

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ
ПРАКТИЧЕСКИХ РАБОТ ПО ДИСЦИПЛИНЕ**

Специальные железобетонные конструкции

Направление подготовки	<u>08.04.01 Строительство</u>
Направленность (профиль)	«Теория и проектирование зданий и сооружений»

Ставрополь

Содержание

<u>Введение</u>	Ошибка! Закладка не определена.
<u>ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 1 Тема:</u> Компоновка каркаса одноэтажного промышленного здания и его технико-экономическая оценка.....	3
<u>ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 2 Тема:</u> Расчетная схема одноэтажного каркасного здания и сбор нагрузок.....	8
<u>ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 3 Тема:</u> Особенности расчета двухветвевых колонн одноэтажного каркасного здания.	13
<u>ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 4 Тема:</u> Особенности расчета железобетонных стропильных балок.	19
<u>ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 5 Тема:</u> Особенности расчета железобетонных стропильных ферм	25
<u>ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 6 Тема:</u> Особенности расчета железобетонных стропильных арок.....	32
<u>ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 7 Тема:</u> Особенности расчета железобетонных фундаментов под колонны	35
<u>ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 8 Тема:</u> Особенности расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия.....	35
<u>ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 9 Тема:</u> Учет сейсмических воздействий при расчете зданий.....	35

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 1

Тема: Компонировка каркаса одноэтажного промышленного здания и его технико-экономическая оценка.

Цель: Выполнить компоновку каркаса одноэтажного промышленного здания с учетом технико-экономического анализа.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы (семинара), формируемые компетенции или их части:

ПК-6 умением вести сбор, анализ и систематизацию информации по теме исследования, готовить научно-технические отчеты, обзоры публикаций по теме исследования.

Актуальность темы (семинара):

Одноэтажные каркасные промышленные здания широко применяются для металлургической, машиностроительной отраслей, для предприятий строительной индустрии. Конструктивной и технологической особенностью таких зданий является оборудование их транспортными средствами – мостовыми и подвесными кранами.

Покрытие одноэтажного производственного здания может быть балочным из линейных элементов или пространственным в виде оболочек.

Пространственная жесткость и устойчивость одноэтажного каркасного здания достигаются защемлением колонн в фундаментах в сочетании с диском покрытия из сборных железобетонных ребристых плит, а также продольными элементами жесткости: вертикальными связями и распорками (подкрановыми балками).

Колонны и ригели соединяются между собой при помощи закладных деталей, анкерных болтов и небольшого количества сварных швов; такие соединения податливы и условно рассматриваются как шарнирные.

Теоретическая часть:

Поперечная рама состоит из колонн, заделанных в фундамент, и стропильной конструкции, свободно опирающейся на колонны.

1.1. Определение размеров колонны

Высота (м) надкрановой части (рис. 1):

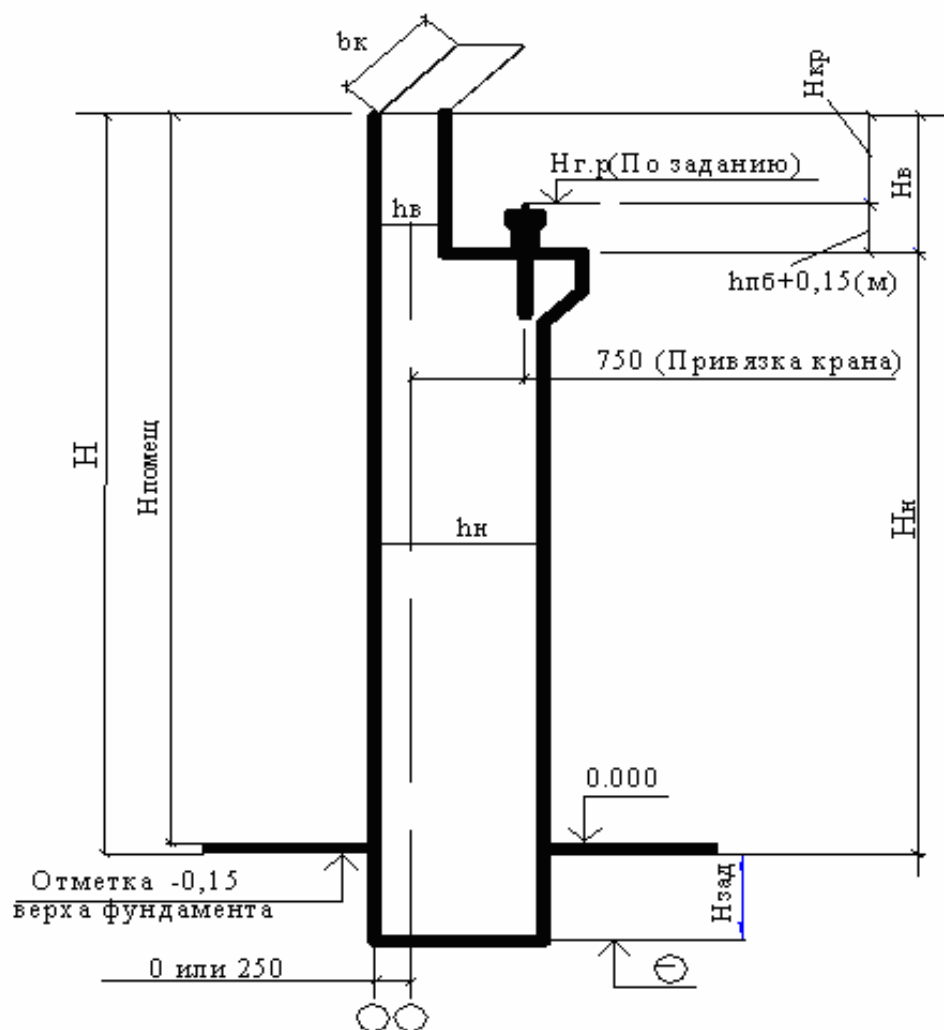


Рисунок 1.1 – К определению размеров колонн

$$H_{в} = H_{кр} + (h_{пб} + 0,15),$$

где $H_{кр}$ – крановый габарит здания (табл. 1, рис. 2);

($h_{пб} + 0,15$) – высота подкрановой балки с рельсом (м).

Таблица 1 - Мостовые краны для среднего режима работы

Грузо-подъемность Q , кН (тс)	Про-лет здания L , м	Крановый габарит здания, м			Расчетные крановые нагрузки, кН					
		$h_{кр}$	$H_{кр}$	B_1	при шаге колонн 6 м			при шаге колонн 12 м		
					D_{max}	D_{min}	T	D_{max}	D_{min}	T
147/29,4 (15/3)	12	2,30	2,55	0,26	287,0	59,6	10,3	434,3	89,5	15,8
	15				305,7	59,6		462,3	89,5	
	18				324,3	59,6		491,1	89,5	
	21				343,0	78,3		519,1	117,4	
	24				352,3	101,6		533,1	153,8	
	27				371,0	107,2		561,0	163,1	
	30				408,2	133,3		617,0	202,2	
	33				425,9	151,9		644,9	230,2	
196/49,0 (20/5)	12	2,40	2,65	0,26	324,3	78,3	13,1	491,1	117,4	19,6
	15				343,0	78,3		518,1	117,4	
	18				361,6	88,5		547,1	134,2	
	21				389,6	96,0		589,0	145,4	
	24				408,2	110,9		617,0	168,7	
	27				435,2	129,5		658,9	196,6	
	30				472,5	144,4		714,8	219,0	
	33				419,4	157,5		742,8	238,6	
294/49,0 (30/5)	12	2,75	2,95	0,30	472,5	129,5	19,6	714,8	196,6	29,8
	15				500,5	138,9		756,7	210,6	
	18				519,1	151,9		785,6	230,2	
	21				556,4	163,1		841,6	247,0	
	24				584,3	176,1		883,5	266,5	
	27				611,4	189,2		925,4	286,1	
	30				639,3	213,4		967,4	322,4	
	33				237,6	237,6		1009	358,8	
491/98,0 (50/10)	12	3,15	3,35	0,30	656,1	216,2	30,8	996,3	328,0	46,6
	15				719,5	193,8		1036	294,5	
	18				764,2	193,8		1180	294,5	
	21				808,9	193,8		1228	294,5	
	24				836,0	212,5		1269	322,4	
	27				863,0	233,9		1310	355,1	
	30				881,6	261,0		1338	396,1	
	33				926,4	278,6		1406	423,1	

Примечание. Расчетные нагрузки от мостовых кранов вычислены с учетом коэффициентов: а) надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$;

б) сочетаний $\gamma_c = 0,85$;

в) надежности по назначению конструкции $\gamma_n = 0,95$.

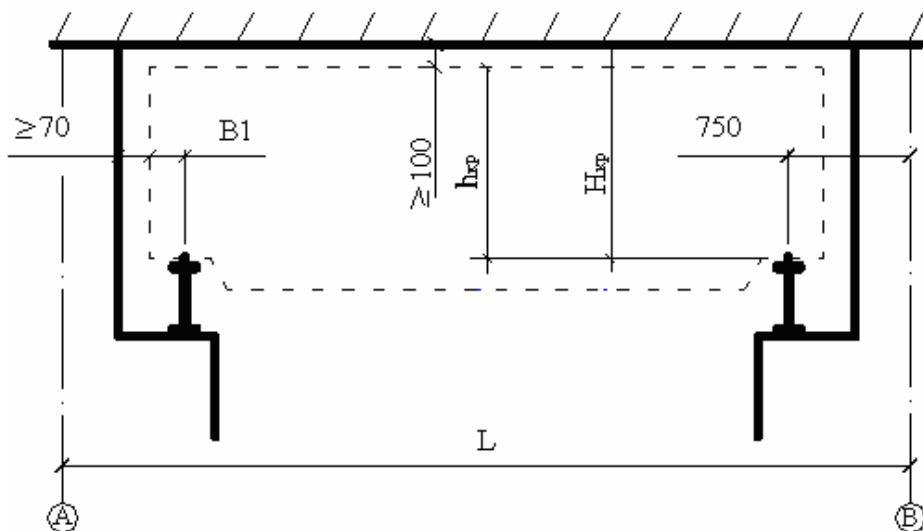


Рисунок.1.2

При шаге колонн $B = 12$ м $h_{нб} = 1,4$ м; $B = 6$ м $h_{нб} = 1,0$ м.

Высота подкрановой части колонн от верха фундамента (м):

$$H_n = H_1 - (h_{нб} + 0,15),$$

где $H_1 = H_{2p} + 0,15$, где 0,15 – глубина заложения верха фундамента, тогда

$$H_n = H_{2p} + h_{нб},$$

$$H = H_g + H_n,$$

$H_{ном} = H - 0,15$ – (кратна модулю 0,6 м для стеновых панелей).

1.2. Определение размеров поперечного сечения колонны

1.2.1. Привязка колонн к разбивочным осям

"0" – при шаге колонн 6 м и кранах с $G \leq 30$ тс; "250" – остальное.

1.2.2. Размеры сечений

$b_k = 400$ мм – при шаге колонн 6 м; $b_k = 600$

мм – при шаге колонн 12 м; $h_g = 400$ мм –

при «0» привязке

и кранах $G \leq 20$ тс;

$h_g = 380$ мм – при «0» привязке и

кранах $G = 30$ тс;

$h_g = 600$ мм – при привязке «250».

При этом боковой зазор между краном и колонной:

$$("привязка" + 750) - h_g - B_1 \geq 70 \text{ мм}, h_H = 1/15 * H_H$$

с округлением в меньшую сторону с модулем 50

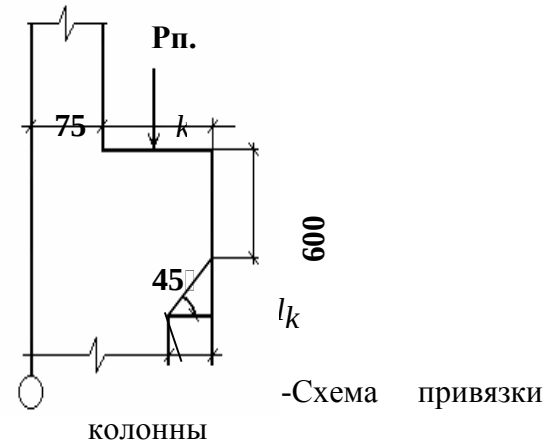
Глубина заделки колонны в стакан фундамента равна наибольшему из $1,5 b_k$ или h_H .

Получаем отметку (-) ($H_{зад} + 0,15$).

Расстояние от оси кранового пути до внутренней грани подкрановой части колонны поверху: $k \geq 250$ мм при $B = 6$ м; $k \geq 350$ мм при $B = 12$ м.

При $(\text{"привязка"} + 750 + k) \geq h_H$ нужна консоль вылетом (рис.3).

$l_k = (\text{"привязка"} + 750 + k) - h_H$, высотой свободной грани 600 мм и уклоном нижней поверхности 45° .



1.3. Конструирование стен

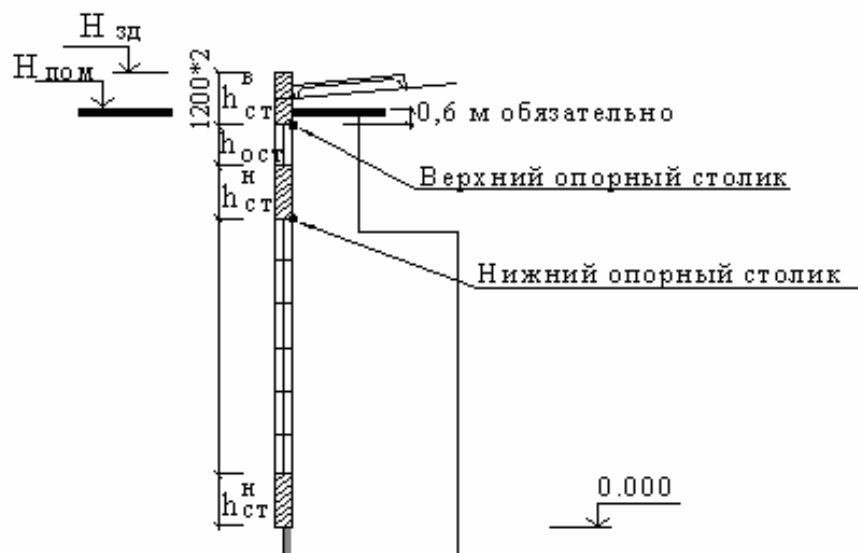


Рисунок 1.4 – Схема раскладки стеновых панелей.

Модуль 0,6 м; высота стеновых панелей и блоков остекления 1,2 и 1,8 м; $h_{пан} = 300$ мм (принять).

Вопросы и задания:

Вопросы к практическому занятию:

- Как назначить тип и размеры сечения колонн крайних и средних?
- От чего зависит величина привязки крайних и средних колонн?
- Как определить количество и размеры стеновых панелей?

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме:

1. Добромислов, А. Н. Железобетонные конструкции : примеры расчета инженерных сооружений : справ.пособие / А. Н. Добромислов. - Москва : АСВ, 2012. - 288 с
2. Полищук, В. П. Проектирование железобетонных конструкций производственных зданий : учебное пособие / В. П. Полищук, Р. П. Черняева. - [2-е изд., перераб. и доп.]. - Москва : АСВ, 2014. - 136 с.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 2

Тема: Расчетная схема одноэтажного каркасного здания и сбор нагрузок

Цель: Определить нагрузки для расчета поперечной рамы одноэтажного каркасного здания

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы (семинара), формируемые компетенции или их части:

ПК-6 умением вести сбор, анализ и систематизацию информации по теме исследования, готовить научно-технические отчеты, обзоры публикаций по теме исследования.

Актуальность темы (семинара):

Получение навыков в сборе нагрузок на каркас одноэтажного здания и способность участвовать в проектировании одноэтажных каркасных зданий.

Теоретическая часть

Основная конструкция каркаса – поперечная рама: сборные железобетонные рамы собираются из стоек (колонн) и ригелей, в качестве которых используют сплошные элементы – балки покрытия (стропильные балки) или решетчатые элементы – фермы покрытия (стропильные фермы).

1. Определение нагрузок на раму

Постоянные нагрузки

Таблица 1

Нагрузка от веса покрытия

Элементы покрытия	Источник	Нормативная нагрузка, Па	Коэфф. надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, Па
Рулонный ковер	100	1,3	130	
Цементно-песчаная стяжка ($\gamma_f = 18 \text{ кН} / \text{м}^3, \delta = 35 \text{ мм}$)	630	1,3	819	
Плитный утеплитель	360	1,2	432	
Пароизоляция	50	1,3	65	
Железобетонные ребристые плиты покрытия размером в плане 3x6 м	Приложение 21	1570	1,1	1727
Итого: g	2710	3173		

Расчетное опорное давление фермы:

$$G_n = g \cdot B \cdot \frac{L}{2} = 3173 \cdot 6 \cdot \frac{21}{2} = 199,9 \text{ кН};$$

- от покрытия;

$$G_{\phi} = \left(\frac{68}{2} \right) \cdot 1,1 = 37,4 \text{ кН}.$$

- от фермы.

где:

1,1 - коэффициент надежности по нагрузке γ_f ;

68 кН - вес фермы (прил. 21).

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

$$G_1 = (199,9 + 37,4) \cdot 0,95 = 225,44 \text{ кН};$$

на среднюю:

$$G_2 = 2 \cdot G_1 = 2 \cdot 225,44 = 450,88 \text{ кН}.$$

Здание состоит из трех температурных блоков длиной 54 м. Наружные панельные стены до отметки 7,2 м самонесущие, выше – навесные.

Расчетная нагрузка от веса стеновых панелей и остекления на участке между отметками 7,2

..... 10,2 м ($h_{\omega 1}$ - высота панелей, $h_{\omega 2}$ - высота остекления):

$$G_{\omega 1} = g_1 \cdot h_{\omega 1} \cdot B \cdot \gamma_f \gamma_n = 2,5 \cdot 3,0 \cdot 6 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 47,03 \text{ кН}$$

На участке между отметками 10,2 13,2 м. (рис. 4,а):

$$G_{\omega 2} = (g_1 \cdot h_{\omega 1} + g_2 \cdot h_{\omega 2}) \cdot B \cdot \gamma_f \gamma_n = (2,5 \cdot 1,8 + 0,4 \cdot 1,2) \cdot 6 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 31,23 \text{ кН}$$

а)

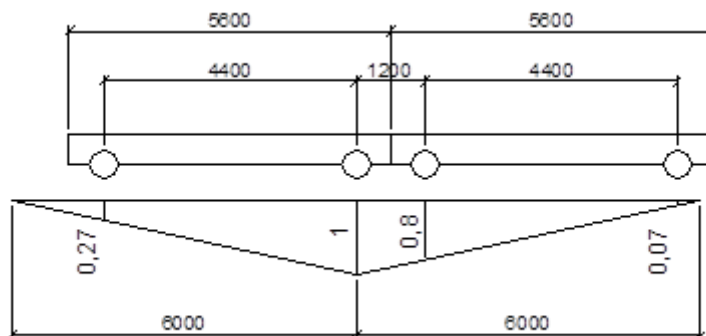
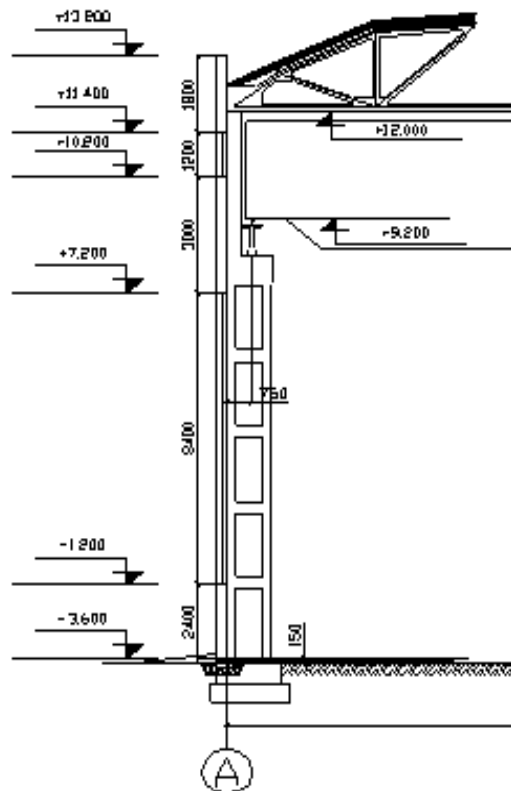


Рисунок 2.1. Схема расположения стенового ограждения (а);

Линия влияния опорного давления подкрановых балок на колонну (б).

Расчетная нагрузка от веса подкрановых балок и кранового пути.

Вес подкрановой балки пролетом 6м – 42 кН (прил. 21), а кранового пути 1,5 кН/м. Следовательно, расчетная нагрузка на колонну:

$$G_{c, \text{с}} = (42 + 1,5 \cdot 6) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 53,3 \text{ кН}$$

Расчетная нагрузка от веса колонн

Крайние колонны:

- надкрановая часть

$$G_{c1, \text{т}} = 0,6 \cdot 0,6 \cdot 3,95 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 37,15 \text{ кН}$$

- подкрановая часть

$$G_{c1, \text{б}} = [0,6 \cdot 0,25 \cdot 11,8 \cdot 2 + (1,25 + 3 \cdot 0,4) \cdot 0,6 \cdot (1,2 - 2 \cdot 0,25)] \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 119,37 \text{ кН}$$

Средние колонны:

- надкрановая часть

$$G_{c2,t} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 3,95 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 30,96 \text{ кН};$$

- подкрановая часть

$$G_{c2,b} = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 8,2 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 96,4 \text{ кН}.$$

Временные нагрузки.

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

$$\text{- на крайние колонны: } P_{sn,1} = S_q \cdot B \cdot \frac{L}{2} \cdot \gamma_n = 1,8 \cdot 6 \cdot \frac{21}{2} \cdot 0,95 = 107,73 \text{ кН};$$

$$\text{- на средние колонны } P_{sn,1} = 2P_{sn,1} = 2 \cdot 107,73 = 215,46 \text{ кН}.$$

Крановая нагрузка. Вес поднимаемого груза $Q = 200 \text{ кН}$. Пролет крана $21 - 2 \cdot 0,75 = 19,5$ м. Согласно прил. 15 база крана $M = 5600$ мм, расстояние между колесами $K = 4400$ мм, вес тележки $G_n = 60$ кН, $F_{n, \max} = 155$ кН, $F_{n, \min} = 64$ кН. Расчетное максимальное давление колеса крана при $\gamma_f = 1,1$:

$$F_{\max} = F_{n, \max} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 155 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 161,98 \text{ кН};$$

$$F_{\min} = F_{n, \min} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 64 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 66,88 \text{ кН}.$$

Расчетная поперечная тормозная сила на одно колесо:

$$H_{\max} = \frac{Q + G_n}{20} \cdot 0,5 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = \frac{200 + 60}{20} \cdot 0,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 6,79 \text{ кН}.$$

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

$$D_{\max} = F_{\max} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 161,98 \cdot 0,85 \cdot (0,27 + 1 + 0,8 + 0,07) = 294,64 \text{ кН};$$

$$D_{\min} = F_{\min} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 66,88 \cdot 0,85 \cdot (0,27 + 1 + 0,8 + 0,07) = 121,66 \text{ кН}.$$

$$\text{где: } \sum y = 0,27 + 1 + 0,8 + 0,07 = 2,14$$

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:

$$2D_{\max} = 2 \cdot 161,98 \cdot 0,7 \cdot 2,14 = 485,292 \text{ кН};$$

$$\text{на крайние колонны: } 2D_{\min} = 2 \cdot 66,88 \cdot 0,7 \cdot 2,14 = 200,373 \text{ кН};$$

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

$$\bar{H} = H_{\max} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 6,79 \cdot 0,85 \cdot 2,14 = 12,35 \text{ кН}.$$

Горизонтальная сила поперечного торможения приложена к колонне на уровне верха подкрановой балки на отметке 9,05 м. Относительное

расстояние по вертикали от верха колонны до точки приложения тормозной силы : $H=12,00-8,05=3,95$:

- для крайних колонн $\beta_1 = 3,95/15,75 = 0,251$;

- для средних колонн $\beta_2 = 3,95/12,15 = 0,325$.

Ветровая нагрузка.г. Липецк расположен в III районе по ветровому давлению, для которого $\omega_0 = 300$ Н/м²(прил. 17). Для местности типа В коэффициент κ , учитывающий изменение ветрового давления по высоте здания равен (прил. 18):

на высоте 5 м---0,5; $W_1 = 150H / м^2$

то же 10 м -----0,65; $W_2 = 195H / м^2$

то же 20 м -----0,85; $W_3 = 255H / м^2$

то же 40 м -----1,1; $W_4 = 330H / м^2$

На высоте 12,0 м в соответствии с линейной интерполяцией (рис. 5):

$$W_5 = W_2 + \frac{W_3 - W_2}{10} (12 - 10) = 195 + \frac{255 - 195}{10} \cdot 2 = 207H / м^2$$

На уровне парапета (отм. 13,2м.):

$$W_6 = W_3 + \frac{W_3 - W_2}{20} (13,2 - 10) = 195 + \frac{255 - 195}{10} \cdot 3,2 = 214,2H / м^2$$

На уровне верха покрытия (отм. 14,90м.):

$$W_7 = W_3 + \frac{W_3 - W_2}{20} (14,90 - 10) = 195 + \frac{255 - 195}{10} \cdot 4,90 = 224,4H / м^2$$

Переменное по высоте ветровое давление заменим равномерно распределенным, эквивалентным по моменту в заделке консольной стойки длиной 12,0 м:

$$W_e = 2 \cdot \frac{M_{\text{экв}}}{H^2} = 2 \cdot \left[150 \cdot \frac{15,6^2}{2} + 45 \cdot 5,6(10 + 2,8) + \frac{1}{2} \cdot 45 \cdot 5 \left(5 + \frac{2}{3} \cdot 5 \right) + \frac{1}{2} \cdot 12,0 \cdot 5,6 \cdot \left(10 + \frac{2}{3} \cdot 5,6 \right) \right] / 15,6^2 = 188,0H / м^2$$

При условии $\frac{L_b}{L} = \frac{162}{2 \cdot 21} = 3,86 > 2$ и $\frac{H}{L} = \frac{15,6}{2 \cdot 21} = 0,37 < 0,5$ значение аэродинамического коэффициента для наружных стен согласно приложения 4 [1] принято:

- с наветренной стороны $c_e = 0,8$, с подветренной $c_{ez} = -0,5$ (здесь L_b и L соответственно длина и ширина здания). Расчетная равномерно распределенная ветровая нагрузка на колонны до отметки $H=12,0$ м при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$:

- с наветренной стороны

$$q_1 = W_e \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot c_e = 188,0 \cdot 6 \cdot 1,4 \cdot 0,95 \cdot 0,8 = 1200,2H / м$$

- с подветренной стороны

$$q_2 = W_e \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot c_e = 188,0 \cdot 6 \cdot 1,4 \cdot 0,95 \cdot 0,5 = 750,12H / м$$

Расчетная сосредоточенная ветровая нагрузка между отметками 12,0м и 14,9м:

$$W = \frac{W_1 + W_2}{2} (14,90 - H) \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_w (c_s + c_{s1}) = \frac{224,4 + 207,0}{2} (14,90 - 12,0) \cdot 6 \cdot 1,4 \cdot 0,95 (0,8 + 0,5) = 13202,3 \text{ Н} \approx 13,2 \text{ кН}.$$

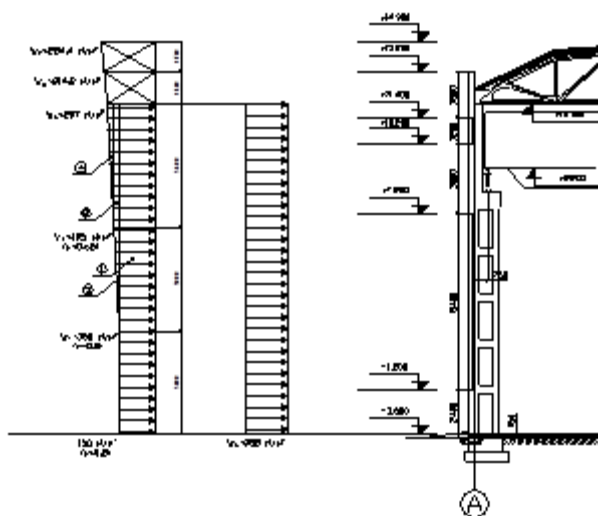


Рис. 2.2 Распределение ветровой нагрузки по высоте здания.

Вопросы и задания

1. Как определить постоянные нагрузки?
2. Как определить снеговую нагрузку?
3. Как определить ветровые нагрузки?
4. Как определить крановые нагрузки?

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме:

1. Полищук, В. П. Проектирование железобетонных конструкций производственных зданий : учебное пособие / В. П. Полищук, Р. П. Черняева. - [2-е изд., перераб. и доп.]. - Москва : АСВ, 2014. - 136 с.
2. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. 2016.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 3

Тема: Особенности расчета двухветвевых колонн одноэтажного каркасного здания.

Цель: Рассчитать двухветвевую колонну одноэтажного промышленного здания

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы (семинара), формируемые компетенции или их части:

ПК-6

умением вести сбор, анализ и систематизацию информации по теме исследования, готовить научно-технические отчеты, обзоры публикаций по теме исследования.

Актуальность темы (семинара):

Получение навыков в расчете сквозных колонн одноэтажных каркасных зданий.

Теоретическая часть

В одноэтажных производственных зданиях применяются сборные железобетонные колонны сплошные прямоугольного сечения и сквозные двухветвевые. При выборе типа колонн можно придерживаться следующих рекомендаций:

— сплошные колонны применяют в зданиях с пролетами до 24 м, высотой $H < 16,2$ м, шаге 6...12 м и при грузоподъемности кранов до 30т;

— сквозные (двухветвевые) колонны целесообразно применять при грузоподъемности кранов более 50 т, пролетах более 24 м, высоте $H \geq 16,2$ м и шаге 12 м, а также в случаях, когда высота сечения подкрановой части колонны h_2 превышает 1 м.

В бескрановых цехах обычно применяют колонны постоянного сечения.

Расчет прочности двухветвевой колонны крайнего ряда

Для проектируемого здания принята сборная железобетонная колонна.

Бетон – тяжелый класса В15, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении. $R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$, $E_b = 24000 \text{ МПа}$. Арматура – класса А400. $R_s = R_{sc} = 355 \text{ МПа}$, $E_s = 200000 \text{ МПа}$.

1 Надкрановая сплошная часть колонны

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

- 1) $M_1 = 59,13 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_1 = 411,06 \text{ кН}$ $\gamma_{bl} = 1,0$
- 2) $M_2 = -96,94 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_2 = 281,78 \text{ кН}$ $\gamma_{bl} = 1,0$
- 3) $M_3 = -78,52 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_3 = 411,06 \text{ кН}$ $\gamma_{bl} = 1,0$
- 4) $M_4 = 46,01 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_3 = 425,42 \text{ кН}$ $\gamma_{bl} = 0,9$

Для 1-го, 2-го и 3-го сочетаний $\gamma_{bl} = 1,0$ т.к. в них входят усилия от кратковременных нагрузок непродолжительного действия (крановые, ветровые). Для 4-го сочетания $\gamma_{bl} = 0,9$, 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 третье сочетание.

Напомним геометрические характеристики надкрановой (верхней) части колонны (см. п. 1.2):

$$H_2 = H_{\varepsilon} = 5,15 \text{ м}, \quad h_2 = h_{\varepsilon} = 0,6 \text{ м}, \quad b_2 = b_{\kappa} = 0,5 \text{ м}.$$

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

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

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{96,94}{281,78} = 0,344 \text{ м} = 34,4 \text{ см}$$

Свободная длина надкрановой части при наличии крановой нагрузки в третьем 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:

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

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.

$$M_i = M_{\text{пост}} + k \cdot M_{\text{сн}} = 25,54 + 0,5 \cdot 18,42 = 34,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

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

Продольная сила

$$N_i = N_{\text{пост}} + 0,5 \cdot N_{\text{сн}} = 281,78 + 0,5 \cdot 129,28 = 346,11 \text{ кН}$$

$$M_{1i} = M_i \pm N_i \cdot \frac{(h_{20} - a')}{2} = 34,75 + \frac{346,11 \cdot (0,56 - 0,04)}{2} = 124,74 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{11} = M_i \pm N_i \cdot \frac{(h_{20} - a')}{2} = -96,94 - \frac{281,78 \cdot (0,56 - 0,04)}{2} = -170,20 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

знак «-» перед силой N_i принят в связи с отрицательным значением момента M_i

Для тяжелого бетона $\beta = 1$.

Поскольку моменты M_{1i} и M_{11} разных знаков и $e_0 = 16,5 \text{ см} > 0,1 \cdot h_2 = 0,1 \cdot 60 = 6 \text{ см}$, φ_i принимаем равным 1,0. При одинаковых знаках моментов M_{1i} и M_{11} коэффициент φ_i определяем по формуле:

$$\varphi_i = 1 + \beta \frac{M_{1i}}{M_{11}} \leq 2.$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,165}{0,6} = 0,275 > \delta_{e,\min} = 0,15, \text{ принимаем } \delta_e = \frac{e_0}{h} = 0,275$$

Поскольку площадь арматуры надкрановой части колонны неизвестна

(ее определение – цель настоящего расчета), зададимся количеством арматуры, исходя из минимального процента армирования.

При $17 < \lambda = 59,47 < 83$ суммарный минимальный процент армирования $\mu_{\min} = 0,004$.

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

Тогда

Жесткость железобетонного элемента:

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

$$= 24 \cdot 10^5 \cdot 0,5 \cdot 0,6^3 \left[\frac{0,0125}{1,0 (0,3 + 0,275)} + 0,175 \cdot 0,034 \left(\frac{0,56 - 0,04}{0,6} \right)^2 \right] = 6,79 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 6,79 \cdot 10^4}{10,3^2} = 6310,37 \text{ кН}$$

Значение критической силы

$$N_1 = 281,78 \text{ кН} < N_{cr} = 6310,37 \text{ кН} \text{ — условие выполнено.}$$

Коэффициент продольного изгиба

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_1}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{281,78}{6310,37}} = 1,047.$$

Расчетный момент с учётом прогиба равен:

$$M = M_1 \cdot \eta = 96,94 \cdot 1,047 = 101,50 \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ (знак «-» при вычислении момента не учитываем.)}$$

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

$$x = \frac{N_1}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_2} = \frac{281,78 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 8,5 \cdot (100) \cdot 50} = 0,066 \text{ м}$$

$$\xi = \frac{x}{h_{20}} = \frac{0,066}{0,56} = 0,118$$

Относительная высота сжатой зоны

Граничная относительная высота сжатой зоны

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

$\xi = 0,1184 < \xi_R = 0,531$, следовательно, имеем первый случай внецентренного сжатия – случай «больших» эксцентриситетов.

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N_1(h_{20} - a')/2}{\gamma_{b1} R_b b h_{20}^2} = \frac{84,02 \cdot 10^5 + 281780 \cdot (56 - 4)/2}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 50 \cdot 56^2 (100)} = 0,118;$$

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

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b1} R_b \cdot b \cdot h_{20}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - \xi/2)}{1 - \delta} = \frac{1,0 \cdot 8,5 \cdot 50 \cdot 56}{355} \cdot \frac{0,118 - 0,173(1 - 0,173/2)}{1 - 0,071} < 0$$

т.е. рабочая арматура по расчёту не требуется.

Армируем сечение верхней части колонны конструктивно, исходя из минимального процента армирования.

$$A_{s,min} = A'_{s,min} = \frac{\mu_{min}}{2} \cdot b \cdot h_0 = 0,002 \cdot 50 \cdot 56 = 5,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем 3Ø16 А400 с $A_s = A'_s = 6,03 \text{ см}^2$, что больше $A_{s,min} = 5,6 \text{ см}^2$.

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 и повторить расчёт.

Поперечная арматура принята класса А400 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 расчета надкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной к плоскости поперечной рамы.

$$i' = \sqrt{\frac{b_2^2}{12}} = \sqrt{\frac{50^2}{12}} = 14,43 \text{ см}$$

$$l'_0 = 1,5 \cdot H_2 = 1,5 \cdot 5,15 = 7,725 \text{ м} = 772,5 \text{ см}$$

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

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

2 Подкрановая двухветвевая часть колонны

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

- 1) $M_1 = 174,82 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_1 = 928,88 \text{ кН}$ $\gamma_{b1} = 1,0$ $\emptyset$
- 2) $M_2 = -72,58 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_2 = 490,69 \text{ кН}$ $\gamma_{b2} = 0,9$ $\div$
- 3) $M_3 = 160,92 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_3 = 1058,16 \text{ кН}$ $\gamma_{b2} = 1,0$ сечение III–III
- 4) $M_4 = -54,80 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_4 = 505,05 \text{ кН}$ $\gamma_{b2} = 0,9$ $\emptyset$
- 5) $M_5 = 230,63 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_5 = 1006,34 \text{ кН}$ $\gamma_{b2} = 1,0$ $\emptyset$
- 6) $M_6 = -268,54 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_6 = 745,92 \text{ кН}$ $\gamma_{b2} = 1,0$ $\div$
- 7) $M_7 = 220,86 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_7 = 1135,62 \text{ кН}$ $\gamma_{b2} = 1,0$ сечение IV–IV
- 8) $M_8 = -19,19 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_8 = 582,51 \text{ кН}$ $\gamma_{b2} = 0,9$ $\emptyset$

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:

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

Размеры сечения ветви:

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

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: $M_6 = -268,54 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_6 = 745,92 \text{ кН}$ $Q_6 = -30,15 \text{ кН}$.

$$e_0 = \frac{M_6}{N_6} = \frac{268,54}{745,92} = 0,360$$

(знак «-» при вычислении эксцентриситета не учитываем)

$l_0 = \Psi \cdot H_1 = 1,5 \cdot 9,4 = 14,1$ м. $\Psi = 1,5$ 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:

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

Приведенная гибкость

$$\lambda_{red} = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{14,1}{0,258} = 54,65 > 14$$

– 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.):

$$M_i = M_{исм} + 0,5 M_{сн} = -8,34 - 0,5 \cdot 9,77 = -13,23 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$N_i = N_{исм} + 0,5 N_{сн} = -438,87 + 0,5 \cdot 129,28 = 503,51 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\delta i} = M_i - N_i \frac{c}{2} = -13,23 - 503,51 \cdot \frac{0,85}{2} = -227,22 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\delta l} = M_{\delta} - N_{\delta} \frac{c}{2} = -268,54 - 745,92 \cdot \frac{0,85}{2} = -585,56 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\varphi_i = 1 + \beta \frac{M_{\delta i}}{M_{\delta l}} = 1 + 1 \cdot \frac{-227,22}{-585,56} = 1,388;$$

$$\delta_{\epsilon} = \frac{e_0}{h_1} = \frac{0,360}{1,1} = 0,327 > \delta_{\epsilon \min} = 0,15; \text{ принимаем } \delta_{\epsilon} = 0,327.$$

Вопросы и задание

Выполнить проектирование двухветвевой колонны одноэтажного здания

Вопросы к практическому занятию

1. Определение типа колонны.
2. Определение размеров колонн
3. Принцип расчета сквозной колонны

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме:

1. Железобетонные и каменные конструкции: Учебник для строительных специальностей вузов/ В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин: Под
2. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция, СНиП 52-01-2003, 2016, 362 с.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 4

Тема: Особенности расчета железобетонных стропильных балок.

Цель: произвести расчет железобетонных стропильных балок.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы (семинара), формируемые компетенции или их части:

ПК-6	умением вести сбор, анализ и систематизацию информации по теме исследования, готовить научно-технические отчеты, обзоры публикаций по теме исследования.
------	--

Актуальность темы (семинара):

Получение навыков в расчете стропильных балок одноэтажных каркасных зданий.

Теоретическая часть

Наиболее экономичное поперечное сечение балок покрытий - двутавровое со стенкой, толщина которой 60...100 мм устанавливается главным образом из условий удобства размещения арматурных каркасов, обеспечения прочности и трещиностойкости. У опор толщина стенки плавно увеличивается, и устраивается уширение в виде вертикального ребра жесткости. Стенки балок в средней части пролета, где поперечные силы незначительны, могут иметь отверстия круглой или многоугольной формы, что несколько уменьшает расход бетона, создает технологические удобства для сквозных проводок и различных коммуникаций.

Высоту сечения балок в середине пролета принимают $(1/10 - 1/15)l$. Высоту сечения двускатной трапециевидной балки в середине пролета определяет уклон верхнего пояса $1 : 12$ и типовой размер высоты сечения на опоре 800 мм (или 900 мм). В балках с ломаным очертанием верхнего пояса благодаря несколько большему уклону верхнего пояса в крайней четверти пролета достигается большая высота сечения в пролете при сохранении типового размера высоты сечения на опоре. Балки с криволинейным верхним поясом приближаются по очертанию к эпюре изгибающих моментов и теоретически несколько выгоднее по расходу материалов, однако усложненная форма повышает стоимость их изготовления.

Требуется запроектировать предварительно напряженную балку с параллельными поясами. Балка является балкой покрытия производственного здания пролетом $L=12$ м.

Расстояние между разбивочными осями здания $L=12$ м, расчетный пролёт балки $L_0=L-2\cdot\delta-c=12000-2\cdot20-230=11730$. Шаг балок $B=12$ м.

Таблица 4 – Сбор нагрузок с покрытия

Наименование элементов конструкций	Нормативное значение	f	Расчетное значение s f
Железобетонная ребристая плита покрытия 3x12 м	1,59	1,1	1,75
Рулонная пароизоляция	-	-	-
Эффективный плитный утеплитель 100 мм	0,1	1,2	0,12
Выравнивающая цементная стяжка 15 мм	0,27	1,3	0,351
Основной слойный рубероидный ковёр 10 мм	4-0,06	1,2	0,072
Итого:	$\sum g_{кн}=2,02$		$\sum g_{кн}=2,29$
Снеговая длительная нагрузка	0,84	1,4	1,176
Снеговая кратковременная нагрузка	0,588	1,4	0,82
Итого:			3,466

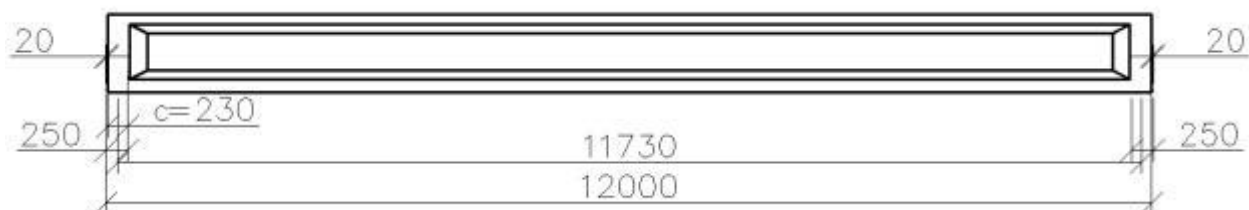


Рисунок 3.1 – К определению расчетного пролета балки Балка изготавливается из бетона В50 с тепловой обработкой; армирование выполняется арматурой К1500, поперечная арматура из стали класса А400, сварные сетки из стали класса В500.

Расчетные характеристики материалов а) Для бетона класса В50 $R_b=27,5$ МПа, $R_{bt}=1,6$ МПа, $R_{bt,ser}=2,45$ МПа, $E_b=38 \cdot 10^3$ МПа, $R_{b,ser}=36$ МПа
б) Для напрягаемой арматуры класса К1500

$R_{s,n}=R_{s,ser}=1295$ МПа=13200 кгс/см², $R_s=1080$ МПа,
 $\sigma_{sp}=R_{sn}*0,8=1500*0,8=1200$ МПа.

Модуль упругости $E_s=180000$ МПа в) Для арматуры класса А400.

$R_{s,n}=R_{s,ser}=400$ МПа, $R_s=355$ МПа.

Модуль упругости арматуры $E_s=200000$ МПа.

Предварительное значение размеров сечения. Размеры сечения балки назначаем из следующих соображений:

$$H=(1/10 \div 1/15)L$$

$$b_f'=(1/50 \div 1/60)L$$

$b_f=200 \div 300$ мм, с учетом удобства размещения преднапряженной арматуры $t_{ct}=60 \div 100$ мм

$$t_{пол} \geq 80 \text{ мм}$$

Принимаю размеры сечения:

$H=890$ мм (10 мм толщина опорного листа), $b_f'=280$ мм, $b_f=280$ мм, $t_{ct}=80$ мм. расчетный пролет балки $L_1=11960$ мм.

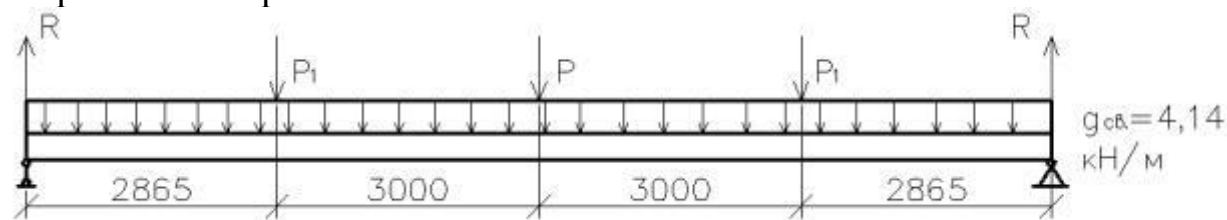


Рисунок 3.2 – К определению внутренних силовых факторов в балке

Сбор нагрузок.

Нормативные нагрузки на балку.

- сосредоточенные силы, передаваемые плитами покрытия:

$$P_n=(q_n+S_n)*A_{пл}$$

$$P_n=(2,02+0,84)*3*12=102,96 \text{ кН } P_{1n}=(q_n+S_n)*A_{пл}$$

$$P_{1n}=(2,02+0,84)*2,93*12=100,56 \text{ кН}$$

б) Расчетные нагрузки на балку.

- сосредоточенные силы, передаваемые плитами покрытия:

$$P=(q+S)*A_{пл}$$

$$P=(2,29+1,176)*3*12=124,78 \text{ кН}$$

$$P_1=(q+S)*A_{пл} P_1=(2,29+1,176)*2,93*12=121,86 \text{ кН}$$

- расчетная нагрузка от собственного веса балки:

$$g=45*1,1/11,96=4,14 \text{ кН/м}$$

Определим внутренние силовые факторы, возникающие в сечении балки.

Максимальный расчетный изгибающий момент в сечении балки:

$$M=R*5,865-P_1*3-g*5,865^2/2=786,25 \text{ кН*м}$$

$$R=(2*P_1+P+g*l_p)/2$$

$$R=(2*121,86+124,78+4,14*11,73)/2=208,53 \text{ кН}$$

Поперечная сила: $Q=R=208,53$ кН.

Максимальный нормативный изгибающий момент в сечении балки:

$$R_n = (2 \cdot P_{1n} + P_n + g_n \cdot l_p) / 2$$

$$R_n = (2 \cdot 100,56 + 102,96 + 3,76 \cdot 11,73) / 2 = 174,1 \text{ кН}$$

$$M_n = R_n \cdot 5,865 - P_{1n} \cdot 3 - g_n \cdot 5,865^2 / 2 = 223,34 \cdot 5,865 - 100,56 \cdot 3 - 3,76 \cdot 5,865^2 / 2 = 654,7 \text{ кН*м}$$

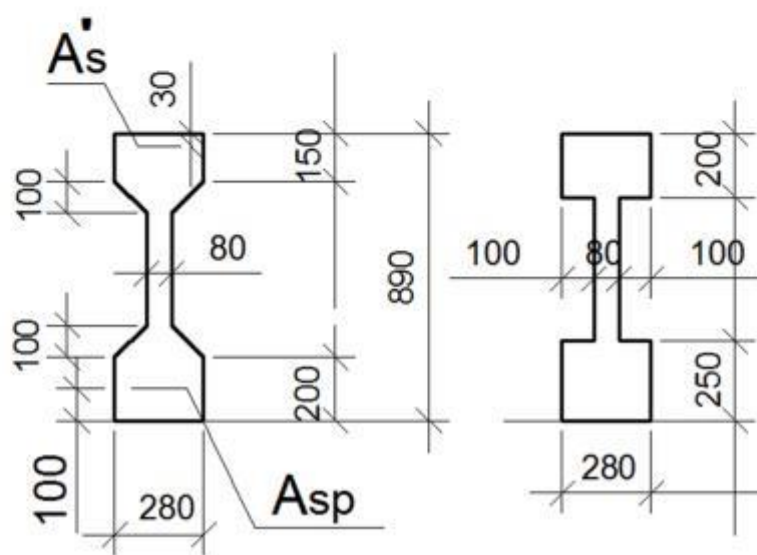
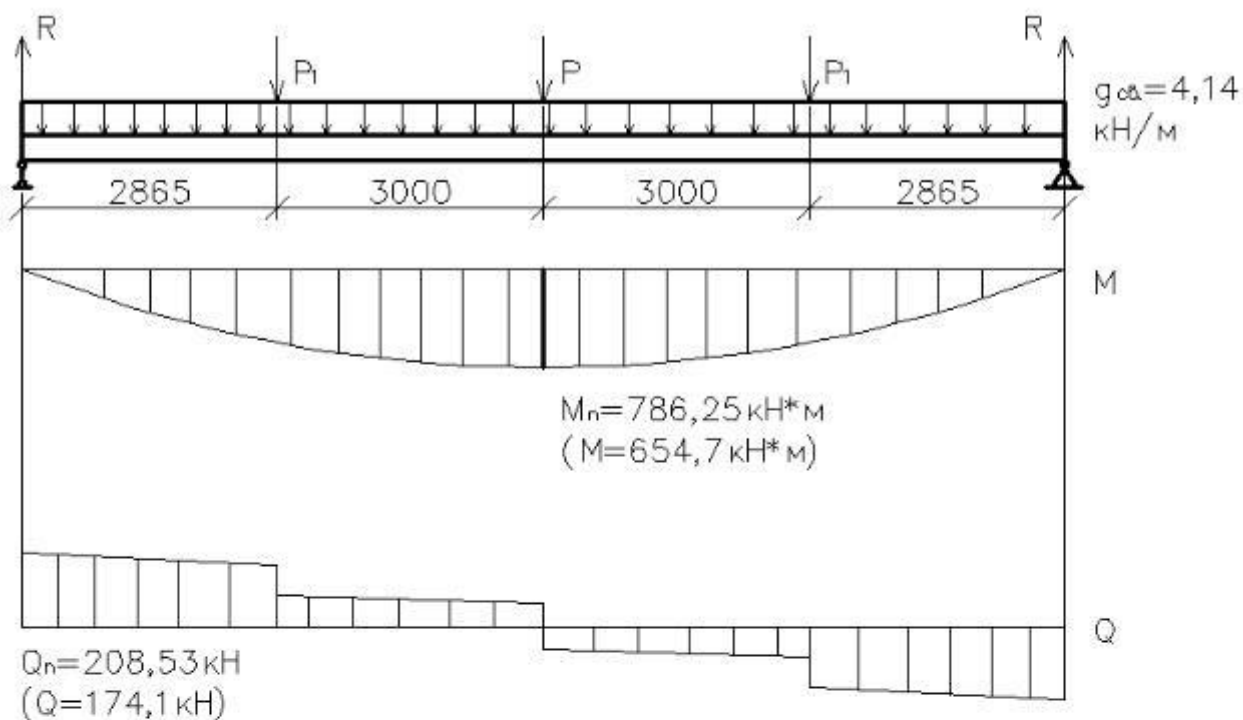


Рисунок 3.3 – Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил

Поперечная сила: $Q_n=R_n=174,1$ кН

Расчет прочности нормальных сечений.

Рисунок 32 – Поперечное сечение балки и эквивалентное ему

Рабочая высота сечения $h_0=h-a=890-100=790$ мм. Граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_R=0,8/(1+(\varepsilon_{s,el}/\varepsilon_{b2}))$$

Для арматуры с условным пределом текучести:

$$\varepsilon_{s,el}=(R_s+400-\sigma_{sp})/E_s \quad \varepsilon_{s,el}=(1080+400-$$

$$1295)/180000=0,001$$

ε_{b2} – предельная относительная деформация сжатого бетона, принимаемая равной 0,0035.

$$\xi_R=0,8/(1+(0,001/0,0035))=0,622$$

Определяем положение нейтральной оси:

$$M \leq R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f')$$

$$786,25 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq 27500 \cdot 0,28 \cdot 0,2 \cdot (0,79 - 0,5 \cdot 0,2) = 1062,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Границы в сжатой зоны проходит в полке.

Определение необходимости постановки арматуры в сжатой зоне: $\alpha=(M-$

$$\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot h_f' \cdot (b_f' - b) \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f')) / (R_b \cdot b \cdot h_{02})$$

$$\alpha=(786,25 \cdot 10^6 - 27,5 \cdot 200 \cdot (280 - 80) \cdot (790 - 0,5 \cdot 200)) / (27,5 \cdot 80 \cdot 790^2) = 0,019$$

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

$$\alpha_R = 0,622 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,622) = 0,428$$

$$\alpha_R = 0,428 > \alpha = 0,019$$

$$\varepsilon = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha}$$

$$\varepsilon = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,019} = 0,019$$

$$\varepsilon = 0,019 < \varepsilon_R = 0,622$$

Следовательно, не требуется расчет арматуры в сжатой зоне. Определяем площадь сечения преднапряженной арматуры:

$$A_{sp} = (\varepsilon \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 + R_b \cdot A_{0v}) / (R_s \cdot \gamma_{s3})$$

$$\varepsilon / \varepsilon_R = 0,065 / 0,622 = 0,104 < 0,6, \text{ то } \gamma_{s3} = 1,08 \text{ кН/мм}^2$$

$$A_{0v} = (b_f' - b) \cdot h_f'$$

$$A_{0v} = (0,28 - 0,08) \cdot 0,2 = 0,04 \text{ мм}^2$$

$$A_{sp} = (0,065 \cdot 0,0275 \cdot 80 \cdot 90 + 0,0275 \cdot 40000) / (1080 \cdot 1,08) = 1021,02 \text{ мм}^2$$

Принимаю 10 канатов 15К7-1500с $A_{sf} = 1416 \text{ мм}^2$.

Конструктивно в верхней зоне устанавливаю продольную арматуру 2 12

$$A400 \text{ с } A_{sf} = 226,2 \text{ мм}^2$$

$$\mu = A_{sf} \cdot 100\% / b \cdot h_0 = 226,2 \cdot 100\% / 200 \cdot 790 = 0,14 > 0,1 \%$$

Определение геометрических характеристик приведенного сечения.

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_{sp} + \alpha \cdot A_s' + \alpha \cdot A_s,$$

где A – площадь бетона,

A_{sp} – площадь напрягаемой арматуры, A_s – площадь арматуры в нижней зоне, A_s' – площадь арматуры в верхней зоне.

$$A = 152000 \text{ мм}^2$$

α – коэффициент приведения, $\alpha = E_s/E_b = 180000/38000 = 4,74$

$$A_{red} = 152000 + 4,74 * 1416 + 4,74 * 226,2 + 4,74 * 79 = 160162,45 \text{ мм}^2$$

Статический момент:

$$S_{red} = S_b + \alpha_s * A_s * a + \alpha_p * A_{sp} * \alpha_p + a * A_s * (h - a)$$

$$\alpha_p = 100 \text{ мм}$$

$$\alpha_s = 30 \text{ мм}$$

$$\alpha_s' = 30 \text{ мм}$$

$$S_b = (b * h_2 / 2) + ((b_f - b) * h_{f2} / 2) + (b_f' - b) * h_f' * (h - h_f' / 2)$$

$$S_b = (8 * 89 / 2) + ((28 - 8) * 25 / 2) + (28 - 8) * 20 * (89 - 20 / 2) = 69534 \text{ см}^3$$

$$S_{red} = 69534000 + 4,74 * 226,2 * 30 + 4,74 * 1416 * 100 + 4,74 * 79 * (900 - 30) = 70425148,44 \text{ мм}^3 = 70425,15 \text{ см}^3$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутой в стадии эксплуатации грани.

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани ребра:

$$y_{red} = S_{red} / A_{red}$$

$$y_{red} = 70425,15 / 1601,62 = 43,97 \text{ см}$$

Момент инерции приведенного сечения:

$$I_{red} = I + \alpha * A_{sp} * y_{sp}^2 + \alpha * A_s * y_{s1}^2 + \alpha * A_s' * y_{s2}^2, y_{sp} = y - \alpha_p = 440 -$$

$$100 = 340 \text{ мм}$$

$$y_{s1} = y - \alpha_s' = 440 - 30 = 410 \text{ мм}, y_{s2} = 900 - 440 - 30 = 420 \text{ мм}$$

$$I_b = b * h^3 / 12 + b * h * (y_0 - h / 2)^2 + ((b_f - b) * h_f^3 / 12) + (b_f - b) * h_f * (y_0 - h_f / 2)^2 + ((b_f' - b) * h_{f3}^3 / 12) + (b_f' - b) * h_{f3} * (h - y_0 - h_{f3} / 2)^2$$

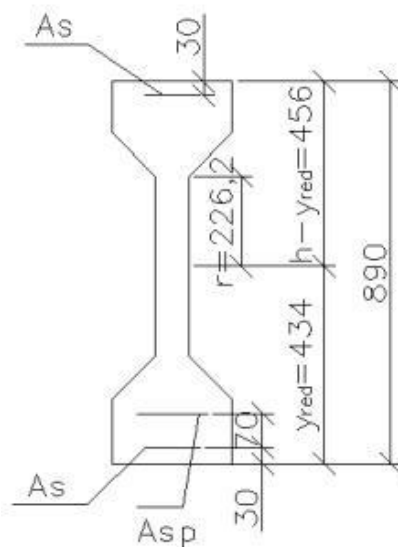


Рисунок 3.4 - Сечение балки

$$I = 80 \cdot 890^3 / 12 + 80 \cdot 890 \cdot (440 - 445)_2 + ((280 - 80) \cdot 250^3 / 12) + (280 - 80) \cdot 250 \cdot (440 - 125)_2 + ((280 - 80) \cdot 200^3 / 12) + (280 - 80) \cdot 200 \cdot (890 - 440 - 100)_2 = 1,496 \cdot 10^{10} \text{ мм}^4 = 1496000 \text{ см}^4$$

$$I_{\text{red}} = 1496000 + 4,74 \cdot 14,16 \cdot 34^2 + 4,74 \cdot 0,79 \cdot 4,1^2 + 4,74 \cdot 2,26 \cdot 4,2^2 = 1573840,8 \text{ см}^4$$

Момент сопротивления приведенного сечения:

$$W_{\text{red}} = I_{\text{red}} / y_{\text{red}}$$

$$W_{\text{red}} = 1573840,8 / 44 = 35769 \text{ см}^3$$

То же для верхней грани балки:

$$W_{\text{red}}' = I_{\text{red}} / y_0'$$

$$W_{\text{red}}' = 1573840,8 / 45 = 34974,24 \text{ см}^3$$

Расстояние от центра тяжести до верхней ядровой точки:

$$r = W_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 35769 / 1601,62 = 22,33 \text{ см}$$

Упругопластический момент сопротивления сечения:

$$W_{\text{pl}} = W_{\text{red}} / \gamma = 35769 \cdot 1,25 = 44711,25 \text{ см}^3,$$

где γ – коэффициент, для сечения двутаврового симметричного при $2 < b_f' / b = b_f / b = 3,5 \leq 6$, $\gamma = 1,25$.

Рисунок 33 – К расчету геометрических характеристик сечения

Вопросы к практическому заданию

1. Разновидности типов стропильных конструкций для одноэтажных промышленных зданий.
2. Рекомендуемые пролеты для балок в покрытиях одноэтажных промышленных зданий.
3. Стропильные балки покрытий. Основные принципы их расчета и конструирования

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме:

1. Железобетонные и каменные конструкции: Учебник для строительных специальностей вузов/ В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин: Под
2. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция, СНиП 52-01-2003, 2016, 362 с.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 5

Тема: Особенности расчета железобетонных стропильных ферм

Цель: произвести расчет стропильной фермы одноэтажного промздания.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы (семинара), формируемые компетенции или их части:

ПК-6 умением вести сбор, анализ и систематизацию информации по теме исследования, готовить научно-технические отчеты, обзоры публикаций по теме исследования.

Актуальность темы (семинара):

Получение навыков в расчете стропильных балок ферм каркасных зданий.

Теоретическая часть

Железобетонные фермы применяют при пролетах 18, 24 и 30м, при шаге 6 или 12 м. В железобетонных фермах в сравнении со стальными расход металла почти вдвое меньше, но трудоемкость и стоимость изготовления немного выше. При пролетах 36 м и больше, как правило, применяют стальные фермы. Однако технически возможны железобетонные фермы и при пролетах порядка 60 м и более.

При скатных, малоуклонных и плоских покрытиях применяют железобетонные фермы, отличающиеся очертанием поясов и решетки. Различают следующие основные типы ферм: сегментные с верхним поясом ломаного очертания и прямолинейными участками между узлами; арочные раскосные с редкой решеткой и верхним поясом плавного криволинейного очертания; арочные безраскосные с жесткими узлами в примыкании стоек к поясам и верхним поясам криволинейного очертания; полигональные с параллельными поясами или с малым уклоном верхнего пояса трапециевидного очертания; полигональные с ломаным нижним

Стропильная ферма с параллельными поясами

1. Конструктивное решение

Номинальный пролет фермы $L=24,0$ м; расчетный пролет $l_0=24,0-2*0,15=23,7$ м; расстояние между фермами вдоль здания $b=12,0$ м.

Расстояние между узлами по верхнему поясу (панель фермы) назначаем 3 м. Это обеспечивает передачу нагрузки от ребер настила покрытия шириной 3 м в узлы верхнего пояса и исключает влияние местного изгиба. Ферма изготавливается с монолитными поясами и закладной решеткой. Все элементы выполняются прямоугольными в поперечном сечении. Элементы фермы изготавливаются из бетона класса $B40$ с пропариванием. Геометрическая схема фермы и приложения нагрузки приведена на рис.22.

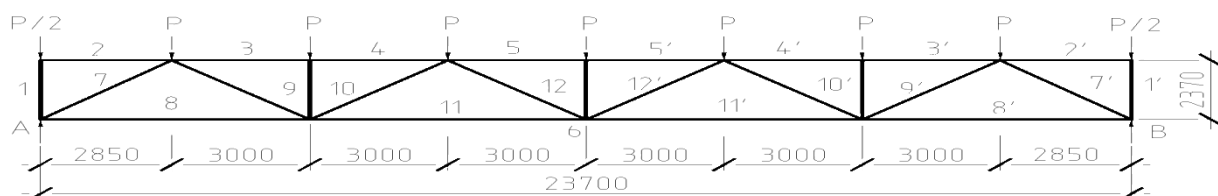


Рисунок 5.1. Расчетная схема фермы

Определение нагрузок на ферму.

Нагрузки на ферму от 1 м² покрытия приведены в табл.1

Все нагрузки на ферму прикладываются в виде сосредоточенных грузов в местах опирания продольных ребер крупнопанельного настила. Собственный вес фермы для упрощения расчета учитывается в виде сосредоточенных грузов, прикладываемых к узлам верхнего пояса.

Узловая постоянная нагрузка на ферму: нормативная $P_n = g_n b d = 477,31230,95 = 16324$ кгс; расчетная $P = g b d = 568,231230,95 = 19433$ кгс. Узловая временная нагрузка на ферму: нормативная $P_c^H = 1261230,95 = 4309$ кгс; расчетная $P_c = 1801230,95 = 6156$ кгс.

Таблица 5.1

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кгс/м ²	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, кгс/м ²
Постоянная: вес водотеплоизоляционного ковра покрытия и настила (табл.1.)	421	-	506,3
собственный вес фермы ($G_{\phi}^H = 16$ т) $16000/(23,712)$	56,3	1,1	61,93
Итого...	$g_n = 477,3$	-	$g = 568,23$
Временная (снеговая)	$P_c^H = 180 \cdot 0,7 = 126$	-	$p = 180$

3. Определение усилий в элементах фермы

Расчет предварительно-напряженных железобетонных стропильных ферм обычно производится с учетом того, что в узлах имеются шарниры, которые обеспечивают свободный поворот стержней при деформации. Каждый элемент фермы остается прямолинейным и находится под воздействием только продольных осевых сил. Усилия в элементах фермы определяем построением диаграммы *Максвелла – Кремоны* (рис.5.2).

Диаграмму усилий удобно строить от единичных сил, приложенных в узлах, а расчетные усилия в элементах фермы получать умножением усилий от единичных сил на величину узловых нагрузок. Измененные в соответствующем масштабе усилия на диаграмме и полученные нормативные и расчетные усилия при действии постоянной и снеговой нагрузок приведены в табл. 5.2.

Таблица 5.2

Наименование элементов фермы	Номер стержней	Длина стержня, мм	Усилия в стержнях фермы						Расчетные сочетания		
			от единичных нагрузок, $p=1$		от постоянных нагрузок $p=19,43$ (16,32) тс		от снеговой нагрузки $p_s = 6,16$ (4,31) тс		N	N_{dl}	N_k
			+	-	+	-	+	-	+	-	
Верхний пояс	2-7	2850	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	3-9	3000	-	7,45	-	144,75	-	45,89	-	144,75	45,89
	4-10	3000	-	7,45	-	144,75	-	45,89	-	144,75	45,89
	5-12	3000	-	10,00	-	194,30	-	61,6	-	194,30	61,6
Нижний пояс	6-8	5850	4,3	-	83,55	-	26,49	-	110,04	-	-
	6-11	6000	9,35	-	(152,59)	-	(40,30)	-	(192,89)	-	-
					181,67		57,60		239,27		
Стойки	1-7	2345	-	0,5	-	9,72	-	3,08	-	9,72	3,08
	9-10	2345	-	1,0	-	19,43	-	6,16	-	19,43	6,16
	12-12'	2345	-	1,0	-	19,43	-	6,16	-	19,43	6,16

Раскосы	7-8	3691	-	5,6	-	108,81	-	34,50	-	108,8 1	34,50
	8-9	3808	4,1	-	(66,91)	-	(17,67)	-	(84,58)	-	-
					79,66		25,26		104,92		
	10-11	3808	-	2,45	-	47,60	-	15,09	-	47,60	15,09
	11-12	3808	0,8	-	(13,06)	-	(3,45)	-	(16,51)	-	-
					15,54		4,93		20,47		

Примечание.

1. В скобках указаны нормативные усилия.

2. Вся снеговая нагрузка отнесена к кратковременной.

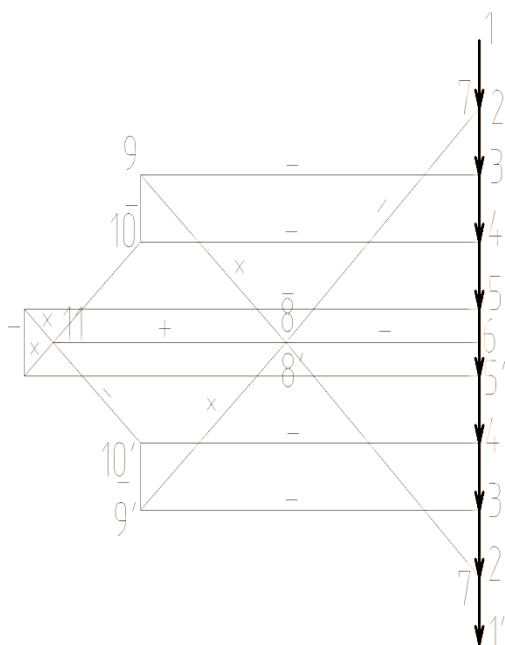


Рис . 5.2. Диаграмма усилий в стержнях.

Расчет верхнего пояса

Расчет верхнего пояса ведем по наибольшему усилию (элемент 5-12). Из условий устойчивости ширину верхнего пояса цельных ферм назначают в пределах $(1/70 \dots 1/80) l$, а в составных $(1/100 \dots 1/150) l$.

Наименьшая длина опирания панели пролетом 12 м – 100 мм, а наименьшая ширина верхнего пояса из условий опирания крупноразмерных плит покрытия с учетом допускаемых отклонений при изготовлении в монтаже – 280 мм (при пролетах ферм 24-30 м).

Принимаем сечение верхнего пояса 28×35 см ($h = 28$ см, $b = 35$ см); усилие в верхнем поясе от постоянной нагрузки $N_l = 194,30$ тс; усилие в верхнем поясе от кратковременной снеговой нагрузки $N_k = 61,60$ тс; бетон класса В 40; $R_b = 224 \cdot 0,9 = 201,6$ кгс/см². (коэффициент $\gamma_{b2} = 0,9$ учитывает длительность действия нагрузки для бетона, подвергнутого тепловой обработке) (см. СНиП 2.03.01-84* табл. 13, 15); арматура класса А-III, $R_s = R_{sc} = 3750$ кгс/см² (см. СНиП 2.03.01-84* табл. 22*).

Случайный начальный эксцентриситет:

$$e_{a1} = l/600 = 300/600 = 0,5 \text{ см};$$

$$e_{a2} = h/30 = 28/30 \approx 1 \text{ см}.$$

$$e_{a3} = 1 \text{ см}.$$

За величину эксцентриситета продольного усилия относительно центра тяжести сечения принимаем $e_o = 1,0$ см. При $e_o < h/8 = 28/8 = 3,5$ см расчетную длину принимаем $l_o = 0,9l = 0,9 \cdot 300 = 270$ см (Прил. 6).

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{28^2}{12}} = 8,1 \text{ см};$$

Радиус инерции сечения -

При $l_o/r = 270/8,1 = 33,3 > 14$ необходимо учесть влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы.

Предварительно определяем площадь сечения арматуры (при $A_s = A_s'$; $\xi = x/h_o = 1,0$; $\eta = 1$);

$$A_s = A_s' = \frac{Ne - R_b b x (h_o - 0,5x)}{R_{sc} (h_o - a')} = \frac{255900 \cdot 11 - 201,6 \cdot 35 \cdot 24 \cdot (24 - 0,5 \cdot 24)}{3750 \cdot (24 - 4)} = 10,44 \text{ см}^2;$$

$$\text{где } e = e_o \eta + h/2 - a = 1 \cdot 1 + 28/2 - 4 = 11 \text{ см}.$$

Принимаем 2 Ø 28 А-III ($A_s = 12,32$ см²).

Условная критическая сила [см. СНиП 2.03.01-84* ф. 58]:

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_o^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 367000}{270^2} \left[\frac{64027}{1,759} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,2} + 0,1 \right) + 5,45 \cdot 1954,3 \right] = 890464 \text{ кгс};$$

где $I = bh^3/12 = 35 \cdot 28^3/12 = 64027$ см³ – момент инерции бетонного сечения;

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M} = 1 + 1 \frac{21,37}{28,15} = 1,759 < 1 + \beta = 1 + 1 = 2; \quad M = N \cdot (e_o + h/2 - a) = 255,9 \cdot (0,01 + 0,28/2 - 0,04) = 28,15 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = N_l \cdot (e_o + h/2 - a) = 194,30 \cdot (0,01 + 0,28/2 - 0,04) = 21,37 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$0,5 - 0,01 \cdot l_o/h - 0,01 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \cdot 270/28 - 0,001 \cdot 201,6 = 0,2;$$

$\delta_e = e_0/h = 0,01/0,28 = 0,036 < 0,2$ - в расчете вводим $\delta_{e,min} = 0,2$; $\alpha = E_s/E_b = 2 \cdot 10^6 / 0,367 \cdot 10^6 = 5,45$.

Момент инерции приведенного сечения арматуры относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения пояса:

$$I_s = \frac{(A_s + A'_s)}{bh} b h_0 \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 = \frac{11,4 + 11,4}{35 \cdot 28} 35 \cdot 24 \cdot \left(\frac{28}{2} - 4 \right)^2 = 1954,3 \text{ см}^4;$$

$$\text{Коэффициент увеличения начального эксцентриситета} - \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{255900}{890464}} = 1,4;$$

Расстояние от точки приложения продольной силы N до центра тяжести сечения арматуры A_s при $\eta = 1,4$: $e = e_0 \eta + h/2 - a = 1 \cdot 1,4 + 28/2 - 4 = 11,4 \text{ см}$.

Уточняем сечение симметричной арматуры ($A_s = A'_s$)

$$\xi = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{255900}{201,6 \cdot 35 \cdot 24} = 1,51 \geq 1,0;$$

При $\sigma_s = R_{sc}$

Принимаем $\xi = 1$;

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - \frac{x}{h_0}}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s = \left(2 \frac{1 - 1}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s = -R_s \quad [\text{н} \cdot \text{м} (5.56)];$$

Тогда -

Арматура A_s работает на сжатие с напряжением, равным R_{sc} . Требуемая площадь сечения

$$A_s = A'_s = \frac{Ne - 0,5 R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} = \frac{255900 \cdot 11,4 - 0,5 \cdot 201,6 \cdot 35 \cdot 24^2}{3750 (24 - 4)} = 11,8 \text{ см}^2.$$

арматуры:

Окончательно принимаем для армирования верхнего пояса 4Ø28 А-III ($A_s + A'_s = 24,64 \text{ см}^2$). Аналогично осуществляется расчет верхнего пояса из плоскости фермы. В этом случае расчет ведется по высоте $h = 35 \text{ см}$ и случайному эксцентриситету $e_0 = 35/30 = 1,17 \text{ см}$.

Вопросы к практическому заданию

1. Разновидности типов стропильных конструкций для одноэтажных промышленных зданий.
2. Рекомендуемые пролеты ферм в покрытиях одноэтажных промышленных зданий.
3. Стропильные фермы покрытий. Основные принципы их расчета и конструирования

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме:

3. 1. Железобетонные и каменные конструкции: Учебник для строительных специальностей вузов/ В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин: Под
4. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 6

Тема: Особенности расчета железобетонных стропильных арок

Цель: произвести расчет железобетонных стропильных арок.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы (семинара), формируемые компетенции или их части:

ПК-6 умением вести сбор, анализ и систематизацию информации по теме исследования, готовить научно-технические отчеты, обзоры публикаций по теме исследования.

Актуальность темы (семинара):

Получение навыков в расчете стропильных арок одноэтажных каркасных зданий.

Теоретическая часть

3. Железобетонные арки

При пролете свыше 30 м железобетонные арки становятся экономичнее ферм. Наиболее распространенные арки - двухшарнирные - выполняют с пологими со стрелой подъема $f = (1/6 \dots 1/8)l$. Распор арки обычно воспринимается затяжкой. В конструктивном отношении выгодно очертание оси арки, близкое к кривой давления. Арочный момент, (1) где M_{bx} - балочный момент; H - распор арки. Очертание кривой давления находят, полагая $M_x = 0$. Тогда . (2) При равномерно распределенной нагрузке и несмещаемых опорах кривая давления арки будет квадратной параболой . (3) где . Полного совпадения оси арки с кривой давления достичь не удастся, так как при различных схемах загрузки временной нагрузкой, а также под влиянием усадки и ползучести бетона неизбежно возникают изгибающие моменты. Влияние ползучести бетона особенно существенно в большепролетных арках. В связи с этим принимают такое очертание оси, при котором расчетные усилия будут наименьшими. Для типизации конструкции и упрощения производства работ очертание оси пологих двухшарнирных арок обычно принимают по окружности. Конструирование арок выполняют по общим правилам, как для сжатых элементов. Сечение арок может быть прямоугольным и двутавровым (рис. 6.1), чаще с симметричным двойным армированием, так как возможны знакопеременные изгибающие моменты. Затяжку выполняют предварительно напряженной. Для уменьшения провисания затяжки через каждые 5...6 м устраивают железобетонные или стальные подвески. Двухшарнирная арка двутаврового сечения с предварительно напряженной затяжкой пролетом 36 м, изображенная на (рис. 6.1), собрана из шести блоков. Затяжку изготавливают в виде целого элемента с опорными блоками, что повышает надежность работы распорной конструкции. В качестве напрягаемой арматуры затяжки применяют канаты, натягиваемые на упоры. Блоки на монтаже соединяют сваркой либо выпусков арматуры, либо закладных деталей. Стыковые швы замоноличивают.

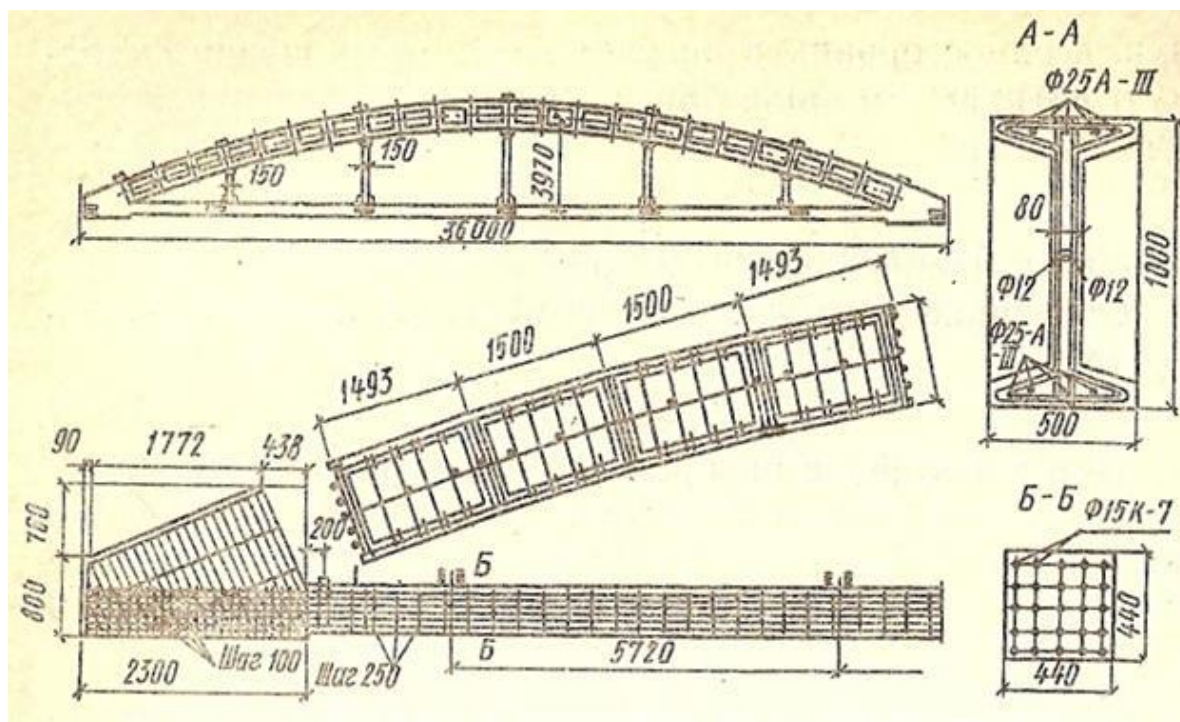


Рис.6.1. Железобетонная арка двутаврового сечения с затяжкой

Большепролетные высокие арки имеют более сложное очертание оси, их обычно выполняют трехшарнирными. Распор арки передают на фундаменты и грунты основания. При слабых грунтах для восприятия распора арки устраивают затяжку, расположенную ниже уровня пола. Арки рассчитывают на вес покрытия и арки, сплошную и одностороннюю нагрузку от снега и сосредоточенную нагрузку от подвесного транспорта. Большепролетные арки рассчитывают также на усадку и ползучесть бетона, а высокие арки - на ветровую нагрузку. В расчетной схеме очертание пологой двухшарнирной арки принимают по квадратной параболе (рис.6.2,а), Высоту и ширину сечения арки предварительно принимают $h=(1/30...1/40)l$; $b=(0,4...0,5)h$. (4) Площадь сечения арматуры затяжки предварительно подбирают по распору. (5) Двухшарнирные арки рассчитывают как статически неопределимые системы с учетом влияния перемещений от изгибающих моментов и нормальных сил. Для предварительно напряженной затяжки в расчете перемещений учитывают приведенную площадь бетона. Предварительное напряжение затяжки, в результате которого деформаций арматуры оказываются перемещений учитывают приведенную площадь бетона. Предварительное напряжение затяжки, в результате которого деформаций арматуры оказываются выбранными, уменьшает подвижность опор арки и приближает её работу под нагрузкой к работе арок с неподвижными пятнами. При этом распор H увеличивается, а изгибающий момент арки уменьшается.

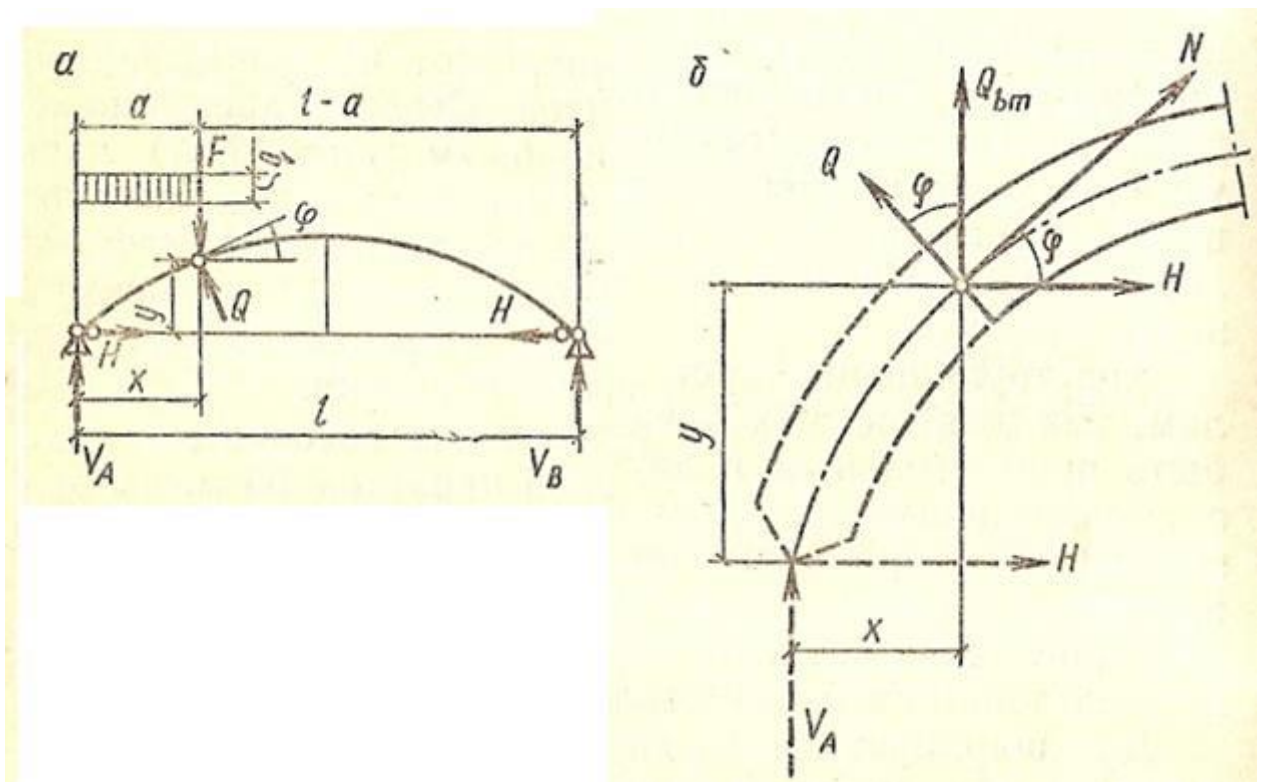


Рис.6.2. К расчету арок: а - двухшарнирная арка; б - усилия в сечении арок
Трехшарнирные арки статически не определимы. Если опоры расположены в одном уровне, то распор H , (6) где Q_{bm} - балочный момент в середине пролета арки.

Усилия M , Q , N определяют в нескольких сечениях по длине арки (рис. 6.2,б). Изгибающие моменты определяют по формуле (1), продольные и поперечные силы

$$Q = Q_{bm} \cos \varphi - H \sin \varphi; \quad (7)$$

$$N = H \cos \varphi + Q_{bm} \sin \varphi, \quad (8)$$

где φ - угол между касательной к оси арки в рассматриваемом сечении и горизонтальной прямой; Q_{bm} - балочная поперечная сила. Усилия в сечениях, вычисленные от разных нагрузок, сводят в таблицу, по которой устанавливают максимальные и минимальные расчетные усилия. Сечение арматуры подбирают по формулам для сжатых элементов. Чтобы учесть влияние продольного изгиба в плоскости кривизны, расчетную длину принимают: для трехшарнирной арки - $0,58s$, для двухшарнирной - $0,54s$, для бесшарнирной - $0,36s$ (где s - длина дуги). Поперечные силы в арках незначительны; поперечные стержни ставят по расчету и конструктивным соображениям. Арматуру затяжки подбирают как для растянутого элемента по условиям прочности и трещиностойкости.

Вопросы и задание

Рассчитать двухшарнирную арку

Вопросы к практическому занятию

Вопросы к практическому заданию

1. Разновидности типов стропильных конструкций для одноэтажных промышленных зданий.
4. Рекомендуемые пролеты арок в покрытиях одноэтажных промышленных зданий.

3.Стропильные арки покрытий. Основные принципы их расчета и конструирования

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме:

1. Железобетонные и каменные конструкции: Учебник для строительных специальностей вузов/ В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин: Под
- 2.СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция, СНиП 52-01-2003, 2016,362 с.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 7

Тема:Особенности расчета железобетонных фундаментов под колонны

Цель: произвести расчет железобетонных фундаментов под колонны

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы (семинара), формируемые компетенции или их части:

ПК-6 умением вести сбор, анализ и систематизацию информации по теме исследования, готовить научно-технические отчеты, обзоры публикаций по теме исследования.

Актуальность темы (семинара):

Получение навыков в расчете внецентренно-сжатых фундаментов под колонны.

Теоретическая часть

Железобетонные фундаменты бывают трех типов: отдельные, ленточные и сплошные.

Фундаменты возводят чаще всего на естественных основаниях, но могут быть и на сваях; тогда группа свай, объединенная по верхней их части распределительной железобетонной плитой — ростверком, образует свайный фундамент.

Отдельные фундаменты устраивают при относительно небольших нагрузках и достаточно редком размещении колонн.

Ленточные фундаменты под рядами колонн делают тогда, когда подошвы отдельных фундаментов близко подходят друг к другу, что обычно бывает при слабых грунтах и больших нагрузках. Целесообразно применять ленточные фундаменты при неоднородных грунтах и внешних нагрузках, различных по величине, так как ленточные фундаменты выравнивают неравномерные осадки основания.

Если несущая способность ленточных фундаментов недостаточна или деформации основания под ними более допустимых, то устраивают сплошные фундаменты.

Стоимость фундаментов составляет 4...6 % общей стоимости здания. Тщательной проработкой конструкции фундаментов можно достичь ощутимого экономического эффекта.

По способу изготовления фундаменты бывают сборные и монолитные.

1. Учитывая значительное заглубление подошвы, проектируем фундамент с подколонником и ступенчатой плитной частью.

Размеры подколонника в

плане: $l_{cf}=1400+2\cdot 300+2\cdot 100=2200\text{мм}$; $b_{cf}=500+2\cdot 250+2\cdot 100=1200\text{мм}$.

Определим рабочую высоту плитной части

$$h_{o,pl} = -\frac{1,2}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{1,2^2 + \frac{2 \cdot 3 \cdot (3,6 - 2,2) - (3 - 1,2)^2}{1 + 72,6 \cdot 1,1 / 32,11}} = 0,269 \text{ м}$$

По расчету принимаем плитную часть в виде одной ступени высотой $h=450\text{мм}$, консольный вынос меньше оптимального- $c=0,5 \cdot (3,6-2,2)=0,7\text{м} < 3 \cdot 0,4=1,2\text{м}$,

Если консольный вынос ступени получается больше оптимального, принимаем большее количество ступеней.

Принимаем глубину заделки $h_z=0,5+0,33 \cdot 1,4=0,962\text{м} \approx 1\text{м}$, тогда глубина стакана под колонну $h_d=1+0,05=1,05\text{м}$; Размеры дна стакана: $b_h=500+2 \cdot 50=600\text{мм}$; $h_h=1400+2 \cdot 50=1500\text{мм}$.

Проверка высоты ступени.

Учитывая, что $b_c=b_{cf}=1,2\text{м}$ и $h_c=l_{cf}=2,2\text{м}$, получим $b-b_c=3-1,2=1,8\text{м} > 2h_o=2 \cdot 0,4=0,8\text{м}$, тогда $b_m=1,2+0,4=1,6\text{м}$; $F=35,97 \cdot [0,5 \cdot 3 \cdot (3,6-2,2-2 \cdot 0,4)-0,25 \cdot (3-1,2-2 \cdot 0,4)^2] \approx 23,38\text{тс}$.

Проверим условие $F=23,38\text{тс} < 74 \cdot 1,60 \cdot 0,4=47,38\text{ тс}$ – продавливание ступени не произойдет.

Выполним проверку по поперечной силе для наклонного сечения, начинающегося от грани подколонника. Длина горизонтальной проекции этого наклонного сечения $c'=h_o=0,4\text{м}$;

$$Q=p_{\max} \cdot (c-h_o)b=35,97 \cdot (0,7-0,4) \cdot 3=32,37\text{тс};$$

Минимальное поперечное усилие, воспринимаемое одним бетоном

$$Q_{b,\min}=0,6R_{bt}bh_o=0,6 \cdot 74 \cdot 3 \cdot 0,4=53,3\text{тс}.$$

Так как $Q=32,37\text{тс} < Q_{b,\min}=53,3\text{тс}$, прочность ступени по поперечной силе достаточна.

2.Подбор арматуры подошвы

Подбор арматуры в направлении длинной стороны подошвы.

Рассматриваются сечения: 1-1 по грани подколонника; 2-2 по грани колонны (рис.19.).

Сечения 1-1 ($h_{01}=40\text{см}$)

$$p_1 = p_{\max} - (p_{\max} - p_{\min}) \frac{c_1}{l} = 35,97 - (35,97 - 32,5) \frac{0,7}{3,6} = 35,3 \text{ тс/м}^2;$$

где $c_1=0,5(l-l_{cf})=0,5 \cdot (3,6-2,2)=0,7\text{м}$

$$M_{1-1} = bc_1^2 \frac{2p_{\max} + p_1}{6} = 3 \cdot 0,7^2 \cdot \frac{2 \cdot 35,97 + 35,3}{6} = 26,27 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$A_{s,1} = \frac{2627000}{0,9 \cdot 3750 \cdot 40} = 19,46 \text{ см}^2.$$

Сечении 2-2 ($H_0=145\text{см}$)

$$p_2 = 35,97 - (35,97 - 32,50) \frac{1,1}{3,3} = 34,91 \text{ тс/м}^2;$$

$$M_{2-2} = 3 \cdot 1,1^2 \cdot \frac{2 \cdot 35,97 + 34,91}{6} = 64,65 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$A_{s,2} = \frac{6465000}{0,9 \cdot 3750 \cdot 145} = 13,21 \text{ см}^2.$$

Принимаем в направлении длинной стороны фундамента 18 Ø12 А-III ($A_s=20,36 \text{ см}^2 > A_{s,1}=19,46 \text{ см}^2$) с шагом 170мм.

Подбор арматуры в направлении короткой стороны подошвы. Расчет ведем по среднему давлению по подошве $p_m=34,23 \text{ тс/м}^2$. Сечение 1-1 по грани подколонника ($h_{01}=450-50-12=382\text{мм}$)

$$M'_{1-1} = 0,125 \cdot p_m \cdot l \cdot (b - b_{cf})^2 = 0,125 \cdot 34,23 \cdot 3,6 \cdot (3 - 1,2)^2 = 49,91 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$A'_{s,1} = \frac{4991000}{0,9 \cdot 3750 \cdot 38,8} = 38,12 \text{ см}^2.$$

Сечение 2-2 по грани колонны ($h_{01}=1500-50-18=1432\text{мм}$)

$$M'_{2-2} = 0,125 \cdot 34,23 \cdot 3,6 \cdot (3 - 0,5)^2 = 96,28 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$A'_{s,1} = \frac{9628000}{0,9 \cdot 3750 \cdot 143,8} = 19,84 \text{ см}^2.$$

В направлении длинной стороны фундамента принимаем 34 Ø12 А-III ($A_s=38,454 \text{ см}^2 > A'_{s,1}=38,12 \text{ см}^2$) с шагом 100мм.

3. Расчет подколонника и его стаканной части

Т.к. $t_l=300\text{мм} < 0,75h_d=0,75 \cdot 1=750\text{мм}$ стенки стакана необходимо армировать продольной и поперечной арматурой по расчету.

Подбор продольной арматуры.

Сечение 3-3 стаканной части приводим к эквивалентному двутавровому: $b_f' = b_f = b_{cf} = 1200 \text{ мм}$;

$$h_f' = h_f = (t_1 + 25) \cdot 2 = 2 \cdot (300 + 25) = 650 \text{ мм}; b = (t_2 + 50) \cdot 2 = 2 \cdot (250 + 50) = 600 \text{ мм}; h = l_{cf} = 2200 \text{ мм}.$$

Армирование подколонника принимаем симметричным; $a = a' = 40 \text{ мм}$

Усилия в сечении 3-3:

$$M = 31,49 - 2,47 \cdot 1,05 = 28,9 \text{ тс} \cdot \text{м}; N = 197,1 + 2,2 \cdot 1,2 \cdot 1,05 \cdot 2,5 \cdot 0,95 = 203,68 \text{ тс};$$

$$e_o = 32,65 / 229,27 = 0,142 \text{ м} = 142 \text{ мм}.$$

Проверяем положение нулевой линии

$N = 203,68 \text{ тс} < R_b b_f' h_f' = 842 \cdot 1,2 \cdot 0,65 = 656,76 \text{ тс}$ – нейтральная линия проходит в полке поэтому арматуру подбираем как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f' = 1200 \text{ мм}$ и рабочей высотой $h_o = h - a' = 2200 - 40 = 2160 \text{ мм}$;

Эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры $e = 142 + 0,5 \cdot 2200 - 40 = 1202 \text{ мм}$.

Вспомогательные коэффициенты:

$$\alpha_n = \frac{203680}{84,2 \cdot 120 \cdot 216} = 0,0934 < \xi_R = 0,65; \alpha_{m1} = \frac{203680 \cdot 120,2}{84,2 \cdot 120 \cdot 216^2} = 0,052; \delta = 4/216 = 0,019$$

при α_n требуемая площадь арматуры:

$$A_s = A_s' = \frac{R_b b h_o}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)}{1 - \delta} = \frac{84,2 \cdot 120 \cdot 216}{3750} \cdot \frac{0,052 - 0,0934(1 - 0,0934 / 2)}{1 - 0,019} < 0$$

Продольная арматура нужна только конструктивно т.е. $A_s = A_s' = 0,0005 \cdot 120 \cdot 220 = 13,2 \text{ см}^2$.

Принимаем по $6\varnothing 18$ ($A_s = A_s' = 15,27 \text{ см}^2$). У граней подколонника, перпендикулярных плоскости изгиба. У смежных граней, параллельных плоскости изгиба, принимаем стержни минимально допустимого диаметра с шагом не более 400 мм, т.е. по $7\varnothing 10 \text{ А-III}$ шагом 350 мм.

В сечении 4-4 незначительно больше, чем в сечении 3-3, поэтому арматуру оставляем без изменений.

Подбор поперечной арматуры стакана. Расчет производится в зависимости от величины эксцентриситета :

комбинация M_{max}

$$M = 31,49 - 2,47 \cdot 1,0 = 29,02 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N = 197,1 + 2,2 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \cdot 0,95 = 203,37 \text{ тс};$$

$$e_o = M/N = 29,02/203,37 = 0,142 \text{ м} = 143 \text{ мм}.$$

комбинация M_{min}

$$M = -16,78 + 1,07 \cdot 0,95 - 6,29 = -22,05 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N = 173,03 + 14,98 + 5,55 = 193,56 \text{ тс};$$

$$e_o = 22,05/193,56 = 0,114 \text{ м}.$$

комбинация N_{max}

$$M = 0,05 + (-0,96 \cdot 0,95) - 6,29 = -7,152 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N = 230,61 + 14,98 + 5,55 = 251,14 \text{ тс};$$

$$e_o = 7,152/251,14 = 0,0285 \text{ м}.$$

т.е. расчетной является комбинация M_{max} .

При $h_o/6 = 1400/6 = 233 \text{ мм} > e_o = 143 \text{ мм}$ стенки стакана армируют конструктивно.

Принимаем сетки из арматуры $\varnothing 10$ А-I ($R_s = 2300 \text{ кгс/см}^2$) с шагом 150 мм; верхняя сетка устанавливается на расстоянии 50 мм от верха стакана.

Вопросы и задания:

Вопросы к практическому занятию

1. Типы железобетонных фундаментов и рекомендуемые области их применения.
2. Как определяют глубину заделки колонны в фундамент?
3. Особенности расчета центрально и внецентренно-нагруженных фундаментов.
4. Принципы расчета абсолютно жестких и гибких ленточных фундаментов.
5. Конструкции сплошных железобетонных фундаментов; основы их расчета.

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме:

1. Железобетонные и каменные конструкции: Учебник для строительных специальностей вузов/ В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин: Под
2. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция, СНиП 52-01-2003, 2016, 362 с.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 8

Тема: Особенности расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия.

Цель: выявить особенности расчета зданий на сейсмические воздействия.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы (семинара), формируемые компетенции или их части:

ПК-6 умением вести сбор, анализ и систематизацию информации по теме исследования, готовить научно-технические отчеты, обзоры публикаций по теме исследования.

Актуальность темы (семинара):

Получение навыков в расчете зданий и сооружений на сейсмические воздействия.

Теоретическая часть

Особые условия - это сейсмические и динамические воздействия, длительное действие высоких и низких температур, воздействие агрессивной среды, влияние просадки грунтов основания при замачивании или оттаивании в районах вечной мерзлоты, воздействие повышенных деформаций оснований в районах выработок и карьеров. Необходимо уяснить классификацию особых условий и их воздействие на конструкции железобетонных зданий.

Следует обратить внимание на наиболее распространенные виды динамических нагрузок (воздействия от стационарного и подвижного оборудования, взрывные, ветровые, сейсмические) и особенности работы бетона и арматуры при действии особо кратковременных и многократно повторных.

Нужно знать особенности работы железобетонных сооружений при сейсмических воздействиях.

Следует уяснить особенности конструктивных решений железобетонных зданий, возводимых в сейсмических районах (способы повышения пространственной жесткости, симметричное и равномерное распределение массы устройство антисейсмических поясов, конструкции стыков в сборных сборномонолитных железобетонных зданиях).

Нужно ознакомиться с особенностями конструктивных решений зданий возводимых в районах горных выработок, вечной мерзлоты и просадочных грунтов. Надо иметь понятие о химической и физической агрессии, коррозии бетона и арматуры; воздействии пониженных и повышенных температур на железобетонные конструкции; способах защиты железобетонных конструкций от всех видов вредных воздействий.

Надо знать способы усиления железобетонных конструкций зданий: увеличение поперечного сечения элемента при помощи обойм и рубашек изменение конструктивной схемы элемента путем установки дополнительных опор, затяжек и распорок.

Особенности проектирования железобетонных конструкций

Проектирование элементов железобетонных конструкций следует выполнять в соответствии с требованиями [СП 63.13330](#) и с учетом дополнительных требований настоящего свода правил.

При расчете на прочность нормальных сечений изгибаемых и внецентренно сжатых элементов значения граничной относительной высоты сжатой зоны бетона следует принимать по действующим нормативным документам на бетонные и железобетонные конструкции с коэффициентом, равным при расчетной сейсмичности: 7 баллов - 0,85; 8 баллов - 0,70; 9 баллов - 0,50.

Примечание - При расчете по прочности нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели характеристику $\xi_{Rнe}$ применяют.

В качестве ненапрягаемой рабочей арматуры следует преимущественно использовать свариваемую арматуру класса А500. Допускается применение арматуры классов А600, В500 и класса А400 марки 25Г2С.

В несущих элементах железобетонных конструкций не допускается применение стыкуемых дуговой сваркой отдельных стержней, сварных сеток и каркасов, а также анкерных стержней закладных деталей из арматурной стали класса А400 марки 35ГС.

В качестве напрягаемой арматуры следует преимущественно использовать стержневую горячекатаную или термомеханически упрочненную арматуру классов А800 и А1000, стабилизированную арматурную проволоку классов Вр1400, В1500 и В1600 и семипроволочные стабилизированные арматурные канаты классов К1500 и К1600.

Не допускается использовать в качестве рабочей арматуры как напрягаемой, так и без предварительного напряжения арматурный прокат, имеющий полное относительное удлинение при максимальном напряжении $\delta_{\max}$ менее 2,5 %, а также арматурную проволоку класса В500.

При применении арматурного проката класса В500С на площадках с сейсмичностью 8 - 9 баллов удлинение при максимальном напряжении $\delta_{\max}(A_{gt})$ должно быть не менее 5,0 % или относительное равномерное удлинение δ_r не менее 4,5 %, а отношение $\sigma_B/\sigma_{0,2} \geq 1,08$.

При сейсмичности 9 баллов не допускается применять арматурные канаты и стержневую арматуру периодического профиля диаметром более 28 мм без специальных анкеров.

Во внецентренно сжатых элементах, а также в изгибаемых элементах, в которых учитывается продольная сжатая арматура, при сейсмичности 8 и 9 баллов шаг хомутов должен устанавливаться по расчету, но не более:

400 мм, а также $12d$ для вязаных каркасов и $15d$ для сварных каркасов - при $R_{sc} \leq 450$ МПа;

300 мм, а также $10d$ для вязаных каркасов и $12d$ для сварных каркасов - при $R_{sc} > 450$ МПа; где d - наименьший диаметр сжатых продольных стержней, мм.

Если общее насыщение внецентренно сжатого элемента продольной арматурой превышает 3 %, хомуты должны устанавливаться на расстоянии не более $8d$ и не более 250 мм.

В вязаных каркасах концы хомутов необходимо загигать вокруг стержня продольной арматуры в направлении центра тяжести сечения и заводить их внутрь бетонного ядра не менее чем на $6d$ хомута, считая от оси продольного стержня.

В изгибаемых и внецентренно сжатых элементах конструкций допускается осуществлять стыкование рабочей арматуры при диаметре стержней до 20 мм - в 7- и 8-балльных зонах внахлестку без сварки, а в зонах 9 баллов - внахлестку без сварки, но с «лапками» или другими анкерными устройствами на концах стержней.

Длина нахлестки должна быть на 30 % больше значений, требуемых по действующим нормативным документам на бетонные и железобетонные конструкции ([СП 63.13330](#)), с учетом дополнительных требований настоящего свода правил.

Допускается применение для соединений арматуры специальных механических соединений (опрессованных или резьбовых муфт).

При диаметре стержней 20 мм и более соединение стержней и каркасов должно выполняться с помощью специальных механических соединений (опрессованных и резьбовых муфт) или сварки независимо от сейсмичности площадки.

Шаг хомутов в местах стыкования внахлестку без сварки арматуры внецентренно сжатых элементов должен быть не более $8d$.

Стыкование арматуры сварными соединениями внахлестку, как правило, не допускается. При стыковании арматуры в малоответственных конструкциях, кроме элементов несущего остова зданий, возможно применение сварных соединений арматуры внахлестку. При этом значение длины сварных швов должно быть на 30 % больше значений, требуемых по [ГОСТ 14098](#) для сварного соединения типа С23-Рэ.

В изгибаемых и внецентренно сжатых элементах стыки арматуры внахлестку со сваркой и без сварки следует располагать вне зон максимальных изгибающих моментов.

Стыкование арматуры в монолитных диафрагмах может быть сварным или вязаным внахлест.

В одном сечении должно стыковаться не более 50 % растянутой арматуры.

Несущая способность предварительно напряженных конструкций, определяемая по прочности сечений, должна превышать не менее чем на 25 % усилия, воспринимаемые сечениями при образовании трещин.

В предварительно напряженных конструкциях с натяжением арматуры на бетон напрягаемую арматуру, устанавливаемую из расчета по прочности (предельному состоянию первой группы), следует располагать в закрытых каналах, замоноличиваемых бетоном или раствором прочностью не ниже прочности бетона конструкции.

В качестве напрягаемой арматуры, дополнительно устанавливаемой из расчета по предельным состояниям второй группы, допускается использовать арматурные канаты, располагаемые в закрытых трубках без сцепления с бетоном.

Железобетонные каркасные здания

В каркасных зданиях конструкцией, воспринимающей горизонтальную сейсмическую нагрузку, могут служить: каркас; каркас с заполнением; каркас с вертикальными связями, диафрагмами или ядрами жесткости. В качестве несущих конструкций зданий высотой более 9 этажей следует использовать каркасы с диафрагмами, связями или ядрами жесткости.

Размеры выступов в здании (при наличии) в плане не должны превышать шага колонн.

При выборе конструктивных схем предпочтение следует отдавать схемам, в которых зоны пластичности возникают в первую очередь в горизонтальных элементах каркаса (ригелях, перемычках, обвязочных балках и т.п.).

В колоннах рамных каркасов многоэтажных зданий при расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов шаг хомутов (кроме требований, изложенных в [6.7.9](#), [6.7.10](#)) не должен превышать $1/2h$, а для рамно-связевых каркасов - не более h , где h - наименьший размер стороны колонн прямоугольного или двутаврового сечения. Диаметр хомутов в этом случае должен быть не менее 8 мм.

В вязаных каркасах концы хомутов необходимо загибать вокруг стержня продольной арматуры и заводить внутрь бетонного ядра не менее чем на $6d$ хомута, считая от оси продольного стержня. В угловых стержнях угол заведения должен быть 30° - 60° .

Элементы сборных колонн многоэтажных каркасных зданий по возможности следует укрупнять на несколько этажей. Стыки сборных колонн необходимо располагать в зоне с наименьшими изгибающими моментами. Не допускается стыкование продольной арматуры в сборных элементах колонн внахлестку без сварки. Продольная арматура сборных элементов колонн длиной до 10,7 м должна состоять из целых стержней мерной длины.

Стыковать продольную арматуру следует в соответствии с требованиями [6.7.12](#). При стыковании арматуры сваркой следует применять соединения, выполняемые механизированной или ручной дуговой сваркой на стальной скобе-накладке. Для стержней арматуры диаметром до 22 мм, включительно, допускается стыкование дуговой сваркой продольными швами с парными накладками.

На опорных участках плит перекрытий число устанавливаемой поперечной арматуры, нормальной к плоскости плиты, определяют расчетом на продавливание, а если по расчету не требуется, то конструктивно. В обоих случаях стержни поперечной арматуры, ближайшие к контуру площадки передачи нагрузки, располагают на расстоянии не ближе $1/3h_0$ и не далее $1/2 h_0$ от этого контура. Ширина зоны размещения расчетной или конструктивной поперечной арматуры в обоих осевых направлениях должна быть не менее $2h_0$, считая от контура площадки передачи нагрузки.

Расчетная и конструктивная поперечные арматуры плиты должны состоять из стержней периодического профиля диаметром не менее 8 мм, которые следует соединять с

продольной рабочей арматурой посредством контактной сварки или концевых отгибов (крюков). Шаг стержней поперечной арматуры - по нормам проектирования железобетонных конструкций.

Для железобетонных колонн многоэтажных каркасных зданий с арматурой классов А400 и А500 общий процент армирования рабочей продольной арматурой в любом сечении не должен превышать 6 %, а арматурой А600 - 4 %.

Допускается более высокое насыщение колонн продольной арматурой при условии усиления приопорных участков колонн с помощью конструктивного косвенного армирования сварными сетками с ячейками размером не более 100 мм не менее четырех, располагаемыми с шагом 60 - 100 мм на длине (считая от торца элемента не менее $10d$, где d - наибольший диаметр стержней продольной арматуры). Сетки из арматуры классов А400, А500, В500 должны быть диаметром не менее 8 мм.

Жесткие узлы железобетонных каркасов зданий должны быть усилены применением сварных сеток, спиралей или замкнутых хомутов.

Зона пересечения ригелей и колонн, а также участки ригелей и колонн, примыкающие к жестким узлам рам на расстоянии, равном полуторной высоте их сечения (но не более $1/4$ высоты этажа или пролета ригеля), должны армироваться замкнутой поперечной арматурой (хомутами), устанавливаемой по расчету, но не реже чем через 100 мм, а для рамных систем с несущими диафрагмами - не реже чем через 200 мм.

В зданиях с диафрагмами и ядрами жесткости не менее 50 % поэтажной жесткости на каждом из этажей обеспечивается стенами, диафрагмами, связями, ядрами жесткости и не менее 50 % - колоннами.

Диафрагмы, связи и ядра жесткости, воспринимающие горизонтальную нагрузку, должны быть непрерывными по всей высоте здания и располагаться в обоих направлениях равномерно и симметрично относительно центра тяжести здания. В каждом направлении должно устанавливаться не менее двух диафрагм, расположенных в разных плоскостях. Допускается в верхних этажах здания уменьшать число и протяженность диафрагм при сохранении симметричности их расположения в пределах этажа. Изменение сдвиговой (изгибной) жесткости диафрагм соседних этажей при этом не должно превышать 20 %, а длина каждой диафрагмы жесткости должна быть не менее высоты этажа. В каркасных железобетонных зданиях допускается применение рам-диафрагм и металлических связей.

При проектировании зданий с существенно меньшей жесткостью нижних этажей (здания с «гибким» нижним этажом) с расчетной сейсмичностью площадки строительства 8 и 9 баллов колонны «гибкого» этажа следует, как правило, выполнять стальными или с жесткой арматурой.

Максимальные расстояния между осями колонн в каждом направлении при безбалочных плитах и безбалочных плитах с капителями следует принимать 7,2 м - при сейсмичности 7 баллов, 6,0 м - при сейсмичности 8, 9 баллов. Толщину перекрытий (с капителями и без них) безригельного каркаса следует принимать не менее $1/30$ расстояния между осями колонн и не менее 180 мм, класс бетона - не ниже В20.

По наружному контуру вертикальных несущих конструкций зданий перекрытия следует опирать на ригели в уровне каждого этажа. Допускается устройство на консольных свесах перекрытий и ограждающих конструкций, выступающих за пределы основного каркаса частично или по периметру здания. Конструкции узлов сопряжения стен и перекрытий должны удовлетворять требованиям [6.8.15](#).

При расчете прочности нормального сечения плиты безригельных бескапитальных каркасов на действие изгибающего момента расчетную ширину сжатой зоны бетона следует принимать не более трехкратной ширины колонн. На этой расчетной ширине в каждом осевом направлении должно быть размещено не менее 50 % площади всей продольной рабочей арматуры плиты, приходящейся на шаг колонн в направлении, перпендикулярном направлению арматуры. 10 % площади всей рабочей арматуры,

размещенной на указанной расчетной ширине плиты, необходимо пропустить сквозь тело колонны.

Рекомендуется не менее 30 % всей продольной арматуры плиты устанавливать в виде групп каркасов, плоских вертикальных или пространственных прямоугольного или треугольного сечения. Такие каркасы в обоих осевых направлениях следует сосредотачивать в составе полос усиленного армирования над колоннами, где не менее двух плоских каркасов или двух верхних стержней пространственного каркаса должны быть пропущены сквозь тело колонны, а также в составе арматуры, проходящей через срединные участки пролетов. Непрерывность этих каркасов в пределах общих габаритов перекрытия должна быть обеспечена стыковыми сварными соединениями продольных стержней каркасов. Эти стыковые соединения должны располагаться в зонах минимальных изгибающих моментов по соответствующим осевым направлениям и иметь прочность не ниже нормативного сопротивления стыкуемых стержней.

В качестве ограждающих стеновых конструкций каркасных зданий следует применять легкие навесные панели. Допускается устройство кирпичного или каменного заполнения, соответствующего требованиям [6.14.4](#), [6.14.5](#).

Применение самонесущих стен из каменной кладки допускается:

при шаге пристенных колонн каркаса не более 6 м;

при высоте стен зданий, возводимых на площадках сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, не более 12, 9 и 6 м соответственно.

Для обеспечения раздельной работы ненесущих и несущих конструкций при сейсмических воздействиях конструкция узлов сопряжения каменных стен и колонн, диафрагм и перекрытий (ригелей) должна исключать возможность передачи на них нагрузок, действующих в их плоскости. Прочность элементов стен и узлы их крепления к элементам каркаса должны соответствовать [5.5](#) и быть подтверждены расчетом на действие расчетных сейсмических нагрузок из плоскости.

Кладка самонесущих стен в каркасных зданиях должна иметь гибкие связи с каркасом, не препятствующие горизонтальным смещениям каркаса вдоль стен.

Между поверхностями стен и колонн каркаса должен предусматриваться зазор не менее 20 мм. В местах пересечения торцевых и поперечных стен с продольными стенами должны устраиваться антисейсмические швы на всю высоту стен.

По всей длине стен в уровне плит покрытия и верха оконных проемов должны устраиваться антисейсмические пояса, соединенные с каркасом здания.

При проектировании каркасных зданий кроме деформаций изгиба и сдвига в стойках каркаса необходимо учитывать осевые деформации, а также должен быть выполнен расчет на устойчивость против опрокидывания.

Стены из штучной кладки поэтажной разрезки и узлы их крепления могут конструироваться как заполнение, участвующее в работе каркаса, либо как заполнение, отделенное от каркаса. Заполнение, участвующее в работе каркаса, рассчитывают и конструируют как несущую стену.

Конструкции узлов примыканий элементов ненесущих стен, отделенных от каркаса, к несущим конструкциям здания должны исключать возможность передачи на них нагрузок, действующих в их плоскости. Прочность элементов стен такой конструкции и узлов их крепления к элементам каркаса должна быть подтверждена расчетом на действие сейсмических нагрузок из плоскости. В узлах примыкания участков ненесущих стен различных направлений должны быть предусмотрены вертикальные антисейсмические швы толщиной не менее 20 мм, заполненные эластичным материалом.

Железобетонные каркасы одноэтажных зданий в поперечном направлении рекомендуется проектировать, как правило, по конструктивной схеме в виде стоек, защемленных в фундаментах и с шарнирным сопряжением с ригелями покрытия. Для районов с сейсмичностью 7 баллов пролеты, стропильные и подстропильные конструкции принимаются как для несейсмических районов. Для районов с сейсмичностью 8 и 9

баллов пролеты принимаются соответственно 24,0 м и 12 м. Шаг стропильных конструкций принимается для 8 баллов - 6,0 м и 12 м, для 9 баллов - 6,0 м; подстропильные конструкции не применяются.

Вопросы и задания:

Вопросы к практическому занятию

1. Перечислите особые условия эксплуатации железобетонных конструкций.
2. Укажите особенности конструктивных решений зданий, возводимых в сейсмических районах.

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме:

1. Железобетонные и каменные конструкции: Учебник для строительных специальностей вузов/ В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин: Под
2. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция, СНиП 52-01-2003, 2016, 362 с.
3. СП 14.13330.2014 СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах, 2016.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 9

Тема: Учет сейсмических воздействий при расчете зданий.

Цель: особенности расчета зданий на сейсмические воздействия.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы (семинара), формируемые компетенции или их части:

ПК-6 умением вести сбор, анализ и систематизацию информации по теме исследования, готовить научно-технические отчеты, обзоры публикаций по теме исследования.

Актуальность темы (семинара):

Получение навыков в расчете зданий и сооружений на сейсмические воздействия.

Теоретическая часть

Расчет конструкций и оснований зданий и сооружений, проектируемых для строительства в сейсмических районах, должен выполняться на основные и особые сочетания нагрузок с учетом расчетной сейсмической нагрузки.

При расчете зданий и сооружений на особое сочетание нагрузок значения расчетных нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний, принимаемые по таблице 2. Нагрузки, соответствующие сейсмическому воздействию, следует рассматривать как знакопеременные нагрузки.

Таблица 2 - Коэффициенты сочетаний нагрузок

Вид нагрузок	Значение коэффициента n_c
Постоянные	0,9
Временные длительные	0,8

Кратковременные (на перекрытия и покрытия)	0,5
--	-----

Горизонтальные нагрузки от масс на гибких подвесках, температурные климатические воздействия, ветровые нагрузки, динамические воздействия от оборудования и транспорта, тормозные и боковые усилия от движения кранов при этом не учитываются.

При определении расчетной вертикальной сейсмической нагрузки следует учитывать массу моста крана, массу тележки, а также массу груза, равного грузоподъемности крана, с коэффициентом 0,3.

Расчетную горизонтальную сейсмическую нагрузку от массы мостов кранов следует учитывать в направлении, перпендикулярном к оси подкрановых балок. Снижение крановых нагрузок, предусмотренное [СП 20.13330](#), при этом не учитывают.

При выполнении расчетов сооружений с учетом сейсмических воздействий следует применять две расчетные ситуации:

а) сейсмические нагрузки соответствуют уровню ПЗ (проектное землетрясение). Целью расчетов на воздействие ПЗ является предотвращение частичной или полной потери эксплуатационных свойств сооружением. Расчетные модели сооружений следует принимать соответствующими упругой области деформирования. Расчеты зданий и сооружений на особые сочетания нагрузок следует выполнять на нагрузки, определяемые в соответствии с [5.5](#), [5.9](#), [5.11](#). При выполнении расчета в частотной области суммарные (усилия, моменты, напряжения, перемещения) инерционные нагрузки, соответствующие сейсмическому воздействию, допускается вычислять по формуле [\(8\)](#);

б) сейсмические нагрузки соответствуют уровню МРЗ (максимальное расчетное землетрясение). Целью расчетов на воздействие МРЗ является предотвращение глобального обрушения сооружения или его частей, создающего угрозу безопасности людей. Формирование расчетных моделей сооружений следует проводить с учетом возможности развития в несущих и ненесущих элементах конструкций неупругих деформаций и локальных хрупких разрушений.

Расчеты по [5.2](#), а) следует выполнять для всех зданий и сооружений.

Расчеты по [5.2](#), б) следует применять для зданий и сооружений, перечисленных в позициях 1 и 2 таблицы [3](#).

При выполнении расчетов по уровням ПЗ и МРЗ принимают одну карту сейсмичности района строительства в соответствии с [4.3*](#).

Расчеты, соответствующие МРЗ, следует, как правило, выполнять во временной области с применением инструментальных или синтезированных акселерограмм. Максимальные амплитуды инструментальных или синтезированных ускорений в уровне основания сооружения следует принимать не менее 1,0, 2,0 или 4,0 м/с² при сейсмичности площадок строительства 7, 8 и 9 баллов, соответственно, и умножать на коэффициент K_0 таблицы [3](#). В расчетах на МРЗ следует осуществлять проверку несущей способности конструкций, включая общую устойчивость сооружения или его частей, при максимальных горизонтальных перемещениях, с учетом вертикальной составляющей сейсмических ускорений.

В расчетах с учетом нагрузок, соответствующих МРЗ, во временной области следует принимать коэффициент $K_1 = 1$.

Сейсмические воздействия могут иметь любое направление в пространстве.

Для зданий и сооружений с простым конструктивно-планировочным решением допускается принимать расчетные сейсмические воздействия, действующие горизонтально в направлении их продольных и поперечных осей. Сейсмические воздействия в указанных направлениях можно учитывать раздельно.

При расчете сооружений со сложным конструктивно-планировочным решением следует учитывать наиболее опасные, с точки зрения максимальных значений сейсмической реакции сооружения или его частей, направления сейсмических воздействий.

Примечание - Конструктивно-планировочное решение зданий и сооружений считается простым, если выполняются все нижеперечисленные условия:

а) первая и вторая формы собственных колебаний сооружения не являются крутильными относительно вертикальной оси;

б) максимальное и среднее значения горизонтальных смещений каждого перекрытия по любой из поступательных форм собственных колебаний сооружения различаются не более чем на 10 %;

в) значения периодов всех учитываемых форм собственных колебаний должны отличаться друг от друга не менее чем на 10 %;

г) выполнять требования [4.1](#);

д) выполнять требования таблицы [7](#);

е) в перекрытиях отсутствуют большие проемы, ослабляющие диски перекрытий.

Вертикальную сейсмическую нагрузку необходимо учитывать совместно с горизонтальной при расчете:

горизонтальных и наклонных консольных конструкций;

пролетных строений мостов;

рам, арок, ферм, пространственных покрытий зданий и сооружений пролетом 24 м и более;

сооружений на устойчивость против опрокидывания или против скольжения;

каменных конструкций (по [6.14.4](#)).

При определении расчетных сейсмических нагрузок на здания и сооружения следует принимать расчетные динамические модели конструкций (РДМ), согласованные с расчетными статическими моделями конструкций и учитывающие особенности распределения нагрузок, масс и жесткостей зданий и сооружений в плане и по высоте, а также пространственный характер деформирования конструкций при сейсмических воздействиях.

Массы (вес) нагрузок и элементов конструкций в РДМ допускается принимать сосредоточенными в узлах расчетных схем. При вычислении массы необходимо учитывать только нагрузки, создающие инерционные силы.

Для зданий и сооружений с простым конструктивно-планировочным решением для расчетной ситуации ПЗ расчетные сейсмические нагрузки допускается определять с применением консольной расчетной динамической модели (рисунок [1](#)). Для таких зданий и сооружений при расчетной ситуации МРЗ необходимо применять пространственные расчетные динамические модели конструкций и учитывать пространственный характер сейсмических воздействий.

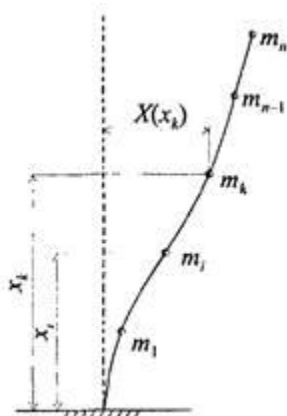


Рисунок 1

Расчетные сейсмические нагрузки на здания и сооружения, имеющие сложное конструктивно-планировочное решение, следует определять с применением пространственных расчетных динамических моделей зданий и с учетом пространственного характера сейсмических воздействий. Для расчетов в ситуации МРЗ допускается применять теорию предельного равновесия или иные научно обоснованные методы.

Расчетная сейсмическая нагрузка (силовая или моментная) S_{ik}^j по направлению обобщенной координаты с номером j , приложенная к узловой точке к РДМ и соответствующая i -й форме собственных колебаний зданий или сооружений, определяется по формуле

$$S_{ik}^j = K_0 K_1 S_{0ik}^j, \quad (1)$$

где K_0 - коэффициент, учитывающий назначение сооружения и его ответственность, принимаемый по таблице 3;

K_1 - коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений, принимаемый по таблице 4;

S_{0ik}^j - значение сейсмической нагрузки для i -й формы собственных колебаний здания или сооружения, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций по формуле

$$S_{0ik}^j = m_k^j A \beta_i K_\psi \eta_{ik}^j, \quad (2)$$

где m_k^j - масса здания или момент инерции соответствующей массы здания, отнесенные к точке k по обобщенной координате j , определяемые с учетом расчетных нагрузок на конструкции согласно 5.1;

A - значение ускорения в уровне основания, принимаемое равным 1,0; 2,0; 4,0 м/с² для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов соответственно;

β_i - коэффициент динамичности, соответствующий i -й форме собственных колебаний зданий или сооружений, принимаемый в соответствии с 5.6;

K_ψ - коэффициент, принимаемый по таблице 5;

η_{ik}^j - коэффициент, зависящий от формы деформации здания или сооружения при его собственных колебаниях по i -й форме, от узловой точки приложения рассчитываемой нагрузки и направления сейсмического воздействия, определяемый по 5.7, 5.8.

Примечания

1 При сейсмичности площадки 8 баллов и более, повышенной только в связи с наличием грунтов категорий III и IV, к значению S_{ik} вводится множитель 0,7, учитывающий нелинейное деформирование грунтов при сейсмических воздействиях при отсутствии данных СМР.

2 Обобщенная координата может быть линейной координатой, и тогда ей соответствует линейная масса, либо угловой, и тогда ей соответствует момент инерции массы. Для пространственной РДМ для каждого узла обычно рассматривается 6 обобщенных координат: три линейные и три угловые. При этом, как правило, считают, что массы, соответствующие линейным обобщенным координатам, одинаковы, а моменты инерции массы относительно угловых обобщенных координат могут быть различными.

3 При вычислении силовой сейсмической нагрузки S_{0ik}^j ($j = 1, 2, 3$) приняты следующие размерности: S_{0ik}^j [Н], m_k^j [кг]; коэффициенты, входящие в формулу (2), - безразмерные.

4 При вычислении моментной сейсмической нагрузки S_{0ik}^j ($j = 4, 5, 6$) приняты следующие размерности: S_{0ik}^j [Н·м], m_k^j [кг·м²], η_{ik}^j [1/м]; остальные коэффициенты, входящие в формулу (2), - безразмерные.

5 $m_k^4 = J_k^1$; $m_k^5 = J_k^2$; $m_k^6 = J_k^3$, где J_k^1, J_k^2, J_k^3 - моменты инерции масс в узле k относительно 1-й, 2-й и 3-й осей соответственно.

Таблица 3 - Коэффициенты K_0 , определяемые назначением сооружения

Назначение сооружения или здания	Значение коэффициента K_0
----------------------------------	-----------------------------

	при расчете на ПЗ не менее	при расчете на МРЗ
1 Объекты, перечисленные в подпунктах 1), 2), 3), 4), 5), 6), 9), 10.1), 11) пункта 1 Статьи 48.1 кодекса [1]; сооружения с пролетами более 100 м; объекты жизнеобеспечения городов и населенных пунктов; объекты гидро- и теплоэнергетики мощностью более 1000 МВт; монументальные здания и другие сооружения; правительственные здания повышенной ответственности; жилые, общественные и административные здания высотой более 200 м	1,2	2,0
2 Здания и сооружения: объекты, перечисленные в подпунктах 7), 8) пункта 1 и в подпунктах 3), 4) пункта 2 Статьи 48.1 кодекса [1]; функционирование которых необходимо при землетрясении и ликвидации его последствий (здания правительственной связи; службы МЧС и полиции; системы энерго- и водоснабжения; сооружения пожаротушения, газоснабжения; сооружения, содержащие большое количество токсичных или взрывчатых веществ, которые могут быть опасными для населения; медицинские учреждения, имеющие оборудование для применения в аварийных ситуациях); здания основных музеев; государственных архивов; административных органов управления; здания хранилищ национальных и культурных ценностей; зрелищные объекты; крупные учреждения здравоохранения и торговые предприятия с массовым нахождением людей; сооружения с пролетом более 60 м; жилые, общественные и административные здания высотой более 75 м; мачты и башни сооружений связи и телерадиовещания высотой более 100 м, не вошедшие в подпункт 3) пункта 1 кодекса [1]; трубы высотой более 100 м; тоннели, трубопроводы на дорогах высшей категории или протяженностью более 500 м, мостовые сооружения с пролетами 200 м и более, объекты гидро- и теплоэнергетики мощностью более 150 МВт; здания: дошкольных образовательных учреждений, общеобразовательных учреждений, лечебных учреждений со стационаром, медицинских центров, для маломобильных групп населения, спальных корпусов интернатов; другие здания и сооружения, разрушения которых могут привести к тяжелым экономическим, социальным и экологическим последствиям	1,1	1,5
3 Другие здания и сооружения, не указанные в 1 и 2	1,0	1,0
4 Здания и сооружения временного (сезонного) назначения, а также здания и сооружения вспомогательного применения, связанные с осуществлением строительства или реконструкции здания или сооружения либо расположенные на земельных участках, представленных для индивидуального жилищного строительства	0,8	-
Примечания 1 Заказчик по представлению генпроектировщика относит сооружения по назначению к перечню таблицы 3. 2 Идентификация зданий и сооружений по принадлежности к опасным производственным объектам в соответствии с законодательством [2].		

Значения коэффициента динамичности β_i в зависимости от расчетного периода собственных колебаний T_i , здания или сооружения по i -й форме при определении сейсмических нагрузок следует принимать по формулам (3) и (4) или согласно рисунку 2.

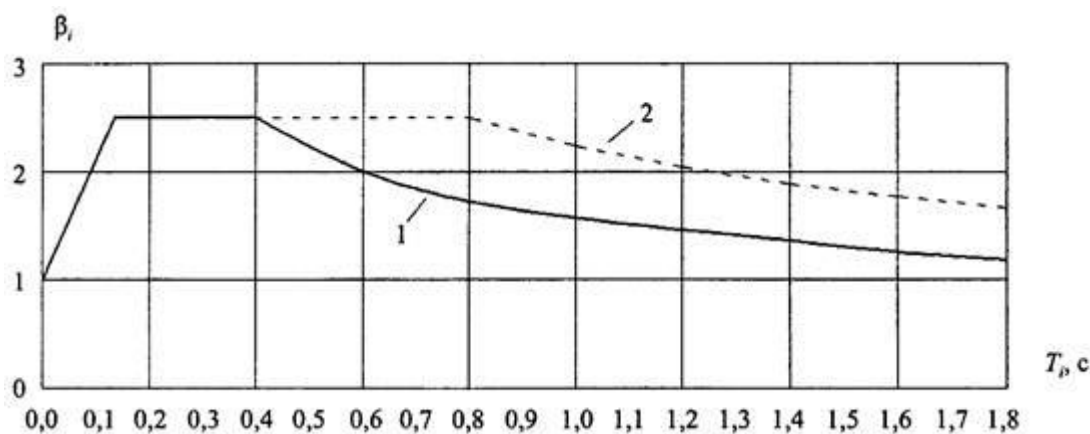


Рисунок 2

Для грунтов категорий I и II по сейсмическим свойствам (кривая 1) при:

$$\begin{aligned} T_i \leq 0,1 \text{ с } \beta_i &= 1 + 15T_i; \\ 0,1 \text{ с} < T_i < 0,4 \text{ с } \beta_i &= 2,5; \\ T_i \geq 0,4 \text{ с } \beta_i &= 2,5(0,4/T_i)^{0,5}. \end{aligned} \quad (3)$$

Для грунтов категорий III и IV по сейсмическим свойствам (кривая 2) при:

$$\begin{aligned} T_i \leq 0,1 \text{ с } \beta_i &= 1 + 15T_i; \\ 0,1 \text{ с} < T_i < 0,8 \text{ с } \beta_i &= 2,5; \\ T_i \geq 0,8 \text{ с } \beta_i &= 2,5(0,8/T_i)^{0,5}. \end{aligned} \quad (4)$$

Во всех случаях значения β_i должны приниматься не менее 0,8.

Примечание - При наличии представительной информации (записей землетрясений, подробная характеристика опасных зон ВОЗ и др.) допускается применять обоснованные значения коэффициента динамичности β_i .

Вопросы и задания:

Вопросы к практическому занятию

1. Как учитываются сейсмические воздействия?
2. Как влияет категория грунта?

Список литературы, рекомендуемый к использованию по данной теме:

1. Железобетонные и каменные конструкции: Учебник для строительных специальностей вузов/ В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин: Под
2. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция, СНиП 52-01-2003, 2016, 362 с.
3. СП 14.13330.2014 СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах, 2016.

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА
ПО ДИСЦИПЛИНЕ**

Специальные железобетонные конструкции

Направление подготовки 08.04.01 Строительство

Направленность (профиль) «Теория и проектирование зданий и сооружений»

Ставрополь

СОДЕРЖАНИЕ

Введение

Задание для проектирования

1. Конструктивное решение поперечной рамы здания
 1. Основные геометрические размеры.
 2. Нагрузки на поперечную раму.
 3. Статический расчет поперечной рамы здания.
 4. Определение усилий в стойках рамы от отдельных видов нагрузок.
 5. Таблица расчетных сочетаний
2. Расчет колонны и фундамента.
 1. Расчет колонны по оси «А» или «Б».
 2. Исходные данные
 3. Надкрановая часть колонны
 4. Подкрановая часть колонны.
 5. Расчет промежуточной распорки
 6. Конструирование и расчет фундамента под колонну ряда А или Б
 7. Данные для проектирования
 8. Определение размеров подошвы фундамента и краевых давлений
 9. Определение конфигурации фундамента и проверка ступени
 10. Подбор арматуры подошвы
 11. Расчет подколонника и его стаканной части
3. Стропильная ферма с параллельными поясами
 1. Конструктивное решение
 2. Определение нагрузок на ферму
 3. Определение усилий в элементах фермы
 4. Расчет верхнего пояса
 5. Расчет раскосов
 6. Расчет нижнего пояса фермы

Приложения

Список рекомендуемой литературы

ВВЕДЕНИЕ

Курсовой проект по дисциплине «Специальные железобетонные конструкции» предусмотрен учебной программой для магистров направления 08.04.01 «Строительство», магистерская программа "Теория и проектирование зданий и сооружений" и относится к внеаудиторной, самостоятельной работе студентов.

Цель курсового проекта – освоение методики и приобретение навыков проектирования и конструирования железобетонных конструкций одноэтажного производственного здания в сборном исполнении с применением известных технических решений.

1. ЦЕЛЬ И ЗАДАЧИ КУРСОВОГО ПРОЕКТА И РЕАЛИЗУЕМЫЕ КОМПЕТЕНЦИИ

Методические указания составлены на основании программы дисциплины «Специальные железобетонные конструкции» для магистров направления подготовки: 08.04.01 «Строительство», магистерская программа «Теория и проектирование зданий и сооружений»

1. Для выполнения всех разделов курсового проекта на тему «Проектирование одноэтажного промышленного здания с железобетонным каркасом», а также для выполнения выпускной квалификационной работы подготовки магистров.

Целью выполнения курсового проекта по дисциплине «Специальные железобетонные конструкции» является:

- развитие способности разрабатывать задания на проектирование, технические условия, стандарты предприятий, инструкции и методических указаний по использованию средств, технологий и оборудования.

Реализуемые компетенции при выполнении курсового проекта:

ПК-6 умением вести сбор, анализ и систематизацию информации по теме исследования, готовить научно-технические отчеты, обзоры публикаций по теме исследования.

2. ФОРМУЛИРОВА ЗАДАНИЯ

В задании на курсовой проект студенту предлагается рассчитать конструкции отапливаемого, одноэтажного, каркасного производственного здания с мостовыми кранами, выполненного из сборных железобетонных конструкций.

В курсовом проекте выполняются компоновка конструктивной схемы здания, статический расчет поперечной рамы, расчеты и конструирование предварительно напряженной конструкции покрытия, колонны и внецентренно нагруженного фундамента под данную колонну. В задании на выполнение курсового проекта указывается: 1. Схема здания с основными размерами в плане и по высоте: сетка колонн, высота этажа, длина и ширина здания. 2. Класс бетона и арматуры. 3. Тип стропильной конструкции покрытия. 4. Район строительства. Задание выдается каждому студенту на специальных бланках

3. СТРУКТУРА КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Раздел 1- Конструктивное решение поперечной рамы здания

Уровень обученности	Формулировка задания	Контролируемые компетенции или их части				
		Общекультурные компетенции				Профессиональные компетенции
Знать	Принципы компоновки и расчета поперечной рамы здания					ПК-6
Уметь	Определить нагрузки на раму и рассчитать усилия в элементах рамы					
Владеть	Принципами расчета и конструирования поперечных рам зданий					

Графический материал: чертеж поперечной рамы здания, расположение связей и основных несущих конструкций

Раздел 2 - Расчет колонны и фундамента

Уровень обученности	Формулировка задания	Контролируемые компетенции или их части				
		Общекультурные компетенции				Профессиональные компетенции
Знать	Принципы расчета и определение усилий в колонне и фундаменте					ПК-6
Уметь	Рассчитать и законструировать колонну и фундамент					
Владеть	Принципами расчета и конструирования колонн одноэтажного промышленного здания и фундамента под колонну					

Графический материал: рабочий чертеж колонны, рабочий чертеж фундамента.

4. Раздел 3 Стропильная ферма с параллельными поясами

Уровень обученности	Формулировка задания	Контролируемые компетенции или их части			
		Профессиональные компетенции			
Знать	Принципы расчета стропильных ферм	ПК-6			

Уметь	Рассчитать и законструировать стропильную ферму	
Владеть	Методами расчета и конструирования стропильных ферм	

Графический материал: рабочий чертеж стропильной фермы.

Курсовой проект состоит из следующих частей.

1. Расчетная часть курсового проекта.

1.1. Компоновка поперечной рамы выполняется по данным индивидуального задания из типовых сборных железобетонных конструкций. Назначение размеров колонн, стропильных конструкций, фундамента.

1.2. Назначение расчетной схемы и определение расчетных нагрузок на поперечную раму. Статический расчет поперечной рамы. Составление таблиц расчетных усилий.

1.3. Проектирование колонны переменного сечения.

1.4. Проектирование предварительно напряженной стропильной конструкции. Расчет по двум группам предельных состояний. Конструирование стропильной конструкции покрытия.

1.5. Проектирование фундамента под колонну. Определение нагрузок на фундамент. Определение габаритов фундамента. Расчет фундамента на продавливание, расчет арматуры фундамента. Конструирование фундамента.

2. Объем и содержание графической части проекта.

В рамках курсового проекта студент выполняет чертежи стадий КЖ, КЖИ (рабочие чертежи сборных конструкций), КЖА (рабочие чертежи арматурных изделий и закладных деталей).

Объем графического материала составляет 1,5 – 2 листа формата А-1.

На листах показываются: план расположения поперечных рам с маркировкой элементов и указанием расположения связей (М 1:400, М 1:200), разрезы продольный и поперечный по зданию. Рабочий чертеж колонны, узлы сопряжения элементов (М 1:25). Виды, разрезы и сечения сборной колонны (М 1:100). Схемы армирования элемента колонны (М 1:100). Спецификация арматуры колонны и ведомость расхода стали на эти элементы. Арматурные и закладные изделия для элементов сборной стропильной конструкции. Спецификация арматурных изделий и закладных деталей. Виды, разрезы, сечения элемента сборной стропильной конструкции (М 1:50). Схема армирования элементов стропильной конструкции (М 1:50). Спецификация арматуры на сборную стропильную конструкцию. Виды, разрезы, сечения фундамента под колонну и схема армирования, совмещенная с видом. Арматурные изделия для фундамента. Все чертежи должны содержать технические

требования по технологии производства работ при изготовлении изделий. При выполнении чертежей необходимо выполнять требования стандартов по оформлению рабочих чертежей [7,8].

4. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К НАПИСАНИЮ И ОФОРМЛЕНИЮ РАБОТЫ

Объем курсового проекта должен быть в пределах 30-50 страниц печатного текста (без приложений). Примерное соотношение между отдельными частями работы следующее: введение – 1-2 страницы, заключение – 1-2 страницы, список использованных источников – 1 страница. Большую часть работы занимает основная часть.

Страницы текста и включенные иллюстрации и таблицы должны соответствовать формату А4 по ГОСТ 2.301.

Текст пояснительной записки оформляется в текстовом редакторе (MS Word или OpenOffice Writer). Материал пояснительной записки излагается грамотно, четко, сжато. Расчеты иллюстрируются эскизами, схемами, эпюрами, графиками, диаграммами, выполненными соответствующими программными средствами.

По ГОСТ 7.32–2001 текст печатается на одной стороне листа белой бумаги формата А4, при этом размеры полей: правое – не менее 10 мм, верхнее и нижнее – не менее 20 мм, левое – не менее 30 мм. При оформлении в текстовом редакторе следует соблюдать следующие параметры: выбранный шрифт должен быть четким и разборчивым (рекомендуется «times new roman», размер шрифта – 14 или «arial» размер – 12), печать через 1,5 интервала. Цвет шрифта – черный. Названия глав, параграфов, пунктов, подпунктов следует начинать с абзаца, их можно писать более крупным кеглем, чем текст. Допускается выделение интенсивностью (полужирный шрифт). Каждая глава должна начинаться с новой страницы. Названия глав (разделов), параграфов (подразделов) должны соответствовать оглавлению (содержанию) и быть оформлены единообразно во всем документе. Страницы работы нумеруются арабскими цифрами (нумерация сквозная по всему тексту). Номер страницы проставляют на нижней части листа без точки, черточек и скобок. Титульный лист включается в общую нумерацию, при этом номер на нем не ставится. Иллюстрации и таблицы, расположенные на отдельных листах, включают в общую нумерацию страниц курсовой работы (проекта).

По ГОСТ 7.32–2001 заголовок СОДЕРЖАНИЕ пишется заглавными буквами посередине строки. Содержание включает введение, наименование всех разделов, подразделов, пунктов, заключение, список использованных источников и наименование приложений с указанием номеров страниц, с которых начинаются эти элементы работы.

По ГОСТ 7.32–2001 формулы и уравнения следует выделять из текста в отдельную строку. Над и под каждой формулой или уравнением нужно оставить по пустой строке. Если уравнение не умещается в одну строку, то оно должно быть перенесено после знаков равенства, умножения, сложения, вычитания и знаков соотношения ($<$, $>$ и т. п.), причем этот знак в начале следующей строки повторяют. При переносе формулы на знаке, символизирующем операцию умножения, применяют знак «X». Переносить на другую строку допускается только самостоятельные члены формулы. Не допускается при переносе деление показателей степени, выражений в скобках, дробей, а также выражений, относящихся к знакам корня, интеграла, суммы, логарифма, тригонометрических функций и т. п. Все формулы нумеруются. Обычно нумерация сквозная. Номер проставляется арабскими цифрами в круглых скобках в крайнем правом положении на строке, например (1). В многострочной формуле номер формулы ставят против последней строки. Допускается нумерация формул в пределах раздела. В этом случае номер формулы состоит из номера раздела и порядкового номера внутри раздела, разделенных точкой, например (3.1).

Материал может быть оформлен в виде таблиц и выводов, помещаемых в тексте курсовой работы (проекта). Таблицей называют цифровой и текстовый материал, сгруппированный в определенном порядке в горизонтальные строки и вертикальные графы (столбцы), разделенные линиями. Небольшой и несложный цифровой материал дается текстом, цифровые данные располагаются в виде колонок, называемых выводами. По ГОСТ 7.32–2001 на все таблицы в тексте должны быть ссылки. Таблица должна располагаться непосредственно после текста, в котором она упоминается впервые, или на следующей странице. Все таблицы нумеруются (нумерация сквозная, либо в пределах раздела – в последнем случае номер таблицы состоит из номера раздела и порядкового номера внутри раздела, разделенных точкой (например: Таблица 1.2)). Таблицы каждого приложения обозначают отдельной нумерацией арабскими цифрами с добавлением впереди обозначения приложения (например: Таблица В.2). Слово «Таблица» пишется полностью. Название таблицы следует помещать над таблицей слева, без абзачного отступа в одну строку с ее номером через тире (например: Таблица 3 – Нагрузки на перекрытие). Точка в конце названия не ставится. Форма таблицы и все линии в ней выполняются тонкими линиями одинаковой толщины. Заголовок таблицы отделяется линией от остальной части таблицы.

Графический материал оформляется согласно требованиям «Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей» и «ГОСТ Р 21.1101-92. Основные требования к рабочей документации» на листах формата А-1(А-2). М

Графическая часть выполняется одним из следующих методов: 1) карандашом; 2) черной тушью; 3) с использованием печатающих и графических устройств вывода ЭВМ

(принтеров, плоттеров) по ГОСТ 2.004. Запрещается сочетание в пределах одного проекта различных методов оформления листов. Предпочтительным является выполнение графической части черным цветом. Для отдельных видов графических материалов (диаграммы, рисунки и т. п.) допускается выполнение элементов в цвете с целью повышения наглядности и лучшего различения деталей. Все чертежи и плакаты, входящие в состав проекта, должны соответствовать требованиям ЕСКД. При выполнении графической части рекомендуется использовать специальные программные средства: AutoCAD, ArchiCAD.

5. ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ВЫПОЛНЕНИЯ ЗАДАНИЯ

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. Липецк, местность типа В. Здание состоит из трёх температурных блоков длиной 54+54+54 м. (рис. 1, б). Пролеты здания - 21 м, шаг колонн - 6 м. Покрытие здания – тёплое. Плиты покрытия железобетонные размером 3х6 м. Стропильные конструкции - железобетонные сегментные фермы пролетом 21 м. Устройство светоаэрационных фонарей не предусматривается, цех оснащен лампами дневного света.

Каждый пролет здания оборудован двумя мостовыми кранами с группой работы 5К и грузоподъемностью 20/5 т. Отметка верха кранового рельса 9,2 м, высота кранового рельса 150 мм (тип КР-70).

Подкрановые балки разрезные железобетонные, предварительно напряженные, высотой 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 крестового 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 $H_I = 9,2 \text{ м}$. Высота надкрановой части ступенчатой колонны определяется из условия:

$$H_B = H_{П.Б.} + H_P + H_{КР} + \delta = 1,0 + 0,15 + 2,3 + 0,1 = 3,55 \text{ м} \quad (H_{КР} - \text{из прил. 15})$$

Высота подкрановой части колонн:

$$H_H = H_{Г.К.Р.} - H_P - H_{П.Б.} + a_1 = 9,2 - 0,15 - 1,0 + 0,15 = 8,2 \text{ м}$$

Полная высота колонны при минимальном значении a_1

$$H_K = H_H + H_B = 8,2 + 3,55 = 11,75 \text{ м}$$

Тогда габаритный размер здания $H = H_K - a_1 = 11,75 - 0,15 = 11,6 \text{ м}$, что не

кратно модулю 0,6 м. Условию кратности размера $H=12,0$ м отвечает высота надкрановой части

$$H_B^{HOB} = H_B + \Delta = 3,55 + 0,40 = 3,95 \text{ м},$$

при которой

$$H_K = H_H + H_B = 8,2 + 3,95 = 12,15 \text{ м}, \quad H = H_K - a_1 = 12,15 - 0,15 = 12,0 \text{ м} \quad (\text{рис.1,а}).$$

а)

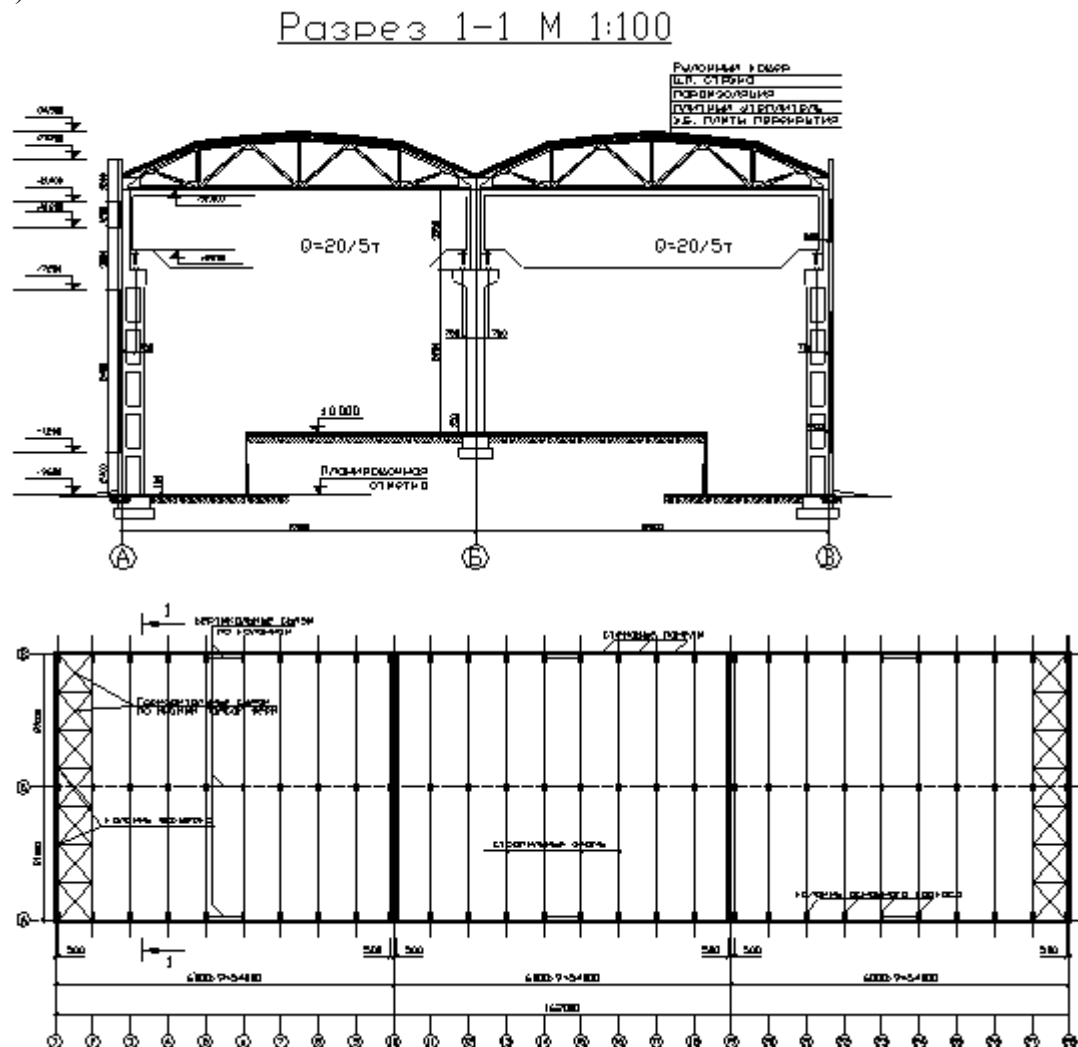


Рис. 1. Монтажная схема здания разрез (а), план (б).

привязка колонн.

0 мм – шаг $B = 6 \text{ м}$, $Q \leq 30 \text{ т}$, $H_K^{HOB} \leq 16,2 \text{ м}$.

250 мм – если одно из трех условий не выполнено. В данном случае грузоподъемность $Q = 20 \text{ т}$, что не превышает допустимые 30т, значит, привязка к оси будет равна 0 мм.

Типы колонн

Размер сечений колонн:

-крайних: в подкрановой части $h_H \approx \left(\frac{1}{10}\right) H_H$ - для кранов грузоподъёмностью 20т.

Тогда
$$h_H = \left(\frac{1}{10}\right) \cdot H_H = \frac{11,8}{10} = 1,18 \text{ м}$$

Принимаем $h_H = 1,2 \text{ м}$ (кратно 100 мм). Т.к. $h_H > 1,0 \text{ м}$, то колонну принимаем двухветвевой (рис. 2).

В надкрановой части (рис. 3):

$$h_{\varepsilon} = \lambda + \delta'' - B_{KP} - \delta_{KP} = 0,75 + 0 - 0,26 - 0,09 = 0,40 \text{ м}$$

где:

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

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

$B_{KP} = 0,26 \text{ м}$ - расстояние от оси кранового рельса до торца крана (прил. 15);

$\delta_{KP} = 0,09 \text{ м}$ - минимально допустимый зазор между торцом крана и гранью колонны.

Принимаем $h_{\varepsilon} = 0,6 \text{ м}$ - из условия опирания стропильных конструкций.

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

$$b \approx \frac{1}{30} H_K = \frac{15,75}{30} = 0,525 \text{ м}$$

$$b \approx \frac{1}{20} H_H = \frac{11,8}{20} = 0,59 \text{ м}$$

$b \geq 0,6 \text{ м}$ - для шага колонн 6 м. ($b \geq 50 \text{ см}$ – для шага колонн 12 м.).

Принимаем $b = 0,6 \text{ м}$.

-средних :
$$h_H = \frac{8,2}{10} = 0,82 \text{ м} \quad (900 \text{ мм.})$$

$h_{\varepsilon} = 0,6 \text{ м}$ - из условия опирания стропильных конструкций.

$$b \approx \frac{1}{30} H_K = \frac{12,15}{30} = 0,405 \text{ м};$$

$$b \approx \frac{1}{20} H_H = \frac{8,2}{20} = 0,41 \text{ м};$$

$$b \geq 0,4 \text{ м}.$$

Окончательно принимаем ширину средних колонн $b = 500 \text{ мм}$ (рис. 2).

Размеры сечений ветвей двухветвевых колонн (в плоскости рамы) примем равными для крайних колонн $h_c = 250 \text{ мм}$.

а)

б)

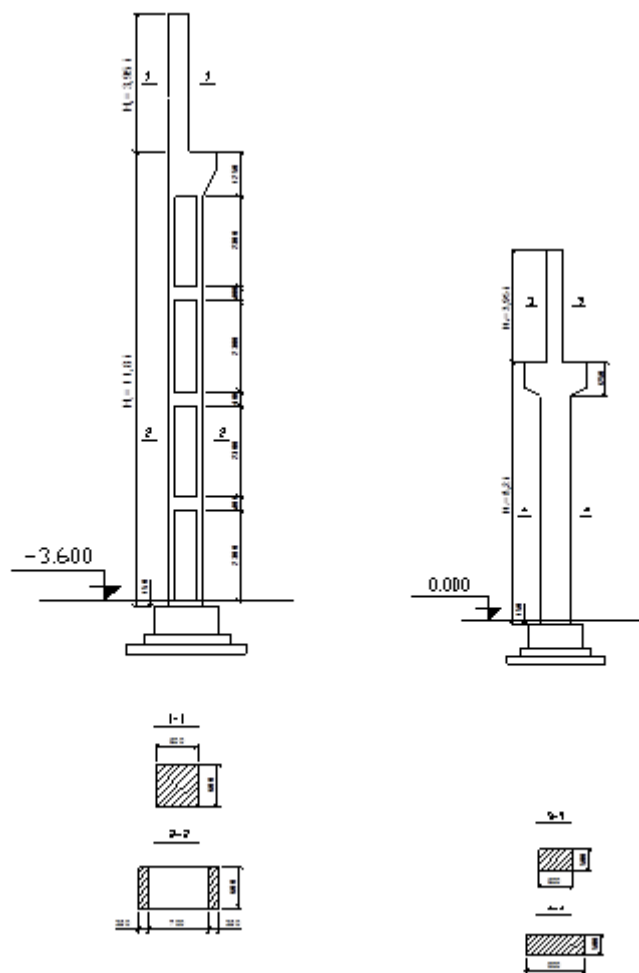


Рис. 2. Размеры колонн

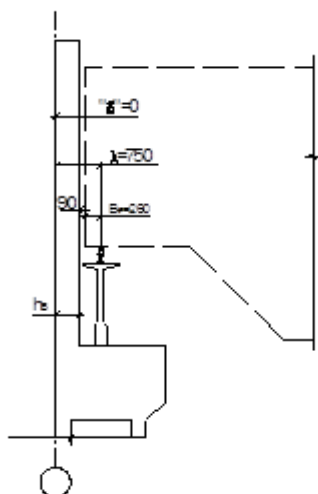


Рис. 3. К назначению высоты сечения верхней части колонны

1.3 Определение нагрузок на раму

Постоянные нагрузки

Таблица 1

Нагрузка от веса покрытия

Элементы покрытия	Источник	Нормативная нагрузка, Па	Коэфф. надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, Па
Рулонный ковер	100	1,3	130	
Цементно-песчаная стяжка ($\gamma_f = 18 \text{ кН/м}^3$, $\delta = 35 \text{ мм}$)	630	1,3	819	
Плитный утеплитель	360	1,2	432	
Пароизоляция	50	1,3	65	
Железобетонные ребристые плиты покрытия размером в плане 3х6 м	Приложение 21	1570	1,1	1727
Итого: g	2710	3173		

Расчетное опорное давление фермы:

$$G_n = g \cdot B \cdot \frac{L}{2} = 3173 \cdot 6 \cdot \frac{21}{2} = 199,9 \text{ кН};$$

- от покрытия;

$$G_{\phi} = \left(\frac{68}{2} \right) \cdot 1,1 = 37,4 \text{ кН}.$$

- от фермы.

где:

1,1 - коэффициент надежности по нагрузке γ_f ;

68 кН - вес фермы (прил. 21).

Расчетная нагрузка на крайнюю колонну от веса покрытия с учетом коэффициента надежности

по назначению здания $\gamma_n = 0,95$:

$$G_1 = (199,9 + 37,4) \cdot 0,95 = 225,44 \text{ кН};$$

на среднюю:

$$G_2 = 2 \cdot G_1 = 2 \cdot 225,44 = 450,88 \text{ кН}.$$

Здание состоит из трех температурных блоков длиной 54 м. Наружные панельные стены до отметки 7,2 м самонесущие, выше – навесные.

Расчетная нагрузка от веса стеновых панелей и остекления на участке между отметками 7,2 10,2 м ($h_{\omega 1}$ - высота панелей, $h_{\omega 2}$ - высота остекления):

$$G_{\omega 1} = g_1 \cdot h_{\omega 1} \cdot B \gamma_f \gamma_n = 2,5 \cdot 3,0 \cdot 6 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 47,03 \text{ кН}$$

На участке между отметками 10,2 13,2 м. (рис. 4,а):

$$G_{\omega 2} = (g_1 \cdot h_{\omega 1} + g_2 \cdot h_{\omega 2}) \cdot B \gamma_f \gamma_n = (2,5 \cdot 1,8 + 0,4 \cdot 1,2) \cdot 6 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 31,23 \text{ кН}$$

а)

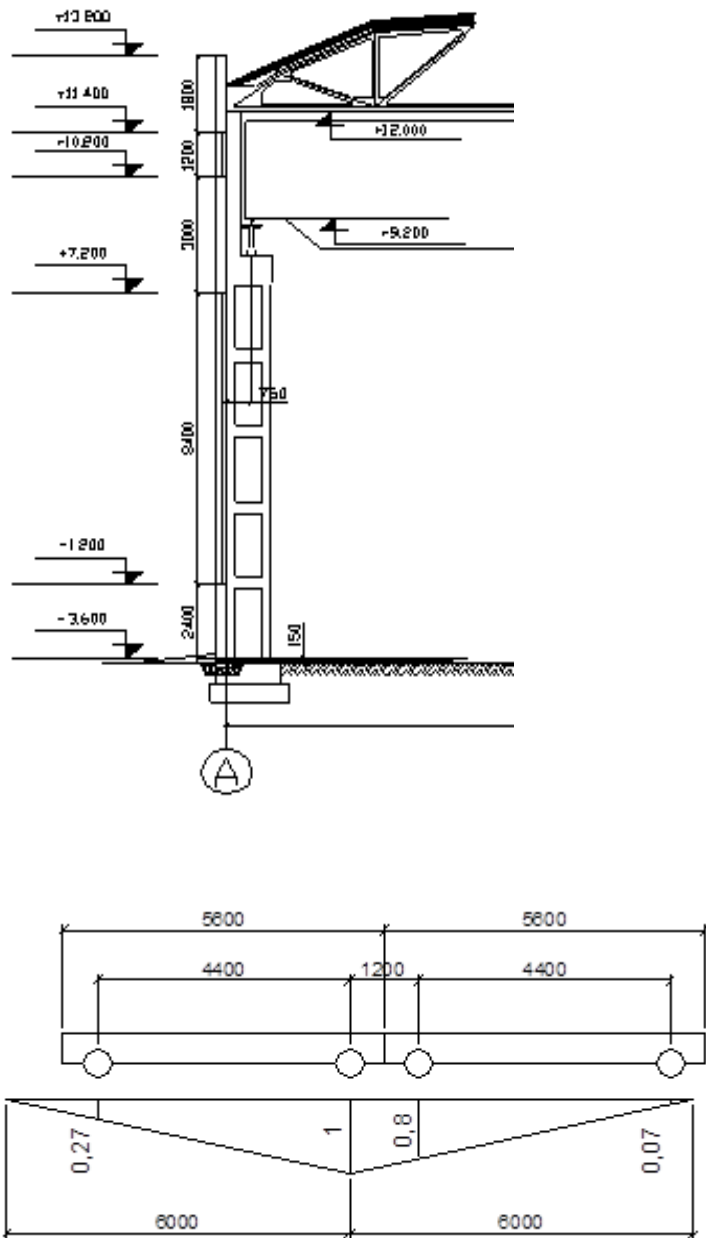


Рис. 4. Схема расположения стенового ограждения (а);
 Линия влияния опорного давления подкрановых балок на колонну (б).
 Расчетная нагрузка от веса подкрановых балок и кранового пути.
 Вес подкрановой балки пролетом 6м – 42 кН (прил. 21), а кранового пути
 1,5 кН/м. Следовательно, расчетная нагрузка на колонну:

$$G_{c,с} = (42 + 1,5 \cdot 6) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 53,3 \text{ кН}$$

Расчетная нагрузка от веса колонн

Крайние колонны:

- надкрановая часть

$$G_{c1,т} = 0,6 \cdot 0,6 \cdot 3,95 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 37,15 \text{ кН};$$

- подкрановая часть

$$G_{c1,б} = [0,6 \cdot 0,25 \cdot 11,8 \cdot 2 + (1,25 + 3 \cdot 0,4) \cdot 0,6 \cdot (1,2 - 2 \cdot 0,25)] \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 119,37 \text{ кН}$$

Средние колонны:

- надкрановая часть

$$G_{c2,t} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 3,95 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 30,96 \text{ кН};$$

- подкрановая часть

$$G_{c2,b} = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 8,2 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 96,4 \text{ кН}$$

Временные нагрузки.

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

$$P_{sn,1} = S_g \cdot B \cdot \frac{L}{2} \cdot \gamma_n = 1,8 \cdot 6 \cdot \frac{21}{2} \cdot 0,95 = 107,73 \text{ кН};$$

$$\text{- на средние колонны } P_{sn,1} = 2P_{sn,1} = 2 \cdot 107,73 = 215,46 \text{ кН.}$$

Крановая нагрузка. Вес поднимаемого груза $Q = 200 \text{ кН}$. Пролет крана

21-2•0,75=19,5 м. Согласно прил. 15 база крана $M=5600 \text{ мм}$, расстояние между колесами $K=4400 \text{ мм}$, вес тележки $G_n=60 \text{ кН}$, $F_{n, \max}=155 \text{ кН}$, $F_{n, \min}=64 \text{ кН}$. Расчетное максимальное давление колеса крана при $\gamma_f = 1,1$:

$$F_{\max} = F_{n, \max} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 155 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 161,98 \text{ кН}; \quad F_{\min} = F_{n, \min} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 64 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 66,88 \text{ кН.}$$

Расчетная поперечная тормозная сила на одно колесо:

$$H_{\max} = \frac{Q + G_n}{20} \cdot 0,5 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = \frac{200 + 60}{20} \cdot 0,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 6,79 \text{ кН}$$

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

$$D_{\max} = F_{\max} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 161,98 \cdot 0,85 \cdot (0,27 + 1 + 0,8 + 0,07) = 294,64 \text{ кН};$$

$$D_{\min} = F_{\min} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 66,88 \cdot 0,85 \cdot (0,27 + 1 + 0,8 + 0,07) = 121,66 \text{ кН.}$$

$$\text{где: } \sum y = 0,27 + 1 + 0,8 + 0,07 = 2,14$$

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:

$$2D_{\max} = 2 \cdot 161,98 \cdot 0,7 \cdot 2,14 = 485,292 \text{ кН};$$

$$\text{на крайние колонны: } 2D_{\min} = 2 \cdot 66,88 \cdot 0,7 \cdot 2,14 = 200,373 \text{ кН};$$

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

$$\bar{H} = H_{\max} \cdot \gamma_i \cdot \sum y = 6,79 \cdot 0,85 \cdot 2,14 = 12,35 \text{ кН}$$

Горизонтальная сила поперечного торможения приложена к колонне на уровне верха подкрановой балки на отметке 9,05 м. Относительное расстояние по вертикали от верха колонны до точки приложения тормозной силы: $H=12,00-8,05=3,95$:

$$\text{- для крайних колонн } \beta_1 = 3,95/15,75 = 0,251;$$

$$\text{- для средних колонн } \beta_2 = 3,95/12,15 = 0,325.$$

Ветровая нагрузка. г. Липецк расположен в III районе по ветровому давлению, для которого $w_0 = 300 \text{ Н/м}^2$ (прил. 17). Для местности типа В коэффициент k , учитывающий изменение ветрового давления по высоте здания равен (прил. 18):

$$\text{на высоте 5 м---0,5; } W_1 = 150 \text{ Н/м}^2$$

то же 10 м -----0,65; $W_2 = 195H / м^2$

то же 20 м -----0,85; $W_3 = 255H / м^2$

то же 40 м -----1,1; $W_4 = 330H / м^2$

На высоте 12,0 м в соответствии с линейной интерполяцией (рис. 5):

$$W_5 = W_2 + \frac{W_3 - W_2}{10} (12 - 10) = 195 + \frac{255 - 195}{10} \cdot 2 = 207H / м^2$$

На уровне парапета (отм. 13,2м.):

$$W_6 = W_3 + \frac{W_4 - W_3}{20} (13,2 - 10) = 195 + \frac{255 - 195}{10} \cdot 3,2 = 214,2H / м^2$$

На уровне верха покрытия (отм. 14,90м.):

$$W_7 = W_3 + \frac{W_4 - W_3}{20} (14,90 - 10) = 195 + \frac{255 - 195}{10} \cdot 4,90 = 224,4H / м^2$$

Переменное по высоте ветровое давление заменим равномерно распределенным, эквивалентным по моменту в заделке консольной стойки длиной 12,0 м:

$$W_e = 2 \cdot \frac{M_{\text{эс}}}{H^2} = 2 \cdot \left[150 \cdot \frac{15,6^2}{2} + 45 \cdot 5,6(10 + 2,8) + \frac{1}{2} \cdot 45 \cdot 5 \left(5 + \frac{2}{3} \cdot 5 \right) + \frac{1}{2} \cdot 12,0 \cdot 5,6 \cdot \left(10 + \frac{2}{3} \cdot 5,6 \right) \right] / 15,6^2 = 188,0H / м^2$$

$$\frac{L_b}{L} = \frac{162}{2 \cdot 21} = 3,86 > 2 \quad \text{и} \quad \frac{H}{L} = \frac{15,6}{2 \cdot 21} = 0,37 < 0,5$$

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

- с наветренной стороны $c_e = 0,8$, с подветренной $c_{\text{эс}} = -0,5$ (здесь L_b и L соответственно длина и ширина здания). Расчетная равномерно распределенная ветровая нагрузка на колонны до отметки $H=12,0$ м при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$:

- с наветренной стороны

$$q_1 = W_e \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot c_e = 188,0 \cdot 6 \cdot 1,4 \cdot 0,95 \cdot 0,8 = 1200,2H / м ;$$

- с подветренной стороны

$$q_2 = W_e \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot c_{\text{эс}} = 188,0 \cdot 6 \cdot 1,4 \cdot 0,95 \cdot (-0,5) = -750,12H / м$$

Расчетная сосредоточенная ветровая нагрузка между отметками 12,0м и 14,9м:

$$W = \frac{W_7 + W_5}{2} (14,90 - H) \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n (c_e + c_{\text{эс}}) = \frac{224,4 + 207,0}{2} (14,90 - 12,0) \cdot 6 \cdot 1,4 \cdot 0,95 (0,8 + 0,5) = 13202,3H \approx 13,2кН.$$

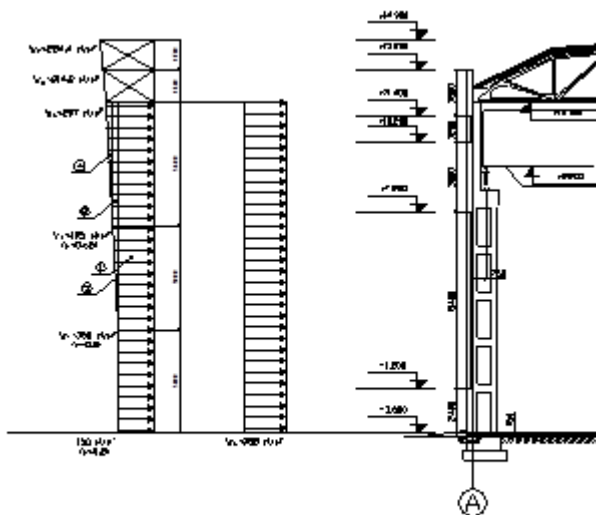


Рис. 5. Распределение ветровой нагрузки по высоте здания.

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 $EJ=I$. В этом случае наиболее просто расчет рам производится методом перемещений. Основную систему получим введением связи, препятствующей горизонтальному смещению верха колонн (рис.7.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 $\Delta_1 = 1$ и по формуле приложения 20 находим реакцию $R_{\Delta i}$ каждой колонны и рамы в целом

$$R_{11} = \sum_{i=1}^n R_{\Delta i} \quad \text{где } n - \text{число колонн поперечной рамы;}$$

– 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

$$c_{sp} R_{11} \Delta_1 + R_{1p} = 0, \quad (2.1)$$

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:

$$c_{sp} = \frac{m_1 m_2}{\frac{1}{n} + \frac{a^2}{\sum_{i=1}^n a_i^2}}, \quad (2.2)$$

где:

n – общее число поперечников в температурном блоке;

a_i – расстояние от оси симметрии блока до каждого из поперечников, а – то же для второй от торца блока поперечной рамы (наиболее нагруженной);

m_1 – коэффициент, учитывающий податливость соединений плит покрытия; для сборных покрытий может быть принят равным 0,7;

$m_2 = 1$, если в пролете имеется только 1 кран, в противном случае $m_2 = 0,7$;

– 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 $n = 4$, расчетная высота колонны $H_K = 15,75$ м, в том числе подкрановой части $H_H = 11,8$ м, надкрановой части $H_B = 3,95$ м, расстояние между осями ветвей $c = 0,95$ м.

Момент инерции надкрановой части колонны

$$I_2 = \frac{b \cdot h_b^3}{12} = \frac{0,6 \cdot 0,6^3}{12} = 1,08 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4;$$

Момент инерции одной ветви

$$I_{br} = \frac{b \cdot h_c^3}{12} = \frac{0,6 \cdot 0,25^3}{12} = 0,781 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

Момент инерции подкрановой части

$$I_1 = 0,5 \cdot A_{b2} \cdot c^2 = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 0,25 \cdot 0,95^2 = 6,77 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4;$$

Отношение высоты надкрановой части к полной высоте колонн

$$\nu = \frac{H_B}{H_K} = \frac{3,95}{15,75} = 0,251;$$

отношение моментов инерции подкрановой и надкрановой частей колонн:

$$\kappa = \frac{I_1}{I_2} = \frac{6,77}{1,08} = 6,27.$$

По формулам приложения 20 вычисляем вспомогательные коэффициенты:

$$\kappa_3 = \frac{(1-\nu)^3 \cdot I_1}{(8n^2 \cdot I_{br})} = \frac{(1-0,251)^3 \cdot 6,77 \cdot 10^{-2}}{(8 \cdot 4^2 \cdot 0,781 \cdot 10^{-3})} = 0,285;$$

$$\kappa_2 = \nu^3(\kappa - 1) = 0,251^3(6,27 - 1) = 0,083;$$

$$\kappa_1 = \frac{1}{1 + \kappa_2 + \kappa_3} = \frac{1}{1 + 0,083 + 0,285} = 0,731$$

Реакция верхней опоры колонны от ее единичного смещения:

$$R_{\Delta 1} = \frac{3 \cdot \kappa_1 \cdot E_b \cdot I_1}{H_K^3} = \frac{3 \cdot 0,731 \cdot E_b \cdot 6,77 \cdot 10^{-2}}{15,75^3} = 3,8 \cdot 10^{-5} \cdot E_b$$

для средней колонны:

$H_K = 12,15$ м, в т.ч. $H_H = 8,2$ м, $H_B = 3,95$ м.

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

$$I_1 = \frac{0,5 \cdot 0,9^3}{12} = 3,04 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4;$$

$$\nu = \frac{3,95}{12,15} = 0,325; \quad \kappa = \frac{3,04}{0,9} = 3,38;$$

κ_3 принимаем равным 0;

$$\kappa_2 = \nu^3(\kappa - 1) = 0,325^3 \cdot (3,38 - 1) = 0,082;$$

$$\kappa_1 = \frac{1}{1 + \kappa_2 + \kappa_3} = \frac{1}{1 + 0,082 + 0,0} = 0,924$$

$$R_{\Delta 2} = \frac{3 \cdot \kappa_1 \cdot E_b \cdot I_1}{H_K^3} = \frac{3 \cdot 0,924 \cdot E_b \cdot 3,04 \cdot 10^{-2}}{12,15^3} = 4,7 \cdot 10^{-5} \cdot E_b$$

$$\text{Суммарная реакция } r_{11} = \sum R_{\Delta i} = (3,8 + 4,7) \cdot 10^{-5} \cdot E_b = 8,5 \cdot 10^{-5} \cdot E_b$$

2.2 Усилия в колоннах от постоянной нагрузки

Продольная сила $G_1 = 225,44 \text{ кН}$ на крайней колонне действует с эксцентриситетом $e_1 = 0,175 + " \delta - 0,5 h_{\text{серк}} = 0,175 + 0,0 - 0,5 \cdot 0,6 = -0,125 \text{ м}$ (рис. 6).

Момент

$$M_1^{(1)} = G_1 \cdot e_1 = 225,44 \cdot (-0,125) = -28,18 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

В надкрановой части колонны действует также расчетная нагрузка от стеновых панелей толщиной 30 см: $G_{\omega 2} = 81 \text{ кН}$ с эксцентриситетом

$$e_2 = \frac{1}{2}(\delta_{\omega} + h_{\text{серк}}) = \frac{1}{2}(0,3 + 0,6) = 0,45 \text{ м}$$

$$\text{Момент: } M_1^{(2)} = G_{\omega 2} \cdot e_2 = 81 \cdot (-0,45) = -36,45 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Суммарное значение момента, приложенного в уровне верха крайней колонны:

$$M_1^{(1)} + M_1^{(2)} = -28,18 + (-36,45) = -64,63 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

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

$$e_3 = \frac{1}{2}(h_{\text{низ}} - h_{\text{серк}}) = 0,5(1,2 - 0,6) = 0,3 \text{ м}$$

действуют: расчетная нагрузка от стеновых панелей $G_{\omega 1} = 26,33 \text{ кН}$ с эксцентриситетом

$$e_4 = \frac{1}{2}(\delta_{\omega} + h_{\text{кшз}}) = 0,5(0,3 + 1,2) = 0,75 \text{ м}$$

расчетная нагрузка от подкрановых балок и кранового пути $G_{c.э} = 53,3 \text{ кН}$ с эксцентриситетом

$$e_5 = \lambda + \delta'' - 0,5h_{\text{кшз}} = 0,75 + 0,25 - 0,5 \cdot 1,1 = 0,45 \text{ м};$$

расчетная нагрузка от надкрановой части колонны $G_{c1x} = 40,4 \text{ кН}$ с $e_3 = 0,3 \text{ м}$.
Суммарное значение момента, приложенного в уровне верха подкрановой консоли:

$$M_2 = -(203,76 + 37,62) \cdot 0,25 - 26,33 \cdot 0,7 + 53,3 \cdot 0,45 - 40,4 \cdot 0,25 = -64,89 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Вычисляем реакцию верхнего конца колонны по формулам прил.20:

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

$$= -\frac{-3 \cdot 64,89(1-0,354^2) \cdot 0,723 + 3 \cdot 8,54\left(1 + \frac{0,1526}{0,354}\right) \cdot 0,723}{2 \cdot 14,55} = 3,3 \text{ кН}$$

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

$$\begin{aligned} _ M_I &= M_1 = 8,54 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ _ M_{II} &= M_1 + R_1 H_B = 8,54 + 3,3 \cdot 5,15 = 25,535 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ _ M_{III} &= M_{II} + M_2 = 25,535 + (-64,89) = -39,36 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ _ M_{IV} &= M_1 + M_2 + R_1 H_K = 8,54 + (-64,89) + 3,3 \cdot 14,55 = -8,335 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

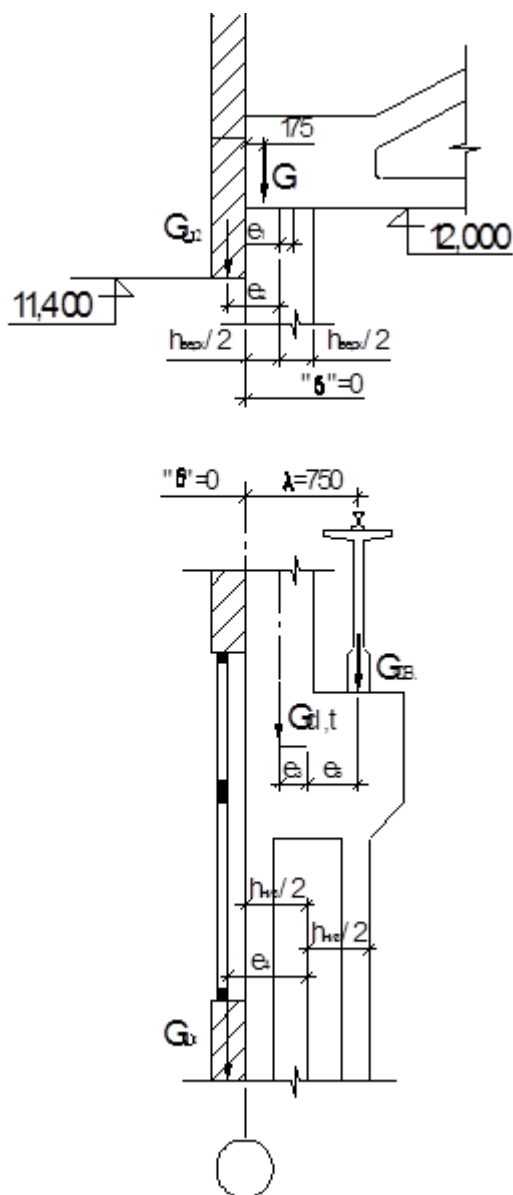


Рис. 6. К определению продольных эксцентриситетов.

Продольные силы в крайней колонне:

$$N_{II} = G_1 + G_{a2} + G_{c1,t} = 203,76 + 37,62 + 40,4 = 281,78 \text{ кН} ;$$

$$N_{III} = N_{II} + G_{a1} + G_{c3} = 281,78 + 26,33 + 53,3 = 361,41 \text{ кН} ;$$

$$N_{IV} = N_{III} + G_{c1,b} = 361,41 + 77,46 = 438,87 \text{ кН} .$$

Поперечная сила: $Q_{IV} = R_1 = 3,3 \text{ кН} .$

Продольные силы в средней колонне:

$$N_{II} = 2G_1 + G_{c2,t} = 2 \cdot 203,76 + 40,4 = 447,92 \text{ кН} ;$$

$$N_{III} = N_{II} + 2G_{c3} = 447,92 + 2 \cdot 53,3 = 554,52 \text{ кН} ;$$

$$N_{IV} = N_{III} + G_{c2,b} = 554,52 + 77,46 = 631,98 \text{ кН} .$$

2.3 Усилия в колоннах от снеговой нагрузки

Продольная сила $P_{sn,1} = 143,64 \text{ кН}$ на крайней колонне действует с

эксцентриситетом $e_1 = 0,125 \text{ м}$. Момент:

$$M_1 = P_{sn,1} \cdot e_1 = 143,64 \cdot 0,125 = 17,96 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

В подкрановой части колонны эта же сила приложена с эксцентриситетом $e_3 = 0,25 \text{ м}$, т.е. значение момента составляет:

$$M_2 = P_{\text{сн.1}} \cdot e_3 = 143,64 \cdot 0,25 = -35,91 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

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

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

$$= -\frac{-3 \cdot 35,91(1-0,354^2) \cdot 0,723 + 3 \cdot 17,96\left(1 + \frac{0,1526}{0,354}\right) \cdot 0,723}{2 \cdot 14,55} = 0,488 \text{ кН}.$$

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

$$M_I = M_1 = 17,96 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = M_1 + R_1 H_B = 17,96 + 0,488 \cdot 5,15 = 20,47 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{III} = M_{II} + M_2 = 20,47 + (-35,91) = -15,44 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = M_1 + M_2 + R_1 H_K = 17,96 - 35,91 + 0,488 \cdot 14,55 = -10,85 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Продольные силы в крайней колонне: $N_{II} = N_{III} = N_{IV} = P_{\text{сн.1}} = 143,64 \text{ кН}.$

Поперечная сила: $Q_{IV} = R_1 = 0,488 \text{ кН}.$

Продольные силы в средней колонне: $N_{II} = N_{III} = N_{IV} = P_{\text{сн.1}} \cdot 2 = 143,64 \cdot 2 = 287,28 \text{ кН}.$

2.4 Усилия в колоннах от ветровой нагрузки

Реакция верхнего конца левой колонны по формуле приложения 20 от нагрузки

$$q_1 = 1,21 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

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

$$-\frac{1}{8} \cdot 0,723 \cdot 1,21 \cdot 14,55 \cdot [3(1 + 0,354 \cdot 0,1526) + 4 \cdot 0,23(1 + 0,354)] = -7,01 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Реакция верхнего конца правой колонны от нагрузки $q_2 = 0,757 \frac{\text{кН}}{\text{м}}:$

$$R_3 = -\frac{1}{8} \cdot 0,723 \cdot 0,757 \cdot 14,55 \cdot [3(1 + 0,354 \cdot 0,1526) + 4 \cdot 0,23(1 + 0,354)] = -4,39 \text{ кН}.$$

Реакция введенной связи в основной системе метода перемещений от сосредоточенной силы $R = -W = -8,42 \text{ кН}.$

Суммарная реакция связи: $R_{1p} = R_1 + R_3 + W = -7,01 - 4,39 - 8,42 = -19,82 \text{ кН}.$

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

$$\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{r_{11}} = -\frac{-19,82}{8,46 \cdot 10^{-5} \cdot E_b} = \frac{234279}{E_b}$$

Вычисляем упругие реакции верха колонн:

$$R_{1\epsilon} = R_1 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 1} = -7,01 + \frac{234279}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = -0,4$$

- левой: $\text{кН};$

$$R_{2\epsilon} = \Delta_1 \cdot R_{\Delta 2} = \frac{234279}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = 6,61$$

- средней: $\text{кН};$

$$R_{3\varepsilon} = R_3 + \Delta_1 R_{\Delta 3} = -4,39 + \frac{234279}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = 2,22 \text{ } \kappa H ;$$

- правой:

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

- левой:

$$M_{II} = M_{III} = \frac{q_1 \cdot H_{\varepsilon}^2}{2} + R_{1\varepsilon} \cdot H_{\varepsilon} = \frac{1,21 \cdot 5,15^2}{2} - 0,4 \cdot 5,15 = 13,99 \text{ } \kappa H \cdot m ;$$

$$M_{IV} = \frac{q_1 \cdot H_K^2}{2} + R_{1\varepsilon} \cdot H_K = \frac{1,21 \cdot 14,55^2}{2} - 0,4 \cdot 14,55 = 122,26 \text{ } \kappa H \cdot m .$$

- средней:

$$M_{II} = M_{III} = R_{2\varepsilon} \cdot H_{\varepsilon} = 6,61 \cdot 5,15 = 34,04 \text{ } \kappa H \cdot m ;$$

$$M_{IV} = R_{2\varepsilon} \cdot H_K = 6,61 \cdot 14,55 = 96,18 \text{ } \kappa H \cdot m .$$

- правой:

$$M_{II} = M_{III} = \frac{q_2 \cdot H_{\varepsilon}^2}{2} + R_{3\varepsilon} \cdot H_{\varepsilon} = \frac{0,757 \cdot 5,15^2}{2} + 2,22 \cdot 5,15 = 21,47 \text{ } \kappa H \cdot m ;$$

$$M_{IV} = \frac{q_2 \cdot H_K^2}{2} + R_{3\varepsilon} \cdot H_K = \frac{0,757 \cdot 14,55^2}{2} + 2,22 \cdot 14,55 = 112,43 \text{ } \kappa H \cdot m .$$

Поперечные силы в защемлениях колонн:

- левой: $Q_{IV} = q_1 \cdot H_K + R_{1\varepsilon} = 1,21 \cdot 14,55 - 0,4 = 17,21 \text{ } \kappa H ;$

- средней: $Q_{IV} = R_{2\varepsilon} = 6,61 \text{ } \kappa H ;$

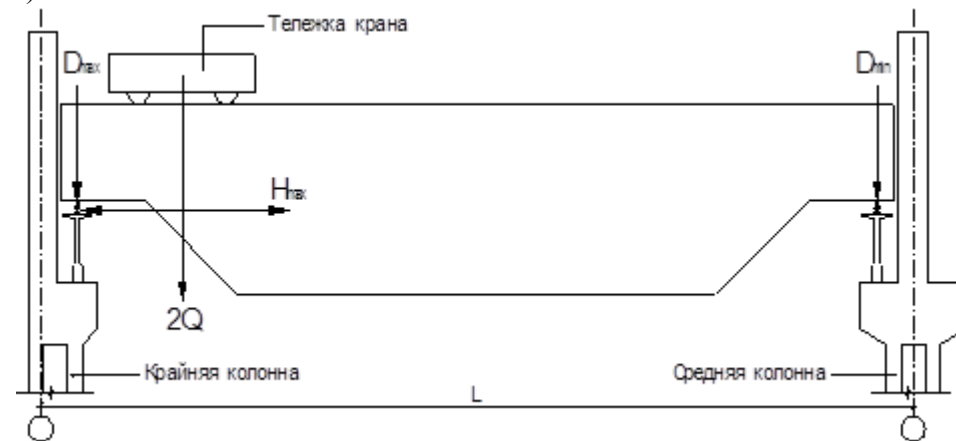
- правой: $Q_{IV} = q_2 \cdot H_K + R_{3\varepsilon} = 0,757 \cdot 14,55 + 2,22 = 13,23 \text{ } \kappa H .$

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.

а)



б)

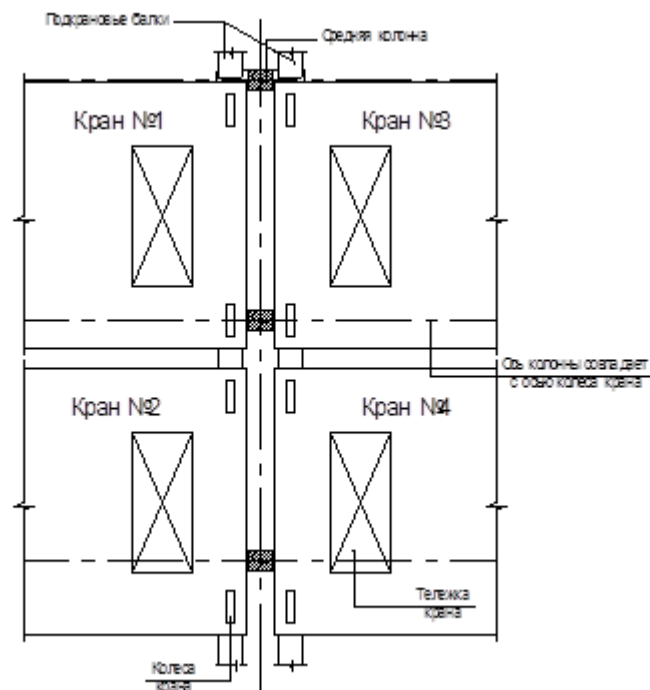


Рис. 7. Схема расположения мостовых кранов для определения опорного давления подкрановых балок на колонну.

Рассмотрим загрузку 1. На крайней колонне сила $D_{\max} = 630,52 \text{ кН}$ приложена с эксцентриситетом $e_5 = 0,45 \text{ м}$. Момент, приложенный к верху подкрановой части колонны $M_{\max} = D_{\max} \cdot e_5 = 630,52 \cdot 0,45 = 283,74 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Реакция верхней опоры левой колонны:

$$R_1 = -\frac{3M_{\max}(1-\nu^2) \cdot \kappa_1}{2 \cdot H_K} = -\frac{3 \cdot 283,74 \cdot (1-0,354^2) \cdot 0,723}{2 \cdot 14,55} = -18,50 \text{ кН}$$

Одновременно на средней колонне действует сила $D_{\min} = 197,52 \text{ кН}$ с эксцентриситетом

$$e = \lambda = 0,75 \text{ м, т.е. } M_{\min} = D_{\min} \cdot e = 197,52 \cdot 0,75 = 148,14 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Реакция верхней опоры средней колонны:

$$R_2 = -\frac{3M_{\min}(1-\nu^2) \cdot \kappa_1}{2 \cdot H_K} = -\frac{3 \cdot 148,14(1-0,354^2) \cdot 0,723}{2 \cdot 14,55} = 9,66 \text{ кН}$$

Суммарная реакция в основной системе $R_{1p} = -18,50 + 9,66 = -8,84 \text{ кН}$.

Коэффициент, учитывающий пространственную работу каркаса здания, для сборных покрытий и двух кранах в пролете определим по формуле (2.2) при $m_1 = m_2 = 0,7$.

Для температурного блока длиной 48м:

$$c_{sp} = \frac{0,7 \cdot 0,7}{\frac{1}{9} + \frac{18^2}{2(6^2 + 12^2 + 18^2 + 24^2)}} = 1,88$$

$\alpha = 18 \text{ м}$ и $n=9$:

$$\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{c_{sp} \cdot r_{11}} = -\frac{-8,84}{1,88 \cdot 8,46 \cdot 10^{-5} \cdot E_b} = \frac{55581}{E_b}$$

Тогда

Упругие реакции верха колонн:

$$\text{- левой: } R_{1\epsilon} = R_1 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 1} = -18,50 + \frac{55581}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = -16,93 \text{ кН}$$

$$\text{- средней: } R_{2\epsilon} = R_2 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 2} = 9,66 + \frac{55581}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = 11,23 \text{ кН}$$

$$\text{- правой: } R_{3\epsilon} = \Delta_1 \cdot R_{\Delta 3} = \frac{55581}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = 1,57 \text{ кН.}$$

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

- левой:

$$M_{II} = R_{1\epsilon} \cdot H_B = -16,93 \cdot 5,15 = -87,19 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{III} = M_{II} + M_{\max} = -87,19 + 283,74 = 196,55 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{1\epsilon} \cdot H_K + M_{\max} = -16,93 \cdot 14,55 + 283,74 = 37,41 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- средней:

$$M_{II} = R_{2\epsilon} \cdot H_B = 11,23 \cdot 5,15 = 57,84 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{III} = M_{II} + M_{\min} = 57,84 - 148,14 = -90,30 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{2\epsilon} \cdot H_K + M_{\min} = 11,23 \cdot 14,55 - 148,14 = 15,26 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

-

правой:

$$M_{II} = M_{III} = R_{3\epsilon} \cdot H_B = 1,57 \cdot 5,15 = 8,09 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{3\epsilon} \cdot H_K = 1,57 \cdot 14,55 = 22,84 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечные силы в защемлениях колонн:

$$\text{- левой: } Q_{IV} = R_{1\epsilon} = -16,93 \text{ кН};$$

$$\text{- средней: } Q_{IV} = R_{2\epsilon} = 11,23 \text{ кН};$$

$$\text{- правой: } Q_{IV} = R_{3\epsilon} = 1,57 \text{ кН}.$$

Продольные силы в сечениях колонн:

$$\text{- левой: } N_{II} = 0; N_{III} = N_{IV} = 630,52 \text{ кН};$$

$$\text{- средней: } N_{II} = 0; N_{III} = N_{IV} = 197,52 \text{ кН};$$

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

Рассмотрим загрузку 2. На крайней колонне сила $D_{\min} = 197,52 \text{ кН}$, приложена с эксцентриситетом $e_5 = 0,45 \text{ м}$, т.е. $M_{\min} = D_{\min} \cdot e_5 = 197,52 \cdot 0,45 = 88,88 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Реакция верхней опоры левой колонны:

$$R_1 = -\frac{3M_{\min}(1-\nu^2) \cdot \kappa_1}{2 \cdot H_K} = -\frac{3 \cdot 88,88(1-0,354^2) \cdot 0,723}{2 \cdot 14,55} = -5,79 \text{ кН}$$

На средней колонне действует сила $D_{\max} = 630,52 \text{ кН}$ с эксцентриситетом

$e = \lambda = 0,75 \text{ м}$, т.е. $M_{\max} = D_{\max} \cdot e = 630,52 \cdot 0,75 = 472,89 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Реакция верхней опоры средней колонны:

$$R_2 = -\frac{3M_{\max}(1-\nu^2) \cdot \kappa_1}{2 \cdot H_K} = -\frac{3 \cdot 472,89(1-0,354^2) \cdot 0,723}{2 \cdot 14,55} = 30,83 \text{ кН}.$$

Суммарная реакция в основной системе

$$R_{1p} = R_1 + R_2 = -5,79 + 30,83 = 25,04 \text{ кН}.$$

$$\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{c_{sp} \cdot r_{11}} = -\frac{25,04}{1,88 \cdot 8,46 \cdot 10^{-5} \cdot E_b} = -\frac{157437}{E_b}.$$

Тогда

Упругие реакции верха колонн:

$$\text{- левой: } R_{1e} = R_1 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 1} = -5,79 - \frac{157437}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = -10,23 \text{ кН}$$

$$\text{- средней: } R_{2e} = R_2 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 2} = 30,83 - \frac{157437}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = 26,39 \text{ кН}$$

$$\text{- правой: } R_{3e} = \Delta_1 \cdot R_{\Delta 3} = -\frac{157437}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = -4,44 \text{ кН.}$$

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

- левой:

$$M_{II} = R_{1e} \cdot H_B = -10,23 \cdot 5,15 = -52,69 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{III} = M_{II} + M_{\min} = -52,69 + 88,88 = 36,19 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{1e} \cdot H_K + M_{\min} = -10,23 \cdot 14,55 + 88,88 = -59,97 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- средней:

$$M_{II} = R_{2e} \cdot H_B = 26,39 \cdot 5,15 = 135,91 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{III} = M_{II} + M_{\max} = 135,91 - 472,89 = -336,98 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{2e} \cdot H_K + M_{\max} = 26,39 \cdot 14,55 - 472,89 = -88,92 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- правой:

$$M_{II} = M_{III} = R_{3e} \cdot H_B = -4,44 \cdot 5,15 = -22,87 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{3e} \cdot H_K = -4,44 \cdot 14,55 = -64,60 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечные силы в защемлениях колонн:

$$\text{- левой: } Q_{IV} = R_{1e} = -10,23 \text{ кН};$$

$$\text{- средней: } Q_{IV} = R_{2e} = 26,39 \text{ кН};$$

$$\text{- правой: } Q_{IV} = R_{3e} = -4,44 \text{ кН}.$$

Продольные силы в сечениях колонн:

$$\text{- левой: } N_{II} = 0; N_{III} = N_{IV} = 197,52 \text{ кН};$$

$$\text{- средней: } N_{II} = 0; N_{III} = N_{IV} = 630,52 \text{ кН};$$

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

Рассмотрим загружение 3. На крайних колоннах сила $D_{\min}$, определенная с коэффициентом сочетаний $\gamma_i = 0,7$ (четыре крана), действует с эксцентриситетом $e_5 = 0,45 \text{ м}$, т.е. $M_{\min} = D_{\min} \cdot e_5 = 162,67 \cdot 0,45 = 73,20 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Реакция верхней опоры левой колонны:

$$R_1 = -\frac{3M_{\min}(1-\nu^2) \cdot \kappa_1}{2 \cdot H_K} = -\frac{3 \cdot 73,20(1-0,354^2) \cdot 0,723}{2 \cdot 14,55} = -4,77 \text{ кН}$$

Реакция правой колонны $R_3 = 4,77 \text{ кН}$, средней колонны $R_2 = 0 \text{ кН}$ (загружена центральной силой $2D_{\max} = 1038,50 \text{ кН}$).

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

– левой $M_{II} = R_1 \cdot H_B = -4,77 \cdot 5,15 = -24,57 \text{ кН} \cdot \text{м}$;
 $M_{III} = M_{II} + M_{\min} = -24,57 + 73,20 = 48,63 \text{ кН} \cdot \text{м}$;
 $M_{IV} = R_1 \cdot H_K + M_{\min} = -4,77 \cdot 14,55 + 73,20 = 3,80 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

– средней $M_{II} = M_{III} = M_{IV} = 0$

Поперечные силы в защемлениях колонн:

– левой $Q_{IV} = R_1 = -4,77 \text{ кН}$

– средней $Q_{IV} = R_2 = 0$

– правой $Q_{IV} = R_3 = 4,77 \text{ кН}$

Продольные силы в сечениях колонн:

– левой $N_{II} = 0$; $N_{III} = N_{IV} = 162,67 \text{ кН}$;

– средней $N_{II} = 0$; $N_{III} = N_{IV} = 1038,50 \text{ кН}$.

Рассмотрим загрузку 4. Реакция верхней опоры левой колонны, к которой приложена горизонтальная крановая нагрузка $\bar{H} = 26,8 \text{ кН}$.

$$R_1 = -\bar{H} \left\{ 1 - \frac{\beta_2 \kappa_1}{2} \left[3 \left(1 + \frac{\kappa_2}{v} \right) + \beta_2^2 \cdot \kappa \right] \right\} =$$

$$= -26,8 \left\{ 1 - \frac{0,258 \cdot 0,723}{2} \left[3 \left(1 + \frac{0,1526}{0,354} \right) + 0,258^2 \cdot 4,44 \right] \right\} = -15,33 \text{ кН}.$$

В частном случае при $\beta_2/v = 0,258/0,354 \approx 0,7$ значение R_1 может быть вычислено по упрощенной формуле:

$$R_1 = -k_1 \bar{H} (1 - v + k_3) =$$

$$= -0,723 \cdot 26,8 (1 - 0,354 + 0,23) = -16,97 \text{ кН}$$

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

Суммарная реакция $R_{1p} = R_1 = -15,33 \text{ кН}$.

$$\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{c_{xp} \cdot r_{11}} = -\frac{-15,33}{1,88 \cdot 8,46 \cdot 10^{-5} \cdot E_b} = \frac{96386}{E_b}.$$

Тогда

Упругие реакции верха колонн:

– левой: $R_{1e} = R_1 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 1} = -15,33 + \frac{96386}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = -12,61 \text{ кН}$

– средней: $R_{2e} = \Delta_1 \cdot R_{\Delta 2} = \frac{96386}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = 2,72 \text{ кН}$

– правой: $R_{3e} = \Delta_1 \cdot R_{\Delta 3} = \frac{96386}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = 2,72 \text{ кН}.$

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

– левой:

– в точке приложения силы $\bar{H}$:

$$M_H = R_{1e} \cdot \beta_2 H_K = -12,61 \cdot 0,258 \cdot 14,55 = -47,34 \text{ кН} \cdot \text{м} ;$$

$$M_{II} = M_{III} = R_{1e} H_B + \bar{H} \cdot H_{II.B.} = -12,61 \cdot 5,15 + 26,8 \cdot 1,4 = -27,42 \text{ кН} \cdot \text{м} ;$$

$$M_{IV} = R_{1\epsilon} H_K + \overline{H}(H_B + H_H - \beta_2 H_K) = -12,61 \cdot 14,55 + 26,8(5,15 + 9,4 - 0,258 \cdot 14,55) = 105,86 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- средней:

$$M_{II} = M_{III} = R_{2\epsilon} \cdot H_B = 2,72 \cdot 5,15 = 14,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{2\epsilon} \cdot H_K = 2,72 \cdot 14,55 = 39,58 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- правой:

$$M_{II} = M_{III} = R_{3\epsilon} \cdot H_B = 2,72 \cdot 5,15 = 14,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{3\epsilon} \cdot H_K = 2,72 \cdot 14,55 = 39,58 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечные силы в защемлениях колонн:

-

левой: $Q_{IV} = R_{1\epsilon} + \overline{H} = -12,61 + 26,8 = 14,19 \text{ кН};$

- средней: $Q_{IV} = R_{2\epsilon} = 2,72 \text{ кН};$

- правой: $Q_{IV} = R_{3\epsilon} = 2,72 \text{ кН}.$

Рассмотрим загружение 5. Реакция верхней опоры средней колонны, к которой приложена горизонтальная нагрузка $\overline{H} = 26,8 \text{ кН}$.

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

$$= -26,8 \left\{ 1 - \frac{0,258 \cdot 0,723}{2} \left[3 \left(1 + \frac{0,1526}{0,354} \right) + 0,258^2 \cdot 4,44 \right] \right\} = -15,33 \text{ кН}.$$

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

Суммарная реакция $R_{1p} = R_2 = -15,33 \text{ кН}.$

$$\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{c_{sp} \cdot r_{11}} = -\frac{-15,33}{1,88 \cdot 8,46 \cdot 10^{-5} \cdot E_b} = \frac{96386}{E_b}.$$

Тогда

Упругие реакции верха колонн:

- левой и правой: $R_{1\epsilon} = R_{3\epsilon} = \Delta_1 \cdot R_{\Delta 1} = \frac{96386}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = 2,72 \text{ кН}$

- средней: $R_{2\epsilon} = R_2 + \Delta_1 \cdot R_{\Delta 2} = -15,33 + \frac{96386}{E_b} \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} \cdot E_b = -12,61 \text{ кН}$

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

- левой и правой:

$$M_{II} = M_{III} = R_{1\epsilon} H_B = 2,72 \cdot 5,15 = 14,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{1\epsilon} H_K = 2,72 \cdot 14,55 = 39,58 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- средней:

- в точке приложения силы $\overline{H}$:

$$M_H = R_{2\epsilon} \cdot \beta_2 H_K = -12,61 \cdot 0,258 \cdot 14,55 = 47,34 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = M_{III} = R_{2\epsilon} H_B + \overline{H} \cdot H_{П.Б.} = -12,61 \cdot 5,15 + 26,8 \cdot 1,4 = -27,42 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = R_{2\epsilon} H_K + \overline{H}(H_B + H_H - \beta_2 H_K) = -12,61 \cdot 14,55 + 26,8 \cdot (5,15 + 9,4 - 0,258 \cdot 14,55) = 105,86 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечные силы в защемлениях колонн:

- левой и правой:

$$Q_{IV} = R_{1с} = R_{3с} = 2,72 \text{ кН} ;$$

- средней :

$$Q_{IV} = R_{2с} + \bar{H} = -12,61 + 26,8 = 14,19 \text{ кН} .$$

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

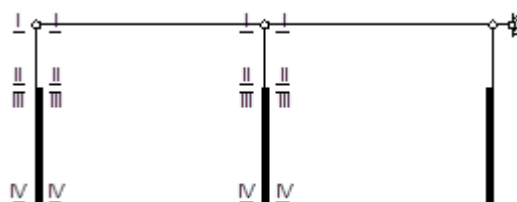
2.6 Расчетные сочетания усилий

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 для расчета фундамента.

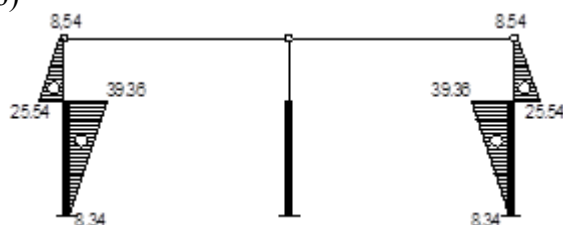
Значение изгибающих моментов и поперечных сил в загрузениях 4 и 5 приняты со знаком $\pm$, поскольку торможение тележек крана может осуществляться в обе стороны.

Учитывая, что колонны находятся в условиях внецентренного сжатия, в комбинацию усилий $N_{\max}$ включены и те нагрузки, которые увеличивают эксцентриситет продольной силы.

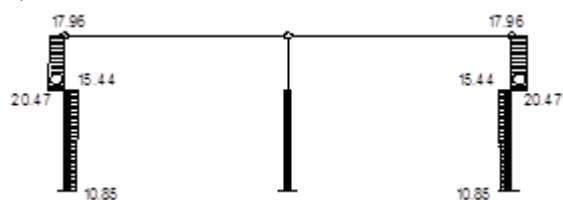
а)



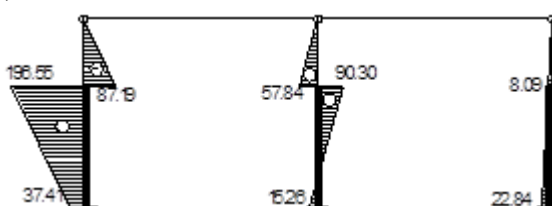
б)



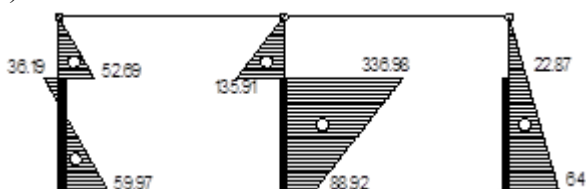
в)



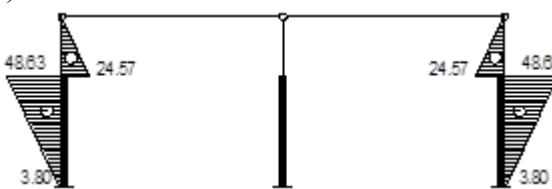
г)



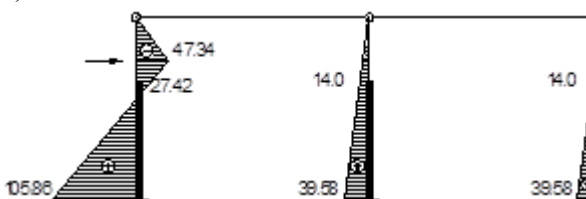
д)



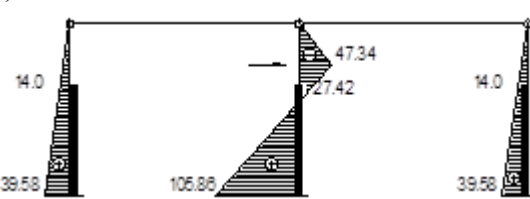
е)



ж)



з)



и)

к)

3. Расчет прочности двухветвевой колонны крайнего ряда

Для проектируемого здания принята сборная железобетонная колонна.

Бетон – тяжелый класса В15, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении. $R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$, $E_b = 24000 \text{ МПа}$. Арматура – класса А400. $R_s = R_{sc} = 355 \text{ МПа}$, $E_s = 200000 \text{ МПа}$.

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) $M_1 = 59,13 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_1 = 411,06 \text{ кН}$ $\gamma_{bl} = 1,0$
- 2) $M_2 = -96,94 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_2 = 281,78 \text{ кН}$ $\gamma_{bl} = 1,0$
- 3) $M_3 = -78,52 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_3 = 411,06 \text{ кН}$ $\gamma_{bl} = 1,0$
- 4) $M_4 = 46,01 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_3 = 425,42 \text{ кН}$ $\gamma_{bl} = 0,9$

Для 1-го, 2-го и 3-го сочетаний $\gamma_{bl} = 1,0$ т.к. в них входят усилия от кратковременных нагрузок непродолжительного действия (крановые, ветровые). Для 4-го сочетания $\gamma_{bl} = 0,9$, 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 третье сочетание.

Напомним геометрические характеристики надкрановой (верхней) части колонны (см. п. 1.2):

$$H_2 = H_{\varepsilon} = 5,15 \text{ м}, \quad h_2 = h_{\varepsilon} = 0,6 \text{ м}, \quad b_2 = b_{\kappa} = 0,5 \text{ м}.$$

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

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

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{96,94}{281,78} = 0,344 \text{ м} = 34,4 \text{ см}$$

Свободная длина надкрановой части при наличии крановой нагрузки в третьем 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:

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

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.

$$M_i = M_{\text{пост}} + k \cdot M_{\text{сн}} = 25,54 + 0,5 \cdot 18,42 = 34,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

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

Продольная сила

$$N_l = N_{\text{посл}} + 0,5 \cdot N_{\text{сн}} = 281,78 + 0,5 \cdot 129,28 = 346,11 \text{ кН}$$

$$M_{\text{л}} = M_l \pm N_l \cdot \frac{(h_{20} - a')}{2} = 34,75 + \frac{346,11 \cdot (0,56 - 0,04)}{2} = 124,74 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\text{н}} = M_l \pm N_l \cdot \frac{(h_{20} - a')}{2} = -96,94 - \frac{281,78 \cdot (0,56 - 0,04)}{2} = -170,20 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

знак «-» перед силой N_l принят в связи с отрицательным значением момента M_l

Для тяжелого бетона $\beta = 1$.

Поскольку моменты $M_{\text{л}}$ и $M_{\text{н}}$ разных знаков и $e_0 = 16,5 \text{ см} > 0,1 \cdot h_2 = 0,1 \cdot 60 = 6 \text{ см}$, φ_i принимаем равным 1,0. При одинаковых знаках моментов $M_{\text{л}}$ и $M_{\text{н}}$ коэффициент φ_i определяем по формуле:

$$\varphi_i = 1 + \beta \frac{M_{\text{л}}}{M_{\text{н}}} \leq 2.$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,165}{0,6} = 0,275 > \delta_{\text{с, min}} = 0,15, \text{ принимаем } \delta_{\text{с}} = \frac{e_0}{h} = 0,275$$

Поскольку площадь арматуры надкрановой части колонны неизвестна

(ее определение – цель настоящего расчета), зададимся количеством арматуры, исходя из минимального процента армирования.

При $17 < \lambda = 59,47 < 83$ суммарный минимальный процент армирования $\mu_{\text{min}} = 0,004$.

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

Тогда

Жесткость железобетонного элемента:

$$D = E_s b h^3 \left[\frac{0,0125}{\varphi_i (0,3 + \delta_{\text{с}})} + 0,175 \mu \alpha \left(\frac{h_{20} - a'}{h_2} \right)^2 \right] =$$

$$= 24 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \cdot 0,6^3 \left[\frac{0,0125}{1,0 (0,3 + 0,275)} + 0,175 \cdot 0,034 \left(\frac{0,56 - 0,04}{0,6} \right)^2 \right] = 6,79 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$N_{\text{cr}} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 6,79 \cdot 10^4}{10,3^2} = 6310,37 \text{ кН}$$

Значение критической силы

$$N_1 = 281,78 \text{ кН} < N_{\text{cr}} = 6310,37 \text{ кН} - \text{условие выполнено.}$$

Коэффициент продольного изгиба

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_1}{N_{\text{cr}}}} = \frac{1}{1 - \frac{281,78}{6310,37}} = 1,047.$$

Расчетный момент с учётом прогиба равен:

$M = M_1 \cdot \eta = 96,94 \cdot 1,047 = 101,50 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (знак «-» при вычислении момента не учитываем.)

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

$$x = \frac{N_1}{\gamma_{\text{б1}} \cdot R_b \cdot b_2} = \frac{281,78 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 8,5 \cdot (100) \cdot 50} = 0,066 \text{ м}$$

$$\xi = \frac{x}{h_{20}} = \frac{0,066}{0,56} = 0,118$$

Относительная высота сжатой зоны

Граничная относительная высота сжатой зоны

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

$\xi = 0,1184 < \xi_R = 0,531$, следовательно, имеем первый случай внецентренного сжатия – случай «больших» эксцентриситетов.

$$\alpha_{ml} = \frac{M + N_1(h_{20} - a')/2}{\gamma_{b1} R_b b h_{20}^2} = \frac{84,02 \cdot 10^5 + 281780 \cdot (56 - 4)/2}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 50 \cdot 56^2 (100)} = 0,118$$

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

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b1} R_b \cdot b \cdot h_{20}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{ml} - \xi(1 - \xi/2)}{1 - \delta} = \frac{1,0 \cdot 8,5 \cdot 50 \cdot 56}{355} \cdot \frac{0,118 - 0,173(1 - 0,173/2)}{1 - 0,071} < 0$$

т.е. рабочая арматура по расчёту не требуется.

Армируем сечение верхней части колонны конструктивно, исходя из минимального процента армирования.

$$A_{s,min} = A'_{s,min} = \frac{\mu_{min}}{2} \cdot b \cdot h_0 = 0,002 \cdot 50 \cdot 56 = 5,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем 3Ø16 А400 с $A_s = A'_s = 6,03 \text{ см}^2$, что больше $A_{s,min} = 5,6 \text{ см}^2$.

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 и повторить расчёт.

Поперечная арматура принята класса А400 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 расчета надкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной к плоскости поперечной рамы.

$$i' = \sqrt{\frac{b_2^2}{12}} = \sqrt{\frac{50^2}{12}} = 14,43 \text{ см}$$

$$l'_0 = 1,5 \cdot H_2 = 1,5 \cdot 5,15 = 7,725 \text{ м} = 772,5 \text{ см}$$

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

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) $M_1 = 174,82 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_1 = 928,88 \text{ кН}$ $\gamma_{b1} = 1,0$ ◊
- 2) $M_2 = -72,58 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_2 = 490,69 \text{ кН}$ $\gamma_{b2} = 0,9$ ÷
- 3) $M_3 = 160,92 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_3 = 1058,16 \text{ кН}$ $\gamma_{b2} = 1,0$ сечение III–III
- 4) $M_4 = -54,80 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_4 = 505,05 \text{ кН}$ $\gamma_{b2} = 0,9$ ◊

- 5) $M_5 = 230,63 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_5 = 1006,34 \text{ кН}$ $\gamma_{b2} = 1,0$ 0
- 6) $M_6 = -268,54 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_6 = 745,92 \text{ кН}$ $\gamma_{b2} = 1,0$ ÷
- 7) $M_7 = 220,86 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_7 = 1135,62 \text{ кН}$ $\gamma_{b2} = 1,0$ сечение IV–IV
- 8) $M_8 = -19,19 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_8 = 582,51 \text{ кН}$ $\gamma_{b2} = 0,9$ ø

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: $M_6 = -268,54 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_6 = 745,92 \text{ кН}$ $Q_6 = -30,15 \text{ кН}$.

$$e_0 = \frac{M_6}{N_6} = \frac{268,54}{745,92} = 0,360$$

(знак «-» при вычислении эксцентриситета не учитываем)

$l_0 = \Psi \cdot H_1 = 1,5 \cdot 9,4 = 14,1 \text{ м}$. $\Psi = 1,5$ 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:

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

Приведенная гибкость

$$\lambda_{red} = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{14,1}{0,258} = 54,65 > 14$$

– 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.):

$$M_i = M_{уст} + 0,5 M_{сн} = -8,34 - 0,5 \cdot 9,77 = -13,23 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$N_i = N_{уст} + 0,5 N_{сн} = -438,87 + 0,5 \cdot 129,28 = 503,51 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{6l} = M_l - N_l \frac{c}{2} = -13,23 - 503,51 \cdot \frac{0,85}{2} = -227,22 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6l} = M_6 - N_6 \frac{c}{2} = -268,54 - 745,92 \cdot \frac{0,85}{2} = -585,56 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\varphi_i = 1 + \beta \frac{M_{6l}}{M_{6l}} = 1 + 1 \cdot \frac{-227,22}{-585,56} = 1,388;$$

$$\delta_\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} = \frac{0,360}{1,1} = 0,327 > \delta_{\varepsilon \min} = 0,15; \text{ принимаем } \delta_\varepsilon = 0,327.$$

Железобетонные колонны О.П.3 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 предварительным процентом

армирования $\mu = \frac{2 \cdot A_s}{b_c \cdot h_{c0}} = \frac{2 \cdot 6,03}{50 \cdot 21} = 0,0115 > \mu_{\min} = 0,004$, где $A_s = 6,03 \text{ см}^2$ – площадь сечения арматуры, принятой в виде 3Æ16 А400.

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

Тогда

$$D = \frac{0,15 \cdot E_b \cdot I}{\varphi_i \cdot (0,3 + \delta_\varepsilon)} + 0,7 \cdot E_s \cdot I_s =$$

$$\frac{0,15 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 0,0465}{1,388 \cdot (0,3 + 0,327)} + 0,7 \cdot 20 \cdot 10^7 \cdot 0,000436 = 2,53 \cdot 10^5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2,53 \cdot 10^5}{14,1^2} = 12547,05 \text{ кН} > N = 745,92 \text{ кН} - \text{условие}$$

Отсюда выполнено.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_6}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{745,92}{12547,05}} = 1,063$$

Определяем усилия в ветвях колонны (поперечная сила в сечении IV–IV для сочетания N6 (табл. 2) $Q_6 = -30,15 \text{ кН}$):

$$N_{b1} = \frac{N_6}{2} + \frac{M_6 \cdot \eta}{c} = \frac{745,92}{2} + \frac{268,54 \cdot 1,063}{0,85} = 708,79 \text{ кН} - \text{ветвь сжата}$$

$$N_{b2} = \frac{N_6}{2} - \frac{M_6 \cdot \eta}{c} = \frac{745,92}{2} - \frac{268,54 \cdot 1,063}{0,85} = 37,14 \text{ кН} - \text{ветвь сжата}$$

$$M_b = \frac{Q_6 \cdot \bar{S}}{4} = \frac{30,15 \cdot 3,13}{4} = 23,59 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$e_0 = \frac{M_b}{N_{b1}} = \frac{23,59}{708,79} = 0,0333 \text{ м} = 3,33 \text{ см}$$

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 $e_0 = 3,33 \text{ см} > e_{a,\max} = 1 \text{ см}$, в дальнейших расчетах используем его,

$$\text{тогда } e = e_0 + \frac{h_c}{2} - a = 0,0333 + \frac{0,25}{2} - 0,04 = 0,118 \text{ м.}$$

Итак, для сочетания усилий N6, на одну ветвь получено:
 $N_{b1} = 708,79 \text{ кН}$; $e = 0,118 \text{ м}$.

б) для сочетания усилий N7 $M_7 = -220,86 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_7 = 1135,62 \text{ кН}$ $Q_7 = 47,04 \text{ кН}$.

$$e_0 = \frac{M_7}{N_7} = \frac{220,86}{1135,62} = 0,195$$

$$l_0 = 14,1 \text{ м}, \lambda_{red} = 54,56 > 14, I = 0,0465 \text{ м}^4$$

Поскольку снеговая нагрузка входит в данное сочетание, имеем:

$$M_i = M_{нст} + k \cdot M_{сн} = -8,34 - 0,5 \cdot 9,77 = -13,23 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$N_i = N_{нст} + k \cdot N_{сн} = 438,87 + 0,5 \cdot 129,28 = 503,51 \text{ кН}$$

$$M_{7i} = M_i + N_i \frac{e}{2} = -13,23 - 503,51 \cdot \frac{0,85}{2} = -227,22 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{71} = M_7 + N_7 \frac{e}{2} = 220,86 + 1135,62 \cdot \frac{0,85}{2} = 703,50 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Так как M_{7i} и M_{71} разных знаков и $e_0 = 0,195 \text{ м} > 0,1 \cdot h_1 = 0,1 \cdot 1,1 = 0,11 \text{ м}$,

коэффициент $\varphi_i = 1$.

$$\delta_e = \frac{e_0}{h_1} = \frac{0,195}{1,1} = 0,177 > \delta_{e,\min} = 0,15 - \text{принимаем } \delta_e = 0,177$$

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

$$D = \frac{0,15 \cdot E_b \cdot I}{\varphi_i \cdot (0,3 + \delta_e)} + 0,7 \cdot E_s \cdot I_s =$$

$$\frac{0,15 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 0,0465}{1,0 \cdot (0,3 + 0,182)} + 0,7 \cdot 20 \cdot 10^7 \cdot 0,000436 = 4,08 \cdot 10^5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 4,08 \cdot 10^5}{14,1^2} = 20234 \text{ кН}$$

Отсюда

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_7}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1135,62}{20234}} = 1,060$$

Усилия в ветвях:

$$N_{b1} = \frac{N_7}{2} + \frac{M_7 \cdot \eta}{e} = \frac{1135,62}{2} + \frac{220,86 \cdot 1,060}{0,85} = 843,24 \text{ кН} - \text{ветвь сжата}$$

$$N_{b2} = \frac{N_7}{2} - \frac{M_7 \cdot \eta}{e} = \frac{1135,62}{2} - \frac{220,86 \cdot 1,060}{0,85} = 292,38 \text{ кН} - \text{ветвь сжата}$$

$$M_b = \frac{Q_7 \cdot \bar{S}}{4} = \frac{47,04 \cdot 3,13}{4} = 36,81 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$e_0 = \frac{M_b}{N_{b1}} = \frac{36,81}{843,24} = 0,0434 \text{ м} = 4,34 \text{ см} > e_{\max} = 1 \text{ см}$$

$$e = e_0 + \frac{h_c}{2} - a = 0,0434 + \frac{0,25}{2} - 0,04 = 0,1284 \text{ м}$$

Для сочетания усилий N7 имеем: $N_{b1} = 848,17 \text{ кН}$; $e = 0,1284 \text{ м}$.

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

$$\alpha_n = \frac{N_{b1}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{c0}} = \frac{708,79 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 8,5 \cdot (100) \cdot 50 \cdot 21} = 0,794$$

Граничная относительная высота сжатой зоны

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

$$\xi_1 = \frac{\alpha_n + \xi_R}{2} = \frac{0,794 + 0,531}{2} = 0,663 < 1$$

т.е. дальнейший расчет выполняем при $\xi_1 = 0,682$ (при $\xi_1 > 1,0$, для дальнейших расчетов следует принять $\xi_1 = 1,0$).

$$\alpha_{m1} = \frac{M_b + N_{b1}(h_{c0} - a')/2}{\gamma_{b1} R_b b h_{c0}^2} = \frac{23,59 \cdot 10^5 + 708790 \cdot (21 - 4)/2}{1,0 \cdot 8,5 \cdot 50 \cdot 21^2 (100)} = 0,447$$

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

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1(1 - \xi_1/2)}{1 - \delta} = \frac{0,447 - 0,663(1 - 0,663/2)}{1 - 0,19} = 1,403 > 0$$

(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 $\alpha_s = 0,0047 > 0$, вычисляем относительную высоту сжатой зоны ξ и требуемую площадь арматуры $A_s = A'_s$:

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} = \frac{0,794 \cdot (1 - 0,531) + 2 \cdot 0,0047 \cdot 0,531}{1 - 0,531 + 2 \cdot 0,0047} = 0,79$$

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b1} R_b \cdot b \cdot h_{c0}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - \xi/2)}{1 - \delta} = \frac{1,0 \cdot 8,5 \cdot 50 \cdot 21}{355} \cdot \frac{0,447 - 0,790 \left(1 - \frac{0,790}{2}\right)}{1 - 0,19} < 0$$

Поскольку $A_s = A'_s < 0$ и при определении критической силы N_{cr} процент армирования был задан исходя из минимально допустимого диаметра арматуры ($\varnothing 16\text{мм}$), перерасчет 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

$$\alpha_n = \frac{N_{bl}}{\gamma_{bl} \cdot R_b \cdot b_2 \cdot h_{co}} = \frac{843,24 \cdot 10^3}{1,08,5 \cdot (100) \cdot 50 \cdot 21} = 0,945 \text{ м}$$

Граничная относительная высота сжатой зоны

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

$$\xi_1 = \frac{\alpha_n + \xi_R}{2} = \frac{0,945 + 0,531}{2} = 0,740 < 1, \text{ следовательно принимаем } \xi_1 = 0,740;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M_b + N_{bl}(h_{co} - a')/2}{\gamma_{bl} R_b b h_{co}^2} = \frac{36,81 \cdot 10^5 + 843240 \cdot (21 - 4)/2}{1,08,5 \cdot 50 \cdot 21^2 \cdot (100)} = 0,466;$$

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

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1(1 - \xi_1/2)}{1 - \delta} = \frac{0,466 - 0,740(1 - 0,740/2)}{1 - 0,19} = -0,0002 < 0$$

Так как при min диаметре арматуры Ø16 рабочая арматура по расчету по обоим сочетаниям не требуется, принятое ранее армирование - 3Ø16 А400 с $A_s = 6,03 \text{ см}^2$, оставляем без изменения.

В случае, если по расчету требуется количество арматуры $A_s = A'_s > 0$, фактическое армирование подбирается по сортаменту по большему из значений $A_s^{тр.р.}$, полученным из расчёта по двум сочетаниям. При этом должно выполняться условие по минимальному проценту армирования и минимальному диаметру (Ø16мм) рабочей арматуры.

Поперечная арматура принята класса А400 Ø6 мм (из условия сварки с продольной рабочей арматурой АЕ16 мм). Шаг поперечных стержней $S=200$ мм, что удовлетворяет требованиям норм: $S \leq 500$ мм и $S \leq 15 \cdot d = 15 \cdot 16 = 240$ 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 $\Psi = 0,8$.

$$l'_0 = \Psi \cdot H_1 = 0,89,4 = 7,52 \text{ м}$$

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

$$\lambda' = \frac{l'_0}{i'} = \frac{7,52}{0,1443} = 52,11 < \lambda_{ред} = 54,65$$

—расчет прочности подкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной к плоскости поперечной рамы, не требуется.

В противном случае, если $\lambda' = \frac{l'_0}{i'} > \lambda_{ред}$, расчет производится на наихудшее сочетание N6 или N7, при $M' = 0 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

3.3 Промежуточная распорка

Максимальная поперечная сила, действующая в сечениях подкрановой части колонны $Q = -30,15$ кН (табл. 2.)

Изгибающий момент в распорке

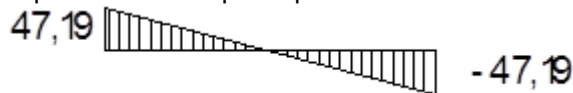
$$M_{\bar{\alpha}} = \frac{Q \cdot \bar{S}}{2} = \frac{30,15 \cdot 3,13}{2} = 47,19 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

(знак «-» при вычислении момента не учитываем).

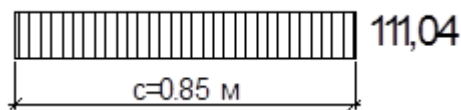
Поперечная сила в распорке:

$$Q_{dz} = \frac{2M_{dz}}{c} = \frac{2 \cdot 47,19}{0,85} = 111,04 \text{ кН}$$

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:

$$A_s = A'_s = \frac{M_{dz}}{R_s(h_0 - a')} = \frac{47,19 \cdot (10^5)}{355 \cdot (100) \cdot (36 - 4)} = 4,15 \text{ см}^2$$

Принимаем 3Ø14 А400 с $A_s = 4,62 \text{ см}^2 > 4,15 \text{ см}^2$.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении равна

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

но не более $2,5 \gamma_{b1} R_{br} \cdot b \cdot h_0$ и не менее $0,5 \gamma_{b1} R_{br} \cdot b \cdot h_0$.

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

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

, что

больше $0,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{br} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot (1000) \cdot 0,5 \cdot 0,36 = 67,5 \text{ кН}$ и не превышает $2,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{br} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot (1000) \cdot 0,5 \cdot 0,36 = 337,5 \text{ кН}$.

Поскольку $Q_b = 121,5 \text{ кН} > Q_{dz} = 111,04 \text{ кН}$, поперечную арматуру принимаем по конструктивным соображениям.

Зададимся поперечной арматурой: класс арматуры – А400: $R_{tw} = 285 \text{ МПа}$.

Диаметр поперечных стержней (из условия сварки с продольной рабочей арматурой Ø14) – Ø6 мм, $A_{tw} = 0,283 \text{ см}^2$. Количество стержней в поперечном сечении распорки $n = 2$. Поскольку вся поперечная сила воспринимается бетоном $Q_b > Q_{dz}$, шаг поперечных стержней не должен превышать:

$$S_w \leq \frac{3}{4} h_0 \leq 500 \text{ мм} \quad \text{В случае } Q_b < Q_{dz}, \quad S_w \leq \frac{1}{2} h_0 \leq 300 \text{ мм}$$

$$200 \leq \frac{3}{4} \cdot 360 = 270 \text{ мм}$$

Принимаем поперечную арматуру Ø6 А400 с шагом

Схема армирования колонны представлена на рис. 9.

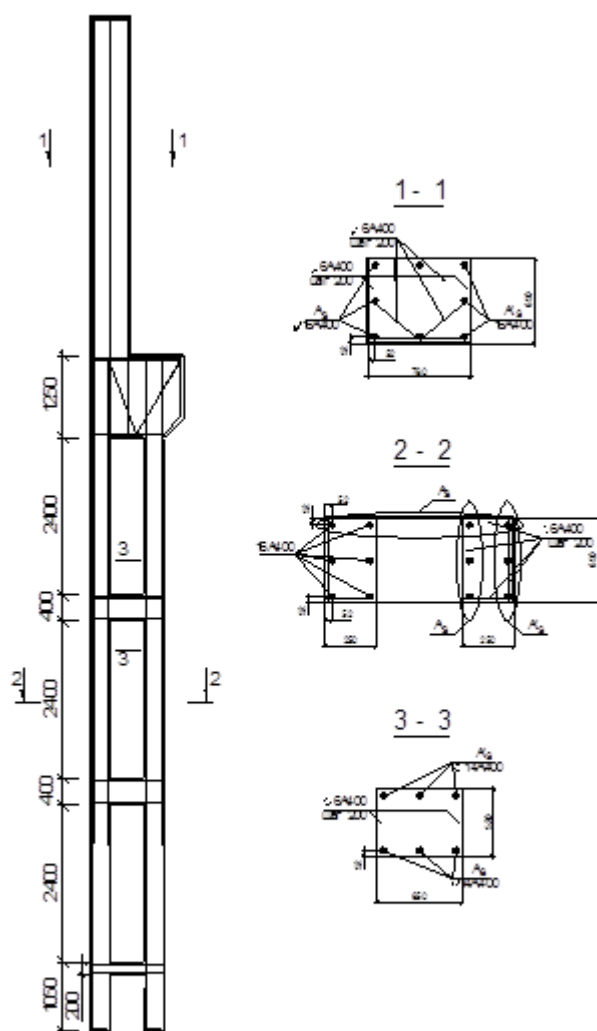


Рис. 9. Схема армирования колонны

4. Расчет фундамента под крайнюю колонну

Грунты основания – однородные. Преобладающий компонент – суглинки. Объемный вес грунта $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$. Условное расчетное сопротивление грунта $R_0 = 0,23$ МПа. Усилия, передающиеся с колонны на фундамент, соответствуют сочетанию N7 для сечения IV–IV. 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: $M = 220,86 \text{ кН·м}$, $N = 1135,62 \text{ кН}$, $Q = 47,04 \text{ кН}$. Максимальный диаметр продольной арматуры колонны $d = 16$ мм.

Материалы фундамента:

– бетон монолитный класса В15, $R_b = 8,5$ МПа, $R_{bt} = 0,75$ МПа;

– 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 двухветвенной колонны в плоскости поперечной рамы

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

$$h_3 \geq 1,5 \cdot b_1 = 1,5 \cdot 0,5 = 0,75 \text{ м, принимаем } h_3 = 0,9 \text{ м} > 0,863 \text{ м.}$$

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

$$H_{\Phi,ан} \geq h_{ан} + 0,25 \text{ м}$$

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:

$$h_{0,ан} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s} = \frac{355 \cdot 2,011}{1,875 \cdot 5,024} = 75,8 \text{ см}$$

где: A_s и u_s – соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и

периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня ($A_s = 2,011 \text{ см}^2$ – Ø16

мм; $U_s = \pi \cdot d = 3,14 \cdot 1,6 = 5,024 \text{ см}^2$);

R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки и определяемое по формуле:

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

здесь:

R_{bt} – 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 $d_s \leq 32 \text{ мм}$;

0,9 – при диаметре арматуры $32 \text{ и } 40 \text{ мм}$.

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

$$h_{ан} = \alpha h_{0,ан} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 0,75 \cdot 75,8 \frac{0}{6,03} = 0 \text{ см}, \quad (A_{s,cal} = 0 \text{ см}^2,$$

т.к. рабочая арматура в колонне по расчету не требуется).

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.

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

$$0,3h_{0,ан} = 0,3 \cdot 75,8 = 22,74 \text{ см}$$

а так же не менее $15d_s = 15 \cdot 1,6 = 24 \text{ см}$ и 200 мм .

Окончательно принимаем: $h_{\text{ан}} = 0,24 \text{ м}$,
 тогда $H_{\text{ф, ан}} = h_{\text{ан}} + 0,25 \text{ м} = 0,24 + 0,25 = 0,49 \text{ м} < H_{\text{ф, з}} = 1,15 \text{ м}$.

Расчетная глубина промерзания в районе г. Новосибирск равна $d_f = 2,16 \text{ м}$,
 (прил. 19: $M_t = 73,6$; $d_0 = 0,23$; $K_n = 1,1$). Глубина заложения фундамента должна быть не менее d_f . Принимаем высоту фундамента $H_{\text{ф}} = 2,20 \text{ м}$ (кратно 50 мм), что больше $H_{\text{ф, з}} = 1,15 \text{ м}$ и $H_{\text{ф, ан}} = 0,49 \text{ м}$. Глубина заложения фундамента при этом составит $d = H_{\text{ф}} + a_1 = 2,20 + 0,15 = 2,35 \text{ м} > d_f = 2,16 \text{ м}$.

Размеры подошвы фундамента

Площадь подошвы $A = 1,05 \frac{N_n}{R_0 - \gamma_f d}$, где $N_n = \frac{N}{\gamma_f} = \frac{1135,62}{1,15} = 987,50 \text{ кН}$
 нормативное значение продольной силы с учетом усредненного коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,15$. Коэффициент 1,05, учитывает наличие изгибающего момента.

$$A = 1,05 \frac{987,50}{0,23(1000) - 18 \cdot 2,35} = 5,27 \text{ м}^2$$

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

$$b = \sqrt{\frac{A}{1,2}} = \sqrt{\frac{5,27}{1,2}} = 2,1 \text{ м}; \quad l = 1,2 \cdot 2,1 = 2,52 \text{ м}.$$

Принимаем $l \times b = 2,7 \text{ м} \times 2,1 \text{ м}$, кратными 0,3 м., с округлением в большую сторону.

Уточненная площадь подошвы $A = 2,7 \cdot 2,1 = 5,67 \text{ м}^2$.

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2,1 \cdot 2,7^2}{6} = 2,55 \text{ м}^3$$

Момент сопротивления

Уточняем нормативное давление на грунт:

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

Здесь $k_1 = 0,05$ – для суглинков (а также для глин, супесей и пылеватых песков);

$k_1 = 0,125$ – для песчаных грунтов;

$b_0 = 1 \text{ м}$, $d_0 = 2 \text{ м}$.

$$R = 0,23 \left(1 + 0,05 \frac{2,1 - 1}{1} \right) \left(\frac{2,35 + 2}{2 \cdot 2} \right) = 0,26 \text{ МПа}.$$

Уточняем размеры подошвы:

$$A = 1,05 \frac{987,50}{0,26(1000) - 18 \cdot 2,35} = 4,76 \text{ м}^2$$

$$b = \sqrt{\frac{6,17}{1,2}} = 1,99 \text{ м}; \quad l = 1,2 \cdot 1,99 = 2,39 \text{ м} > 2,4 \text{ м}$$

Принимаем $l = 2,7 \text{ м}$, $b = 2,1 \text{ м}$.

$$A = 2,7 \cdot 2,1 = 5,67 \text{ м}^2 \quad W = \frac{2,1 \cdot 2,7^2}{6} = 2,55 \text{ м}^3$$

При принятых размерах подошвы фундамента нормативное давление на грунт составит:

$$R = 0,23 \cdot \left(1 + 0,05 \cdot \frac{2,1-1}{1}\right) \cdot \left(\frac{2,35+2}{2 \cdot 2}\right) = 0,260 \text{ МПа}.$$

Устанавливаем размеры фундамента.

Высота фундамента $H = 2,20$ м. Размеры стакана в плане – рис. 10:

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

Толщина стенки стакана по верху $d_h = 0,2$ м.

Вынос подошвы фундамента за грань стакана:

$$c_2 = \frac{l - l_{\text{у.с.}}}{2} = \frac{2,7 - 1,7}{2} = 0,5 \text{ м} > 0,45 \text{ м}$$

– поэтому устраиваем вторую ступень высотой $h_{f,2} = 0,6$ м. При этом высота стакана $h_{\text{у.с.}} = 1,00$ м, вылет верхней ступени принимаем $c = c_2 - c_1 = 500 - 300 = 200 \text{ мм}$ (0,2 м) – рис. 10.

4.2 Расчеты прочности элементов фундамента

Определение крайних ординат эпюры давления.

Момент в уровне подошвы

$$M_{n,f} = M_n + Q_n \cdot H_{\text{с}} = \frac{220,86}{2,20} + \frac{47,04}{2,20} \cdot 2,20 = 147,43 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Нормативная нагрузка от веса фундамента и грунта на его обрезах

$$G_n = l \cdot b \cdot d \cdot \gamma_n = 2,7 \cdot 2,1 \cdot 2,35 \cdot 18 \cdot 0,95 = 227,85 \text{ кН};$$

$$e_0 = \frac{M_{n,f}}{N_n + G_n} = \frac{147,43}{987,50 + 227,85} = 0,129 \text{ м} < \frac{l}{b} = \frac{2,7}{6} = 0,45 \text{ м}$$

следовательно эпюра напряжений в грунте трапецевидная.

$$P_{n,\max} = \frac{N_n + G_n}{A} \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{l}\right) = \frac{987,5 + 227,85}{5,67} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,129}{2,7}\right) =$$

$$= 275,79 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} < 1,2R = 1,2 \cdot 260 = 312 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$P_{n,\min} = \frac{987,50 + 227,85}{5,67} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,129}{2,7}\right) = 159,05 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} > 0.$$

Расчет арматуры подошвы фундамента

а) В плоскости поперечной рамы

$$P_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M_f}{W} = \frac{1135,62}{5,67} + \frac{147,43 \cdot 2,20}{2,55} = 200,29 + 127,195 = 327,48 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$P_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M_f}{W} = \frac{1135,62}{5,67} - \frac{147,43 \cdot 2,20}{2,55} = 200,29 - 127,195 = 73,09 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

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).

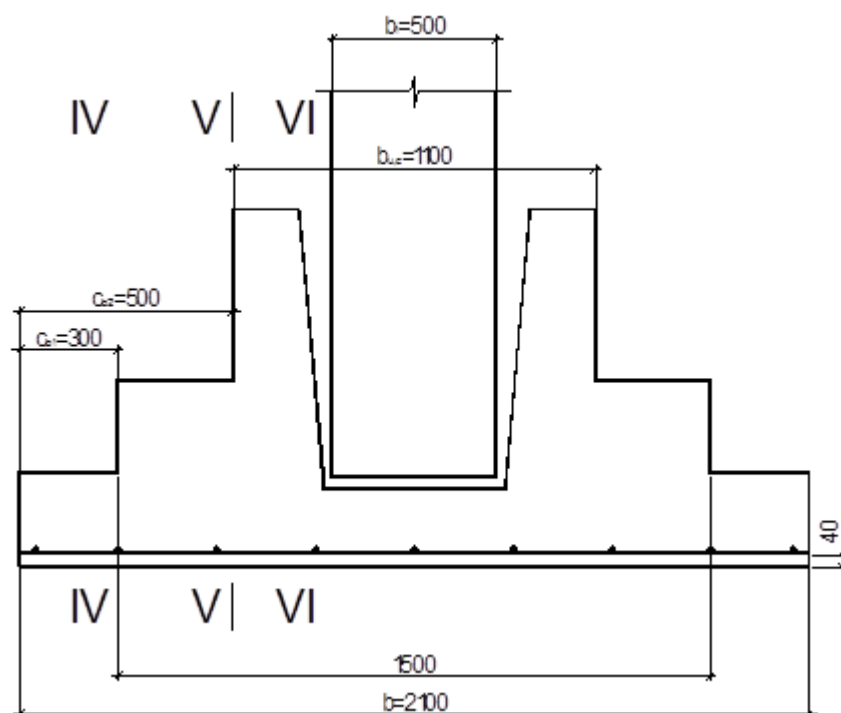
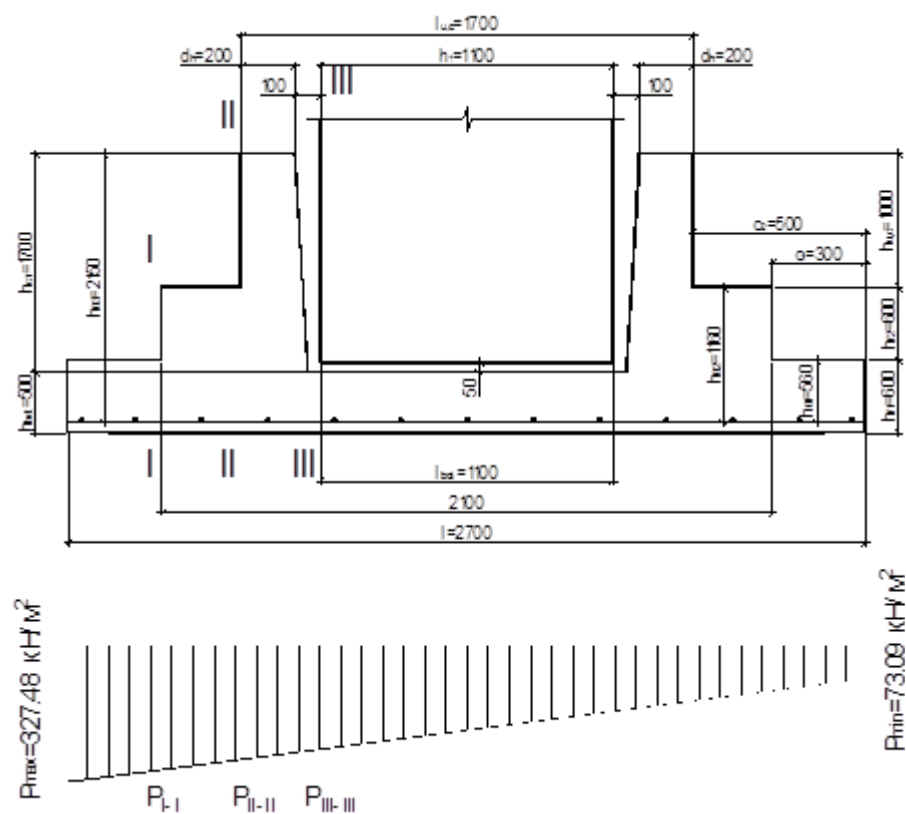
Сечение I-I

$$P_{I-I} = P_{\max} - \frac{P_{\max} - P_{\min}}{l} \cdot c_1 = 327,48 - \frac{327,48 - 73,09}{2,7} \cdot 0,30 = 294,50 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$M_{I-I} = \frac{(2P_{\max} + P_{I-I}) \cdot b \cdot c_1^2}{6} = \frac{(2 \cdot 327,48 + 294,50) \cdot 2,1 \cdot 0,30^2}{6} = 40,71 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Рабочая высота подошвы $h_{01} = h_{f,1} - a = 0,3 - 0,04 = 0,26 \text{ м} = 26 \text{ см};$

a)



93

$$P_{II-II} = P_{\max} - \frac{P_{\max} - P_{\min}}{l} \cdot c_2 = 327,48 - \frac{327,48 - 73,09}{2,7} \cdot 0,5 = 280,37 \frac{\kappa H}{\text{м}^2}$$

$$M_{II-II} = \frac{(2P_{\max} + P_{II-II}) \cdot b \cdot c_2^2}{6} = \frac{(2 \cdot 327,48 + 280,37) \cdot 2,1 \cdot 0,5^2}{6} = 81,84 \kappa H \cdot \text{м}.$$

Рабочая высота подошвы

$$h_{02} = (h_{f1} + h_{f2}) - a = (0,6 + 0,6) - 0,04 = 1,16 \text{ м} = 116 \text{ см};$$

$$A_{z2} = \frac{M_{II-II}}{R_z \cdot 0,9 \cdot h_{02}} = \frac{81,84 \cdot (10^5)}{355 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 116} = 2,21 \text{ см}^2$$

Сечение III – III

$$P_{III-III} = P_{\max} - \frac{P_{\max} - P_{\min}}{l} \cdot \frac{l - h_1}{2} = 327,48 - \frac{327,48 - 73,09}{2,7} \cdot \frac{2,7 - 1,1}{2} = 237,97 \frac{\kappa H}{\text{м}^2};$$

$$M_{III-III} = \frac{(2P_{\max} + P_{III-III}) \cdot b \cdot \left(\frac{l - h_1}{2}\right)^2}{6} = \frac{(2 \cdot 327,48 + 237,97) \cdot 2,1 \cdot \left(\frac{2,7 - 1,1}{2}\right)^2}{6} = 200,02 \kappa H \cdot \text{м}$$

Рабочая высота подошвы

$$h_{03} = H - a = 2,20 - 0,04 = 2,16 \text{ м} = 216 \text{ см};$$

$$A_{z3} = \frac{M_{III-III}}{R_z \cdot 0,9 \cdot h_{03}} = \frac{200,02 \cdot (10^5)}{355 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 216} = 2,90 \text{ см}^2$$

Подбор арматуры осуществляем в следующей последовательности:

- 1) Из 3-х найденных значений A_{zi} принимаем $A_{z,\max} = A_{z3} = 4,90 \text{ см}^2$;
- 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...100 мм (кратно 25 мм);

- 4) определяем количество стержней n_1 по формуле

$$n_1 - 1 = \frac{b - 2 \cdot a_s}{S}$$

результат необходимо округлить до целого большего;

- 5) По сортаменту определяем диаметр арматуры.

Принимаем $S=300 \text{ мм}$, $a_s = 50 \text{ мм}$,

$$n_1 - 1 = \frac{2,1 - 2 \cdot 0,05}{0,3} = 6,67$$

Тогда $0,3$ не целое число. Принимая шаги крайних стержней

$$n_2 - 3 = \frac{2,1 - 2 \cdot 0,05 - 2 \cdot 0,25}{0,3} = 6 \rightarrow n_1 = 9$$

$S=250 \text{ мм}$ получим:

По сортаменту принимаем

9Ж12А400 с $A_z = 10,28 \text{ см}^2 > A_{z,\max} = 4,90 \text{ см}^2$ - рис.11.(При $l > 3,0 \text{ м}$. минимальный диаметр арматуры 12мм).

Процент армирования μ :

$$\mu_1 = \frac{A_z \cdot 100}{b \cdot h_{01}} = \frac{10,28 \cdot 100}{210 \cdot 56} = 0,076\%$$

В сечении I-I

$$\mu_2 = \frac{A_z \cdot 100}{(b - 2c_{b1}) \cdot h_{02}} = \frac{10,28 \cdot 100}{(210 - 2 \cdot 30) \cdot 116} = 0,059\%$$

В сечении II-II

$$\mu_3 = \frac{A_z \cdot 100}{b_{\text{уч}} \cdot h_{03}} = \frac{10,28 \cdot 100}{110 \cdot 216} = 0,0508\%$$

В сечении III-III

Поскольку во всех сечениях $\mu_{\max} = 1\% > \mu > \mu_{\min} = 0,05\%$, количество принятой арматуры оставляем без изменения.

б) Из плоскости поперечной рамы

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

$$P_{V-V} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = \frac{327,48 + 73,09}{2} = 200,29 \frac{\kappa H}{M^2};$$

$$h_{05} = h_{02} = 116 \text{ см}; (h_{04} = h_{01} = 56 \text{ см}; h_{06} = h_{03} = 216 \text{ см});$$

$$M_{V-V} = \frac{P_{V-V} \cdot l \cdot \left(\frac{b - b_{u,c}}{2} \right)^2}{2} = \frac{200,29 \cdot 2,7 \cdot \left(\frac{2,1 - 1,1}{2} \right)^2}{2} = 67,59 \kappa H \cdot M;$$

$$A_{z5} = \frac{M_{V-V}}{R_z \cdot 0,9 \cdot h_{0,5}} = \frac{67,59 \cdot (10^5)}{355 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 116} = 1,83 \text{ см}^2$$

Задаемся $S = 250 \text{ мм}$, $a_s = 50 \text{ мм}$;

$$n_2 - 1 = \frac{l - 2 \cdot a_z}{S} = \frac{2,7 - 2 \cdot 0,05}{0,25} = 10,4$$

не целое число. Принимая шаги крайних стержней $S = 200 \text{ мм}$, получим:

$$n_2 - 3 = \frac{2,7 - 2 \cdot 0,05 - 2 \cdot 0,2}{0,25} = 8,8 \rightarrow n_2 = 9$$

По сортаменту принимаем 9Ж13 А400 (рис. 11), с $A_z = 13,85 \text{ см}^2 > A_{z,5} = 1,83 \text{ см}^2$.

Поскольку длина подошвы не превышает 3 м, все стержни в продольном направлении доводим до конца, в противном случае каждый 2-ой стержень в продольном направлении не доводим до конца на 0,1л (с округлением в меньшую сторону кратно 5 см).

В рассматриваемом сечении

$$\mu_5 = \frac{A_z \cdot 100}{(a - 2c_1) \cdot h_{05}} = \frac{13,85 \cdot 100}{(300 - 2 \cdot 30) \cdot 116} = 0,051\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Процент армирования в других сечениях:

$$\mu_4 = \frac{A_z \cdot 100}{l \cdot h_{01}} = \frac{13,85 \cdot 100}{270 \cdot 56} = 0,092\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

$$\mu_6 = \frac{A_z \cdot 100}{l_{u,c} \cdot h_{03}} = \frac{13,85 \cdot 100}{170 \cdot 216} = 0,0505\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Поскольку во всех сечениях $\mu_{\max} = 1\% > \mu > \mu_{\min} = 0,05\%$, 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.

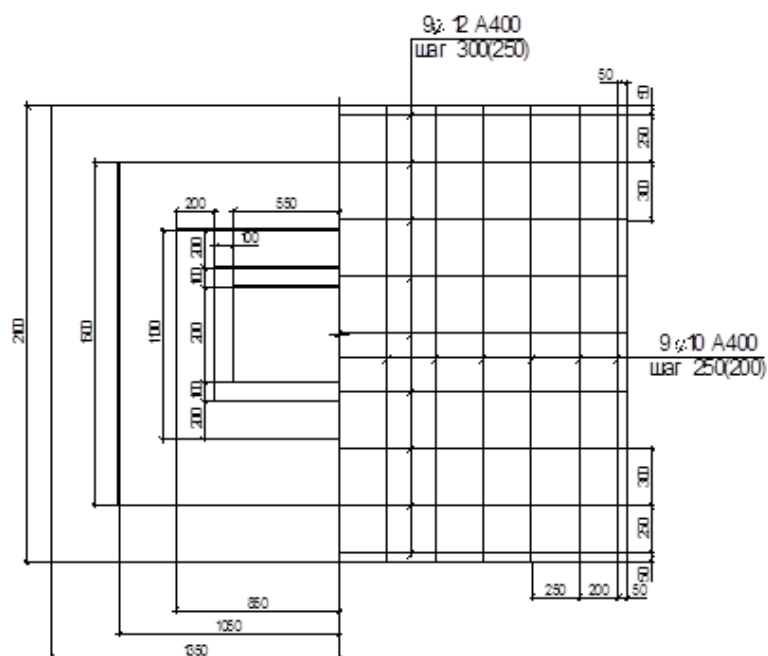


Рис. 11. Схема армирования плитной части фундамента.

Курсовой проект должен быть представлен расчетно-пояснительной запиской — 50÷70 печатных страниц текста и графической частью, выполненной с помощью программы AutoCad объемом 1,5— 2 листов формата A1.

При оформлении проекта надлежит руководствоваться едиными нормами конструкторской документации ЕСКД.

Пояснительная записка должна включать всю расчетную часть проекта и быть иллюстрирована достаточным количеством расчетных схем и сечений элементов с необходимыми размерами.

Список литературы является необходимой частью курсового проекта.

ПРИЛОЖЕНИЯ

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Таблица 1 - Минимальный класс бетона элементов с предварительно напряженной арматурой

Характеристика напрягаемой арматуры	Класс бетона не ниже
Арматура классов: A540-A800	B20
A1000	B30
Арматура классов: Bp1200, Bp1300	B30
Bp1400, Bp1500	B20
K1400, K1500	B30
Примечание. Классы арматуры приведены ниже	

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Таблица 2 - Предельно допустимая ширина раскрытия трещин – $a_{crc,ult}$
из условия обеспечения сохранности арматуры

Для элементов, к которым не предъявляются требования непроницаемости, Значения $a_{crc,ult}$ принимают равными:		
При арматуре классов	При продолжительном рас- крытии 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) K1600 диаметром 12 мм	0,2	0,3
Bp1500 K1500(K- 7), K1600 диамет- ром 6 и 9 мм	0,1	0,2

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Таблица 3 - Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$

Расчетные сопротивления бетона на осевое растяжение для предельных состояний первой группы R_{bt} , МПа (кгс/см ²) при классе бетона по прочности на осевое растяжение						
$B_{t0,8}$	$B_{t1,2}$	$B_{t1,6}$	$B_{t2,0}$	$B_{t2,4}$	$B_{t2,8}$	$B_{t3,2}$
0,62 (6,3)	0,93 (9,5)	1,25 (12,7)	1,55 (15,8)	1,85 (18,9)	2,15 (21,9)	2,45 (25,0)

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Таблица 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

Таблица 5 - Значения начального модуля упругости бетона E_b

Значения 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

Таблица 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)
K 1600	6, 9, 12, 15	1600
K1700	6, 9	1700

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

Таблица 7 - Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению R_s и сжатию R_{sc}

Арматура классов	Расчетные значения со- противления арматуры для предельных состояний пер- вой группы, МПа		Арматура классов	Расчетные значения со- противления арматуры для предельных состояний пер- вой группы, МПа	
	растяжению R_s	сжатию R_{sc}		растяжению R_s	сжатию R_{sc}
A240	210	215	Bp1300	1130	500
A400	350	350	Bp1400	1215	500
A500	435	435	Bp1500	1300	500
A600	520	470	Bp1600	1390	500
A800	695	500	K1400	1170	500
A1000	830	500	K1500	1250	500
B500	435	415	K1600	1390	500
Bp500	415	390	K1700	1475	500
Bp1200	1000	500			
Примечание: Значения R_s в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки.					

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

Таблица 7 - 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

Таблица 8 - Значения модуля упругости арматуры E_s

<i>Класс арматуры</i>	<i>Значения модуля упругости E_s, МПа</i>
<i>Арматура всех классов кроме канатной</i>	200000
<i>Канатная классов K1400; K1500; K1600; K1700</i>	195000

ПРИЛОЖЕНИЕ 10

Таблица 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	0,50	0,50
0,25	0,875	0,219	0,50	0,75	0,375			

ПРИЛОЖЕНИЕ 11

Значения ξ_R , α_R

Таблица 14

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

Таблица 12 - Расчётные площади поперечных сечений и масса арматуры, сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля, обыкновенной и высокопрочной арматурной проволоки

Диаметр , мм	2 Расчётные площади поперечных сечений, см 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			A240	A400	A500	A540	A600	A800	A1000	B500	Bp 500	Bp 1200	Bp 1300	Bp 1400	Bp 1500	Bp 1600
3	0.07	0.14	0.21	0.28	0.36	0.43	0.50	0.57	0.64	0.71	0.052	3	—	—	—	—	—	—	—	X	X	—	—	—	X	X
4	0.12	0.25	0.38	0.50	0.63	0.76	0.88	1.01	1.13	1.26	0.092	4	—	—	—	—	—	—	—	X	X	—	—	X	—	X
5	0.19	0.39	0.59	0.78	0.98	1.18	1.37	1.57	1.76	1.96	0.144	5	—	—	—	—	—	—	—	X	X	—	—	X	—	X
6	0.28	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	—	—	—	X	—	—
7	0.38	0.77	1.16	1.54	1.93	2.31	2.69	3.08	3.47	3.85	0.302	7	—	—	—	—	—	—	—	X	—	—	X	—	—	
8	0.50	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	—	X	—	—	—	—
9	0.63	1.27	1.91	2.54	3.18	3.82	4.45	5.09	5.72	6.36	0.499	9	—	—	—	—	—	—	—	X	—	—	—	—	—	—
10	0.78	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	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	X	X	—	—	—	—	—	—
14	1.539	3.08	4.62	6.16	7.70	9.23	10.7	12.31	13.85	15.39	1.208	14	X	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	X	—	—	—	—	—	—	—
18	2.54	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	X	—	—	—	—	—	—	—
20	3.142	6.28	9.43	12.57	15.71	18.85	21.9	25.14	28.28	31.42	2.466	20	X	X	X	X	X	X	X	—	—	—	—	—	—	—
22	3.801	7.60	11.4	15.2	19.01	22.81	26.6	30.41	34.21	38.01	2.984	22	X	X	X	X	X	X	X	—	—	—	—	—	—	—
25	4.90	9.82	14.73	19.64	24.5	29.4	34.3	39.27	44.18	49.09	3.853	25	X	X	X	X	X	X	X	—	—	—	—	—	—	—
28	6.15	12.32	18.4	24.6	30.7	36.95	43.1	49.26	55.42	61.58	4.834	28	X	X	X	X	X	X	X	—	—	—	—	—	—	—
32	8.04	16.08	24.1	32.1	40.21	48.25	56.2	64.34	72.38	80.42	6.313	32	X	X	X	X	X	X	X	—	—	—	—	—	—	—
36	10.18	20.3	30.5	40.7	50.9	61.0	71.2	81.44	91.62	101.8	7.990	36	X	X	X	X	X	—	—	—	—	—	—	—	—	—
40	12.56	25.12	37.68	50.24	62.80	75.36	87.92	100.4	113.04	125.6	9.870	40	X	X	X	X	X	—	—	—	—	—	—	—	—	—

ПРИЛОЖЕНИЕ
13

Таблица 13 - 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

Таблица 15 - Значения ϕ_c

ϕ_f	$\frac{e_s}{h_0}$	Коэффициент ϕ_c при значениях $\mu\alpha_{s2}$ равных															
	h_0	0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,90	1,10	1,50	2,00
0,0	0,7	0,29	0,29	0,30	0,30	0,30	0,31	0,31	0,31	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,33	0,33	0,33
	0,8	0,18	0,20	0,21	0,22	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,28	0,29	0,29	0,30	0,31	0,31	0,32
	0,9	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,27	0,28	0,29	0,30	0,31
	1,0	0,09	0,11	0,13	0,15	0,18	0,19	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,30
	1,1	0,07	0,09	0,11	0,13	0,16	0,17	0,19	0,20	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,28	0,28	0,29
	1,2	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,21	0,22	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28	0,29
	1,3	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,15	0,17	0,18	0,20	0,21	0,23	0,23	0,25	0,26	0,27	0,29
0,2	0,8	0,31	0,33	0,34	0,35	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,43	0,44	0,45	0,45	0,46
	0,9	0,18	0,21	0,23	0,26	0,29	0,31	0,33	0,34	0,36	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,44
	1,0	0,12	0,15	0,18	0,21	0,24	0,27	0,29	0,30	0,33	0,34	0,36	0,37	0,39	0,40	0,42	0,43
	1,1	0,09	0,12	0,15	0,17	0,21	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,35	0,37	0,39	0,40	0,43
	1,2	0,07	0,10	0,13	0,15	0,19	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,33	0,36	0,38	0,39	0,41
	1,3	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,20	0,22	0,24	0,27	0,29	0,31	0,32	0,35	0,37	0,38	0,40
	1,3	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,20	0,22	0,24	0,27	0,29	0,31	0,32	0,35	0,37	0,38	0,40
0,4	0,8	0,46	0,47	0,48	0,50	0,51	0,53	0,54	0,54	0,56	0,57	0,57	0,58	0,59	0,59	0,60	0,60
	0,9	0,23	0,27	0,30	0,34	0,38	0,41	0,43	0,44	0,47	0,49	0,50	0,52	0,53	0,55	0,56	0,58
	1,0	0,14	0,18	0,22	0,25	0,30	0,33	0,36	0,38	0,41	0,44	0,46	0,47	0,50	0,52	0,54	0,55
	1,1	0,10	0,14	0,17	0,21	0,25	0,29	0,32	0,34	0,38	0,40	0,42	0,44	0,47	0,50	0,52	0,54
	1,2	0,10	0,11	0,14	0,18	0,22	0,26	0,29	0,31	0,35	0,38	0,40	0,42	0,45	0,48	0,50	0,52
	1,3	0,11	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,27	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51
	1,3	0,11	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,27	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51
0,6	0,8	0,61	0,63	0,64	0,65	0,67	0,68	0,69	0,69	0,71	0,71	0,72	0,73	0,73	0,74	0,75	0,75
	0,9	0,28	0,33	0,37	0,41	0,46	0,50	0,52	0,54	0,58	0,60	0,62	0,63	0,62	0,68	0,69	0,71
	1,0	0,16	0,21	0,25	0,29	0,35	0,39	0,43	0,45	0,50	0,53	0,55	0,57	0,60	0,63	0,65	0,68
	1,1	0,13	0,15	0,19	0,23	0,29	0,33	0,37	0,40	0,44	0,48	0,51	0,53	0,56	0,60	0,62	0,65
	1,2	0,14	0,12	0,16	0,20	0,25	0,29	0,33	0,36	0,41	0,44	0,47	0,50	0,53	0,57	0,60	0,63
	1,3	0,15	0,13	0,14	0,17	0,23	0,27	0,30	0,33	0,38	0,42	0,45	0,47	0,51	0,55	0,58	0,62
	1,3	0,15	0,13	0,14	0,17	0,23	0,27	0,30	0,33	0,38	0,42	0,45	0,47	0,51	0,55	0,58	0,62
0,8	0,8	0,79	0,80	0,80	0,81	0,83	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87	0,87	0,88	0,88	0,89	0,90	0,90
	0,9	0,33	0,38	0,43	0,48	0,54	0,58	0,62	0,64	0,68	0,71	0,73	0,75	0,78	0,80	0,82	0,84
	1,0	0,17	0,23	0,27	0,33	0,40	0,45	0,49	0,52	0,57	0,61	0,64	0,66	0,70	0,74	0,77	0,80
	1,1	0,16	0,16	0,20	0,25	0,32	0,37	0,41	0,45	0,50	0,55	0,58	0,61	0,65	0,70	0,73	0,76
	1,2	0,17	0,16	0,17	0,21	0,27	0,32	0,36	0,40	0,46	0,50	0,54	0,57	0,61	0,66	0,70	0,74
	1,3	0,19	0,17	0,15	0,19	0,24	0,29	0,33	0,37	0,42	0,47	0,50	0,54	0,58	0,64	0,67	0,72
	1,3	0,19	0,17	0,15	0,19	0,24	0,29	0,33	0,37	0,42	0,47	0,50	0,54	0,58	0,64	0,67	0,72
1,0	0,8	0,97	0,98	0,98	0,99	1,00	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05
	0,9	0,37	0,44	0,49	0,55	0,62	0,67	0,71	0,74	0,78	0,82	0,84	0,86	0,89	0,93	0,95	0,97
	1,0	0,18	0,24	0,29	0,36	0,44	0,50	0,54	0,58	0,64	0,69	0,72	0,75	0,80	0,85	0,88	0,91
	1,1	0,19	0,18	0,22	0,27	0,34	0,40	0,46	0,49	0,56	0,61	0,65	0,69	0,73	0,79	0,83	0,87
	1,2	0,21	0,19	0,18	0,22	0,29	0,35	0,37	0,43	0,50	0,55	0,59	0,63	0,69	0,75	0,79	0,84
	1,3	0,23	0,21	0,19	0,20	0,26	0,31	0,36	0,39	0,46	0,51	0,56	0,59	0,65	0,71	0,76	0,81
	1,3	0,23	0,21	0,19	0,20	0,26	0,31	0,36	0,39	0,46	0,51	0,56	0,59	0,65	0,71	0,76	0,81

ПРИЛОЖЕНИЕ 15

Коэффициент ползучести бетона

Таблица 19

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести $\phi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Выше 75	2,8	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40-75	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
Ниже 40	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0
Примечание - относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СП131.13330.2012 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.											

ПРИЛОЖЕНИЕ 16

Расчетные значения веса снегового покрова S_g на $1м^2$
горизонтальной поверхности земли

Таблица 21

Район (карта 1 СП 20.13330.2011. приложение 3)	Города, расположенные в соответствующих районах	S_g , кПа
I	Астрахань, Благовещенск, Чита	0,8
II	Волгоград, Иркутск, Хабаровск	1,2
III	Белгород, Великий Новгород, Воронеж, Екатеринбург, Красноярск, Курск, Липецк, Москва, Орел, Санкт - Петербург, Саратов, Смоленск, Тамбов, Тюмень, Челябинск, Омск	1,8
IV	Вологда, Кемерово, Нижний Новгород, Нижний Тагил, Новосибирск, Самара, Томск, Тверь, Ярославль	2,4
V	Киров, Пермь, Уфа, Салехард	3,2
VI	Нефтегорск, Печора	4,0
VII	Петропавловск - Камчатский	4,8

ПРИЛОЖЕНИЕ 17

Значения коэффициента продольного изгиба φ

Таблица 22

Класс бетона	φ при l_0/h равном			
	6	10	15	20
B20-B55	0,92	0,9	0,83	0,7
B60	0,91	0,89	0,80	0,65

ПРИЛОЖЕНИЕ 18

Таблица 18

φ_f	e_s/h_o	Коэффициенты $\zeta = z/h_o$ при значениях μa_{s1} равных										
		0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0,0	0,7	0,70	0,69	0,69	0,69	0,68	0,68	0,68	0,67	0,67	0,67	0,67
	0,8	0,77	0,76	0,74	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68	0,68	0,67	0,66
	0,9	0,82	0,80	0,77	0,76	0,74	0,71	0,70	0,68	0,67	0,66	0,64
	1,0	0,84	0,82	0,78	0,77	0,74	0,71	0,69	0,67	0,66	0,64	0,62
	1,1	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,71	0,68	0,66	0,65	0,62	0,60
	$\geq 1,2$	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,70	0,67	0,65	0,63	0,60	0,58
0,2	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,79	0,79	0,78	0,77	0,77	0,76	0,75	0,75	0,74	0,74	0,73
	0,9	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,78	0,77	0,76	0,75	0,74	0,73
	1,0	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81	0,79	0,77	0,76	0,75	0,74	0,72
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77	0,75	0,74	0,72	0,70
0,4	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,78	0,78	0,78	0,77	0,77	0,77
	0,9	0,87	0,86	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,80	0,79	0,78	0,77
	1,0	0,89	0,88	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,78	0,77
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,77	0,76
0,6	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
	0,9	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,82	0,81	0,80	0,80
	1,0	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,84	0,83	0,83	0,82	0,81	0,80
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,79
$\geq 0,8$	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
	0,9	0,88	0,87	0,86	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,83	0,82	0,82
	1,0	0,89	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,82	0,81
$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + a_{s1}A'_{sp} + a_{s1}A'_s}{bh_o}; e_s = \frac{M_s}{P}; \mu a_{s1} = \frac{a_{s1}A_{sp} + a_{s1}A'_s}{bh_o}.$												

6. КРИТЕРИИ ОЦЕНИВАНИЯ РАБОТЫ

Вопросы для защиты курсового проекта

Базовый уровень

4. Как определяются нагрузки на поперечную раму?
5. Из каких элементов состоит каркас одноэтажного промышленного здания, поперечная и продольная рамы?
6. Что включает в себя компоновка конструктивной схемы одноэтажного промышленного здания?
7. Как обеспечивается пространственная жесткость каркаса в продольном и поперечном направлениях?
8. На какие нагрузки рассчитывается каркас одноэтажного промышленного здания?
9. Расчет внецентренно-сжатой колонны
10. Разновидности типов стропильных конструкций для одноэтажных промышленных зданий.
11. Рекомендуемые пролеты для балок и ферм в покрытиях одноэтажных промышленных зданий.
12. Стропильные балки покрытий. Основные принципы их расчета и конструирования.
13. Сегментные раскосные фермы. Основные принципы их расчета и конструирования.
14. Безраскосные арочные фермы. Основные принципы их расчета и конструирования.
15. Расчет фундамента под колонну.

Повышенный уровень

1. Перераспределение усилий в статически неопределимых стропильных балках и
2. Преимущества и недостатки различных типов стропильных конструкций.
3. Особенности расчета и конструирования двухветвевых колонн.
4. Особенности расчета и конструирования внецентренно нагруженных фундаментов

Критерии оценивания компетенций

Оценка **«отлично»** выставляется, если студент при ответе на вопросы как базового, так и повышенного уровня показывает глубокое и всестороннее знание предмета, обязательной и дополнительной литературы, аргументировано и логически стройно излагает материал, пользуясь СНиПами, ГОСТами, может применять знания для анализа конкретных ситуаций.

Оценка **«хорошо»** ставится, если при ответе на вопросы базовой части студент показывает знание предмета, обязательной литературы, знакомстве с дополнительной литературой, аргументировано излагает материал, умеет применять знания для анализа конкретных ситуаций, однако незначительно нарушает последовательность изложения материала, дает недостаточно полное, хотя и верное определение понятий.

Оценка **«удовлетворительно»** ставится, если студент при ответе на вопросы базовой части показал, что он в основном знает предмет, обязательную литературу, может практически применять свои знания, но программный материал излагает фрагментарно и непоследовательно, допускает отдельные ошибки и погрешности при проектировании зданий и сооружений, слабо ориентируется в межпредметных связях.

Оценка **«неудовлетворительно»** ставится, если студент не отвечает на предлагаемые ему вопросы базовой части или его ответ показывает, что не усвоено основное содержание предмета, обнаруживается незнание большей части учебного материала, допускаются грубые ошибки при формулировке основных понятий

Описание шкалы оценивания

Максимальная сумма баллов по **курсовой работе (проекту)** устанавливается в **100** баллов

и переводится в оценку по 5-балльной системе в соответствии со шкалой:

Шкала соответствия рейтингового балла 5-балльной системе

Рейтинговый балл Оценка по 5-балльной системе

Уровень выполнения курсового проекта	Рейтинговый балл (в % от максимального балла за курсовой проект)
Отличный	88 – 100
Хороший	72 – 87
Удовлетворительный	53 – 71
Неудовлетворительный	< 53

7. ПОРЯДОК ЗАЩИТЫ РАБОТЫ

Выполненная курсовая работа сдается преподавателю на проверку.

Курсовая работа/проект, выполненная с соблюдением рекомендуемых требований, оценивается и допускается к защите. Защита должна производиться до начала экзамена по дисциплине.

Процедура защиты курсовой работы включает в себя:

- выступление студента по теме и результатам работы (5-8 мин),
- ответы на вопросы членов комиссии, в которую входят преподаватели дисциплин профессионального цикла и/или междисциплинарных курсов профессионального модуля.

Также в состав комиссии могут входить: методист, мастера производственного обучения. На защиту могут быть приглашены преподаватели и студенты других специальностей.

При подготовке к защите:

- внимательно прочитать содержание отзыва руководителя работы,
- внести необходимые поправки, сделать необходимые дополнения и/или изменения;
- обоснованно и доказательно раскрыть сущность темы курсовой работы;
- обстоятельно ответить на вопросы членов комиссии.

Окончательная оценка за курсовую работу выставляется комиссией после

Для выступления на защите необходимо заранее подготовить и согласовать с руководителем тезисы доклада и иллюстративный материал.

При составлении тезисов необходимо учитывать ориентировочное время доклада на защите, которое составляет *до 10 минут*. Доклад целесообразно строить не путем изложения содержания работы по главам, а по задачам, то есть, раскрывая логику получения значимых результатов. В докладе обязательно должно присутствовать обращение к иллюстративному материалу, который будет использоваться в ходе защиты работы. Объем доклада должен составлять 7-8 страниц текста в формате Word, размер шрифта 14, полуторный интервал. Рекомендуемые структура, объем и время доклада приведены в таблице 2.

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. Госстрой России.- М.: ГУП ЦПП, 2017. – 166 с.
2. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. 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 52-101-2003). М.: ФГУП ЦПП, 2005.5. ГОСТ Р 21.1501-92.
7. ГОСТ Р 21.1101-2009. СПДС. Основные требования к проектной и рабочей строительной документации.
8. ГОСТ 21.501-93. СПДС. Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей

Эскиз	Марка изделия	Вес, кН
	1)	
	БК6	35
	БК12	103
	Марка изделия	Вес, кН/п.м
	2)	
	КР100	0.88
1) БАЛКИ ПОДКРАНОВЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПРОЛЕТОМ 6 и 12 м ДЛЯ КРАНОВ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТЬЮ ДО 32 т ДЛЯ ЛЕГКОГО И СРЕДНЕГО РЕЖИМОВ РАБОТЫ (СК-3, серия 1.426); 2) РЕЛЬСЫ КРАНОВЫЕ (ГОСТ 4221-76)		

Таблица 1.2

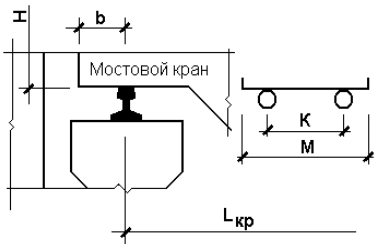
Нагрузки и габариты мостовых кранов среднего режима										
	Q, т	L _{кр} , мм	Основные размеры, мм				Давление колес, кН		Вес, кН	
			M	K	H	b	F _{нmax}	F _{нmin}	тележки	крана
	15	16,5	6300	4400	2300	260	175	32	70	265
		22,5	6300	4400	2300	260	190	48	70	340
	20	16,5	6300	4400	2400	260	195	55	85	285
		22,5	6300	4400	2400	260	220	60	85	360
30	16,5	6300	5100	2750	300	280	82	120	426	
	22,5	6300	5100	2750	300	315	95	120	520	

Таблица 1.3

Эскиз	ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ИЗДЕЛИЙ					
	Марка изделия	Шаг колонн, м	Грузоподъемность крана, т	Высота сечения, мм		Вес, кН
				h ₁	h ₂	
1-1 400 h₁ 2-2 400 h₂	КОЛОННЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ДЛЯ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ ВЫСОТОЙ 11.4 + 14.4 м (СК-3, серия 1.424)					
	K114	6	15,20	380	700	76
	K114	6	30	600	700	89
	K114	12	15,20,30	600	800	96
	K126	6	15,20	380	800	94
	K126	6	30	600	800	105
	K126	12	15,20,30	600	900	119
	K138	6	15,20	380	800	103
	K138	6	30	600	800	115
	K138	12	15,20,30	600	900	125
	K144	6	15,20	380	800	109
	K144	6	30	600	800	120
	K144	12	15,20,30	600	900	130

Таблица 1.4

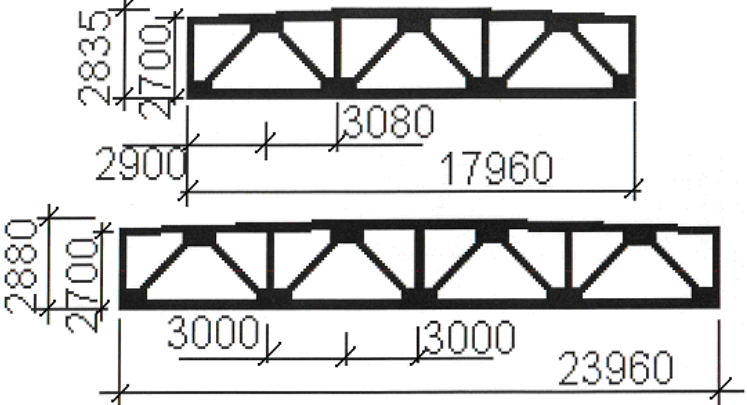
Эскиз	Марка изделия	Шаг, м	Вес, кН
	ФСП18	6	75
	ФСП18	12	102
	ФСП24	6	93
	ФСП24	12	144
ФЕРМЫ СТРОПИЛЬНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПОЛИГОНАЛЬНЫЕ ПРОЛЕТОМ 18 и 24 м для покрытий зданий с малосклонной кровлей			

Таблица 1.5

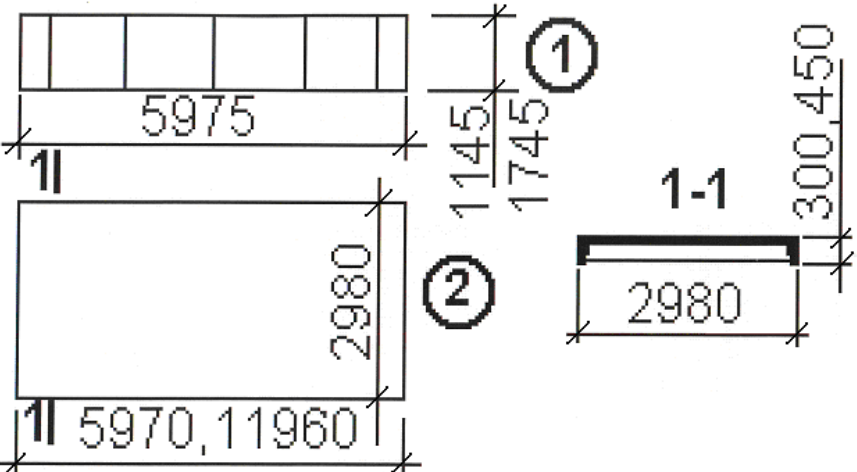
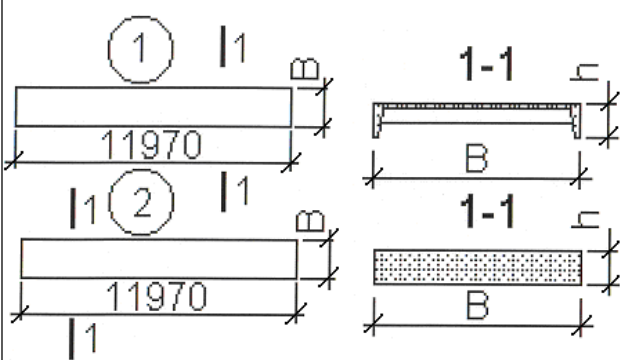
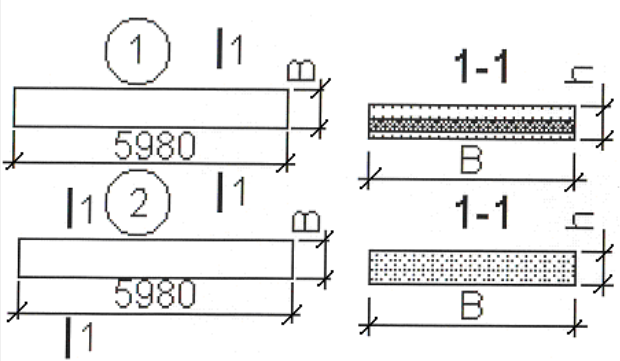
Эскиз	Марка изделия	Вес, кН
	1)	
	ОГД60.12-1	1.2
	ОГД60.12-2	1.9
	ОГД60.18-1	1.7
	ОГД60.18-2	2.8
	2)	
	кН/м ²	
	ПГ6	1.5
	ПГ12	1.7
1) ПАНЕЛИ ОКОННЫЕ СТАЛЬНЫЕ ДЛЯ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ (СК-3, серия 1.436); 2) ПЛИТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ РЕБРИСТЫЕ 3Х6, 3Х12 ДЛЯ ПОКРЫТИЯ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ (СК-3, серия 1.465)		

Таблица 1.6

Эскиз	ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ИЗДЕЛИЙ			
	Марка изделия	В, мм	h, мм	Вес, кН
 ПАНЕЛИ СТЕН (СК-3, серия 1.432): 1) железобетонные преднапряженные для неотапливаемых производственных зданий; 2) из легкого бетона для отапливаемых производственных зданий	1)			
	ПС120.12	1185	300	30
	ПС120.18	1785	300	37
	ПС120.24	2385	300	45
	2)			
	ПС120.9.25	880	250	35.6
	ПС120.9.30	880	300	41.1
	ПС120.9.35	880	350	47.3
	ПС120.12.25	1180	250	47.3
	ПС120.12.30	1180	300	54.8
	ПС120.12.35	1180	350	63.1
	ПС120.18.25	1780	250	71.5
	ПС120.18.30	1780	300	82.8
	ПС120.18.35	1780	350	95.5

Таблица

1.7

Эскиз	ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ИЗДЕЛИЙ			
	Марка изделия	В, мм	h, мм	Вес, кН
 ПАНЕЛИ СТЕН (СК-3, серия 1.432): 1) железобетонные трехслойные (утеплитель - минераловатные плиты) для отапливаемых промзданий 2) железобетонные для неотапливаемых производственных зданий;	2)			
	ПС60.9.1	885	100	13.3
	ПС60.12.1	1185	100	17.8
	ПС60.18.1	1785	100	26.8
	1)			
	ПСТ60.9.2	880	200	21
	ПСТ60.12.2	1180	200	28
	ПСТ60.18.2	1780	200	42
	ПСТ60.9.2,5	880	250	28
	ПСТ60.12.2,5	1180	250	29
	ПСТ60.18.2,5	1780	250	43.9
	ПСТ60.9.3	880	300	22.2
	ПСТ60.12.3	1180	300	29.5
	ПСТ60.18.3	1780	300	44.7

Конструктивные элементы здания

Выбранные по таблицам 1.1, 1.3 – 1.7 конструктивные элементы здания сведены в таблицу 1.8.

Таблица 1.8

№ п/п	Конструктивный элемент здания	Марка	СКЗ, серия	Вес, кН
1	Балки подкрановые железобетонные	БК6	1.426	35

2	Колонны железобетонные для одноэтажных производственных зданий	К104	1.424	$0,38 \times 0,4 \times 25 = 3,8$ кН/м (верх), $0,7 \times 0,4 \times 25 = 7,0$ кН/м (низ) *
3	Стропильные железобетонные полигональные фермы	ФСП18	1.463	75
4	Плиты железобетонные ребристые	ПГ6	1.465	$1,5 \text{ кН/м}^2$
5	Панели стен железобетонные для неотапливаемых производственных зданий	ПС60.12.1	1.432	17,8
6	Панели стен железобетонные для неотапливаемых производственных зданий	ПС60.9.1	1.432	13,3

- - вес погонного метра верхней (надкрановой) и нижней (подкрановой) частей колонны, определенный в соответствии с размерами поперечного сечения верхней и нижней частей колонны и объемным весом железобетона - 25 кН/м^3

Выполнение листа 1 графической части курсовой работы

На первом листе графической части курсовой (чертежи, лист 1) вычерчивается маркировочная схема (поперечный разрез здания) со спецификацией сборных железобетонных конструкций и схема расположения связей.

На поперечном разрезе здания, а также на схеме расположения связей, указываются позиции сборных железобетонных конструкций. В таблицу-спецификацию заносятся позиция, серия, марка, количество сборных железобетонных конструктивных конструкций всего здания и масса в тоннах конструктивного элемента. Масса конструктивных элементов здания принимается по таблицам 1.1, 1.3-1.7. Серии конструктивных элементов по строительному каталогу и марки конструкций также указаны в таблицах 1.1, 1.3-1.7. Для определения количества конструктивных элементов одной позиции на здание необходимо сначала разбить здание на температурно-усадочные блоки.

Сборно-каркасные одноэтажные железобетонные здания разделяются температурно-усадочными швами (см. лист 1 и рис. 2.1), расстояние между которыми не должно превышать: для отапливаемых зданий – 72 м, для неотапливаемых зданий – 60 м.

В примере производственное неотапливаемое здание имеет длину 78 м при шаге поперечных рам здания 6 м. Температурно-усадочный шов будет делить здание на два неодинаковых по длине блока: $6 \times 6 \text{ м} = 36 \text{ м}$, $7 \times 6 \text{ м} = 42 \text{ м}$ ($\Sigma = 78 \text{ м}$).

В пределах каждого температурно-усадочного блока в средней его части устанавливаются вертикальные связи между колоннами, которые воспринимают усилия, возникающие при изменении температуры и влажности воздуха, а также при работе кранового оборудования. В торцах здания горизонтальные и вертикальные связи, вместе с плитами перекрытия, объединяют две примыкающие к торцу здания фермы с тем, чтобы создать надежную верхнюю опору фахверковым колоннам, воспринимающим ветровую нагрузку на торцы здания. Устанавливаются также связи по верху колонн. Наличие связей способствует лучшему перераспределению усилий между конструктивными элементами здания. Имеются некоторые отличия в схеме расположения связей при $L=18 \text{ м}$ и $L=24 \text{ м}$, при $B=6 \text{ м}$ и $B=12 \text{ м}$.

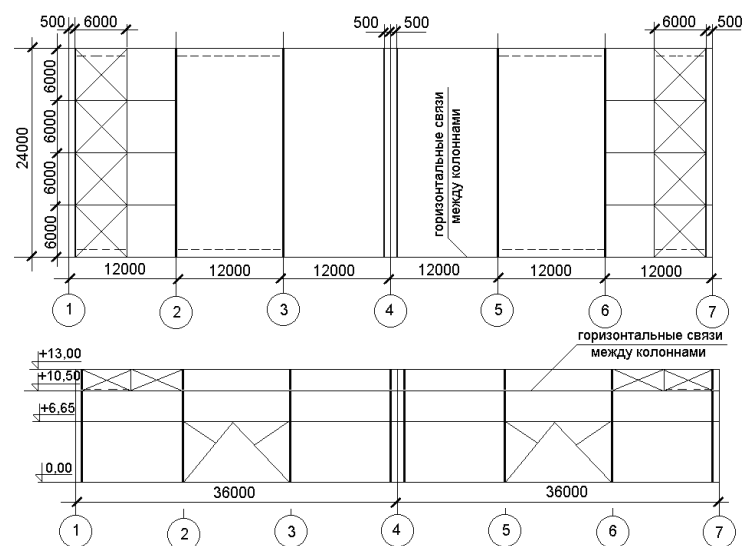


Рис. 2.1. Схема расположения связей.

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПО ОРГАНИЗАЦИИ САМОСТОЯТЕЛЬНЫХ РАБОТ
ПО ДИСЦИПЛИНЕ**

Специальные железобетонные конструкции

Направление подготовки 08.04.01 Строительство

Направленность (профиль) «Теория и проектирование зданий и сооружений»

Ставрополь

Методические рекомендации разработаны для студентов по организации самостоятельных работ по дисциплине «Специальные железобетонные конструкции» по направлению подготовки студентов 08.04.01 «Строительство», профиль «Теория и проектирование зданий и сооружений».

Методические рекомендации по самостоятельному изучению дисциплины представляют собой комплекс рекомендаций и разъяснений, позволяющий магистру оптимальным образом организовать процесс изучения дисциплины «Специальные железобетонные конструкции». Задачи методических рекомендаций по изучению дисциплин:

1. Активизация самостоятельной работы;
2. Управление познавательной деятельностью магистров;
3. Развитие навыков рациональной работы с литературой.

Содержание

Введение	4
1. Общая характеристика самостоятельной работы обучающегося при изучении дисциплины «Специальные железобетонные конструкции.....	5
2. Общие требования к написанию самостоятельной работы.....	6
3. Общие требования к организации самостоятельной работы.....	6
4. План-график выполнения самостоятельной работы.....	8
5. Задания к самостоятельной работе	9
Рекомендуемая литература.....	11

Введение

Методические рекомендации по выполнению самостоятельной работы предназначены для студентов направления подготовки 08.04.01 Строительство.

Самостоятельная работа проводится с целью:

- систематизации и закрепления полученных теоретических знаний и практических умений обучающихся;
- углубления и расширения теоретических знаний;
- формирования умений использовать нормативную, правовую, справочную документацию и специальную литературу;
- развития познавательных способностей и активности обучающихся: творческой инициативы, самостоятельности, ответственности, организованности;
- формирование самостоятельности мышления, способностей к саморазвитию, совершенствованию и самоорганизации;
- формирования общих и профессиональных компетенций;
- развитию исследовательских умений.

Внеаудиторная самостоятельная работа выполняется студентом по заданию преподавателя, но без его непосредственного участия.

Перед выполнением студентами внеаудиторной самостоятельной работы преподаватель проводит инструктаж по выполнению задания, который включает цель задания, его содержание, сроки выполнения, ориентировочный объем работы, основные требования к результатам работы, критерии оценки. В процессе инструктажа преподаватель предупреждает студентов о возможных типичных ошибках, встречающихся при выполнении задания.

В качестве форм и методов контроля внеаудиторной самостоятельной работы студентов используются семинарские занятия, зачеты, тестирование, самоотчеты, контрольные и курсовые работы.

Критериями оценки результатов внеаудиторной самостоятельной

работы студента являются:

- уровень освоения студентом учебного материала;
- умение студента использовать теоретические знания при выполнении практических задач; сформированность общеучебных умений;
- уровень умения активно использовать электронные образовательные ресурсы, находить требующуюся информацию, изучать ее и применять на практике;
- обоснованность и четкость изложения ответа;
- оформление материала в соответствии с требованиями
- уровень умения четко сформулировать проблему, предложив ее решение, критически оценить решение и его последствия;
- уровень умения определить, проанализировать альтернативные возможности, варианты действий;
- уровень умения сформулировать собственную позицию, оценку и аргументировать ее.

1. Общая характеристика самостоятельной работы обучающегося при изучении дисциплины «Специальные железобетонные конструкции»

Целью изучения дисциплины «Специальные железобетонные конструкции» является формирование набора общекультурных и профессиональных компетенций будущего магистра по направлению подготовки -

Направление подготовки – 08.04.01 Строительство, магистерская программа «Теория и проектирование зданий и сооружений».

Изучение дисциплины позволяет сформировать знания с углубленным освоением проектирования, изготовления, монтажа, усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений. Основными задачами изучения дисциплины являются:

- получение знаний о методах проектирования и мониторинга зданий и сооружений, их конструктивных элементов, включая методы расчетного

обоснования, в том числе с использованием универсальных и специализированных программно-вычислительных комплексов и систем автоматизированного проектирования;

- вести разработку эскизных, технических и рабочих проектов сложных объектов, в том числе с использованием систем автоматизированного проектирования.

2. Общие требования к написанию самостоятельной работы

В ходе самостоятельной работы каждый магистр обязан прочитать основную и по возможности дополнительную литературу по изучаемой теме, проработать конспекты лекций и их дополнить недостающим материалом. Выделить непонятные для него положения в конспекте и обратиться к словарям. Если этого будет недостаточно, то следует найти им объяснение вместе с преподавателем на консультациях.

3. Общие требования к организации самостоятельной работы

Самостоятельная работа включает выполнение курсового проекта по дисциплине «Специальные железобетонные конструкции».

Курсовое проектирование призвано закрепить теоретические знания, привить необходимые навыки практического их применения, стимулировать профессиональную подготовку будущих специалистов. В процессе курсового проектирования магистранты знакомятся с нормативными документами по расчету и конструированию специальных железобетонных конструкций для промышленного здания, осваивают методику инженерных расчетов, степень их детализации и получают опыт графического оформления проекта.

При выполнении курсового проекта по специальным железобетонным конструкциям, кроме данной учебной методики, рекомендуется использовать методические указания по курсовому проектированию, разработанные на основе СНиП 52-01-200 и СП 63.133330.2012. В методических указаниях к курсовому проекту приведены задания на курсовое проектирование в соответствии с шифром (номером зачетной

книжки), определены состав и объем расчетной и графической частей курсового проекта, даны ссылки на литературные источники.

Курсовой проект по специальным железобетонным конструкциям предусматривает проектирование конструкций одноэтажного промышленного здания с несущим железобетонным каркасом, а также колонн и фундамента, стропильной конструкции. Работа выполняется в печатном виде на листах формата А4. Допускается выполнение работы в рукописном виде. Общий объем работы должен составлять 40-60 листов и 2 листа формата А-1 графической части.

В конце самостоятельной работы нужно представить список использованных источников.

Структура самостоятельной работы:

Введение

Основная часть (Раздел 1, Раздел 2 и т.д.)

Заключение

Библиографический список

Приложения

Страницы самостоятельной работы следует нумеровать арабскими цифрами, соблюдая сквозную нумерацию по всему тексту. Номер страницы проставляется в правом нижнем углу без точки в конце и без указания «стр.» или «с».

Параграфы, пункты и подпункты (кроме введения, заключения, библиографического списка и приложений) нумеруют арабскими цифрами, например: раздел 1., параграф 1.1., пункт 1.1.1., подпункт 1.1.1.1.

Разделы и подразделы должны иметь заголовки. Слово «раздел» не пишется. Заголовки должны четко и кратко отражать содержание раздела. Заголовки и подзаголовки приводят в форме именительного падежа единственного или множественного числа. Разделы и подразделы следует располагать в середине строки. Переносы слов в заголовках не допускаются. Каждый раздел, начинается с новой страницы. Шрифт

TimesNewRoman, жирный, кегль 14. Между подразделом и основным текстом ставится 1 пробел. Точка в конце названия раздела, подраздела не ставится.

Рисунки (чертежи, графики, схемы, диаграммы, рисунки) следует располагать в работе непосредственно после текста, в котором они упоминаются впервые или на следующей странице, если в указанном месте они не помещаются. На все рисунки должны быть даны ссылки по тексту пояснительной записки.

Рисунки должны иметь названия, которые помещают под рисунком посередине. Они нумеруются арабскими цифрами порядковой нумерацией в пределах всей работы (Рис. 1. Расчетная схема). Шрифт TimesNewRoman, кегль 14. Нумерация рисунков сквозная по каждому разделу. После названия рисунка ставится 1 пробел перед основным текстом.

Таблицы нумеровать арабскими цифрами порядковой нумерацией в пределах всей работы (нумерация сквозная). Пример оформления таблицы:

Таблица 1 – Сбор нагрузок на перекрытие

№ п/п		Коэф.надежности	Расчетная нагрузка, ед. изм
1	2	3	4
1	Постоянная ,кН/м ²		Постоянная ,кН/м ²
2	Временная , кН/м ²		Временная , кН/м ²

При переносе таблицы на другую страницу название столбцов таблицы не повторяется. Повторяются только номера столбцов. Над ними пишется «Продолжение таблицы» и указывается ее номер. После таблицы ставится 1 пробел перед основным текстом.

4. План-график выполнения самостоятельной работы

№ п/п	Вид деятельности студентов	Сроки выполнения
1.	Выполнение КП по дисциплине «Специальные железобетонные конструкции»	2 семестр

Контрольные точки и виды отчетности по ним

№ п/п	Вид деятельности студентов	Сроки выполнения
1.	Самостоятельное изучение литературы по темам 1-8	1-12
2.	Подготовка к лекционным занятиям	1-12
3.	Результаты выполнения КП	12
	Итого за семестр	
	Итого	

5. Задания к самостоятельной работе

Тематика курсовых проектов: «Проектирование одноэтажного промышленного здания с железобетонным каркасом».

Вопросы теоретические:

Знать

1. Сущность железобетона. Структуру бетона.
2. Прочностные свойства бетона.
3. Деформации бетона. Модули деформации.
4. Классы и марки бетона.
5. Арматура. Назначение, виды и свойства. Арматурные изделия.
6. Усадка железобетона. Ползучесть железобетона. Сцепление арматуры с бетоном.
7. Стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов.
8. Метод расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям.
9. Предварительные напряжения в бетоне и арматуре. Потери предварительных напряжений в арматуре.
10. Изгибаемые элементы. Конструктивные особенности.
11. Расчет прочности по нормальным сечениям изгибаемых элементов.
12. Расчет прочности по наклонным сечениям.
13. Сжатые элементы. Конструктивные особенности. Расчет прочности внецентренно сжатых элементов.
14. Расчет прочности железобетонных элементов на местное действие нагрузки.
15. Растянутые элементы. Конструктивные особенности. Расчет прочности растянутых элементов.
16. Сопротивление образованию трещин изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов.
17. Определение кривизны железобетонных элементов.
18. Перемещение железобетонных элементов.
19. Расчет элементов конструкций на динамические нагрузки.

Уметь:

20. Рассчитывать железобетонные плиты перекрытий.
21. Рассчитывать железобетонные неразрезные балки перекрытия.
22. Рассчитывать железобетонные ригели перекрытия.
23. Рассчитывать железобетонные плиты, опертые по двум, трем сторонам, опертые по контуру.
24. Рассчитывать элементы конструкций на динамические нагрузки по предельным состояниям I группы.
25. Рассчитывать и конструировать сборные ребристые плиты перекрытия.
26. Расчет железобетонные конструкции по методу предельного равновесия.
27. Расчет одноэтажной поперечной рамы промышленного здания.
28. Расчет и конструирование колонн одноэтажного промышленного здания.
29. Рассчитывать сквозные колонны.
30. Рассчитывать и конструировать большепролетные плиты покрытий.
31. Рассчитывать и конструировать стропильные балки покрытий.
32. Рассчитывать и конструировать фермы покрытий.
33. Рассчитывать и конструировать арки покрытий.
34. Особенности конструирования одноэтажных каркасных зданий из монолитного железобетона.

Владеть:

35. Конструкции многоэтажных гражданских зданий. Конструктивные элементы.
36. Рамные, рамно-связевые и связевые системы многоэтажных зданий. Расчет.
37. Многоэтажные панельные здания. Расчет.
38. Многоэтажные промышленные здания. Конструктивные схемы, принципы расчета.
39. Здания из объемных блоков. Типы блоков. Расчет зданий.
40. Железобетонные бункеры и силосы. Расчет и конструирование.
41. Водонапорные башни. Расчет и конструирование.
42. Подпорные стены. Расчет и конструирование.
43. Расчет и конструирование цилиндрических резервуаров.
44. Расчет и конструирование прямоугольных резервуаров.
45. Расчет и конструирование пролетных строений мостов.
46. Расчет и конструирование пролетных строений эстакад.
47. Расчет и конструирование пространственных покрытий.
50. Конструирование оболочек.
52. Расчет и конструирование конструкций зданий, возводимых в условиях низких отрицательных температур
53. Расчет и конструирование конструкций зданий, возводимых в сейсмических районах.
60. Особенности конструирования сейсмостойких каменных зданий.
70. Особенности проектирования конструкций, эксплуатируемых в условиях воздействия агрессивной среды.

Список рекомендуемой литературы

Основная литература:

3. Добромыслов, А. Н. Железобетонные конструкции : примеры расчета инженерных сооружений : справ.пособие / А. Н. Добромыслов. - Москва : АСВ, 2012. - 288 с
4. Полищук, В. П. Проектирование железобетонных конструкций производственных зданий : учебное пособие / В. П. Полищук, Р. П. Черняева. - [2-е изд., перераб. и доп.]. - Москва : АСВ, 2014. - 136 с.
5. Кузнецов, В. С. Железобетонные конструкции многоэтажных зданий : курсовое и дипломное проектирование : учеб.пособие для студентов, обучающихся по специальности "Промышленное и гражданское строительство" / В. С. Кузнецов. - Москва : АСВ, 2013. - 200 с.

Дополнительная литература:

1. Железобетонные и каменные конструкции: Учебник для строительных специальностей вузов/ В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин: Под ред. В.М. Бондаренко. - 5-е изд.: перераб. и доп. - М.: Высшая школа., 2008. - 887 с.
2. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. Рек.МО/ Под ред. В. М. Бондаренко. - 2-е изд., перераб. и доп. - М.:Высшая школа, 2002. - 876с. - Библиогр.: с.873
3. Сильванович, Т. Г. Альбом схем и справочных таблиц по курсу "Железобетонные и каменные конструкции" : учеб.пособие / Т. Г. Сильванович - М. : Издательство АСВ, 2003. - 168 с. - Библиогр. с. 164.
4. Железобетонные и каменные конструкции. Под ред. Бондаренко В.М. М.Высшая школа,2002 - 876с.
5. Железобетонные конструкции. Специальный курс/Под ред. В.Н. Байкова - 3-е изд., перераб. и доп. - М.:СИ, 1981. - Библиогр.: с.766.
6. СП 31-114-2004. Правила проектирования жилых и общественных зданий для строительства в сейсмических районах. - М.: 2005. - 43 с.
7. СП 52-103-2007 "Железобетонные монолитные конструкции зданий". - М., 2007 - 24 с.