-320,2	-457,4	-1262,2	-1542,4	-1102,1	-1313,7
B3	-903,9	-1041,2	-160,1	-228,7	-320,2	-457,4	-1262,2	-1542,4	-1102,1	-1313,7
B4	-1009,2	-1162,4	-153,7	-219,5	-307,3	-438,9	-211,2	-1480,1	-1057,6	-1260,7
			-171,5	-245,0	-343,1	-490,0	-1352,3	-1652,4	-1180,7	-1407,4

Расчет нижнего пояса на трещиностойкость.

Отношение модулей упругости арматуры и бетона:

$$\text{для канатов } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,8 \cdot 10^5}{36,0 \cdot 10^3} = 5,0.$$

Величину предварительного напряжения арматуры принимаем согласно п. 2.2.3.1 [4], из условия $\sigma_{sp} \leq 0,8R_{s,n}$, т.е. при $R_{s,n} = 1400$ МПа получим $\sigma_{sp} = 1400 \cdot 0,8 = 1120$ МПа; принимаем $\sigma_{sp} = 1100$ МПа.

Потери предварительного напряжения арматуры вычисляем согласно указаниям п.2.2.3 [4].

Первые потери:

1) От релаксации напряжений арматуры

$$\Delta\sigma_{sp1} = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1 \right) \sigma_{sp} = \left(0,22 \frac{1100}{1400} - 0,1 \right) \cdot 1100 = 80,14 \text{ МПа.}$$

2) От разности температур напрягаемой арматуры и натяжных устройств при $\Delta t = 65^\circ \text{C}$

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1,25\Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа.}$$

3) Потери от деформации стальной формы $\Delta\sigma_{sp3} = 0$, т.к. всю арматуру натягиваем одновременно.

4) От деформации анкеров натяжных устройств при $\Delta l = 2$ мм

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{2}{25000} \cdot 1,8 \cdot 10^5 = 14,4 \text{ МПа,}$$

где l – длина натягиваемого каната в мм.

Первые потери предварительного напряжения арматуры составляют

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \sigma_{sp1} + \sigma_{sp2} + \sigma_{sp3} + \sigma_{sp4} = 80,14 + 81,25 + 0 + 14,4 = 175,79 \text{ МПа.}$$

Вторые потери.

1) От усадки бетона класса В40

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,00025 \cdot 1,8 \cdot 10^5 = 45 \text{ МПа}$$

где $\varepsilon_{b,sh}$ – деформации усадки бетона, принимаемые равными:

0,00025 – для бетона класса В40

0,0002 – для бетона класса В35 и ниже.

2) От ползучести бетона

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot \alpha \cdot \varphi_{b,cr} \cdot \sigma_{bjj}}{1 + \alpha \cdot \mu_{spj} \left(1 + \frac{y_{sj}^2 \cdot A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 0,8 \cdot \varphi_{b,cr})},$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона. При относительной влажности воздуха окружающей среды (40-75%) для класса бетона В40 $\varphi_{b,cr} = 1,9$ (для В35 - 2,1; В30 - 2,3);

σ_{bjj} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемый j -й группы стержней напрягаемой арматуры.

$$\text{Для симметрично армированного нижнего пояса фермы } \sigma_{bjj} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}}$$

$P_{(1)}$ – усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь:

$$P_{(1)} = (\sigma_{sp} - \sigma_{sp(1)}) \cdot A_{sp} = (1100 - 175,79) \cdot 14,16 \cdot 10^{-1} = 1308,68 \text{ кН}$$

A_{red} – площадь приведенного сечения элемента

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_{sp} = 30 \cdot 28 + 5,0 \cdot 14,16 = 910,8 \text{ см}^2.$$

$$\text{Тогда } \sigma_{bjj} = \frac{1308,68(10)}{910,8} = 14,37 \text{ МПа.}$$

$$\text{Коэффициент армирования } \mu_{spj} = \frac{A_{sp}}{A} = \frac{14,16}{30 \cdot 28} = 0,0169;$$

y_{sj} – расстояние между центрами тяжести сечения рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента. При симметричном обжатии элемента напрягаемой арматурой $y_{sj}=0$.

Потери от ползучести бетона будут равны:

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 5,0 \cdot 1,9 \cdot 14,37}{1 + 5,0 \cdot 0,0169 \cdot 1 \cdot (1 + 0,8 \cdot 1,9)} = 90,04 \text{ МПа.}$$

Полные потери предварительного напряжения арматуры составят:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 175,79 + 45 + 90,04 = 310,83 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа.}$$

Значение предварительного напряжения в арматуре вводится в расчёт с коэффициентом точности натяжения арматуры $\gamma_{sp} = 0,9$.

Тогда усилие обжатия с учетом полных потерь составит:

$$P_{(2)} = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)}) A_{sp} = 0,9(1100 - 310,83) \cdot 14,16 \cdot 10^{-1} = 1005,72 \text{ кН.}$$

Усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин:

$$N_{crc} = k [R_{bt,ser} A_{red} + P_{(2)}] = 0,85 [(2,1 \cdot 910,8) \cdot 10^{-1} + 1005,72] = 1017,44 \text{ кН.}$$

Поскольку $N_{crc} = 1017,44 \text{ кН} < N_{n,кр} = 1377,7 \text{ кН}$, условие трещиностойкости сечения не выполняется и необходим расчет по раскрытию трещин.

Определим ширину раскрытия трещин от суммарного действия постоянной и полной снеговой нагрузки и сравним ее с допускаемым значением $a_{crc,ult}$:

$$a_{crc} = a_{crc,1} + a_{crc,2} - a_{crc,3} \leq a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм (см. прил 2)}$$

$$a_{crc,1} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s,$$

где φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки и принимаемый равным:

1,0 – при непродолжительном действии нагрузки;

1,4 – при продолжительном действии нагрузки (для $a_{crc,1}$ $\varphi_1=1,4$);

φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0,5 – для арматуры периодического профиля и канатной; 0,8 – для гладкой арматуры (класса A240);

φ_3 – коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным:

1,0 – для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых; 1,2 – для растянутых элементов;

σ_s – приращение напряжений в продольной предварительно-напряженной арматуре в сечении с трещиной от внешней нагрузки.

При определении $a_{cre,1}$:

$$\sigma_s = \frac{N_{n,l} - P_{(2)}}{A_{sp}} = \frac{(1203,0 - 1005,72) \cdot 10^3}{14,16} = 13932,2 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2} = 139,3 \text{ МПа}.$$

l_s – базовое (без учета вида внешней поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами:

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_{sp}} \cdot d_s, \text{ и принимаемое не менее } 10 \cdot d_s \text{ и } 100 \text{ мм и не более } 40 \cdot d_s \text{ и } 400 \text{ мм (} d_s -$$

номинальный диаметр арматуры).

$$\text{Тогда } l_s = 0,5 \frac{30 \cdot 28}{14,16} \cdot 1,5 = 44,49 \text{ см} = 444,9 \text{ мм} > 400 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_s = 400 \text{ мм}$.

ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,cre}}{\sigma_s},$$

где $\sigma_{s,cre}$ – приращение напряжений в растянутой арматуре сразу после образования нормальных трещин.

Для центрально-растянутых преднапряженных элементов

$$\sigma_{s,cre} = \frac{N_{s,cre} - P_{(2)}}{A_{sp}} = \frac{(1196,99 - 1005,72) \cdot 10^3}{14,16} = 13507,77 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2} \approx$$

$$\approx 135,08 \text{ МПа} < \sigma_s = 139,3 \text{ МПа},$$

$$\text{где } N_{s,cre} = \frac{N_{cre}}{0,85} = 1196,99 \text{ кН}.$$

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{135,08}{139,3} = 0,224. \text{ (В случае } \sigma_{s,cre} > \sigma_s \text{ коэффициент } \psi_s \text{ равен } 0,2).$$

Ширина раскрытия нормальных трещин $a_{cre,1}$ от продолжительного действия постоянной и длительной снеговой нагрузок в нижнем поясе фермы, с учетом изгибающих моментов, возникающих в жестких узлах, несколько снижающих трещиностойкость, что учитывается опытным коэффициентом $\gamma_1 = 1,15$, будет равна:

$$a_{cre,1} = 1,15 \cdot 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,224 \frac{139,3}{1,8 \cdot 10^5} \cdot 400 = 0,067 \text{ мм} < a_{cre,ult} = 0,2 \text{ мм (см. прил. 2)}.$$

Ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянной и длительной снеговой нагрузок $a_{cre,3}$ и от непродолжительного действия постоянной и полной снеговой нагрузок $a_{cre,2}$ находятся по вышеприведенной формуле для $a_{cre,1}$.

При вычислении $a_{cre,3}$: $\varphi_1 = 1,0$; $\varphi_2 = 0,5$; $\varphi_3 = 1,2$; $\psi_s = 0,224$; $l_s = 400 \text{ мм}$;

$$\sigma_s = 139,3 \text{ МПа};$$

$$a_{cre,3} = 1,15 \cdot 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,224 \cdot \frac{139,3}{1,8 \cdot 10^5} \cdot 400 = 0,0478 \text{ мм}.$$

При вычислении $a_{cr,2}$: $\varphi_1 = 1,0$; $\varphi_2 = 0,5$; $\varphi_3 = 1,2$; $l_s = 400$ мм;

$$\sigma_s = \frac{N_{n,sp} - P_{(2)}}{A_{sp}} = \frac{(1377,7 - 1005,72) \cdot 10^3}{14,16} = 26269,7 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2} = 262,7 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s,cr} = 135,08 \text{ МПа}; \psi_s = 1 - 0,8 \frac{135,08}{262,7} = 0,587.$$

$$a_{cr,2} = 1,15 \cdot 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,587 \cdot \frac{262,7}{1,8 \cdot 10^5} \cdot 400 = 0,2364 \text{ мм}.$$

Суммарная ширина раскрытия трещин от постоянной и снеговой нагрузок составит:
 $a_{cr} = 0,067 + 0,2364 - 0,0478 = 0,2556 \text{ мм} < a_{cr,ult} = 0,3 \text{ мм}$ (см. прил.2).

Поскольку условия по допустимой ширине раскрытия трещин для a_{cr} и для $a_{cr,1}$ выполнены, принятое количество напрягаемой арматуры – 10 канатов $\varnothing 15$ класса К1400(К-7) с $A_{sp} = 14,16 \text{ см}^2$ оставляем без изменения. В противном случае количество напрягаемой арматуры следует увеличить и выполнить расчет нижнего пояса на трещиностойкость заново.

Верхний сжатый пояс. Как видно из табл. 6, усилия в элементах верхнего пояса В1...В4 близки по величине, поэтому все элементы верхнего пояса будем армировать одинаково из расчета на усилие в наиболее напряженном элементе В4, для которого $N = 1652,4 \text{ кН}$, в том числе от расчетных значений длительных нагрузок $N_l = 1407,4 \text{ кН}$.

Ширину верхнего пояса принимаем из условия опирания плит покрытия пролетом 12 м – 300 мм. Ориентировочное значение требуемой площади верхнего пояса:

$$A \approx \frac{N}{0,8(\gamma_{bl} R_b + 0,03 R_{sc})} = \frac{1652400}{0,8[0,9 \cdot 22(100) + 0,03 \cdot 355(100)]} = 678,3 \text{ см}^2.$$

Несколько в запас принимаем размеры сечения верхнего пояса $b \times h = 30 \times 28 \text{ см}$ площадью $A = 840 \text{ см}^2 > 678,3 \text{ см}^2$. Случайный начальный эксцентриситет

$$e_a = l/600 = 320/600 = 0,533 \text{ см}, \text{ где } l = 320 \text{ см} - \text{наибольшее фактическое расстояние}$$

$$\text{между узлами верхнего пояса (в осях); } e_a = h/30 = 28/30 \approx 0,933 \text{ см}; e_a = 1 \text{ см}.$$

Принимаем $e_0 = e_a = 1 \text{ см}$. Расчетная длина в обеих плоскостях $l_0 = 0,9 \cdot 320 = 288 \text{ см}$.

Наибольшая гибкость элемента верхнего пояса $l_0/h = 288/28 \approx 10,3 > 4$, то есть необходимо учесть влияние прогиба элемента на его прочность.

Условная критическая сила:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 4,36 \cdot 10^7}{288^2} = 5183 \text{ кН},$$

где D – жесткость железобетонного элемента в предельной стадии

$$D = \frac{0,15 \cdot E_b \cdot J}{\varphi_1(0,3 + \delta_e)} + 0,7 \cdot E_s \cdot J_s;$$

$$J = \frac{30 \cdot 28^3}{12} = 54880 \text{ см}^4; \quad \varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_1} = 1 + 1 \frac{140,74}{165,24} = 1,852;$$

$\beta = 1$ для тяжелого бетона;

$$M_{II} = M_l + N_l \frac{h_0 - a}{2} = 0 + 1407,4 \frac{0,24 - 0,04}{2} = 140,74 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_1 = M + N \frac{h_0 - a}{2} = 0 + 1652,4 \frac{0,24 - 0,04}{2} = 165,24 \text{ кНМ};$$

$$\delta_e = e_0/h = 1,0/28 = 0,036 < \delta_{e,\min} = 0,15.$$

Принимаем $\delta_e = 0,15$.

$$\alpha = E_s/E_b = 2 \cdot 10^5/3,6 \cdot 10^4 = 5,56.$$

Поскольку количество арматуры не известно, принимаем в первом приближении $\mu = 0,008$ (т.к. площадь сечения была принята с небольшим запасом). Находим

$$J_s = \mu b h_0 (0,5h - a)^2 = 0,008 \cdot 30 \cdot 24 (0,5 \cdot 28 - 4)^2 = 576 \tilde{m}^4;$$

$$D = \frac{0,15 \cdot 36 \cdot 10^3 \cdot (10^{-1}) \cdot 54880}{1,852 \cdot (0,3 + 0,15)} + 0,7 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot (10^{-1}) \cdot 576 = 4,36 \cdot 10^7 \text{ е} \dot{\text{I}} \cdot \tilde{m}^2.$$

$$\text{Коэффициент } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1652,4}{5183}} = 1,468.$$

$$\text{Расстояние } e = e_0 \eta + 0,5(h_0 - a) = 1,0 \cdot 1,468 + 0,5(24 - 4) = 11,47 \text{ см.}$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{355}{700}} = 0,531.$$

$$\text{Далее вычисляем: } \alpha_n = \frac{N}{\gamma_{bl} R_b b h_0} = \frac{1652,4 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 22 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 24} = 1,16 > \xi_R = 0,531 - \text{второй}$$

случай внецентренного сжатия, случай "малых" эксцентриситетов.

$$\xi_1 = \frac{\alpha_n + \xi_R}{2} = \frac{1,16 + 0,531}{2} = 0,846 < 1.$$

Для дальнейших расчетов принимаем $\xi_1 = 0,846$:

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{\gamma_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1652,4 \cdot 10^3 \cdot 11,47}{0,9 \cdot 22 \cdot 30 \cdot 24^2 (100)} = 0,554;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{4}{24} = 0,167;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1 \left(1 - \frac{\xi_1}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{0,554 - 0,846 \cdot \left(1 - \frac{0,846}{2}\right)}{1 - 0,167} = 0,079 > 0.$$

В случае $\alpha_s < 0$ арматура по расчету не требуется и верхний пояс армируем конструктивно, исходя из минимального процента армирования $\mu_{\min}=0,002\%$. Тогда $A_s=A_s=0,002bh_0$, но не менее $2\text{Ø}10$.

В случае если $\alpha_s > 0$ необходимо вычислить относительную высоту сжатой зоны ξ , требуемую площадь арматуры $A_s=A_s'$ и процент армирования μ :

$$\xi = \frac{\alpha_n(1-\xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1-\xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = \frac{1,16(1-0,531) + 2 \cdot 0,079 \cdot 0,531}{1-0,531 + 2 \cdot 0,079} = 1,0;$$

$$A_s = A_s' = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{0,9 \cdot 22 \cdot 30 \cdot 24}{355} + \frac{0,55 - 1(1-1/2)}{1-0,167} = 2,6 \text{ см}^2;$$

$$\mu = \frac{A_s + A_s'}{b \cdot h_0} = \frac{2,6 + 2,6}{30 \cdot 24} = 0,0072, \text{ что не значительно отличается от принятого при}$$

определении критической силы N_{cr} ($\mu=0,008$). Пересчет не делаем и по сортаменту подбираем требуемый диаметр арматуры. В противном случае корректируем значение μ и делаем пересчет.

Окончательно принимаем армирование верхнего пояса в виде $4\text{Ø}14\text{A}400$ с

$$A_s + A_s' = 6,16 \text{ см}^2; \mu = \frac{A_s + A_s'}{b \cdot h_0} = \frac{6,16}{30 \cdot 24} = 0,0086, \text{ что превышает } 2 \mu_{\min} = 0,004. \text{ Хомуты из}$$

условия свариваемости с продольной арматурой $\text{Ø}14$ принимаем $\text{Ø}5\text{B}500$ и устанавливаем их с шагом 200мм , что не превышает $15 \cdot d = 15 \cdot 14 = 210 \text{ мм}$ и не более 500мм .

Растянутый раскос P1. В данном раскосе возникают усилия (табл. 6):

$$N = 130,9 \text{ кН}; N_n = 107,1 \text{ кН}; N_{nl} = 93,5 \text{ кН}.$$

Для обеспечения прочности раскоса необходимая площадь продольной арматуры

$$\text{класса A400 составляет: } A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{130,9 \cdot 10^3}{355 \cdot (100)} = 3,69 \text{ см}^2.$$

Предварительно принимаем $4\text{Ø}12$ A400 с $A_s = 4,52 \text{ см}^2$. Поскольку рассматриваемая ферма бетонируется целиком, ширина всех элементов решетки принята $b=30\text{см}$.

Для растянутого раскоса согласно табл.3 $b \times h = 30 \times 16$ см. Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{4,52}{30 \cdot 16} = 0,00942 > \mu_{\min} = 0,002 \text{ (для центрально растянутых элементов).}$$

Ко всем элементам решетки предъявляются требования по трещиностойкости.

Усилие, воспринимаемое сечением, при образовании трещин:

$$N_{cre} = kR_{bt,ser}(A + \alpha A_s) = 0,85 \cdot 2,1 \cdot 10^3 (0,3 \cdot 0,16 + 5,56 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4}) \approx 90,17 \text{ кН} < N_n = 107,1 \text{ кН},$$

$$\text{где } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{36 \cdot 10^3} = 5,56.$$

Условие трещиностойкости не выполняется, следовательно необходим расчет по раскрытию трещин. В случае $N_{cre} > N_n$, расчет по раскрытию трещин не требуется.

Суммарная ширина раскрытия трещин:

$$a_{cre} = a_{cre,1} + a_{cre,2} - a_{cre,3} \leq a_{cre,ult} = 0,4 \text{ мм (см. Прил. 2)}.$$

Ширина раскрытия трещин $a_{crc,1}$ от продолжительного действия постоянной и длительной снеговой нагрузок:

$$a_{crc,1} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s;$$

$\varphi_1=1,4$ (см. расчет нижнего пояса фермы);

$$\varphi_2=0,5; \varphi_3=1,2; \sigma_s = \frac{N_{n,l}}{A_s} = \frac{93,5 \cdot 10}{4,52} = 206,86 \text{ МПа} < R_{s,ser} = 400 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s,crc} = \frac{N_{crc}}{A_s} = \frac{90,17 \cdot (10)}{4,52} = 199,49 \text{ МПа} < \sigma_s = 206,86 \text{ МПа};$$

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0,8 \frac{199,49}{206,86} = 0,229;$$

$$l_s = 0,5 \frac{A_{b,l}}{A_s} \cdot d_s = 0,5 \frac{30 \cdot 16}{4,52} \cdot 1,2 = 63,7 \text{ см} = 637 \text{ мм}, \text{ что превышает } 400 \text{ мм и более}$$

$40d_s = 40 \cdot 1,2 = 48 \text{ см} = 480 \text{ мм}$. Принимаем $l_s = 400 \text{ мм}$.

Тогда:

$$a_{crc,1} = 2,0 \cdot 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,229 \frac{206,86}{2 \cdot 10^5} \cdot 400 = 0,159 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм (см. прил. 2)}.$$

В случае $a_{crc,1} > 0,3 \text{ мм}$, следует увеличить диаметр продольной рабочей арматуры и повторить расчет.

Ширина раскрытия трещин $a_{crc,3}$ от непродолжительного действия постоянной и длительной снеговой нагрузок:

$$\varphi_1 = 1,0; \varphi_2 = 0,5; \varphi_3 = 1,2; \psi_s = 0,229; \sigma_s = 206,86; l_s = 400 \text{ мм};$$

$$a_{crc,3} = 2,0 \cdot 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,229 \frac{206,86}{2 \cdot 10^5} \cdot 400 = 0,114 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин $a_{crc,2}$ от непродолжительного действия постоянной и полной снеговой нагрузок.

$$\varphi_1 = 1,0; \varphi_2 = 0,5; \varphi_3 = 1,2; \sigma_{s,crc} = 199,49 \text{ МПа}; l_s = 400 \text{ мм};$$

$$\sigma_s = \frac{N_l}{A_s} = \frac{107,1(10)}{4,52} = 236,9 \text{ МПа} < R_{s,ser} = 400 \text{ МПа};$$

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{199,49}{236,9} = 0,326;$$

$$a_{crc,2} = 2,0 \cdot 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,326 \frac{236,9}{2 \cdot 10^5} \cdot 400 = 0,185 \text{ мм}.$$

Суммарная ширина раскрытия трещин от постоянной и снеговой нагрузок будет равна:

$$a_{crc} = 0,159 + 0,185 - 0,114 = 0,23 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0,4 \text{ мм}.$$

Если при расчете суммарной ширины раскрытия трещин получится $a_{crc} > a_{crc,ult}$, следует увеличить диаметр продольной арматуры и сделать пересчет.

Окончательно принимаем армирование раскоса в виде $4\varnothing 12A400$. (Во всех случаях растянутые элементы решетки должны армироваться не менее, чем $4\varnothing 10A400$). Диаметр поперечной арматуры (из условия сварки с продольной) - $\varnothing 5B500$ с шагом

$S=500\text{мм}$, что не превышает $S_{\text{max}}=2b=2\cdot 280=560\text{мм}$ и менее 600мм (в ферме пролетом 18 м при её одностороннем нагружении снеговой нагрузкой раскос PI сжат. Вследствие этого шаг поперечной арматуры не должен превышать 15 диаметров продольной рабочей арматуры).

Сжатый раскос $P2$. Усилия в элементе: $N = 282,3\text{кН}$; $N_l = 240,5\text{кН}$.

Ориентировочное значение площади сечения равно:

$$A \approx \frac{282300}{0,8[0,9 \cdot 22(100) + 0,03 \cdot 355(100)]} \cong 115,9\text{см}^2.$$

С учетом технологии изготовления фермы (бетонируется в горизонтальном положении целиком) примем размеры сечения раскоса согласно рекомендациям табл.3 $b \times h = 30 \times 20\text{ см}$ с площадью $A = 600\text{ см}^2 > 115,9\text{ см}^2$.

Фактическая длина элемента равна 404 см . Расчетная длина при расчете в плоскости фермы (плоскость наибольшей гибкости для принятых размеров сечения раскоса) равна $l_0 = 0,8l = 0,8 \cdot 404 = 323,2\text{ см}$.

Случайный начальный эксцентриситет $e_a = \frac{1}{600} = \frac{404}{600} = 0,673\text{ см}$;

$$e_a = \frac{1}{30}h = \frac{20}{30} = 0,667\text{ см}; e_a = 1\text{ см};$$

принимаем $e_0 = e_a = 1\text{ см}$.

Значение $l_0/h = 323,2/20 = 16,16 > 4$, то есть необходим учет влияния прогиба элемента на его прочность. Условная критическая сила:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 1,511 \cdot 10^7}{323,2^2} = 1426,2\text{кН},$$

где D – жесткость железобетонного элемента в предельной стадии

$$D = \frac{0,15 \cdot E_b \cdot J}{\varphi_l(0,3 + \delta_e)} + 0,7 \cdot E_s \cdot J_s = \frac{0,15 \cdot 36 \cdot 10^3 \cdot (10^{-1}) \cdot 20000}{1,852(0,3 + 0,15)} + 0,7 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot (10^{-1}) \cdot 153,9 = 1,511 \cdot 10^7\text{ кН} \cdot \text{см}^2.$$

$$J = \frac{30 \cdot 20^3}{12} = 20000\text{ см}^4; \varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_I} = 1 + 1 \cdot \frac{16,84}{19,76} = 1,852;$$

$\beta = 1$ для тяжелого бетона;

$$M_{II} = N_l \frac{h_0 - a}{2} = 240,5 \frac{0,17 - 0,03}{2} = 16,84\text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_I = N \frac{h_0 - a}{2} = 282,3 \frac{0,17 - 0,03}{2} = 19,76\text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\delta_e = e_0/h = 1,0/20 = 0,05 < \delta_{e,\text{min}} = 0,15.$$

Так как $\delta_e < \delta_{e,\text{min}}$ принимаем $\delta_e = 0,15$.

Поскольку площадь сечения раскоса принята с большим запасом, площадь арматуры назначим минимально возможной. В сжатых элементах продольную арматуру

следует устанавливать в количестве не менее конструктивного минимума, а в элементах решетки стропильных ферм, кроме того, не менее 4Ø10 А400. Примем именно эту арматуру 4Ø10 А400 с $A_s = 3,14 \text{ см}^2$; коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h_0} = \frac{3,14}{30 \cdot 17} = 0,00616 > 2 \cdot \mu_{\min} = 0,004.$$

$$\text{Тогда } J_s = (A_s + A'_s) \cdot (0,5 \cdot h - a)^2 = 3,14 \cdot (0,5 \cdot 20 - 3)^2 = 153,9 \text{ см}^2.$$

$$\text{Коэффициент } \eta = \frac{1}{1 - \frac{282,3}{1426,2}} = 1,247.$$

Расстояние $e = e_0 \eta + 0,5(h_0 - a) = 1,01,247 + 0,5 \cdot (17 - 3) = 8,247 \text{ см}$. Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi_R = 0,531$ (см. расчет верхнего пояса). Далее вычисляем

$$\xi = \alpha_n = \frac{N}{\gamma_{b1} R_b b h_0} = \frac{282,3 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 22 \cdot (10^2) \cdot 30 \cdot 17} = 0,28 < \xi_R = 0,531, \text{ т.е. имеем 1-й случай}$$

внецентренного сжатия (случай больших эксцентриситетов).

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{282,3 \cdot 10^3 \cdot 8,247}{0,9 \cdot 22 \cdot 30 \cdot 17^2 (100)} = 0,136;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{3,0}{17} = 0,176;$$

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{0,9 \cdot 22 \cdot 30 \cdot 17}{355} \cdot \frac{0,136 - 0,28 \left(1 - \frac{0,28}{2}\right)}{1 - 0,176} < 0.$$

Поскольку $A_s = A'_s < 0$ и при определении N_{cr} задавались процентом армирования, исходя из минимально допустимого диаметра, перерасчет не производим.

Оставляем ранее принятую площадь арматуры $A_s = 3,14 \text{ см}^2$, что соответствует 4Ø10 А400. Хомуты Ø5 В500 устанавливаем с шагом 150 мм, что не превышает $15d = 15 \cdot 10 = 150 \text{ мм}$ и не более 500 мм.

В случае если $A_s = A'_s > 0$, по сортаменту подбираем требуемый диаметр арматуры из условия, чтобы фактическая площадь арматуры ($A_s = A'_s$)^{факт} превышала требуемую по

расчету. Затем вычисляем процент армирования $\mu = \frac{(A_s + A'_s)^{\text{факт}}}{b \cdot h_0}$ и сравниваем его с μ ,

принятым при вычислении N_{cr} . Если значения μ близки между собой, расчет прекращаем, оставляя принятое количество арматуры. В противном случае задается новым значением μ и делаем перерасчет.

Схема армирования фермы представлена в графическом приложении (см. вклейки).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. М.: ГУП ЦПП, 2003
2. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные понятия. М.: ФГУП ЦПП, 2004.
3. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М.: ФГУП ЦПП, 2005.
4. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. М.: ФГУП ЦПП, 2005.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры. (К СП 52-101-2003). М.: ФГУП ЦПП, 2005.
6. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (К СП 52-102-2003). М.: ФГУП ЦПП, 2005.
7. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений. Госстрой России, ГУП ЦПП, 1995.
8. СНиП 2.01.01-82. Строительная, климатология и геофизика. М.: Стройиздат, 1983.
9. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. «Железобетонные конструкции. Общий курс». М.: Стройиздат, 1991.
10. Программный комплекс ЛИРА – WINDOWS для расчета конструкции по прочности. Киев 1996.
11. Георгиевский О.В. Правила выполнения архитектурно-строительных чертежей. М. 1996.

ПРИЛОЖЕНИЯ

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Минимальный класс бетона элементов с предварительно напряженной арматурой

Характеристика напрягаемой арматуры	Класс бетона не ниже
Арматура классов: A540-A800 A1000	B20 B30
Арматура классов: Bp1200, Bp1300 Bp1400, Bp1500 K1400, K1500	B30 B30 B30

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин – $a_{cr,ult}$

Для элементов, к которым не предъявляются требования непроницаемости, значения $a_{cr,ult}$ принимают равными:		
При арматуре классов	При продолжительном раскрытии трещин, мм	При непродолжительном раскрытии трещин, мм
A240-A600 B500	0,3	0,4
A800; A1000 Bp1200-Bp1400 K1400; K1500(K-19) K1500 (K-7) диаметром 12 мм	0,2	0,3
Bp1500 K1500 (K-7) диаметром 6 и 9 мм	0,1	0,2

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$

Вид сопротивления	Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ и расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое $R_{b,n}, R_{b,ser}$	7,5 (76,5)	11,0 (112)	15,0 (153)	18,5 (188)	22,0 (224)	25,5 (260)	29,0 (296)	32,0 (326)	36,0 (367)	39,5 (403)	43,0 (438)
Растяжение осевое $R_{bt,n}, R_{bt,ser}$	0,85 (8,7)	1,10 (11,2)	1,35 (13,8)	1,55 (15,8)	1,75 (17,8)	1,95 (19,9)	2,10 (21,4)	2,25 (22,9)	2,45 (25,0)	2,60 (26,5)	2,75 (28,0)

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt}

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое, R_b	6,0 (61,2)	8,5 (86,6)	11,5 (117)	14,5 (148)	17,0 (173)	19,5 (199)	22,0 (224)	25,0 (255)	27,5 (280)	30,0 (306)	33,0 (336)
Растяжение осевое, R_{bt}	0,56 (5,7)	0,75 (7,6)	0,90 (9,2)	1,05 (10,7)	1,15 (11,7)	1,30 (13,3)	1,40 (14,3)	1,50 (15,3)	1,60 (16,3)	1,70 (17,3)	1,80 (18,3)

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

Значения начального модуля упругости бетона E_b

Значение начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0 (194)	24,0 (245)	27,5 (280)	30,0 (306)	32,5 (331)	34,5 (352)	36,0 (367)	37,0 (377)	38,0 (387)	39,0 (398)	39,5 (403)

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

Нормативные значения сопротивления арматуры растяжению $R_{s,n}$

Арматура классов	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа (кгс/см ²)
A240	6-40	240(2450)
A300	10-40	300(3050)
A400	6-40	400(4050)
A500	6-40	500(5100)
A540	20-40	540(5500)
A600	10-40	600(6100)
A800	10-40	800(8150)
A1000	10-40	1000(10200)
B500	3-12	500(5100)
Bp1200	8	1200(12200)
Bp1300	7	1300(13200)
Bp1400	4; 5; 6	1400(14300)
Bp1500	3	1500(15300)
K1400 (K-7)	15	1400(14300)
K1500 (K-7)	6; 9; 12	1500(15300)
K1500 (K-19)	14	1500(15300)

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

Расчетные значения сопротивления арматуры
растяжению R_s и R_{sc}

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа	
	растяжению R_s	сжатию R_{sc}		растяжению R_s	сжатию R_{sc}
A240	215	215	B500	415	415 (360)
A300	270	270	Bp1200	1000	500 (400)
A400	355	355	Bp1300	1070	500 (400)
A500	435	435 (400)	Bp1400	1170	500 (400)
A540	450*	200	Bp1500	1250	500 (400)
A600	520	470 (400)	K1400	1170	500 (400)
A800	695	500 (400)	K1500	1250	500 (400)
A1000	830	500 (400)			

* Если при упрочнении вытяжкой арматуры класса A540 контролируется удлинение и напряжение арматуры, расчетное сопротивление растяжению R_s допускается принимать равным 490 МПа (5000 кгс/см²).
Значение R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки.

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

Расчетные сопротивления поперечной арматуры R_{sw}

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Расчетное сопротивление поперечной арматуры R_{sw} , МПа (кгс/см ²)	170 (1730)	215 (2190)	285 (2900)	300 (3060)	300 (3060)

ПРИЛОЖЕНИЕ 9

Значения модуля упругости арматуры E_s

Класс арматуры	Значения модуля упругости E_s , МПа (кгс/см ²)
Арматура всех классов кроме канатной	200000 (2000000)
Канатная классов K1400; K1500	180000 (1800000)

ПРИЛОЖЕНИЕ 10

Значения ξ , ζ , α_m

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,26	0,87	0,226	0,51	0,745	0,38
0,02	0,99	0,02	0,27	0,865	0,234	0,52	0,74	0,385
0,03	0,985	0,03	0,28	0,86	0,241	0,53	0,735	0,39
0,04	0,98	0,039	0,29	0,855	0,248	0,54	0,73	0,394
0,05	0,975	0,049	0,30	0,85	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,97	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,72	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,84	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,96	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,71	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,83	0,282	0,59	0,705	0,416
0,10	0,95	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,7	0,42
0,11	0,945	0,104	0,36	0,82	0,295	0,62	0,69	0,428
0,12	0,94	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,68	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,81	0,308	0,66	0,67	0,442
0,14	0,93	0,13	0,39	0,805	0,314	0,68	0,66	0,449
0,15	0,925	0,139	0,40	0,8	0,32	0,70	0,65	0,455
0,16	0,92	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,64	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,79	0,332	0,74	0,63	0,466
0,18	0,91	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,62	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,78	0,343	0,78	0,61	0,476
0,20	0,9	0,18	0,45	0,775	0,349	0,80	0,6	0,48
0,21	0,895	0,188	0,46	0,77	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,89	0,196	0,47	0,765	0,36	0,90	0,55	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,76	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,88	0,211	0,49	0,755	0,37	1,00	0,5	0,5
0,25	0,875	0,219	0,50	0,75	0,375			

ПРИЛОЖЕНИЕ 11

Значения ξ_R , α_R

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Значение ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
Значение α_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

ПРИЛОЖЕНИЕ 12

Расчётные площади поперечных сечений и масса арматуры, соргамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля, обыкновенной и высокопрочной арматурной проволоки

Диаметр, мм	Расчётные площади поперечных сечений, см ² , при числе стержней										Масса кг/м	Диаметр, мм	Сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля из стали класса						Сортамент арматурной проволоки				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			A300	A400	A500	A540	A600	A800	A1000	Вр1200	Вр1300	Вр1400	Вр1500
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,36	0,43	0,50	0,57	0,64	0,71	0,052	3	---	---	---	---	---	---	X	---	---	X	
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092	4	---	---	---	---	---	X	---	---	X	---	
5	0,196	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,37	1,57	1,76	1,96	0,144	5	---	---	---	---	---	X	---	---	X	---	
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	6	---	X	X	---	---	X	---	---	X	---	
7	0,385	0,77	1,16	1,54	1,93	2,31	2,69	3,08	3,47	3,85	0,302	7	---	---	---	---	---	X	---	---	X	---	
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	8	---	X	X	---	---	X	X	---	---	---	
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	9	---	---	---	---	---	X	---	---	---	---	
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617	10	X	X	X	---	X	X	---	---	---	---	
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,66	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	12	X	X	X	---	X	X	---	---	---	---	
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,70	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	14	X	X	X	---	X	X	---	---	---	---	
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,06	12,07	14,08	16,09	18,10	20,11	1,578	16	X	X	X	---	X	X	---	---	---	---	
18	2,545	5,09	7,64	10,18	12,73	15,27	17,82	20,36	22,91	25,45	1,998	18	X	X	X	---	X	X	---	---	---	---	
20	3,142	6,28	9,43	12,57	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	20	X	X	X	---	X	X	---	---	---	---	
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	22	X	X	X	---	X	X	---	---	---	---	
25	4,909	9,82	14,73	19,64	24,55	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	3,853	25	X	X	X	---	X	X	---	---	---	---	
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,11	49,26	55,42	61,58	4,834	28	X	X	X	---	X	X	---	---	---	---	
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,29	64,34	72,38	80,42	6,313	32	X	X	X	---	X	X	---	---	---	---	
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,990	36	X	X	X	---	X	X	---	---	---	---	
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,40	113,04	125,60	9,870	40	X	X	X	---	X	X	---	---	---	---	

ПРИЛОЖЕНИЕ 13

Сортамент арматурных канатов класса К1400(К-7); К1500(К-7)

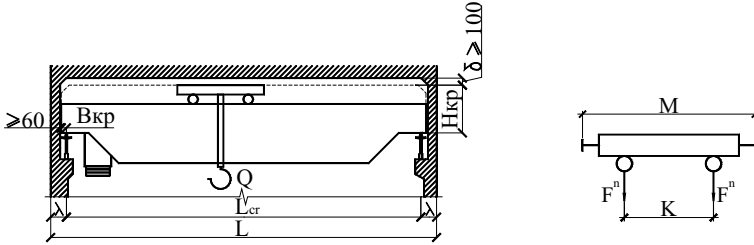
Класс и номинальный диаметр каната, мм		Диаметр проволок, мм	Площадь поперечного сечения каната, см ²	Теоретическая масса 1-го пог.м. каната, кг
К1500	6	2	0,227	0,173
	9	3	0,51	0,402
	12	4	0,906	0,714
К1400	15	5	1,416	1,116

ПРИЛОЖЕНИЕ 14

Соотношения между диаметрами свариваемых стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах, изготавливаемых с помощью контактной точечной сварки

Диаметр стержня одного направления, мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм.	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	150	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении, мм	-	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80	80

Примерные технические характеристики мостовых опорных кранов грузоподъемностью (16—50) т для группы режима работы 5К



Q, т	L _{кр} , м	Основные размеры, мм				Давление колеса на рельс, кН		Вес, кН	
		M, мм	K, мм	H _{кр} , мм	B _{кр} , мм	F _{n,max}	F _{n,min}	Тележки, G _n	Крана (общий)
16/3,2	16,5	5600	4400	2300	260	129	51	55	200
	19,5					135	53		217
	22,5					142	55		234
20/5	16,5	5600	4400	2300	260	150	60	60	220
	19,5					155	64		238
	22,5					161	67		255
32/5	16,5	6300	5100	2750	300	228	72	83	280
	19,5					238	79		315
	22,5					249	86		350
50/12,5	16,5	6500	5250	3150	300	360	110	130	440
	19,5					370	116		472
	22,5					380	123		505

ПРИЛОЖЕНИЕ 16

**Расчетные значения веса снегового покрова S_q на 1м^2
горизонтальной поверхности земли.**

Район (карта 1 СНиП 2.01.07-85*, приложение 3)	Города, расположенные в соответствующих районах	S_q , кПа
I	Астрахань, Благовещенск, Чита	0,8
II	Волгоград, Иркутск, Хабаровск	1,2
III	Белгород, Великий Новгород, Воронеж, Екатеринбург, Красноярск, Курск, Липецк, Москва, Омск, Орел, Санкт - Петербург, Саратов, Смоленск, Тамбов, Тюмень, Челябинск	1,8
IV	Вологда, Кемерово, Нижний Новгород, Нижний Тагил, Новосибирск, Самара, Томск, Тверь, Ярославль	2,4
V	Киров, Пермь, Уфа	3,2
VI	Нефтегорск, Петропавловск - Камчатский	4,0

ПРИЛОЖЕНИЕ 17

Нормативные значения ветрового давления W_0

Район (карта 3 СНиП 2.01.07-85*, приложение 4)	Города, расположенные в соответствующих районах	W_0 кПа
I	Великий Новгород, Вологда, Киров, Москва, Нижний Новгород, Смоленск, Тверь, Ярославль	0,23
II	Белгород, Воронеж, Екатеринбург, Казань, Курск, Липецк, Нижний Тагил, Орел, Омск, Пермь, Санкт – Петербург, Тамбов, Тюмень, Уфа, Челябинск	0,30
III	Волгоград, Иркутск, Кемерово, Красноярск, Новосибирск, Самара, Саратов, Томск, Хабаровск	0,38
IV	Владивосток, Краснодар	0,48
V	Ставрополь	0,60
VI	Нефтегорск	0,73
VII	Петропавловск - Камчатский	0,85

**Типы местности и коэффициенты k , учитывающие изменения
ветрового давления по высоте Z**

- А** - открытые побережья морей, озер и водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра;
- В** - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м;
- С** - городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.

Высота Z , м	Коэффициенты k для типов местности		
	А	В	С
≤ 5	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8

Глубина сезонного промерзания грунтов d_f

Нормативная глубина сезонного промерзания грунтов (для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5м: $d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_f}$),

где: M_f - безразмерный коэффициент, равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе (см. задание)

d_0 - величина, принимаемая равной, м :

для суглинков и глин – 0,23;

для супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28;

для песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,3;

Расчетная глубина сезонного промерзания грунтов $d_f = k_n \cdot d_{fn}$,

где: k_n - коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных и внутренних фундаментов не отапливаемых зданий – 1,1; для наружных фундаментов отапливаемых зданий при расчетной среднесуточной температуры воздуха в помещении + 15 °С (с учетом расстояния от внешней грани стены до края фундамента) $\approx 0,7$.

Формулы для расчета двухветвевых и сплошных колонн

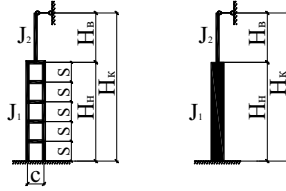
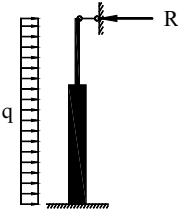
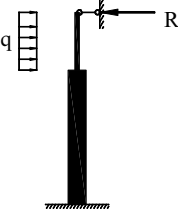
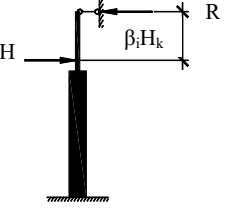


Схема загрузки	Опорная реакция R
	$R_{\Delta} = \frac{3k_1 \times E_b \times J_1}{H_k^3}$
	$R_{\varphi} = \frac{3k_1 \times E_b \times J_1}{H_k^2}$
	$R = \frac{3M \times \left(1 + \frac{k_2}{\nu}\right) \times k_1}{2H_k}$
	$R = \frac{3M \cdot (1 - \nu^2) \cdot k_1}{2H_k}$

Схема нагружения	Опорная реакция R
	$R = \frac{1}{8} k_1 \cdot q \cdot H_k \cdot \left[3(1 + \nu \cdot k_2) + 4k_3(1 + \nu) \right]$
	$R = \frac{1}{8} k_1 \cdot q \cdot H_k \cdot \left[8(1 + k_3) + 3k_2 + \nu^3 - 6 \cdot \nu \right]$
	$R = H \cdot \left(1 - \frac{\beta_i \cdot k_1}{2} \right) \cdot \left[3 \left(1 + k_2 \frac{2}{\nu} \right) + \beta_i^2 \cdot k \right]$ <p style="text-align: center;"> <i>при</i> $\beta_i \frac{2}{\nu} = 0,7$ $R = k_1 \cdot H \cdot (1 - \nu + k_3)$ </p>

$$\nu = \frac{H_a}{H_k}; \quad k = \frac{J_1}{J_2}; \quad k_3 = \frac{(1-\nu)^3 \cdot J_1}{(8n^2 \cdot J_{br})}; \quad k_1 = -\frac{1}{1+k_2+k_3}; \quad k_2 = \nu^3(k-1); \quad \beta_i = \frac{H_a - h_{n.a.}}{H_k};$$

J_1 – момент инерции подкрановой части колонны;

J_2 – то же надкрановой части колонны;

J_{br} – то же одной ветви;

n – число панелей двухветвевой колонны.

Для двухветвевой колонны $J = 0,5 A_{br} c^2$, где A_{br} – площадь сечения ветви;

Для сплошной колонны в приведенных формулах следует принять $k_3=0$, а момент инерции J_1 – определять как для сплошного сечения.

Нормативная нагрузка от веса конструкций

Тип Конструкции	Номинальные размеры, м	Район по снеговой нагрузке	Нормативная нагрузка на 1 м ² горизонтальной проекции покрытия, кН/м ²	
Ребристые плиты покрытия типа П *)	3 x 6	Все районы	1,570	
	3 x 12	I-II	1,700	
		III-IV	2,050	
Тип Конструкции	Длина панели, м	Тип здания	Нормативная нагрузка от веса 1 м ² , кН/м ²	
Стеновые панели	6	Отапливаемое здание	1,800-2,800 **)	
	12		2,200-3,200 **)	
	6	Не отапливаемое здание	1,700	
	12		2,150	
Остекление			0,4	
Тип Конструкции	Пролет, м	Шаг, м	Район по снеговой нагрузке	Вес элемента, кН.
Стропильные фермы	18	6	I-III	45
			IV-VI	60
		12	I-III	60-78
			IV-VI	78-94
	21	6	I-III	68
			IV-VI	76-86
		12	I-III	105-114
			IV-VI	132-140
	24	6	I-III	92
			IV-VI	92-112
		12	I-III	149
			IV-VI	180-190
Элемент	Шаг колонн, м	Грузоподъемность крана, т	Вес элемента, кН	
Железобетонные подкрановые балки	6	15-50	42	
	12	То же	115	

*) С учетом заливки швов.

**) Определяется теплотехническим расчетом. В курсовом проекте принимается по согласованию с консультантом.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	3
1.Компоновка поперечной рамы	4
1.1. Общие данные.....	4
1.2.Геометрия и размеры колонн.....	4
1.3. Определение нагрузок на раму.....	8
2. Статический расчет поперечной рамы	12
2.1. Геометрические характеристики колонн.....	13
2.2. Усилия в колоннах от постоянной нагрузки.....	14
2.3. Усилия в колоннах от снеговой нагрузки.....	16
2.4. Усилия в колоннах от ветровой нагрузки.....	17
2.5. Усилия в колоннах от крановых нагрузок.....	18
2.6. Расчетные сочетания усилий.....	24
3.Расчет прочности двухветвевой колонны крайнего ряда	26
3.1.Надкрановая сплошная часть колонны.....	26
3.2. Подкрановая двухветвевая часть колонны.....	29
3.3.Промежуточная распорка.....	36
4.Расчет фундамента под крайнюю колонну	39
4.1. Определение геометрических размеров фундамента.....	40
4.2. Расчеты прочности элементов фундамента.....	42
5.Проектирование стропильной сегментной фермы покрытия	48
5.1. Общие положения.....	48
5.2. Данные для проектирования.....	49
5.3. Определение нагрузок на ферму.....	49
5.4. Определение усилий в элементах фермы.....	51
5.5. Проектирование сечений элементов фермы.....	52
Библиографический список	64
Приложения	65
Приложение 1. Минимальный класс бетона элементов с предварительно напряженной арматурой.....	66
Приложение 2. Предельно допустимая ширина раскрытия трещин.....	66
Приложение 3. Нормативные сопротивления бетона.....	67
Приложение 4. Расчетные сопротивления бетона.....	67
Приложение 5. Значения начального модуля упругости бетона.....	67
Приложение 6. Нормативные значения сопротивления арматуры растяжению.....	68
Приложение 7. Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению.....	69
Приложение 8. Расчетные сопротивления поперечной арматуры.....	69
Приложение 9. Значения модуля упругости арматуры.....	69
Приложение 10. Значения ξ, ζ, α_m	70
Приложение 11. Значения ξ_R, α_R	70
Приложение 12. Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры, сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля, обыкновенной и высокопрочной проволоки.....	71

Приложение 13. Сортамент арматурных канатов класса К1400(К-7);К1500(К-7).....	72
Приложение 14. Соотношение между диаметрами свариваемых стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах, изготавливаемых с помощью контактной точечной сварки.....	72
Приложение 15. Примерные технические характеристики мостовых опорных кранов грузоподъемностью (16...50)т для группы режима работы 5К.....	73
Приложение 16. Расчётные значения веса снегового покрова S_q на 1 м ² горизонтальной поверхности земли.....	74
Приложение 17. Нормативные значения ветрового давления W_0	74
Приложение 18. Типы местности и коэффициент K , учитывающие изменения ветрового давления на высоте Z	75
Приложение 19. Глубина сезонного промерзания грунтов d_f	75
Приложение 20. Формулы для расчёта двухветвевых и сплошных колонн.....	76
Приложение 21. Нормативная нагрузка от веса конструкций.....	78

Компьютерная вёрстка *Суховой О.В.*

Лицензия ЛР №020675 от 09.12.97г.

Подписано в печать 02.02.2011 г.	Формат 60×84 1/16	Печ. офс.
И- 283	Объём 5 п.л. +2 вкладки А3	Т.200
		Заказ 25

ГОУ ВПО Московский государственный строительный университет
 Типография МГСУ. 129337, Москва, Ярославское шоссе,26