

**ГАОУ ВО «ДАГЕСТАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
НАРОДНОГО ХОЗЯЙСТВА»**

*Утверждена решением
Ученого совета ДГУНХ,
протокол №9
от 21 марта 2025 г.*

**МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ
КУРСОВОГО ПРОЕКТА ПО ДИСЦИПЛИНЕ**

«Железобетонные и каменные конструкции»

**по теме «Проектирование железобетонных конструкций одноэтажного
каркасного здания с мостовыми кранами»**

**для студентов направления подготовки 08.03.01 Строительство, про-
филь «Промышленное и гражданское строительство»
всех форм обучения**

Махачкала 2025

Составитель – Курбанов Рамазан Магомедович, кандидат технических наук, доцент кафедры инженерных дисциплин, ДГУНХ.

Внутренний рецензент – Акаев Абдулджафар Имамусейнович, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры инженерных дисциплин, ДГУНХ.

Внешний рецензент – Юсупов Абусупян Курашевич, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры СКн ГТС, ДГТУ.

Представитель работодателя: Ханмагомедов Магомед Айтберович, заместитель директора ГАУ РД «Государственная экспертиза проектов».

Методические рекомендации предназначены для студентов, обучающихся по направлению подготовки «Строительство» профилю «Промышленное и гражданское строительство». Изложены основные положения по разработке курсового проекта «Проектирование железобетонных конструкций одноэтажного каркасного здания с мостовыми кранами», выполняемого в рамках изучения дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции». Приведен примерный состав курсового проекта, изложена методика проектирования с подробными рекомендациями по последовательности выполнения работы и ссылками на соответствующую литературу. Указаны требования к содержанию, выполнению и оформлению графической части и пояснительной записки. Приведен перечень учебной, методической и нормативной литературы, необходимой для выполнения проекта.

Методические указания по выполнению курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» по теме «Проектирование железобетонных конструкций одноэтажного каркасного здания с мостовыми кранами» для студентов направления подготовки 08.03.01 Строительство, профиль «Промышленное и гражданское строительство» всех форм обучения размещены на официальном сайте www.dgunh.ru.

Рекомендована к утверждению Учебно-методическим советом ДГУНХ 10 марта 2025г.

Рекомендована к утверждению руководителем основной профессиональной образовательной программы высшего образования – программы бакалавриата по направлению подготовки 08.03.01 Строительство, профиль «Промышленное и гражданское строительство» Айламматовой Д.А.

Одобрена на заседании кафедры инженерных дисциплин 24 февраля 2025 г., протокол № 7.

Содержание

ВВЕДЕНИЕ	3
<i>Задание к выполнению курсовой работы</i>	4
<i>Общие указания по выполнению курсовой работы</i>	5
1. Компоновка одноэтажного производственного здания с мостовыми кранами.....	6
2. Выполнение листа 1 графической части курсовой работы.....	11
3. Статический расчет поперечной рамы здания с использованием программы ЛИР-СОФТ программного комплекса ЛИРА.....	12
4. Составление таблицы РСУ	28
5. Расчет колонны с консолью для установки подкрановой балки....	29
6. Расчет монолитного столбчатого фундамента под колонну.....	34
7. Выполнение листа 2 графической части курсовой работы.....	38
Список использованной литературы	39
<i>Приложение</i>	

Задание к выполнению курсового проекта

№	Пролет рамы $L, \text{ м}$	Шаг рам $B, \text{ м}$	Длина здания, м	Грузоподъемность крана $Q, \text{ т}$	Отметка краново- го рельса, м	Условное расчетное сопро- тивление грунта $R_0, \text{ МПа}$	Тип кровли	Место строительства
1	18	6	120	15	8	0,25	холодная	Киров
2	18	6	120	20	8	0,25	холодная	Томск
3	24	6	120	30	8	0,35	холодная	Волгоград
4	24	6	120	15	8	0,35	холодная	Пермь
5	18	12	144	20	8	0,30	холодная	Белгород
6	18	12	144	30	8	0,35	холодная	Чита
7	24	12	144	15	9	0,30	холодная	Тверь
8	24	12	144	20	9	0,30	холодная	Воронеж
9	18	6	90	30	9	0,30	теплая 1	Иркутск
10	18	6	90	15	9	0,25	теплая 1	Уфа
11	24	6	90	20	9	0,25	теплая 1	Екатеринбург
12	24	6	90	30	9	0,30	теплая 1	Красноярск
13	18	12	96	15	10	0,25	теплая 1	Самара
14	18	12	96	20	10	0,30	теплая 1	Курск
15	24	12	96	30	10	0,35	теплая 1	Астрахань
16	24	12	96	15	10	0,30	теплая 1	Новосибирск
17	18	6	60	20	10	0,25	теплая 2	Ярославль
18	18	6	60	30	10	0,35	теплая 2	Липецк
19	24	6	60	15	12	0,30	теплая 2	Кемерово
20	24	6	60	20	12	0,30	теплая 2	Москва
21	18	12	156	30	12	0,35	теплая 2	Хабаровск
22	18	12	156	15	12	0,30	теплая 2	Вологда
23	24	12	156	20	12	0,30	теплая 2	Санкт-Петербург
24	24	12	156	30	12	0,35	теплая 2	Благовещенск

Дополнительно для всех вариантов принимается, что проектируемое здание однопролетное. Тип стропильной конструкции – полигональная ферма. На ферму опираются ребристые плиты. Стеновое ограждение продольных стен здания включает в себя стеновые панели и оконные стальные панели. Поперечные (торцевые) стены выполнены из кирпича. Стены крепятся к металлическим фахверковым колоннам.

Вес кровли: холодной – $0,5 \text{ кН/м}^2$, теплой 1 – $1,0 \text{ кН/м}^2$, теплой 2 – $1,4 \text{ кН/м}^2$.

Общие указания по выполнению курсового проекта

Курсовой проект выполняется в соответствии с индивидуальным заданием.

Выполнение курсового проекта по плану-графику дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» разделено на три части:

- компоновка здания с выполнением листа 1 графической части курсовой работы;
- статический расчет поперечной рамы здания с использованием программы программного комплекса ЛИРА. Составление таблицы РСУ
- расчет колонны и столбчатого фундамента под колонну с выполнением листа 2 графической части курсовой работы.

Перед выполнением курсовой работы необходимо изучение лекционного материала. В частности для выполнения компоновки здания - лекции №3 «Подбор сборных железобетонных конструкций по строительному каталогу»; для выполнения статического расчета поперечной рамы здания – лекции №8 «Проектирование железобетонных конструкций с использованием программного комплекса ЛИРА»; для проектирования внецентренно сжатой колонны в зданиях с мостовыми кранами – лекции №5 «Расчет сжатых и растянутых железобетонных элементов».

При выполнении графической части курсовой работы, в частности выполнении чертежей здания в сборном железобетоне, а также конструирования железобетонных конструкций (колонны здания с мостовыми кранами, монолитного столбчатого фундамента под колонну) следует ознакомиться с материалом лекции № 7 «Армирование железобетонных конструкций». Расширенный вариант лекции №7 – методические материалы «Армирование железобетонных конструкций».

Графическая часть курсовой работы выполняется на двух листах формата А3 с использованием графического редактора (АВТОКАД, КОМПАС) в соответствии с правилами выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей [1]. Формы спецификаций должны соответствовать требованиям, приведенным в [2].

На первом листе графической части курсовой работы (чертежи, лист 1) вычерчиваются маркировочная схема (поперечный разрез здания) со спецификацией сборных железобетонных конструкций и схема расположения связей.

На втором листе графической части курсовой работы (чертежи, лист 2) вычерчиваются опалубочный и арматурный чертежи колонны и фундамента под колонну.

1. Компонировка производственного здания с мостовыми кранами

При выполнении компоновки здания по таблицам 1.1 – 1.9 подобрать конструктивные элементы здания, устанавливаются габаритные размеры мостового крана и при этом производятся необходимые вычисления.

Исходные данные

№	Пролет рамы $L, \text{ м}$	Шаг рам $B, \text{ м}$	Длина здания, м	Грузоподъемность крана $Q, \text{ т}$	Отметка краново- го рельса, м	Условное расчетное сопро- тивление грунта $R_0, \text{ МПа}$	Тип кровли	Место строительства
1	18	6	78	15	8	0,3	холодная	Москва

Подкрановая балка

В таблице 1.1 приведены две подкрановые балки БК6 и БК12. Цифры 6 и 12 обозначают длины подкрановых балок, соответственно 6 и 12 метров. Длина подкрановых балок определяется по шагу рам. При шаге рам здания $B=6 \text{ м}$ выбирается подкрановая балка марки БК6. Высота подкрановой балки – 800 мм. Марка кранового рельса КР100. Высота кранового рельса составляет 150 мм.

Высота мостового крана на опоре

Грузоподъемность крана по заданию составляет $Q=15 \text{ т}$. Пролет крана - $L_{\text{крана}} = L - 1,5 \text{ м} = 18 - 1,5 = 16,5 \text{ м}$. Высота мостового крана на опоре по таблице 1.2 принимается $H=2300 \text{ мм}$

Колонна

Отметка кранного рельса по заданию составляет 8 м.

Отметка консоли колонны (отметка кранового рельса минус высота кранового рельса, минус высота подкрановой балки) $8 - 0,8 - 0,15 = 7,05 \text{ м}$.

Отметка верха колонны (отметка кранового рельса плюс высота мостового крана на опоре, плюс необходимый зазор между верхом мостового крана и низом стропильной фермы 100...150 мм) $8 + 2,3 + 0,1 = 10,4 \text{ м}$. В соответствии с отметкой верха колонны 10,4 по аналогии с марками колонн в таблице 3.1 назначается марка колонны К104. Размеры поперечных сечений верхней надкрановой и нижней подкрановой частей колонны определяется по таблице 3.1 для ближайшей к выбранной колонне.

Размеры поперечного сечения верхней надкрановой части колонны – 380x400 мм, нижней подкрановой - 700x400 мм

Привязка колонны к осям здания может быть нулевая, то есть разбивочная ось проходит по наружной грани колонны. Такое положение оси возможно при

размерах поперечного сечения верхней надкрановой части колонны 380х400 мм, при больших размерах поперечного сечения (600х400) разбивочная ось смещается внутрь здания на 250 мм. Для рассматриваемого примера привязка продольных осей здания нулевая.

Ферма

В таблице 1.4 приведены фермы стропильные полигональные ФСП18 и ФСП24. Цифры 18 и 24 обозначают пролет ферм, соответственно 18 и 24 метра. Фермы одной марки отличаются весом при шаге рам $B=6$ м и $B=12$ м за счет увеличения размеров поперечных сечений элементов ферм (поясов, стоек, раскосов) при шаге поперечных рам $B=12$ м. Высота стропильных ферм на опоре одинаковая и составляет 2700 мм. В примере выбирается ферма ФСП18.

Ребристые плиты покрытия

В таблицу 1.5 включены две ребристые плиты покрытия ПГ6 и ПГ12. Цифры 6 и 12 обозначают длины глухих ребристых плит покрытия, соответственно 6 и 12 метров. Длина ребристых плит покрытия определяется по шагу рам. При шаге рам здания $B=6$ м выбирается ребристая плита марки ПГ6. Высота ребристой плиты ПГ6 составляет 300 мм.

Стеновое ограждение

Стеновое ограждение продольных стен здания включает в себя оконные стальные панели и стеновые панели.

В соответствии с заданием выбираются утепленные или неутепленные стеновые панели. При определении отметки верха стеновых панелей учитываются: отметка верха колонны, высота фермы на опоре, высота поперечного сечения плит покрытия, толщина кровельного ковра (100 мм – для холодной кровли, 300 мм – для теплой кровли) и высота парапета (не менее 600 мм).

Отметка парапета в примере: $10,4+2,7+0,3+0,1+0,6=14,1$ м.

Стеновые и оконные панели раскладываются в интервале между нулевой отметкой и отметкой верха парапета, после чего отметка верха парапета может быть откорректирована.

Как показано на листе 1 графической части курсовой работы, оконные панели находятся в пределах нижней подкрановой части колонны у консоли колонны. Стеновые панели выше оконных панелей устанавливаются на специальный металлический столик, который крепится к закладной детали колонны.

По заданию здание – неотапливаемое. Длина стеновых панелей соответствует шагу поперечных рам здания. Высота стеновых панелей назначается исходя из их раскладки. В примере (начиная от нулевой отметки): стеновые панели - $0,9\text{ м} + 9 \times 1,2\text{ м} = 11,7$ м, оконные панели – $2 \times 1,2\text{ м} = 2,4$ ($11,7+2,4=14,1\text{ м}$). По таблице 1.7 принимается марки панелей стен ПС60.9.1 (длина, высота и толщина панели указаны в дм) и ПС60.12.1. Отметка верхней поверхности опорного столика принимается $0,9\text{ м} + 5 \times 1,2\text{ м} = 6,9$ м. Панели стен длиной 12 м подбираются по таблице 1.6.

Марка стальных оконных панелей принимается по таблице 1.5 - ОГД60.12-1 (длина и высота панелей, количество рам для неотапливаемых зданий). Для отапливаемых зданий принимаются оконные панели с двумя рамами. При шаге поперечных рам здания 12 метров устанавливаются две шестиметровые оконные панели.

Таблица 1.1

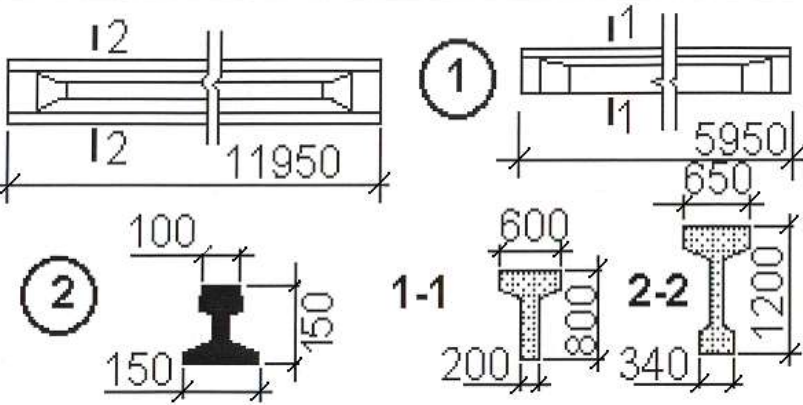
Эскиз		Марка изделия	Вес, кН
		1)	
		БК6	35
		БК12	103
		Марка изделия	Вес, кН/п.м
		2)	
		КР100	0.88
1) БАЛКИ ПОДКРАНОВЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПРОЛЕТОМ 6 и 12 м ДЛЯ КРАНОВ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТЬЮ ДО 32 т ДЛЯ ЛЕГКОГО И СРЕДНЕГО РЕЖИМОВ РАБОТЫ (СК-3, серия 1.426); 2) РЕЛЬСЫ КРАНОВЫЕ (ГОСТ 4221-76)			

Таблица 1.2

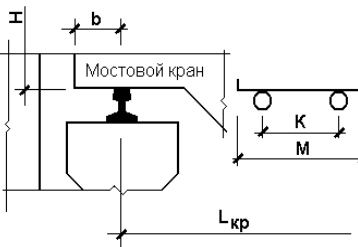
Нагрузки и габариты мостовых кранов среднего режима										
	Q, т	Lкр, мм	Основные размеры, мм				Давление колес, кН		Вес, кН	
			M	K	H	b	F _{n,max}	F _{n,min}	тележки	крана
	15	16,5	6300	4400	2300	260	175	32	70	265
		22,5	6300	4400	2300	260	190	48	70	340
	20	16,5	6300	4400	2400	260	195	55	85	285
		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

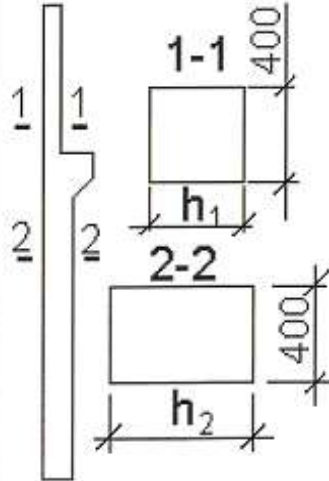
Эскиз	ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ИЗДЕЛИЙ					
	Марка изделия	Шаг колонн, м	Грузоподъемность крана, т	Высота сечения, мм		Вес, кН
				h ₁	h ₂	
	КОЛОННЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ДЛЯ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ ВЫСОТОЙ 11.4 + 14.4 м (СК-3, серия 1.424)					
	K114	6	15,20	380	700	76
	K114	6	30	600	700	89
	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

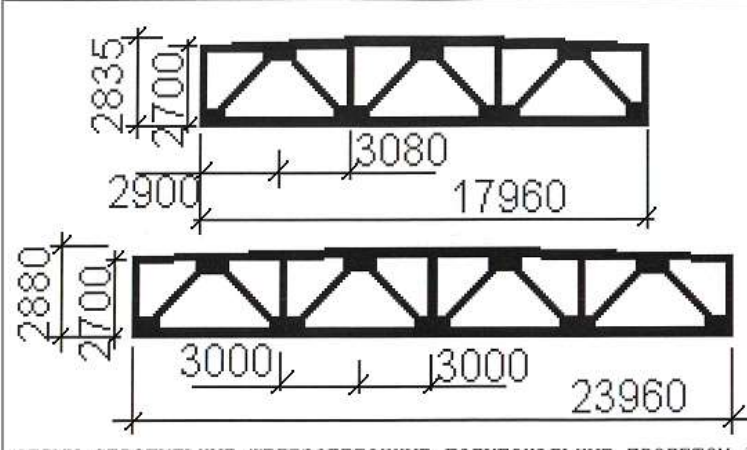
Эскиз	Марка изделия	Шаг, м	Вес, кН
	ФСП18	6	75
	ФСП18	12	102
	ФСП24	6	93
	ФСП24	12	144
ФЕРМЫ СТРОПИЛЬНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПОЛИГОНАЛЬНЫЕ ПРОЛЕТОМ 18 и 24 м ДЛЯ ПОКРЫТИЙ ЗДАНИЙ С МАЛОУКЛОННОЙ КРОВЛЕЙ			

Таблица 1.5

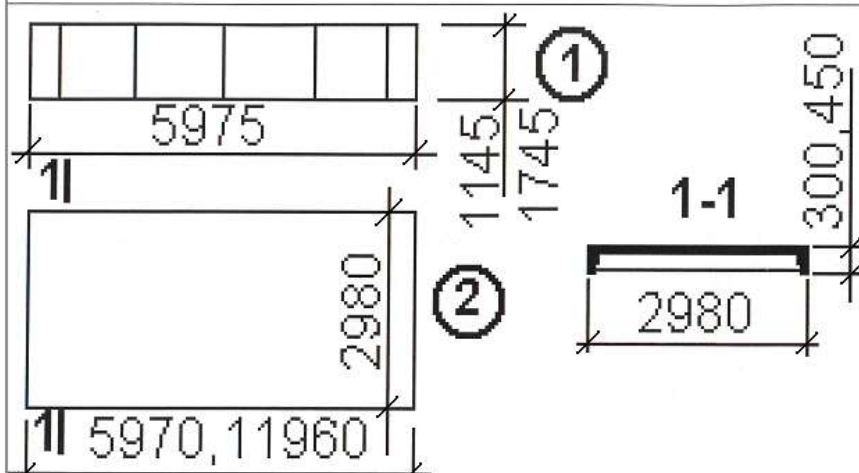
Эскиз	Марка изделия	Вес, кН
	1)	
	ОГД60.12-1	1.2
	ОГД60.12-2	1.9
	ОГД60.18-1	1.7
	ОГД60.18-2	2.8
	2)	
	ПГ6	1.5
	ПГ12	1.7
1) ПАНЕЛИ ОКОННЫЕ СТАЛЬНЫЕ ДЛЯ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ (СК-3, серия 1.436); 2) ПЛИТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ РЕБРИСТЫЕ 3Х6, 3Х12 ДЛЯ ПОКРЫТИЯ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ (СК-3, серия 1.465)		

Таблица 1.6

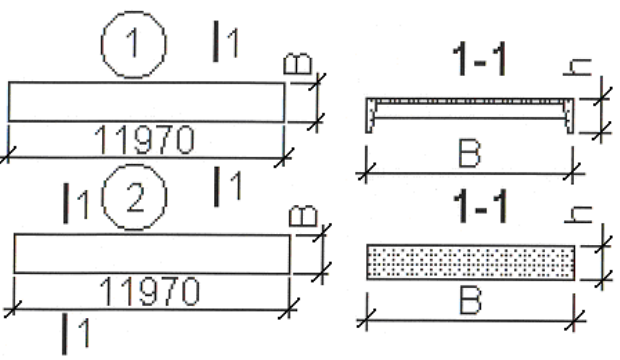
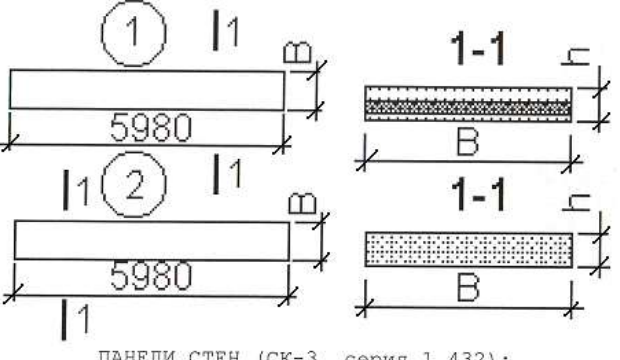
Эскиз	ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ИЗДЕЛИЙ			
	Марка изделия	В, мм	h, мм	Вес, кН
 ПАНЕЛИ СТЕН (СК-3, серия 1.432): 1) железобетонные преднапряженные для неотапливаемых производственных зданий; 2) из легкого бетона для отапливаемых производственных зданий	1)			
	ПС120.12	1185	300	30
	ПС120.18	1785	300	37
	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	0,38x0,4x25=3,8 кН/м (верх), 0,7x0,4x25=7,0 кН/м (низ) *

3	Стропильные железобетонные полигональные фермы	ФСП18	1.463	75
4	Плиты железобетонные ребристые	ПГ6	1.465	1,5 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/м³

2. 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 блок: 6х6 м = 36 м, 7х6 м = 42 м ($\Sigma=78$ 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 верти-

кальные 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 $L=18$ м и $L=24$ м, при $B=6$ м и $B=12$ м.

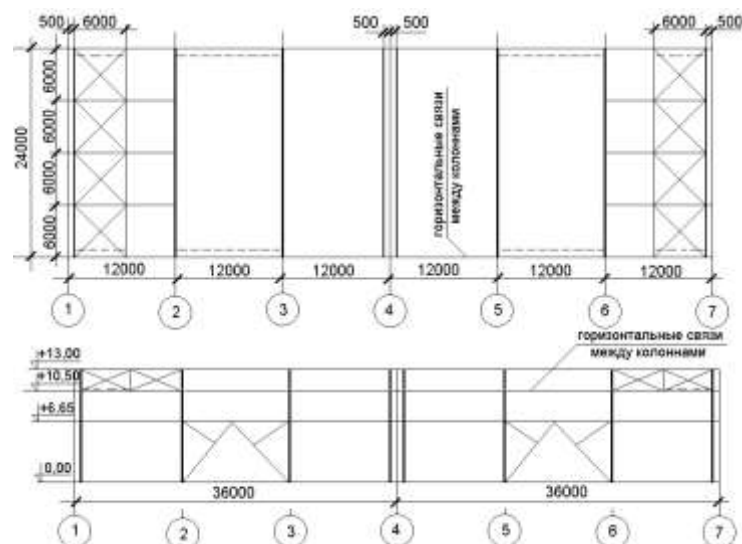


Рис. 2.1. Схема расположения связей.

3. Статический расчет поперечной рамы с использованием программного комплекса ЛИРА

Исходные данные:

Одноэтажная однопролетная рама $L=18$ м, $B=6$ м производственного здания с двумя мостовыми кранами $Q=15$ т. Здание неотапливаемое. Место строительства – город Москва. Стойки рамы – колонны для зданий с мостовыми кранами. Размеры поперечных сечений колонны: надкрановой части – 400×380 (b×h) мм, подкрановой части – 400×700 мм. Ригелем рамы является стропильная ферма, шарнирно опирающаяся на стойки-колонны. В свою очередь колонны заделаны с монолитный столбчатый фундамент.

Чертеж поперечной рамы с маркировкой железобетонных элементов приведен на листе 1 (см. с.9).

Отметки:

обреза фундамента: -0,150;

консоли колонны: +7,050;

верха колонны: +10,400;

верха парапета: +14,100.

Определение нагрузок на раму

Рама должна быть рассчитана на следующие нагрузки:

1-е загрузке – постоянная нагрузка:

2-е загрузке – снеговая нагрузка,

3-е загрузке – ветровая нагрузка (ветер слева),

4-е загрузке – ветровая нагрузка (ветер справа).

5-е загрузке – вертикальная крановая нагрузка (тах на левой колонне),

6-е загрузке – вертикальная крановая нагрузка (тах на правой колонне),

7-е загрузке – горизонтальная крановая нагрузка (направление - к левой колонне),

8-е загрузке – горизонтальная крановая нагрузка (направление - от левой колонны),

9-е загрузке – горизонтальная крановая нагрузка (направление - к правой колонне),

10-е загрузке – горизонтальная крановая нагрузка (направление – от правой колонны),

Постоянная нагрузка от веса покрытия ($P_1=155,9$ кН) прикладывается к 5-му и 6-му узлам рамы (см. рис. 3.1 и 3.5) и включает в себя нагрузки от веса кровли и плит покрытия, собранных с грузовой площади ($B \times \frac{L}{2} = 6 \times 9 = 54 \text{ м}^2$), а также нагрузку от веса половины фермы. Здесь и далее определяется расчетное значение

нагрузок, для вычисления которых учитываются коэффициенты: γ_n – коэффициент надежности по ответственности (здание II уровня ответственности $\gamma_n=0,95$), γ_f – коэффициент надежности по нагрузке ($\gamma_f=1,1$ – для железобетонных конструкций; $\gamma_f=1,25$ – для кровли).

Вес железобетонных конструкций одноэтажного производственного здания приведен в таблицах 1.1, 1.3-1.7. Вес кровли для неотапливаемого здания принят $0,5 \text{ кН/м}^2$.

$$P_1=((0,5 \times 1,25 + 1,5 \times 1,1) \times 54 + (75/2) \times 1,1) \times 0,95 = 155,9 \text{ кН}$$

Постоянная нагрузка от веса подкрановой балки и стеновых панелей (6 штук), опирающихся на металлический столик ($P_2=148,18$) прикладывается ко 3-му и 4-му узлам рамы.

$$P_2=(35+6 \times 17,8) \times 1,1 \times 0,95 = 148,18 \text{ кН} \quad (P_{\text{подкр.балки}} = 35 \times 1,1 \times 0,95 = 36,58 \text{ кН}, \\ P_{\text{стен.}} = 6 \times 17,8 \times 1,1 \times 0,95 = 111,6 \text{ кН}).$$

Вес надкрановой части колонны: $0,38 \times 0,4 \times 25 \times 0,95 \times 1,1 = 3,97 \text{ кН/м}$, подкрановой части – $0,7 \times 0,4 \times 25 \times 0,95 \times 1,1 = 7,32 \text{ кН/м}$.

Нагрузки P_1 и P_2 приложены с эксцентриситетом относительно продольных осей, проходящих через центры тяжести поперечных сечений, соответственно, надкрановой и подкрановой частей колонны (см. рис. 3.1). Эксцентриситет приложения нагрузки P_1 будет иметь место при смещении координатной оси (на 250 мм) относительно наружной грани колонны из-за необходимости размещения кранового оборудования (привязка оси подкрановой балки к координатной оси составляет 750 мм) В рассматриваемом примере привязка – нулевая, поэтому эксцентриситет e_1 приложения нагрузки P_1 равен нулю. Смещение нагрузки P_2 относительно оси подкрановой части колонны компенсируется введением момента $M_2= P_{\text{стен.}} \cdot e_2 - P_{\text{подкр.балки}} \cdot e_3 = 111,6 \times 0,4 - 36,58 \times 0,4 = 44,64 - 14,63 = 30,01 \text{ кНм}$ ($e_2= 0,4 \text{ м}$, $e_3=0,4 \text{ м}$).

Снеговая нагрузка ($P_{\text{снег.}} = 1,8 \times 0,95 \times 54 = 92,3 \text{ кН}$) определяется путем умножения полного расчетного значения снеговой нагрузки на малоуклонное покрытие проектируемого здания в соответствии со снеговым районом места строительства [6] (город Москва – III-й снеговой район, полное расчетное значение снеговой нагрузки составляет $1,8 \text{ кН/м}^2$) на грузовую площадь (54 м^2) и коэффициент надежности по ответственности ($\gamma_n=0,95$). Снеговая нагрузка прикладывается к 5-му и 6-му узлам рамы. При смещенной привязке координатных осей в этих узлах дополнительно прикладывается изгибающий момента $M_1= P_{\text{снег.}} \cdot e_1$ (см. рис. 3.1).

Ветровая нагрузка на раму прикладывается как распределенная нагрузка на стойки и сосредоточенная к верхним узлам (см. рис. 2). Для задания ветровой нагрузки необходимо определение:

- в соответствии с ветровым районом нормативного значения ветрового давления (город Москва – I-й ветровой район, нормативное значение ветрового давления составляет: $w_0=0,23 \text{ кН/м}^2$ [6]);
- в соответствии с высотой ограждающих конструкций, от которых передается ветровая нагрузка на стойки поперечной рамы здания, значение коэффициента k , учитывающего изменение ветрового давления

по высоте (принят тип местности **B** – городская территория с равномерной застройкой зданиями высотой 10...25 м). На рисунке 2 показано определение коэффициента **k** для узлов стоек рамы;

- в соответствии с расчетной схемой здания значение аэродинамического коэффициента **c** (для отдельно стоящих плоских сплошных конструкций: с наветренной стороны – направление к зданию – **c=0,8**; с подветренной стороны – направление от здания – **c=0,6**).

Ветровая нагрузка на поперечную раму здания (см. рис.3.2) включает в себя распределенную горизонтальную нагрузку на стойку с наветренной стороны **w**, распределенную горизонтальную нагрузку на стойку с подветренной стороны **w'** и сосредоточенную горизонтальную нагрузку **W**, приложенную к верхнему узлу стойки с наветренной стороны.

Распределенные нагрузки **w** и **w'** собираются с грузовой полосы **B** в равной шагу поперечных рам здания, сосредоточенная нагрузка **W** – с грузовой площади **BxH** (для рассматриваемого примера **BxH=6x3,7=22,2 м²**). При определении расчетного значения ветровой нагрузки учитываются коэффициенты: надежности по ответственности здания $\gamma_n=0,95$, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f=1,4$.

Сосредоточенная нагрузка **W=0,23x0,698x(0,8+0,6)x22,2x0,95x1,4=6,64 кН** прикладывается к узлу 5-му узлу при ветре слева или к 6-му узлу при ветре справа.

Для возможности задания равномерно распределенной нагрузки на нижних участках стоек рамы потребовалось бы введение добавочных узлов. При проведении расчета с некоторым запасом нагрузка прикладывается трапециевидная.

Расчетные значения горизонтальной распределенной нагрузки в узлах стоек рамы сведены в таблицу 3.1.

Таблица 3.1

№ узла	Значение w , кН/м	№ узла	Значение w' , кН/м
1	0,73	2	0,55
3	0,83	4	0,62
5	0,97	6	0,73
w=w₀· k·c·B·γ_n·γ_f (при c=0,8)		w'=w₀· k·c·B·γ_n·γ_f (при c=0,6)	

Крановая нагрузка на консоли колонн поперечной рамы здания включает в себя вертикальную крановую нагрузку, принимающую максимальное и минимальное значение в зависимости от положения тележки крана относительно рассматриваемой колонны - **D_{max}, D_{min}**; момент, возникающий от смещения вертикальной крановой нагрузки относительно оси колонны – **M_{max}, M_{min}** (см. рис.3.1); горизонтальную крановую нагрузку **H** – нагрузку тормозящей начинающей движение тележки.

В таб.1.2 приведено нормативное значение **F_{n, min}, F_{n, max}** – давление колес в кН, а также вес тележки в кН для определения нормативного значения силы торможения, приходящееся на одно колесо **T_n =0,05 (Q+G_{тележки})/2** для мостовых кранов грузоподъемностью **Q=15 (20, 30) т**, или **150 (200, 300) кН** при пролетах кранов **L_{крана}=16,5 (22,5) м**.

На рис.3.3 показано определение Σy для оценки участия колес двух кранов в создании крановой нагрузки на колонны рамы по цифровой оси 4.

Расчетное значение крановой нагрузки определяется с учетом коэффициентов: надежности по ответственности здания $\gamma_n=0,95$; надежности по нагрузке $\gamma_f=1,1$; сочетаний $\psi=0,85$ (для двух кранов), для рассматриваемого примера ($Q=15$ т, $L_{\text{крана}}=16,5$ м, $B=6$ м, $e=0,4$ м):

$$D_{\max} = 175 \times 1,95 \times 0,85 \times 0,95 \times 1,1 = 303,1 \text{ кН}; \quad M_{\max} = 303,1 \times 0,4 = 121,2 \text{ кНм};$$

$$D_{\min} = 32 \times 1,95 \times 0,85 \times 0,95 \times 1,1 = 55,4 \text{ кН}; \quad M_{\max} = 55,4 \times 0,4 = 22,2 \text{ кНм};$$

$$T = 0,05 \times (150 + 70) \times 0,5 \times 1,95 \times 0,85 \times 0,95 \times 1,1 = 9,5 \text{ кН}.$$

Крановая нагрузка прикладывается ко 3-му и 4-му узлам рамы.

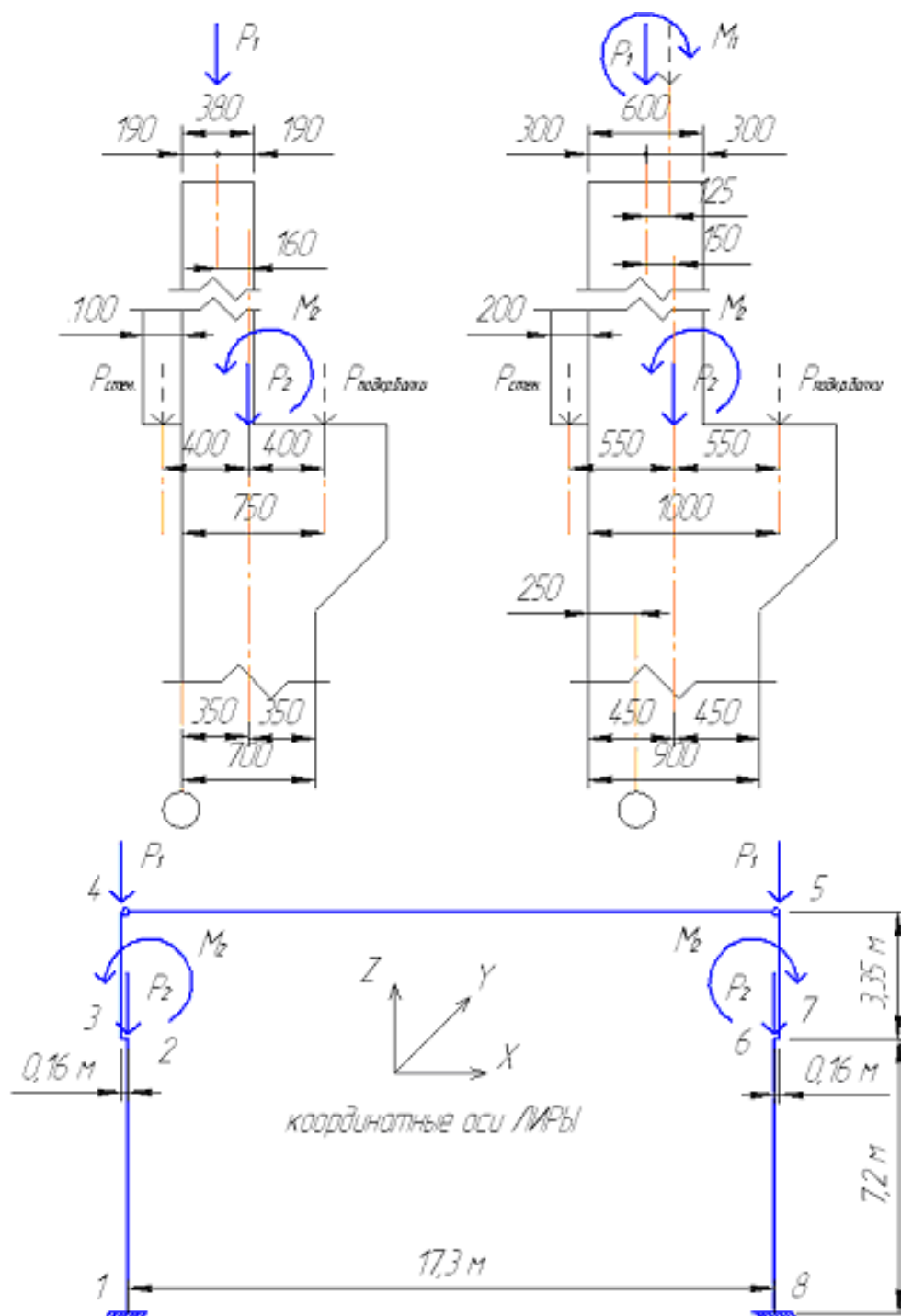


Рис.3.1. К определению постоянной нагрузки

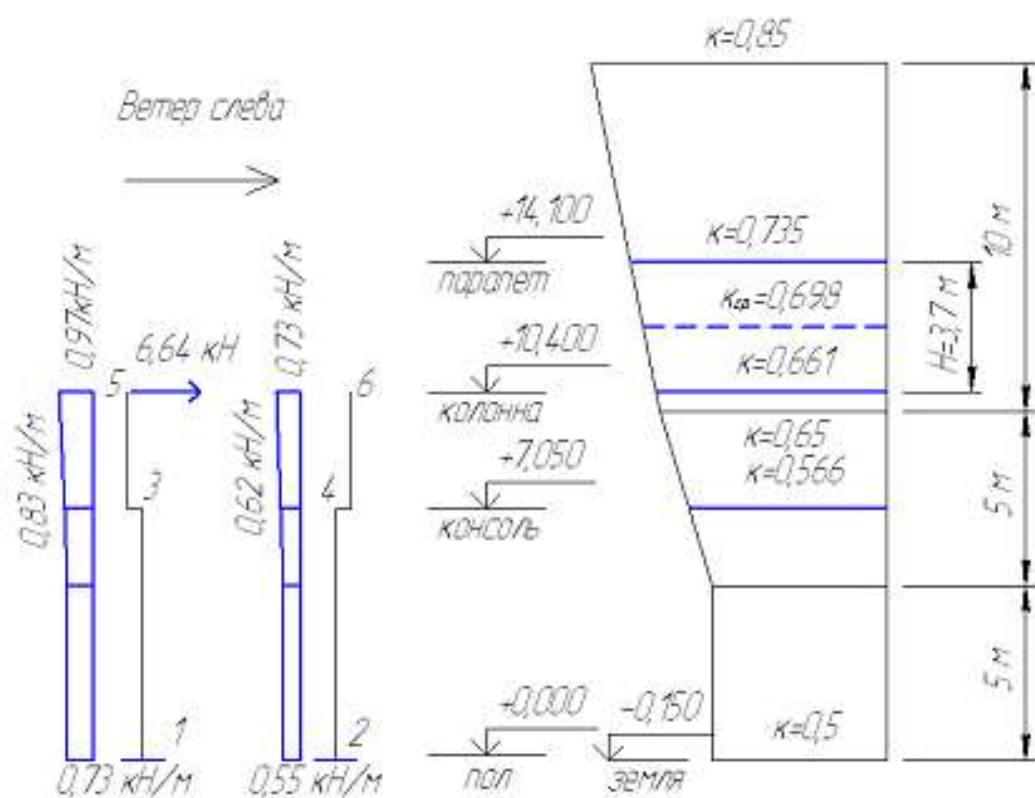


Рис.3.2. К определению ветровой нагрузки

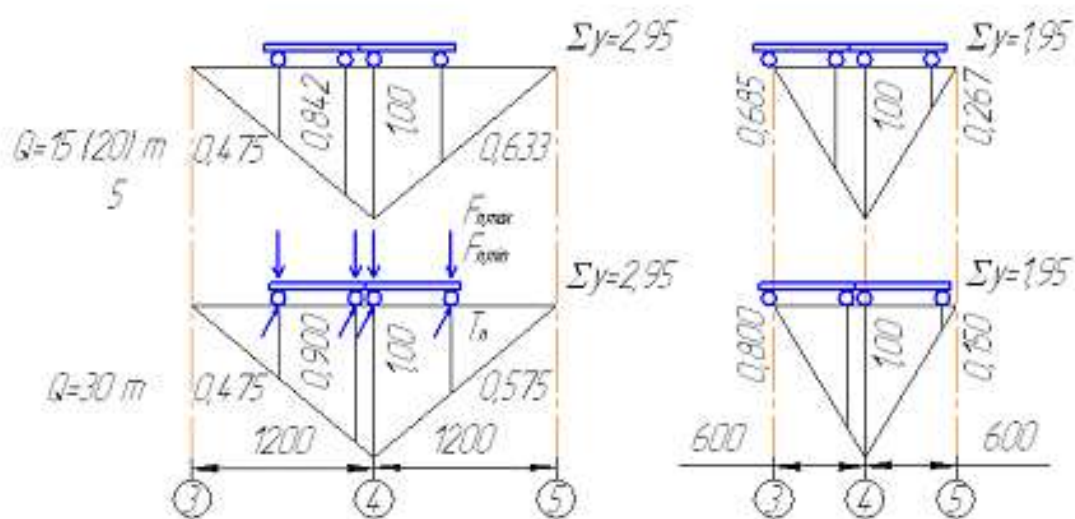


Рис.3.3. К определению крановой нагрузки

Общие сведения о программном комплексе ЛИРА

Одной из частей программного комплекса ЛИРА является графический редактор ЛИР-ВИЗОР, с помощью которого можно ввести подготовленные исходные данные, выполнить расчет и вывести на печать его результаты.

Расчетная схема поперечной рамы здания, показанная на рисунке 1, является плоской. Она расположена в координатной плоскости XOZ. Для такой расчетной схемы будут доступны два перемещения (в направлениях осей X и Z) и поворот вокруг оси Y.

Запуск программного комплекса ЛИРА автоматически приводит к установке графического редактора ЛИР-ВИЗОР с экраном начальной загрузки. Выполнение действия: *файл* $\Rightarrow$ *новый* $\Rightarrow$ *признак системы (имя задачи и, собственно, признак систем – 2)* приводит к появлению экрана формирования расчетной схемы.

Формирование расчетной схемы можно разделить на четыре этапа:

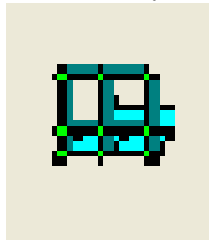
- задание геометрии расчетной схемы;
- закрепление опорных узлов системы;
- назначение жесткости элементов рамы;
- приложение нагрузок к узлам и элементам рамы

Задание геометрии расчетной схемы

Для задания расчетной схемы необходимо воспользоваться некоторыми позициями меню *функций* (позиции заданы словами: *файл, режим, вид, выбор, схема, жесткости, нагрузки, опции, окна*) и кнопками меню *операций*.

При описании расчетной схемы можно настроить работу системы на удобные для пользователя единицы измерения:

опции $\Rightarrow$ *единицы измерения* (*т* заменить на *кН*)



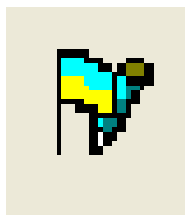
Кнопка генерация регулярных фрагментов и сетей.

В диалоговом окне можно задавать расчетные схемы рамы, ростверка, балки-стенки, плиты, а также сети. Указание 2-го признака системы автоматически настраивает графический редактор на генерацию рамы. Для рассматриваемого примера параметры для задания геометрии рамы показаны в таблице 3.2:

Таблица 3.2

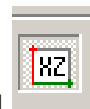
Шаг вдоль оси X		Шаг вдоль оси Z	
Значение L, м	Количество N	Значение L, м	Количество N
17.3	1	7.20	1

		3.35	1
--	--	------	---



Кнопка *флаги рисования*.

В диалоговом окне для расчетной схемы можно задать: *показ номеров узлов, показ номеров элементов, показ нагрузки* и другие опции отображения расчетной схемы. Для сгенерированной расчетной схемы (рис.3.3) зададим показ номеров узлов и элементов,



а также размеры на проекции (проекция задана кнопкой).

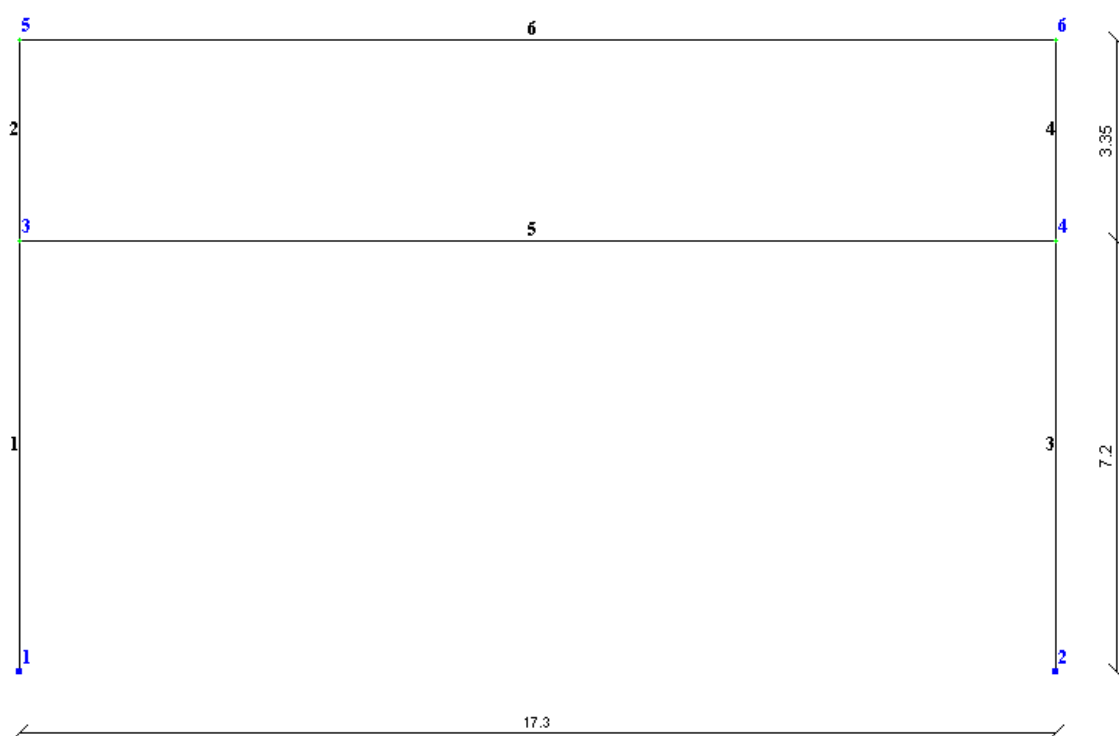


Рис. 3.3. Геометрия расчетной схемы (начальная)



Кнопки (последовательно): *отметка узла, отметка элемента, отменить выбора, удалить выбранные объекты, упаковать расчетную схему.*

Сгенерированная регулярная расчетная схема на рисунке 3.3 существенно отличается от расчетной схемы поперечной рамы здания. Для придания схеме нужной геометрии воспользуемся кнопками *корректировки*.

Для удаления элементов 5 и 6 элемента необходимо выполнить следующую последовательность действий *отметка элемента* $\Rightarrow$ *удаление выбранного элемента (объекта)*. Удаление элементов расчетной схемы требует ее упаковки (*упаковать расчетную схему*), после чего переназначаются номера элементов.

После корректировки расчетной схемы удалением элементов можно перейти к следующему этапу корректировки, а именно верхние стержни стоек (элементы 2 и 4) необходимо сдвинуть на 0,16 м, установив по оси верхней части колонн (стоек рамы). Причем верхние узлы необходимо 5 и 6 просто переместить вдоль оси X, а при перемещении нижних узлов 3 и 4 должна быть установлена жесткая вставка. При установке жесткой вставки ориентируются не на глобальные оси, а на внутренние (местные) оси элементов 2 и 4, которые можно увидеть через меню кнопки *флаги рисования*.

Перемещение узла 5: *отметка узла 5* $\Rightarrow$ *схема* $\Rightarrow$ *корректировка* $\Rightarrow$ *переместить выбранный объект на -0,16 м по оси x* $\Rightarrow$ *удалить выделение (удалить выбранные объекты)*.

Перемещение узла 6: *отметка узла 6* $\Rightarrow$ *схема* $\Rightarrow$ *корректировка* $\Rightarrow$ *переместить выбранный объект на 0,16 м по оси x* $\Rightarrow$ *удалить выделение (удалить выбранные объекты)*.

Для выполнения жестких вставок стержней 2 и 4 необходима следующая последовательность действий: *отметка элемента* $\Rightarrow$ *жесткости* $\Rightarrow$ *жесткие вставки по оси Z1*

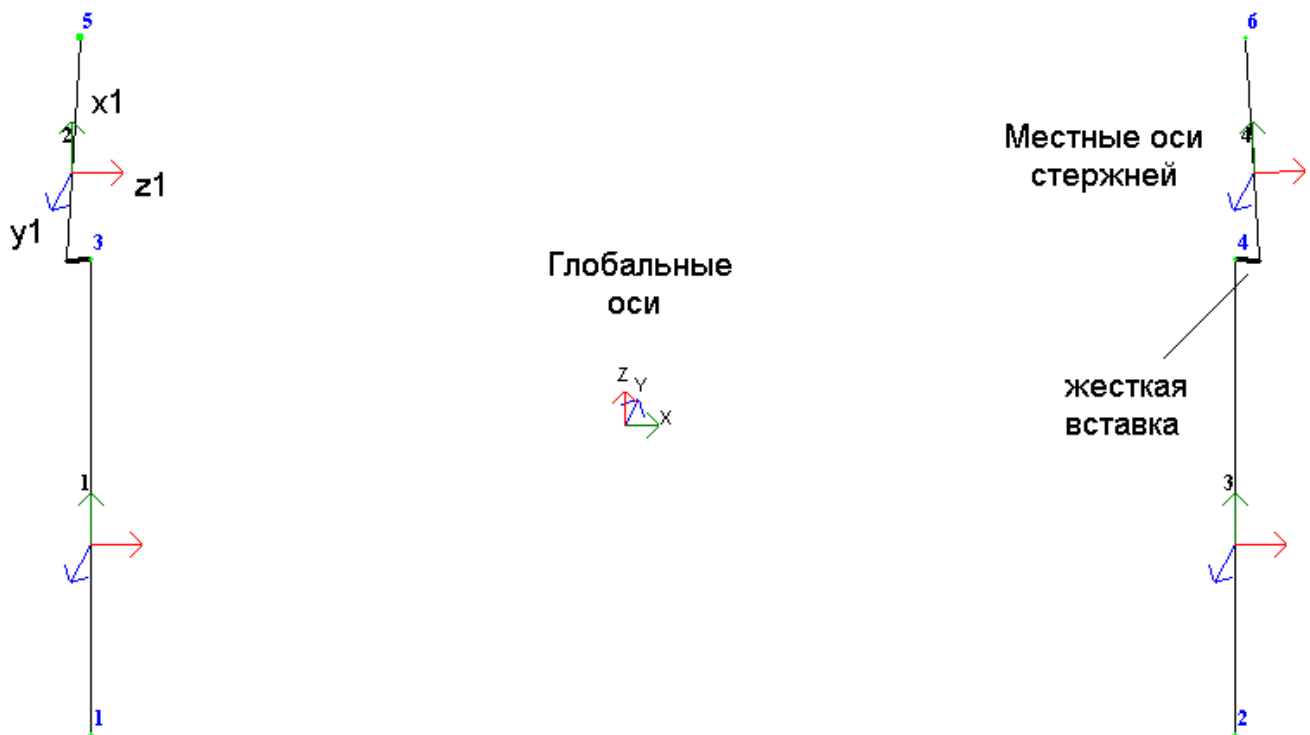
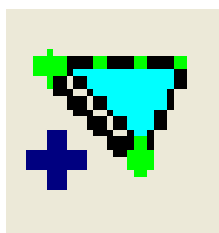


Рис. 3.4. Иллюстрация перемещения оси верхней части колонн

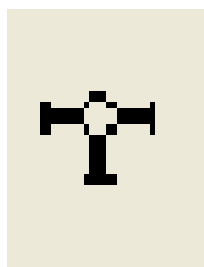
Чтобы окончательно сформировать расчетную схему, необходимо стойки, приведенные на рисунке 3.4, объединить стержнем-ригелем. То есть ввести дополнительный стержень между узлами 5 и 6.

Следует отметить, что дополнительный стержень-ригель будет жестко сопряжен со стойками рамы. Между тем, опирание железобетонной стропильной фермы на колонну в расчетной схеме должно представляться как шарнирное. Для введения в расчетную схему шарниров необходимо воспользоваться кнопкой *шарниры*.



Кнопка: *добавить элемент*

Для добавления элемента в диалоговом окне необходимо указать вид элемента (стержень), а затем на расчетной схеме указать на узлы, между которыми стержень необходимо поместить. Можно указать на первый узел и возникающий стержень дотянуть до второго узла, а можно объединить узлы рамкой. При этом должно быть отмечено, что узлы указываются курсором.



Кнопка: *шарниры*

Для врезки шарниров необходимо выполнить следующие действия: выбрать (отметить) элемент; в диалоговом окне *шарниры* для 1-го и 2-го узла отмеченного элемента *убрать связь иу*, после чего шарниры покажутся на расчетной схеме.

Окончательный вид геометрии расчетной схемы показан на рисунке 3.5.

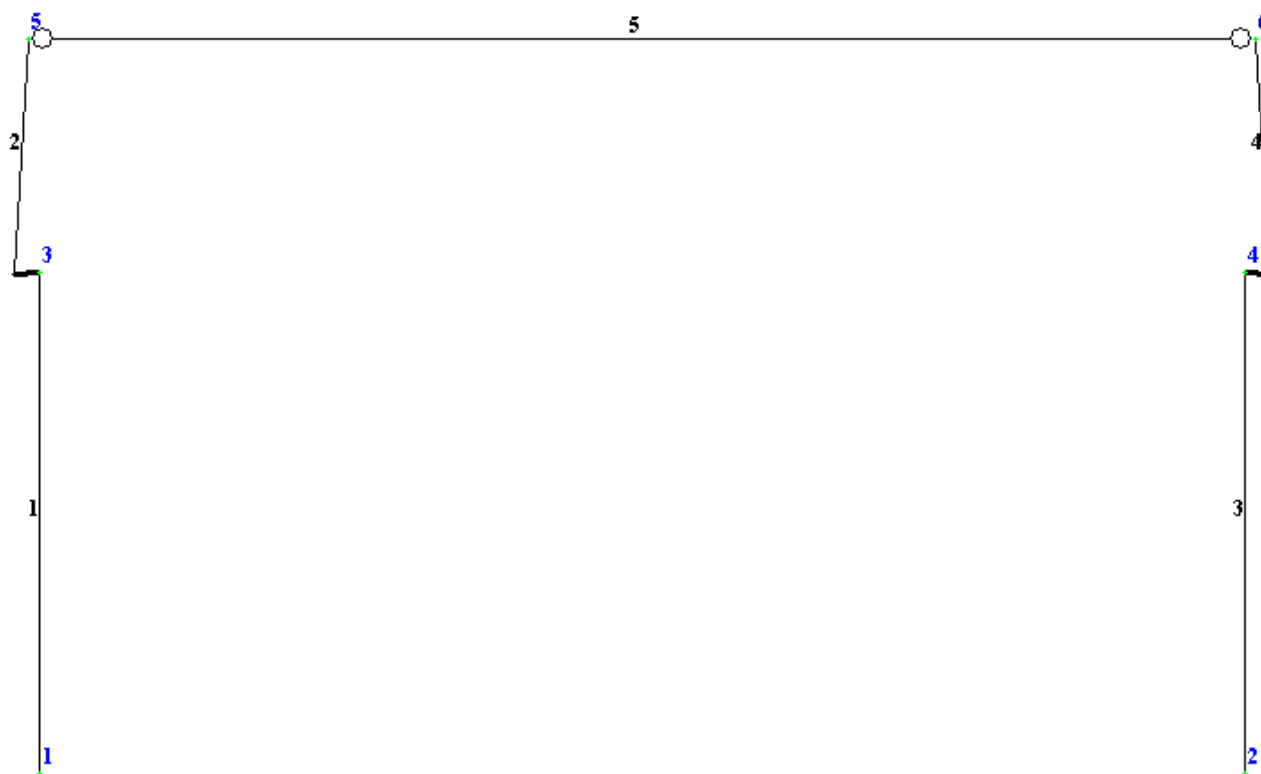
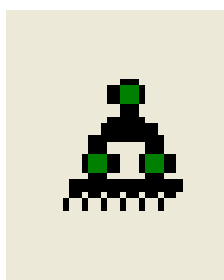


Рис. 3.5. Геометрия расчетной схемы (окончательная)

Закрепление опорных узлов системы



Кнопка: *закрепить узлы*.

Закрепление колонны посредством установки ее в стакан фундамента с последующим замоноличиванием рассматривается как жесткое, поэтому в диалоговом окне должны быть указаны связи Z, X, UY (опорные узлы предварительно должны быть выделены)

Назначение жесткости элементов рамы.

Рама включает в себя элементы с различными жесткостями, которые в рассматриваемом примере задаются для элементов с поперечным сечением в виде бруса. При выборе поперечного сечения элементов-стержней в виде бруса в диалоговом окне требуется задать: модуль упругости материала (для колонны

назначается бетон класса В15 – $E_b=24\,000$ МПа, для фермы назначается класса В30 – $E_b=30\,000$ МПа) и геометрические размеры сечений:

2-й, 4-й элементы - $B=400$ мм, $H=380$ мм;

1-й, 3-й элементы - $B=400$ мм, $H=700$ мм;

5-й элемент (ригель) - $B=260$ мм, $H=2700$ мм.

Размеры элемента-ригеля приняты таковыми, чтобы выполнялось условие: жесткость элемента-ригеля должна быть $\gg$ жесткости других элементов стоек-колонн рамы.



Кнопка: *жесткости элементов*

В диалоговом окне указывается: *добавить* $\Rightarrow$ *брус* $\Rightarrow E, B, H$ (вводятся сведения о жесткости всех элементов).

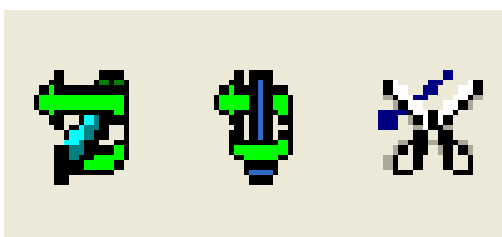
После появления в диалоговом окне информации о жесткости всех элементов расчетной схемы, выполняется следующее действие: выделяются элементы расчетной схемы с одинаковой жесткостью, жесткость этих элементов *устанавливается как текущая*, выделенным элементам *назначается жесткость*.

В диалоговом окне для элементов можно указать объемный вес (для железобетонных конструкций он составляет 25 кН/м^3) с тем, чтобы при задании нагрузки на расчетную схему можно было выполнить действие *добавить собственный вес*.

Приложение нагрузки на узлы и элементы рамы.

Для последовательного приложения к расчетной схеме 10-ти загрузений необходимо выполнить следующие действия:

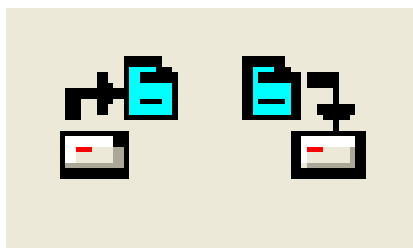
- из меню функций выбрать *нагрузка* $\Rightarrow$ *выбор загрузки* $\Rightarrow$ *номер загрузки (1,2,...)* $\Rightarrow$ *имя загрузки (постоянная, снеговая ...)*; присвоение номера последующему загрузению очищает расчетную схему от предыдущего загрузения;
- из меню функций выбрать *нагрузка* $\Rightarrow$ *нагрузка на узлы и элементы*; в диалоговом окне можно задавать нагрузку на узлы или элементы (стержни), а также ее направление (для момента – Y), выбирать вид нагрузки (сосредоточенную или распределенную) и указывать величину приложенной нагрузки.



Кнопки:

выбор загрузки, нагрузка на узлы и элементы, удаление нагрузки

После ввода с помощью графического редактора ЛИРА-ВИЗОР исходных данных необходимо сохранить файл, а затем при необходимости открыть его, используя кнопки меню операций.



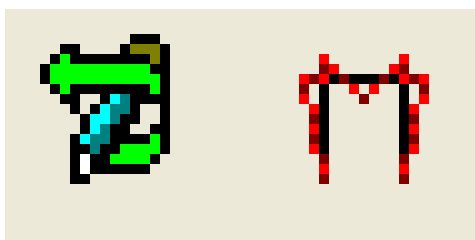
Кнопки:
сохранить файл, открыть файл

Переход к расчету, а затем к выводу результатов расчета производится следующим образом:

режим $\Rightarrow$ выполнить расчет;

режим $\Rightarrow$ результаты расчета.

После удачного завершения расчета при выборе позиции *результатов расчета* открывается третий экран графической среды ЛИРА-ВИЗОР – *экран визуализации результатов расчета*



Кнопки:

выбор загрузки, эпюры усилий в стержнях

Последовательно выбирая загрузки, можно заказывать построение эпюр N, M для рассчитанной рамы. На рис. 3.6-3.10 представлены эпюры стойки рамы последовательно для всех нагрузок.

Эпюры N, M приводятся на рис. 3.6-3.10 только для левой стойки рамы, так как в состав курсовой работы входит расчет колонны и фундамента под колонну и рама является симметричной.

Кнопкой *флаги рисования* необходимо задать значения усилий на эпюрах N и M

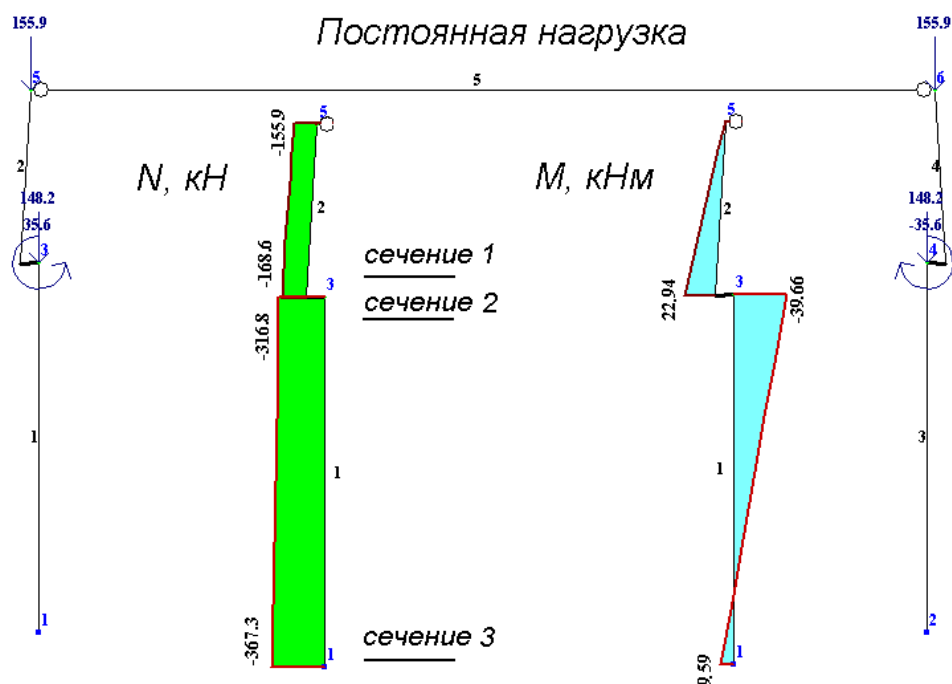


Рис. 3.6. Результаты расчета рамы, приведенные для левой стойки рамы (эпюры N и M) от постоянной нагрузки

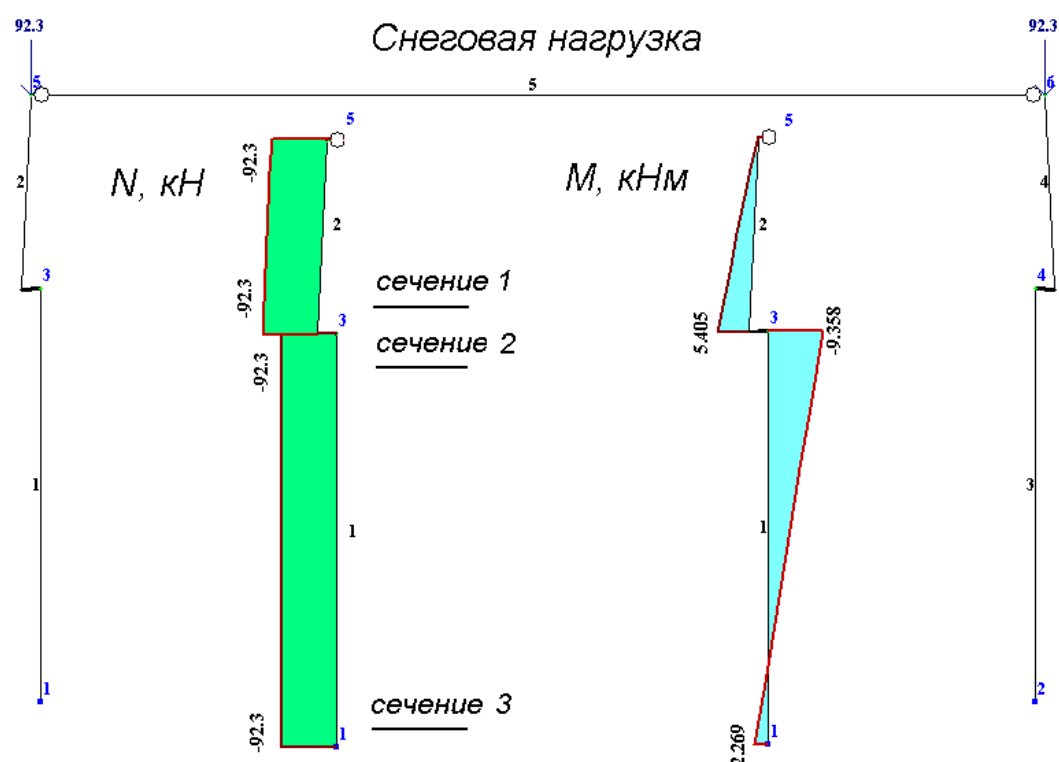


Рис. 3.7. Результаты расчета рамы, приведенные для левой стойки рамы (эпюры N и M) от снеговой нагрузки

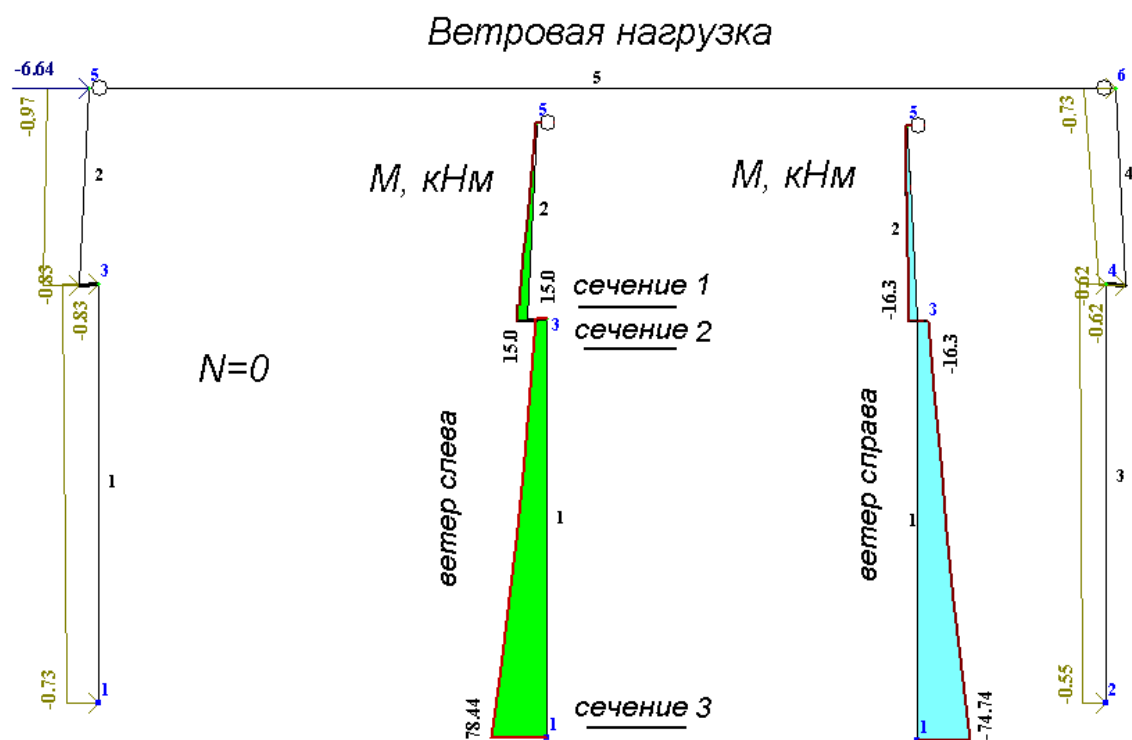


Рис. 3.8. Результаты расчета рамы, приведенные для левой стойки рамы (эпюры M) от ветровой нагрузки

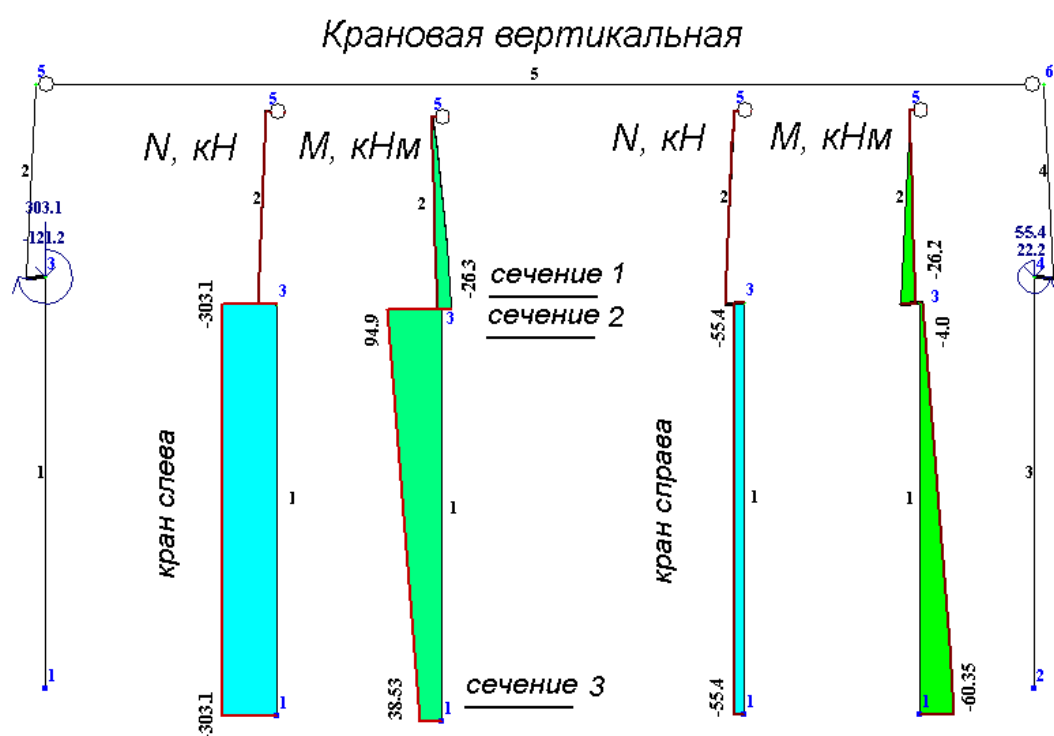


Рис. 3.9. Результаты расчета рамы, приведенные для левой стойки рамы (эпюры N и M) от вертикальной крановой нагрузки

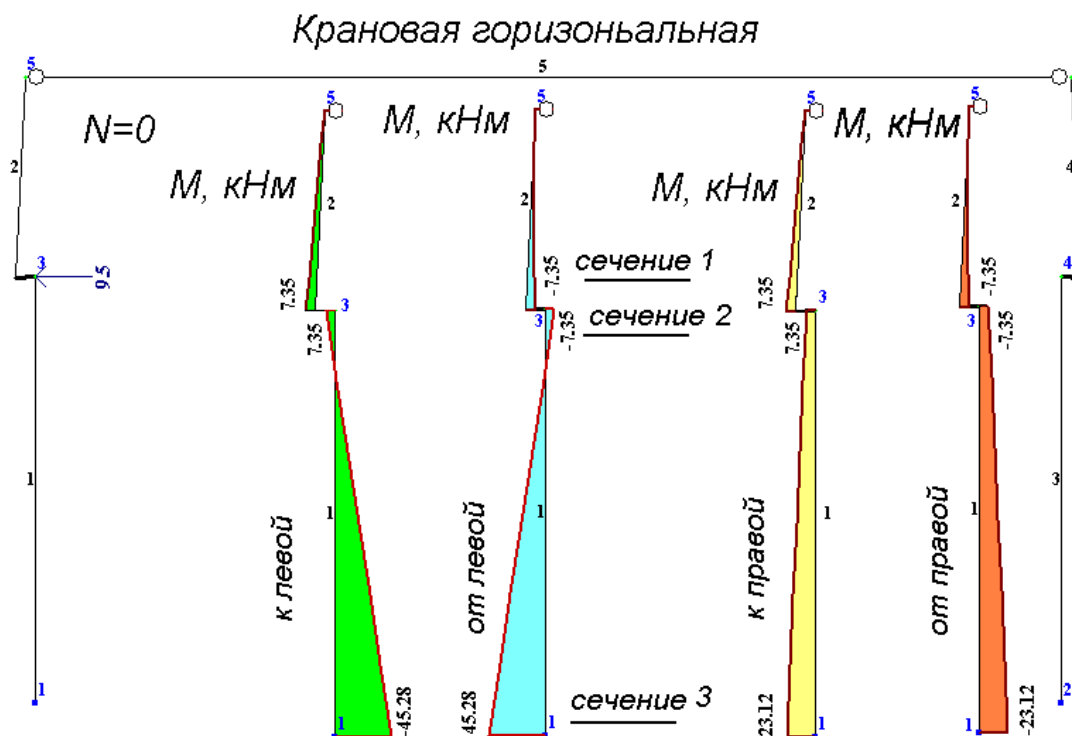
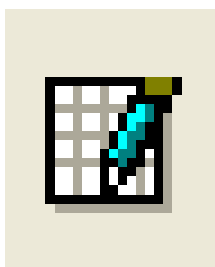


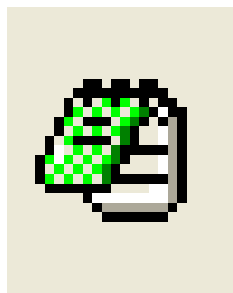
Рис. 3.10. Результаты расчета рамы, приведенные для левой стойки рамы (эпюры M) от горизонтальной крановой нагрузки



Кнопка: *интерактивные таблицы*.

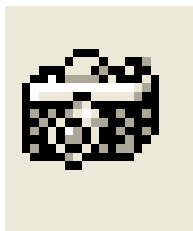
Интерактивные таблицы $\Rightarrow$ *усилия (стержни)* $\Rightarrow$ *таблицу на экран* $\Rightarrow$ *для выбранных элементов* $\Rightarrow$ *для всех загружений*.

В появившейся в диалоговом окне таблице удалить лишние столбцы (после выделения *редактировать* $\Rightarrow$ *удалить отмеченное*) и переслать в отчет (*файл* $\Rightarrow$ *в отчет*)



Кнопка: *отчет*

В диалоговом окне уже располагается переданная туда таблица усилий. Таблицу можно просмотреть, вывести на печать или сохранить в Excel, затем копировать для размещения в текстовом файле (см. таб.3.3)



Кнопки: *копировать для документатора, документатор*

Нажатие кнопки документатор приводит к открытию четвертого экрана графического редактора ЛИРА-ВИЗОР – экрана документатора.

Экран документатора позволяет:

- открывать листы для последующего размещения на них результатов расчета (*редактировать* $\Rightarrow$ *ввести новый лист*);
- размещать на листе скопированную для документатора информацию (*редактировать* $\Rightarrow$ *разместить копию*). Копию можно двигать по листу, уменьшать или увеличивать ее размеры.

Кроме того, экран документатора позволяет выполнять следующие действия: заполнять или убирать штамп, на листах размещать текст (*редактировать* $\Rightarrow$ *текст*), сохранять и выводить на печать созданные в графическом редакторе листы.

Рисунки 3.6-3.10 с результатами статического расчета рамы выполнялись следующим образом: информация на экране (программа ЛИР-ВИЗОР) копировалась кнопкой клавиатуры **Prt Scr**, открывалась в программе **Pant** и компоновалась для помещения в текстовый файл.

Таблица 3.3

№ элем	№ сечен	Усилия		№ загруз
		N (кН)	My (кН*м)	
1	1	-367.30	9.59	1
1	2	-316.80	-39.66	1
2	1	-168.66	22.94	1
1	1	-92.30	2.30	2
1	2	-92.30	-9.40	2
2	1	-92.30	5.40	2
1	1	0.00	78.44	3
1	2	0.00	15.00	3
2	1	0.00	15.00	3
1	1	0.00	-74.74	4
1	2	0.00	-16.30	4
2	1	0.00	-16.30	4
1	1	-303.10	38.53	5
1	2	-303.10	94.90	5
2	1	0.00	-26.30	5
1	1	-55.40	-60.35	6
1	2	-55.40	-4.00	6
2	1	0.00	-26.20	6
1	1	0.00	-45.28	7
1	2	0.00	7.35	7
2	1	0.00	7.35	7
1	1	0.00	45.28	8
1	2	0.00	-7.35	8
2	1	0.00	-7.35	8
1	1	0.00	23.12	9
1	2	0.00	7.35	9
2	1	0.00	7.35	9
1	1	0.00	-23.12	10

1	2	0.00	-7.35	10
2	1	0.00	-7.35	10

Таблица 3.3 составлена по результатам расчета рамы в программе ЛИР-ВИЗОР. Рама включает в себя элементы 1-6, которые в свою очередь имеют два сечения. Например, для элемента 1 первое сечение расположено у узла 1, второе – у узла 3. На рис. 3.6-3.10 эпюры N, M приведены для элементов 1 и 2. Именно эти элементы составляют левую колонну поперечной рамы здания. При проведении расчета будут рассматриваться сечения колонны 1-3 (см. рис. 3.6-3.10). Поэтому составляется таблица 3.4 с усилиями в сечениях колонны 1-3. Так как в сечениях колонны имеют место только сжимающие усилия знак «-» перед усилием N не ставится.

Таблица 3.4

Элементы колонны	№ сечения	Усилия		№ нагрузки	Вид нагрузки
		N, кН	M, кНм		
надкрановая	1	168,6	22,94	1	постоянная
подкрановая	2	316,8	-39,66		
часть	3	367,3	9,59		
надкрановая	1	92,3	5,40	2	снеговая
подкрановая	2	92,3	-9,40		
часть	3	92,3	2,30		
надкрановая	1	0,00	15,0	3	ветровая (ветер слева)
подкрановая	2	0,00	15,0		
часть	3	0,00	78,44		
надкрановая	1	0,00	-16,3	4	ветровая (ветер справа)
подкрановая	2	0,00	-16,3		
часть	3	0,00	-74,74		
надкрановая	1	0,00	-26,30	5	крановая вертикальная (максимальная нагрузка на левой колонне)
подкрановая	2	303,10	94,90		
часть	3	303,10	38,53		
надкрановая	1	0,00	-26,20	6	крановая вертикальная (максимальная нагрузка на правой колонне)
подкрановая	2	55,40	-4,00		
часть	3	55,40	-60,35		
надкрановая	1	0,00	7,35	7	крановая горизонтальная (нагрузка торможения - к левой колонне)
подкрановая	2	0,00	7,35		
часть	3	0,00	-45,28		
надкрановая	1	0,00	-7,35	8	крановая горизонтальная (нагрузка торможения - от левой колонне)
подкрановая	2	0,00	-7,35		
часть	3	0,00	45,28		

надкрановая	1	0,00	7,35	9	крановая горизонтальная (нагрузка торможения - к правой колонне)
подкрановая	2	0,00	7,35		
часть	3	0,00	23,12		
надкрановая	1	0,00	-7,35	10	крановая горизонтальная (нагрузка торможения - от правой колонне)
подкрановая	2	0,00	-7,35		
часть	3	0,00	-23,12		

4. Составление таблицы РСУ (расчетное сочетание усилий)

После выполнения статического расчета поперечной рамы здания составляется таблица РСУ (таб. 4.1). При составлении таблицы 4.1 в нее переносятся данные из таблицы 3.4: расчетные усилия M и N в сечениях 1-3 последовательно для всех нагрузок.

Целью составления РСУ является вычисление M_{max} , M_{min} , N_{max} , которые могли оказаться скрытыми при расчете поперечной рамы здания с одновременно приложенными нагрузками. Расчетное сочетание усилий включает в себя постоянную и одну или несколько временных нагрузок. Следует отметить, что временные нагрузки могут быть взаимоисключающими (например, ветер справа и ветер слева) и сопутствующими (крановая горизонтальная сопутствует крановой вертикальной и не может без нее быть учтена в РСУ). При включении в РСУ двух и более временных нагрузок значения усилий умножаются на понижающий коэффициент ($k=0,9$).

Программа ЛИР-ВИЗОР позволяет вычислять расчетные сочетания усилий (*нагрузки $\Rightarrow$ РСУ $\Rightarrow$ расчет РСУ*), предварительно выполнив генерацию таблицы РСУ (*нагрузки $\Rightarrow$ расчет РСУ $\Rightarrow$ генерация таб. РСУ*). В курсовой работе таблица РСУ в учебных целях составляется в Excel.

Таблица 4.1

Расчетное сочетание усилий (PCY)								
Нагрузки:	№ п/п	k	сечение 1		сечение 2		сечение 3	
			N, кН	M, кНм	N, кН	M, кНм	N, кН	M, кНм
постоянная	1	1	168.60	22.94	316.80	-39.66	367.30	9.59
снеговая	2	1	92.30	5.40	92.30	-9.40	92.30	2.30
	3	0.9	83.07	4.86	83.07	-8.46	83.07	2.07
ветровая (ветер слева)	4	1	0.00	15.00	0.00	15.00	0.00	78.44
	5	0.9	0.00	13.50	0.00	13.50	0.00	70.60
ветровая (ветер справа)	6	1	0.00	-16.30	0.00	-16.30	0.00	-74.74
	7	0.9	0.00	-14.67	0.00	-14.67	0.00	-67.27
крановая вертикальная (максимум - на левой колонне)	8	1	0.00	-26.30	303.10	94.90	303.10	38.53
	9	0.9	0.00	-23.67	272.79	85.41	272.79	34.68
крановая вертикальная (максимум - на правой колонне)	10	1	0.00	-26.20	55.40	-4.00	55.40	-60.35
	11	0.9	0.00	-23.58	49.86	-3.60	49.86	-54.32
крановая горизонтальная (к левой колонне)	12	1	0.00	7.35	0.00	7.35	0.00	-45.28
	13	0.9	0.00	6.62	0.00	6.62	0.00	-40.75

крановая горизонтальная (от левой колонны)	14	1	0.00	-7.35	0.00	-7.35	0.00	45.28
	15	0.9	0.00	-6.62	0.00	-6.62	0.00	40.75
крановая горизонтальная (к правой колонне)	16	1	0.00	7.35	0.00	7.35	0.00	23.12
	17	0.9	0.00	6.62	0.00	6.62	0.00	20.81
крановая горизонтальная (от правой колонны)	18	1	0.00	-7.35	0.00	-7.35	0.00	-23.12
	19	0.9	0.00	-6.62	0.00	-6.62	0.00	-20.81
Mmax			251.67	41.30	672.66	65.87	723.16	157.69
номера нагрузок:			1, 3, 5		1, 5, 9, 13		1, 3, 5, 9, 15*	
Mmin			251.67	-22.02	449.73	-73.01	417.16	-132.80
номера нагрузок:			1, 7, 9, 15		1, 3, 7, 11, 19		1, 7, 11, 19	
Nmax			260.90	28.34	672.66	37.29	723.16	46.34
номера нагрузок:			1, 2		1, 3, 9		1, 3, 9	

* - поперечная сила $Q = -6,84 - 0,9 \times (1,61 + 11,56 + 7,31) + 0,9 \times 7,84 = -18,18$ кН

5. Расчет колонн с консолью для установки подкрановой балки

Общие сведения по расчету

Исходными данными для расчета колонны являются:

- расчетные усилия в сечениях колонны, полученные в результате статического расчета и составления таблицы РСУ;
- размеры поперечных сечений: верхней и нижней частей колонны (назначаются предварительно);
- классы бетона и арматуры. Принимаются классы тяжелого бетона В15...В40. Классы продольной рабочей арматуры - А400, А500

Надкрановая (верхняя) и подкрановая (нижняя) части колонны рассчитываются отдельно как внецентренно сжатые элементы с симметричным армированием. Исходными данными для расчета являются:

- продольная нагрузка N , длительная часть продольной нагрузки N_l , эксцентриситет приложения продольной нагрузки $e_0 = M/N$,
- расчетная длина l_0 ($l_0 = 2H_1$ для верхней часть колонны, $l_0 = 1,5H_2$ для нижней часть колонны),
- прочностные и деформативные характеристики бетона и арматуры.

В результате расчета определяется площадь продольной арматуры $A_s = A_s'$. Затем по сортаменту при заданном количестве стержней устанавливается диаметр продольной рабочей арматуры рассчитываемой части колонны.

Кроме расчета колонны в плоскости поперечной рамы на действие усилий M и N , выполняется расчет из плоскости изгиба. В этом случае расчетная длина для надкрановой части колонны - $l_0 = 1,5H_1$, для подкрановой части - $l_0 = 0,7H_2$

Пример расчета колонн с консолью для установки подкрановой балки

Надкрановая часть колонны

Исходные данные

- 1). Усилия (табл.4.1, сечение 1): $M_{\max}=41,3$ кНм, $N=251,67$ кН.
- 2). Сечение – $h=0,38$ м; $b=0,4$ м, $a=a'=0,04$ м, $h_0=h-a=0,38-0,04=0,34$ м, высота верхней (надкрановой) части колонны $H_1=3,35$ м;
- 3). Класс бетона В15 ($R_b=8500$ кН/м², $E_b=24000$ МПа), арматуры – А400 ($R_s=35,5 \times 10^4$ кН/м², $E_s=200000$ МПа), коэффициент приведения $\alpha = E_s/E_b=200000/24000=8,33$, коэффициент армирования предварительно назначается $\mu=0,01$

Определение площади сечения продольной арматуры:

- эксцентриситет продольной силы: $e_0=M/N=41,3/251,67=0,16$ м, $\delta=e_0/h=0,42$,
- расчетная длина: $l_0=2 \times H_1=2 \times 3,35=6,7$ м, $\lambda=l_0/h_0=19,7$ – минимальный процент армирования $\mu_s\% = 0,4\%$ (приложение, таб.П4),
- коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента: $\varphi=1+M_l/M$, так как в таблице 2.4 нет усилий от длительных нагрузок, отношение M_l/M принимается 0,7 ($\varphi=1,7$),

- жесткость:

$$D_1 = E_b b h_0^3 \left[\frac{0,0125}{\varphi_1 (0,3 + \delta_e)} + 0,175 \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] =$$
$$24000000 \times 0,4 \times 0,34^3 \left[\frac{0,0125}{1,7 \times (0,3 + 0,42)} + 0,175 \times 0,01 \times 8,33 \times \left(\frac{0,34 - 0,04}{0,38} \right)^2 \right] = 7244,5 \text{ кНм}^2,$$

- условная критическая сила: $N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \times 7244,5}{6,7^2} = 1591,2 \text{ кН},$

- коэффициент, учитывающий прогиба элемента и корректировка моментов:

$$\eta_h = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{251,67}{1591,2}} = \frac{1}{0,84} = 1,19, \quad M = 1,19 \times 41,3 \text{ кНм} = 49,15 \text{ кНм},$$

- коэффициенты для вычисления площади сечения арматуры:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{251,67}{8500 \times 0,4 \times 0,34} = 0,22,$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N \frac{h_0 - a'}{2}}{R_b b h_0^2} = \frac{49,15 + 251,67 \times 0,15}{8500 \times 0,4 \times 0,34^2} = \frac{86,9}{393,04} = 0,22,$$

$$\delta = a'/h_0 = 0,04/0,34 = 0,12$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = 0,531 > \alpha_n - \text{условие для выбора одной из двух формул для определе-}$$

ния площади сечения арматуры,

- площадь сечения арматуры (симметричной):

$$A_s = A_s' = \frac{R_b b h_0}{R_s} \times \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \frac{\alpha_n}{2})}{1 - \delta} = \frac{8500 \times 0,4 \times 0,34}{35,5 \times 10^4} \times$$

$$\times \frac{0,22 - 0,2}{1 - 0,12} = 0,74 \times 10^{-4} \text{ м}^2 = 0,74 \text{ см}^2,$$

$$\mu = \frac{A_s + A_s'}{b h_0} = \frac{0,74 \times 2}{40 \times 34} = \frac{1,48}{1360} = 0,001; \mu\% = 0,11\%, < 0,4\%$$

Площадь сечения продольной арматуры верхней части колонны из условия обеспечения минимального процента армирования составляет $40 \times 34 \times 0,004 = 5,44 \text{ см}^2$ ($4\varnothing 14 \text{ A400}$), площадь арматуры – $6,16 \text{ см}^2$.

Если $\alpha_n > \xi_R$, то для определения площади сечения продольной арматуры используется следующий алгоритм:

$$\xi_1 = \frac{\alpha_n + \xi_R}{2}, \text{ (при } \xi_1 > 1, \xi_1 \text{ принимается равным 1),}$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1 (1 - \frac{\xi_1}{2})}{1 - \delta},$$

$$\xi = \frac{\alpha_n (1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s},$$

$$A_s = A_s' = \frac{R_b b h_0}{R_s} \times \frac{\alpha_{m1} - \xi (1 - \frac{\xi}{2})}{1 - \delta}.$$

При расчете верхней части колонны из плоскости изгиба, продольное сжимающее усилие $N = 251,67 \text{ кН}$, площадь продольной арматуры $A_{s,tot} = 6,16 \text{ см}^2$, $R_{sc} = 365000 \text{ кН/м}^2$, расчетная длина - $l_0 = 1,5 \times 3,35 = 5,03 \text{ м}$; гибкость - $\lambda = 5,03 / 0,4 = 12,58 < 20$, коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,94$ ((приложение, таб.П5).

Несущая способность центрально сжатой колонны:

$N_{ult} = \varphi (R_b A + R_{sc} A_{s,tot}) = 0,94 (8500 \times 0,4 \times 0,38 + 365000 \times 0,00616) = 1516,8 > 262 \text{ кН}$, то есть прочность верхней части колонны из плоскости обеспечена

Подкрановая часть колонны

Исходные данные

1). Усилия (табл.4.1, сечение 3): $M_{\max} = 157,69 \text{ кНм}$, $N = 723,16 \text{ кН}$.

2). Сечение – $h = 0,7 \text{ м}$; $b = 0,4 \text{ м}$, $a = a' = 0,04 \text{ м}$, $h_0 = h - a = 0,7 - 0,04 = 0,66 \text{ м}$, высота нижней (подкрановой) части колонны $H_2 = 7,2 \text{ м}$;

3). Класс бетона В15 ($R_b = 8500 \text{ кН/м}^2$, $E_b = 24000 \text{ МПа}$), арматуры – А400 ($R_s = 35,5 \times 10^4 \text{ кН/м}^2$, $E_s = 200000 \text{ МПа}$), коэффициент приведения $\alpha =$

$E_s/E_b=200000/24000=8,33$, коэффициент армирования предварительно назначается $\mu=0,01$

Определение площади сечения продольной арматуры:

○ эксцентриситет продольной силы: $e_0=M/N=157,69/723,16=0,22$ м,
 $\delta_e=e_0/h=0,22/0,7=0,31$,

○ расчетная длина: $l_0=1,5 \times H_1=1,5 \times 7,2=10,8$ м, $\lambda=l_0/h_0=10,8/0,66=16,6$ – минимальный процент армирования $\mu_s\% = 0,4\%$,

○ коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента: $\varphi_l=1+M_l/M$, так как в таблице 2.4 нет усилий от длительных нагрузок, отношение M_l/M принимается 0,7 ($\varphi_l=1,7$),

○ жесткость:

$$D_1 = E_b b h_0^3 \left[\frac{0,0125}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)} + 0,175 \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] =$$

$$24000000 \times 0,4 \times 0,66^3 \left[\frac{0,0125}{1,7 \times (0,3 + 0,31)} + 0,175 \times 0,01 \times 8,33 \times \left(\frac{0,66 - 0,04}{0,7} \right)^2 \right] = 64570,6 \text{ кНм}^2,$$

○ условная критическая сила: $N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \times 64570,6}{10,8^2} = 5458,2 \text{ кН}$,

○ коэффициент, учитывающий прогиба элемента и корректировка моментов:

$$\eta_h = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{723,16}{5458,2}} = \frac{1}{0,87} = 1,15, \quad M = 1,15 \times 157,69 \text{ кНм} = 181,3 \text{ кНм},$$

○ коэффициенты для вычисления площади сечения арматуры:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{723,16}{8500 \times 0,4 \times 0,66} = \frac{723,16}{2244} = 0,32,$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N \frac{h_0 - a'}{2}}{R_b b h_0^2} = \frac{181,3 + 726,16 \times 0,31}{8500 \times 0,4 \times 0,66^2} = \frac{406,4}{1481} = 0,274,$$

$$\delta = a'/h_0 = 0,04/0,66 = 0,06$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = 0,531 > \alpha_n - \text{условие выбора алгоритма определения площади сечения}$$

арматуры,

- площадь сечения арматуры (симметричной):

$$A_s = A_s' = \frac{R_b b h_0}{R_s} \times \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \frac{\alpha_n}{2})}{1 - \delta} = \frac{8500 \times 0,4 \times 0,66}{35,5 \times 10^4} \times$$

$$\times \frac{0,274 - 0,269}{1 - 0,06} = \frac{2244}{35,5 \times 10^4} \times \frac{0,005}{0,94} = 0,34 \times 10^{-4} \text{ м}^2 = 0,34 \text{ см}^2,$$

$$\mu = \frac{A_s + A_s'}{b h_0} = \frac{0,34 \times 2}{40 \times 66} = \frac{0,68}{2640} = 0,0002; \mu\% = 0,02\%, < 0,4\%$$

Площадь сечения продольной арматуры верхней части колонны из условия обеспечения минимального процента армирования составляет $40 \times 66 \times 0,004 = 10,56 \text{ см}^2$ ($4 \times \varnothing 20 \text{ A400}$), площадь арматуры – $12,56 \text{ см}^2$. Арматурные стержни подбираются по таблице П4 приложения.

Расчет консоли

Исходные данные:

- 1). Усилия: $Q = (G_{п.б.} + D_{\max}) = 303,1 + 36,6 = 339,7 \text{ кН}$, $M = Q \times c = 339,7 \times 0,25 = 87,9 \text{ кНм}$ (при определении плеча момента M рассматривалось с некоторым запасом расстояние от внутренней грани колонны до внутренней грани пластины закладной детали для крепления подкрановой балки к колонне $c = 750 + 200 - 700 = 250 \text{ мм}$)
- 2). Сечение – $h = 0,6 + 0,38 = 0,98 \text{ м}$; $b = 0,4 \text{ м}$, $a = 0,03 \text{ м}$, $h_0 = h - a = 0,98 - 0,03 = 0,95 \text{ м}$,
- 3). Класс бетона В15 ($R_b = 8500 \text{ кН/м}^2$, $R_{bt} = 750 \text{ кН/м}^2$, $E_b = 24000 \text{ МПа}$), арматуры – А400 ($R_s = 35,5 \times 10^4 \text{ кН/м}^2$, $E_s = 200000 \text{ МПа}$).

Требуемая площадь сечения продольной арматуры консоли:

$$A_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{87,9}{8500 \times 0,4 \times 0,95^2} = 0,03 > \eta = 0,985 \text{ (таб. П3 приложения),}$$

$$A_s = \frac{M}{\eta R_s h_0} = \frac{87,9}{0,985 \times 35,5 \times 10^4 \times 0,95} = 2,65 \times 10^{-4} \text{ м}^2 = 2,65 \text{ см}^2$$

Верхняя продольная арматура консоли - $2 \times \varnothing 14 \text{ A400}$. Арматурные стержни подбираются по таблице П4 приложения.

Проверка консоли на действие поперечной силы Q :

$$Q \leq 0,8 \varphi_{w2} R_b b l_b \sin \Theta = 0,8 \times 1,08 \times 8500 \times 0,4 \times 0,39 \times 0,966 =$$

$$= 1106,7 \text{ кН} < 339,7 \text{ кН},$$

где $\Theta = 75^\circ$, $l_b = 0,39 \text{ м}$, $\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha\mu_{w1} = 1,08$; $\mu_{w1} = \frac{A_{sw}}{b \times S_w}$ (хомуты, расположенные по высоте консоли, - $2 \times \varnothing 8 \text{ A240}$, $A_{sw} = 1,01 \times 10^{-4} \text{ м}^2$, шаг хомутов $S_w = 0,125 \text{ м}$), коэффициент приведения $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = 8,33$; ширина консоли $b = 0,4 \text{ м}$.

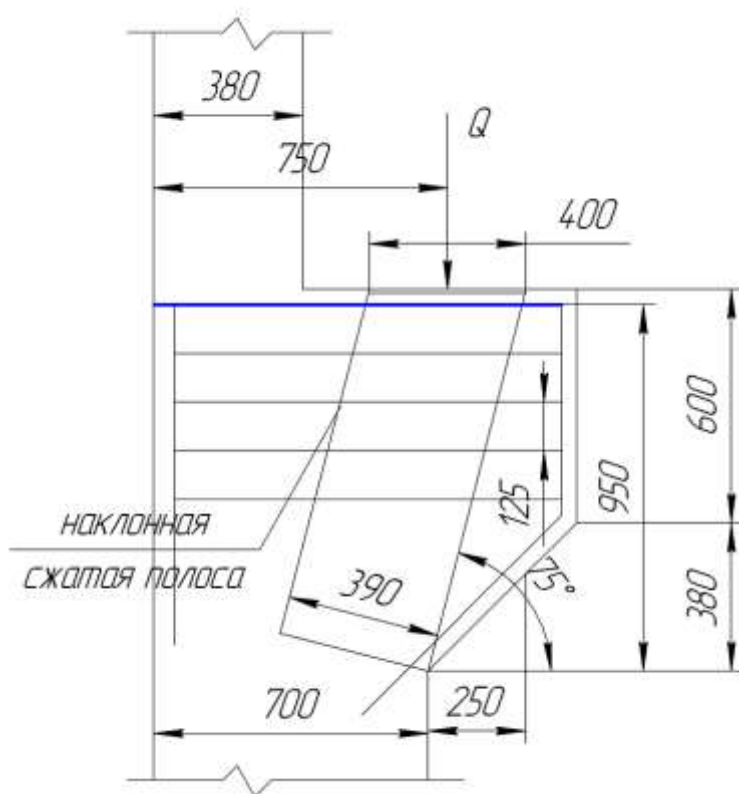


Рис. 5.1. К расчету консоли колонны

Конструирование коротких консолей:

- если вертикальное усилие Q приложено на расстоянии s от заделки консоли с высотой сечения h , то при условии $h \leq 2,5s$ консоль армируется хомутами, наклоненными под углом 45° , а при условии $h > 2,5s$ - горизонтальными хомутами,
- шаг хомутов S_w назначается не более 150 мм и не более $h/4$.

6. Расчет монолитного столбчатого фундамента под колонну

При выполнении расчета фундамента считается, что грунты основания не имеют пучинистых свойств. Поэтому глубина заложения фундамента не связывается с глубиной промерзания грунта. Также учитывается, что нагрузка на фундамент передается от колонны ($M_{\max}=157,69$ кНм, $N=723,16$ кН, $Q=18,18$ кН) и панелей ограждения ($N_{\text{панел.}}=(17,8 \times 3 + 13,3) \times 1,1 \times 0,95 + 2 \times 1,2 \times 1,05 \times 0,95 = 69,7 + 2,4 = 72,1$ кН, $M=72,1 \times 0,4 = 28,84$ кНм). Направление действия нагрузок см. рис.6.1.

Исходные данные:

- усилия: $N=723,16+72,1=795,26$ кН, $M=157,69+28,84=186,53$ кНм, $Q=18,18$ кН,
- материалы: бетон В15 ($R_{bt}=0,75$ МПа), арматура класса А400,
- условное расчетное сопротивление грунта $R_0=0,25$ МПа

Определение размеров подошвы фундамента

$$\text{Площадь подошвы фундамента: } A = 1,1 \times \frac{N^n}{R_0 - \gamma_b \times H},$$

$$N^n = 795,26 / 1,15 = 691,53 \text{ кНм}$$

$R_0 = 0,20 \text{ МПа}$ - условное расчетное сопротивление грунта;

$\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ – среднее значение объемного веса материала фундамента и грунта на обресе фундамента,

$H = 1 \text{ м}$ – предварительно назначенная высота фундамента.

$$A = 1,1 \times \frac{691,53}{250 - 20 \times 1} = 1,1 \times \frac{691,53}{230} = 3,3 \text{ м}^2 \text{ стороны фундамента}$$

$$b = \sqrt{\frac{A}{1,2}} = \sqrt{\frac{3,3}{1,2}} = 1,66 \text{ м. Размеры подошвы фундамента принимаются } b = 1,8 \text{ м, } a = 2,1 \text{ м}$$

($a/b \approx 1,2$). Площадь подошвы фундамента составляет $A = 1,8 \times 2,1 = 3,78 \text{ м}^2$, момент

$$\text{сопротивления} - W = \frac{b \times a^2}{6} = \frac{1,8 \times 2,1^2}{6} = 1,32 \text{ м}^3$$

Определение высоты фундамента

Высота фундамента назначается из условий анкеровки колонны и арматуры колонны в фундамент. Высоту фундамента составляет длина анкеровки плюс 250 мм (смотри рисунок 6.1).

Высота фундамента из условия анкеровки колонны:

$$H_\phi = h_k + 250 = 700 + 250 = 950 \text{ мм} = 0,95 \text{ м}$$

Высота фундамента из условия анкеровки арматуры колонны $\varnothing 20 \text{ А400}$:

$$H_\phi = l_{an} + 250 = 300 + 250 = 550 \text{ мм}$$

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}, \quad l_{0,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s}, \quad R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt}.$$

При определении расчетного сопротивления сцепления арматуры с бетоном R_{bond} принимаются следующие значения коэффициентов: $\eta_1 = 2,5$ (для класса арматуры А400) и $\eta_2 = 1$ (для $\varnothing 20$). Подставляя в формулу базовой длины анкеровки $l_{0,an}$ значения коэффициентов η_1, η_2 , а также выражая площадь поперечного сечения арматуры и периметр арматуры через диаметр ($A_s = \frac{\pi \times d^2}{4}$, $u = \pi \times d$), преобразуем формулу:

$$l_{0,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s} = 0,1 \times \frac{R_s}{R_{bt}} \times d = 0,1 \times \frac{355}{0,75} \times 20 = 947 \text{ мм}$$

Длина анкеровки арматуры колонны при $\alpha = 0,75$ (для сжатых стержней периодического профиля) и отношении площади поперечного сечения арматуры колонны требуемой по расчету и фактически установленной $0,68/12,56 = 0,054$ составляет:

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 0,75 \times 947 \times 0,054 = 29,1 \text{ мм}.$$

Вычисленную длину анкеровки арматуры необходимо сравнить с минимально допустимой: $0,3 \times l_{0,an} = 0,3 \times 947 = 285$ мм, $15 \times d = 15 \times 20 = 300$ мм и 200 мм.

Окончательно высота фундамента принимается - $H_{\phi} = 0,95$ м. По высоте фундамент формируется из трех ступеней. Высота ступеней $350 + 300 + 300 = 950$ мм. Минимальная толщина стенок неармированного стакана должна приниматься не менее 0,75 высоты верхней ступени, то есть $0,75 \times 300 = 225$ мм (см. рис.6.1).

Проверка прочности основания под подошвой фундамента.

Нормативное значение нагрузок на уровне подошвы фундамента:

$$M^n = \frac{186,53}{1,15} + \frac{18,18}{1,15} \times 0,95 = 162,2 + 15,02 = 177,22 \text{ кНм},$$

$$G^n = a \times b \times H_{\phi} \times \gamma_m \times \gamma_n = 2,4 \times 1,8 \times 0,95 \times 20 \times 0,95 = 77,98 \text{ кН},$$

$$N^n = 691,53 + 77,98 = 769,51 \text{ кН}.$$

Максимальное значение давления под подошвой фундамента:

$$p_{\max} = \frac{N^n}{A} + \frac{M^n}{W} = \frac{769,51}{3,78} + \frac{177,22}{1,32} = 201,0 + 134,26 = 335,26 \text{ кН / м}^2 > 1,2 \times R_0 =$$

$= 1,2 \times 250 = 300 \text{ кН / м}^2$, условие не выполняется. Требуется увеличение размеров подошвы фундамента: $a = 2,4$ м, $b = 1,8$ м. При этом изменяются $A = 4,32 \text{ м}^2$, $W = 1,73 \text{ м}^3$, $G^n = 77,98 \text{ кН}$, $N^n = 691,53 + 77,98 = 769,51 \text{ кН}$.

Максимальное значение давления под подошвой фундамента:

$$p_{\max} = \frac{N^n}{A} + \frac{M^n}{W} = \frac{769,51}{4,32} + \frac{177,22}{1,73} = 178,13 + 102,44 = 280,57 \text{ кН / м}^2 < 300 \text{ кН / м}^2 - \text{усло-}$$

вие выполняется.

Минимальное значение давления под подошвой фундамента:

$$p_{\min} = \frac{N^n}{A} - \frac{M^n}{W} = 201,0 - 134,26 = 66,74 \text{ кН / м}^2 > 0 - \text{условие выполняется.}$$

Определение площади рабочей арматуры.

Расчет ведется в плоской постановке: рассматривается сечение по фундаменту в плоскости рамы и в перпендикулярном плоскости рамы направлении (см. рис. 6.1).

Фундамент будет изгибаться под действием давления грунта p . Так как высота фундамента переменная, то расчет ведется в предположении изгиба как консоли нижней ступени (сечение 1-1), затем вместе нижней и средней ступеней (сечение 2-2) и, наконец, всего фундамента (сечение 3-3). На рис. 6.1 показаны

ординаты эпюры давления грунта от расчетных нагрузок, необходимые для выполнения вычислений. Значения определены графически.

Момент в консоли определяется по формуле $M = \frac{p \times l^2}{2}$ (нагрузка равномерно распределенная со средним значением p в пределах длины консоли). Длина консоли l , например при расчете нижней ступени, равна $\frac{a - a_1}{2}$. Размерность p в формуле определения момента M - в кН/м, в то время как до этого p было определено в кН/м². Для перехода к размерности плоской задачи: $p = p \times b$ (сечение в плоскости рамы), $p = p \times a$ (сечение перпендикулярное плоскости рамы)

$$M = \frac{p \times l^2}{2} = \frac{p \times b \times (a - a_1)^2}{8} = 0,125 \times p \times (a - a_1)^2 \times b.$$

Фундамент армируется сеткой, укладываемой с соблюдением защитного слоя 40 мм у подошвы фундамента. Для армирования фундамента диаметр арматурных стержней принимается не менее Ø12. Площадь рабочей арматуры определяется по формуле алгоритма расчета изгибаемых элементов по нормальному сечению:

$$A_s = \frac{M}{\eta \times R_s \times h_0} = \frac{M}{0,9 \times R_s \times h_0}.$$

Рабочая высота сечения составляет $h_0 = h - a$ (a принимается 0,05 м, где a - расстояние от середины сечения продольной рабочей арматуры до нижней грани поперечного сечения фундамента).

Краевые ординат эпюры давления грунта (расчетные нагрузки):

$$M = 186,53 + 18,18 \times 0,95 = 203,8 \text{ кНм},$$

$$G = a \times b \times H_{\phi} \times \gamma_m \times \gamma_n \times \gamma_f = 2,4 \times 1,8 \times 0,95 \times 20 \times 0,95 \times 1,1 = 85,78 \text{ кН},$$

$$N^n = 795,26 + 85,78 = 881,0 \text{ кН}.$$

Максимальное значение давления под подошвой фундамента:

$$p_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{881,0}{4,32} + \frac{203,8}{1,73} = 203,9 + 117,8 = 321,7 \text{ кН / м}^2.$$

Минимальное значение давления под подошвой фундамента:

$$p_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = 203,9 - 117,8 = 86,1 \text{ кН / м}^2.$$

Результаты расчета сведены в таблицу 6.1.

Таблица 6.1

№ сечения	Момент, кНм	h ₀ , м	Площадь рабочей арматуры, см ²
1-1	$M = 0,125 \times p \times (a_1 - a_2)^2 \times b = 0,125 \times 307,0 \times (2,4 - 1,8) \times 1,8 = 41,44$	0,30	$A_s = \frac{41,44}{0,9 \times 35,5 \times 10^4 \times 0,3} = 4,32 \times 10^{-4} \text{ м}^2 = 4,32 \text{ см}^2$

2-2	$M = 0,125 \times p \times (a_1 - a_3)^2 \times b = 0,125 \times 294,7 \times (2,4 - 1,3) \times 1,8 = 72,94$	0,60	$A_s = \frac{72,94}{0,9 \times 35,5 \times 10^4 \times 0,6} = 3,8 \times 10^{-4} \text{ м}^2 = 3,8 \text{ см}^2$
3-3	$M = 0,125 \times p \times (a_1 - h_k)^2 \times b = 0,125 \times 275,7 \times (2,4 - 0,7) \times 1,8 = 105,45$	0,90	$A_s = \frac{105,45}{0,9 \times 35,5 \times 10^4 \times 0,9} = 3,67 \times 10^{-4} \text{ м}^2 = 3,67 \text{ см}^2$
4-4	$M = 0,125 \times p \times (b - b_k)^2 \times a = 0,125 \times 203,9 \times (1,8 - 0,4) \times 2,4 = 85,64$	0,89*	$A_s = \frac{85,64}{0,9 \times 35,5 \times 10^4 \times 0,89} = 3,0 \times 10^{-4} \text{ м}^2 = 3,0 \text{ см}^2$

*-для верхних стержней сетки

Для сетки армирования фундамента принимаются стержни $\varnothing 10A400$ с шагом $S=300$ мм (подбор сетки смотри в разделе 7).

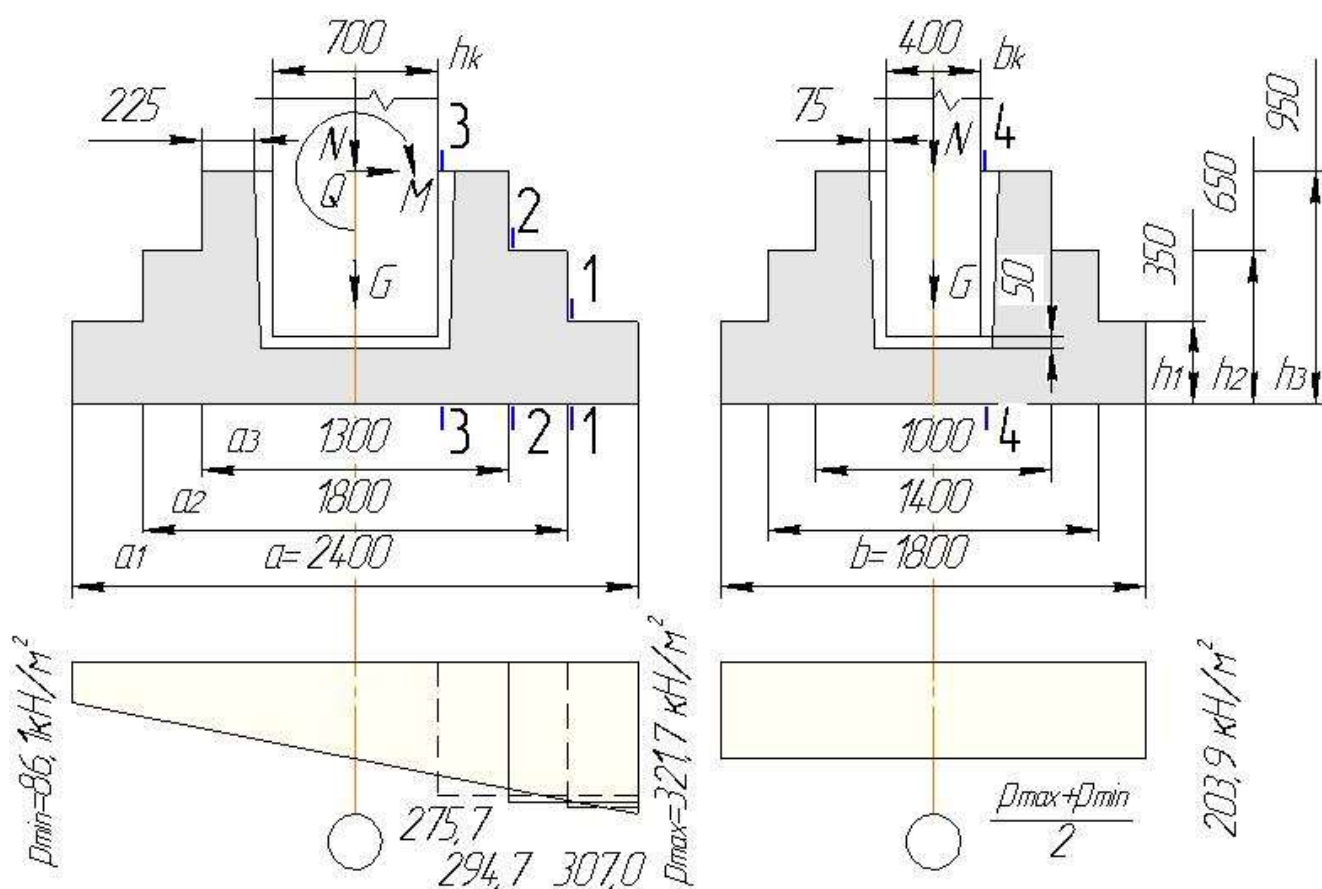


Рис. 6.1. К расчету монолитного столбчатого фундамента под колонну

7. Выполнение листа 2 графической части курсовой работы

На втором листе графической части курсовой работы (чертежи, лист 2) приводятся чертежи сборной колонны и монолитного столбчатого фундамента под колонну.

При выполнении чертежей колонны закладные детали для крепления стеновых и оконных панелей (М1), а также столика-опоры верхних панелей стеново-

го ограждения (М2) должны устанавливаться в соответствии с маркировочной схемой на листе 1. Привязка низа закладной детали М4 к верхней грани консоли колонны определяется высотой подкрановой балки. Обметка низа колонны требует согласования с положением низа колонны в фундаменте.

Конструктивные требования, предъявляемые к армированию колонн [4,5], требуют:

- установки дополнительных продольных стержней $2\varnothing 12A400$ в нижней (подкрановой) части колонны, так как высота поперечного сечения этой части колонны $h > 500$ мм,
- усиления оголовка колонны путем установки четырех сеток (на длине не менее $10d = 10 \times 14 = 140$ мм, расстояние между сетками 60...150 мм и не более $1/3$ меньшей стороны сечения колонны $400/3 = 133,3$ мм). Сетки устанавливаются с шагом 60 мм, первая сетка устанавливается на расстоянии 20 мм от наружной поверхности колонны,
- с целью предотвращения выпучивания сжатой продольной арматуры установки поперечной арматуры на расстоянии $15d$ и не более 500 мм (для верхней части колонны $15 \times 14 = 210$ мм, шаг поперечных стержней $S = 200$ мм; для нижней части колонны $15 \times 20 = 300$ мм, шаг поперечных стержней $S = 300$ мм). Диаметр стержней поперечной арматуры подбирается из условия соответствия диаметров при сварки продольных и поперечных стержней каркаса колонны (см. приложение, таб. П6). Диаметр стержней поперечной арматуры верхней части колонны - $\varnothing 4B500$, нижней - $\varnothing 5B500$,
- назначение толщины защитного слоя для продольной рабочей арматуры колонны не менее 20 мм и не менее d .

Подбор сетки С1 для армирования монолитного столбчатого фундамента под сборную колонну сопряжен с выполнением конструктивных требований относительно диаметра, шага и длины стержней сетки. При проведении расчета назначен класс арматуры А400 и определена площадь поперечного сечения арматуры стержней A_s . Размер подошвы фундамента - 2400×1800 мм. Размеры сетки укладываемой на дно опалубки, должны быть на 20 мм меньше ее внутренних размеров, то есть составлять 178×238 см. Минимальный диаметр (d) стержней, укладываемых вдоль стороны 3 м и менее, принимается 10 мм; вдоль стороны более 3 м – 12 мм. Шаг стержней (S) назначается 100, 150, 200, 250, 300 мм.

Марка сетки С1 $\frac{10 A400 - 300 + 100}{10 A400 - 300 + 100} 178 \times 238 \frac{40}{40}$ (в числителе – продольные стержни сетки). На длине 1780 мм укладываются 6 стержней с шагом 300 и 2 крайних стержня с шагом 100 мм, концевые участки стержней – 40 мм. Для продольных стержней сетки $8\varnothing 10A400 A_s = 6,28 > 4,32 \text{ см}^2$.

1. ГОСТ 21.101-97. Основные требования к проектной и рабочей документации. Система проектной документации для строительства. – М., Госстрой России.
2. ГОСТ 21.501-93. Правила выполнения архитектурно-строительных чертежей. Система проектной документации для строительства. – М., Госстрой России.
3. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Система нормативных документов в строительстве. – М., 2004.
4. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. Система нормативных документов в строительстве. М., 2005.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003) – М., 2005.
6. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М., 2004.

Приложение

Таблица П1

Сортамент арматуры											
Диаметр мм	Площадь поперечного сечения [см ²] при числе стержней										Масса, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	0,07	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055
4	0,13	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098
5	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154
6	0,28	0,57	0,86	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395
10	0,79	1,57	3,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466
22	3,801	7,60	11,04	15,02	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,834
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,990
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,805

Таблица П2

Прочностные и деформационные характеристики материалов, МПа						
Арматура						
Класс (Ø, мм)	Вид	R _{sn}	R _s	R _{sw}	R _{sc}	E _s
A240 (6-40)	горячекатаная гладкая	240	215	170	215	200000
A300 (6-40)	горячекатаная периодического профиля	300	270	215	270	
A400 (6-40)		400	355	285	355	
A500 (10-40)		500	435	300	435	
B500 (3-12)	холоднодеформированная периодического профиля	500	415	300	415	
Бетон						
Класс	Вид	R _{bn}	R _b	R _{btn}	R _{bt}	E _b
B15	тяжелый, средняя плотность - 2200...2500 кг/м³	11,0	8,5	1,10	0,75	24000
B20		15,0	11,5	1,35	0,90	27500
B25		18,5	14,5	1,55	1,05	30000
B30		22,0	17,0	1,75	1,15	32500

Таблица П3

Коэффициенты для расчета изгибаемых элементов								
ξ	η	A_0	ξ	η	A_0	ξ	η	A_0
0,01	0,995	0,01	0,18	0,910	0,164	0,35	0,825	0,289
0,02	0,990	0,02	0,19	0,905	0,172	0,36	0,820	0,295
0,03	0,985	0,03	0,20	0,900	0,180	0,37	0,815	0,302
0,04	0,980	0,039	0,21	0,895	0,188	0,38	0,810	0,308
0,05	0,975	0,049	0,22	0,890	0,196	0,39	0,805	0,314
0,06	0,970	0,058	0,23	0,885	0,203	0,40	0,800	0,320
0,07	0,965	0,068	0,24	0,880	0,211	0,41	0,795	0,326
0,08	0,960	0,077	0,25	0,875	0,219	0,42	0,790	0,332
0,09	0,955	0,086	0,26	0,870	0,226	0,43	0,785	0,338
0,10	0,950	0,095	0,27	0,865	0,234	0,44	0,780	0,343
0,11	0,945	0,104	0,28	0,860	0,241	0,45	0,775	0,349
0,12	0,940	0,113	0,29	0,855	0,248	0,46	0,770	0,354
0,13	0,935	0,122	0,30	0,850	0,255	0,47	0,765	0,359
0,14	0,930	0,130	0,31	0,845	0,262	0,48	0,760	0,365
0,15	0,925	0,139	0,32	0,840	0,269	0,49	0,755	0,370
0,16	0,920	0,147	0,33	0,835	0,276	0,50	0,750	0,375

0,17	0,915	0,156	0,34	0,830	0,282	0,51	0,745	0,380
------	-------	-------	------	-------	-------	------	-------	-------

Таблица П4

Минимальный процент армирования, $\mu\%, min$			
Гибкость $\frac{l_0}{h}$ сжатого элемента	$\mu_s\%, A_{s,tot}$	Гибкость $\frac{l_0}{h}$ сжатого элемента	$\mu_s\%, A_{s,tot}$
$\frac{l_0}{h} \leq 5$	0,2	$10 < \frac{l_0}{h} < 25$	0,4
$5 < \frac{l_0}{h} \leq 10$	0,3	$\frac{l_0}{h} \geq 25$	0,5

Таблица П5

Коэффициент продольного изгиба				
при длительном действии нагрузки				
$\lambda = \frac{l_0}{h}$	6	10	15	20
φ	0,92	0,90	0,83	0,70

при кратковременном действии нагрузки

$\lambda = \frac{l_0}{h}$	10	20
φ	0,9	0,85

Таблица П6

Соотношение между диаметрами стержней при сварке изделия						
Диаметр стержня одного направления, мм	3...12	14,16	18,20	22	25...32	36,40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	4	5	6	8	10