

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего образования  
«КАЛИНИНГРАДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ  
УНИВЕРСИТЕТ»

*В.Ф. Захаров, В.Н. Зиновьев, Д.В. Романовский*

## **ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

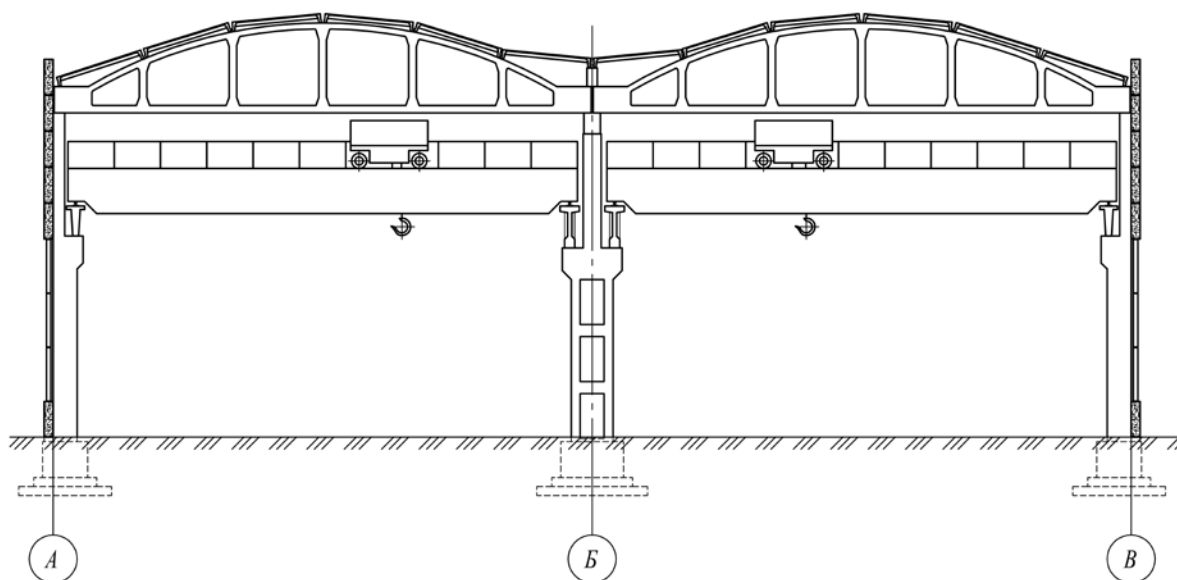
Учебно-методическое пособие

по выполнению курсового проекта по теме

**«Железобетонные конструкции одноэтажного промышленного здания»**

для студентов высших учебных заведений, обучающихся

по направлению подготовки 08.03.01 – «Строительство»



**Калининград**

**Издательство ФГБОУ ВО «КГТУ»**

**2017**

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего образования  
«КАЛИНИНГРАДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ  
УНИВЕРСИТЕТ»

*В.Ф.Захаров, В.Н. Зиновьев, Д.В. Романовский*

## **ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

Учебно-методическое пособие  
по выполнению курсового проекта по теме  
**«Железобетонные конструкции одноэтажного промышленного здания»**  
для студентов высших учебных заведений, обучающихся  
по направлению подготовки 08.03.01 – «Строительство»

Калининград  
Издательство ФГБОУ ВО «КГТУ»  
2017

УДК 693 (076)

Рецензент

почетный архитектор России, советник Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН), к. г. н., доцент кафедры градостроительства, землепользования и дизайна ФГАОУ ВО «БФУ им. И. Канта» В.И. Пустовгаров

Захаров, В.Ф., Зиновьев, В.Н., Романовский, Д.В.

Железобетонные конструкции одноэтажного промышленного здания: учебно-методическое пособие. – Калининград: Издательство ФГБОУ ВО «КГТУ», 2017. - 169 с.

Учебно-методическое пособие разработано для студентов высших учебных заведений, обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 – «Строительство». Пособие может быть использовано при освоении дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции», а также при разработке конструктивного раздела выпускной квалификационной работы.

Ил. 43, табл. 32, список лит. - 14 наименований

Учебно-методическое пособие рекомендовано к публикации кафедрой промышленного и гражданского строительства ФГБОУ ВО «КГТУ» 20 июня 2017 г., протокол № 3

Учебно-методическое пособие рассмотрено и одобрено к печати методической комиссией строительного факультета 12 сентября 2017 г., протокол № 1

УДК 693 (076)

© Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Калининградский государственный технический университет», 2017 г.

© Захаров В.Ф., Зиновьев В.Н., Романовский Д.В., 2017 г.

## 1. ВВЕДЕНИЕ

По характеру работы и существующей классификации одноэтажные промышленные здания являются зданиями с упругой конструктивной схемой, предполагающей восприятие всех горизонтальных и других симметричных и несимметричных нагрузок стойками каркаса, объединенными ригелями в систему поперечных и продольных рам. Как правило, а при выполнении курсового проекта это правило без исключений, расчет рам необходимо вести с учетом возможных смещений верхних узлов. Ригели поперечных рам промышленных зданий, шарнирно связанные со стойками, рассчитываются по балочной схеме как внешне (по отношению к опорным закреплениям) статически определимые конструкции – балки или фермы.

Расчетная часть пояснительной записки к курсовому проекту является весьма трудоемкой и практически невыполнимой для начинающего проектировщика. Поэтому в пунктах 3-8 данного пособия в качестве методического материала для самостоятельной работы студента приводятся примеры детально выполненных расчетов.

При работе над курсовым проектом или ВКР могут быть использованы специальные расчетные программные комплексы ЛИРА-САПР, SCAD и т.п.

В пунктах 9-16 приведены все необходимые теоретические данные и обоснования, включая ссылки на нормативную и учебно-техническую литературу, по компоновке, расчету и конструированию железобетонных конструкций поперечной рамы одноэтажного промышленного здания.

Выпуск второго (настоящего) издания пособия обусловлен введением в действие свода правил СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

Цель выполнения курсового проекта состоит в овладении обучающимся умениями и навыками:

- по компоновке конструкций железобетонного каркаса одноэтажного промышленного здания;
- по расчету железобетонного каркаса в целом и его отдельных конструкций;
- по разработке рабочих чертежей железобетонных конструкций;
- по самостоятельному использованию нормативной, технической и учебной литературы.

## 2. ОБЪЕМ И СОСТАВ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

В соответствии с вариантом задания студент должен:

- выполнить компоновку каркаса здания с обоснованием необходимости назначения всех видов связей и мест их расположения;
- выполнить компоновку элементов второй от торца температурного блока поперечной рамы, работающей в наиболее неблагоприятных условиях;
- составить геометрическую и расчетную схемы поперечной рамы;
- определить величины всех нагрузок и характер их воздействия на элементы рам;
- произвести статический расчет рамы на все виды внешних воздействий. По согласованию с преподавателем этот расчет может быть выполнен на ПК;
- составить таблицы расчетных комбинаций усилий в одной из стоек рассчитываемой рамы согласно варианту задания;
- рассчитать на прочность и подобрать сечения продольной и поперечной арматуры колонны;
- рассчитать под проектируемую колонну фундамент;
- рассчитать ригель рамы;
- выполнить схемы расположения основных несущих конструкций и связей здания, поперечный и продольный разрезы;
- выполнить опалубочные чертежи и схемы армирования колонны и фундамента;
- разработать рабочий чертеж ригеля рамы.

Все расчеты должны содержаться в пояснительной записке и снабжаться необходимыми эскизами и расчетными схемами. Оформление чертежей железобетонных конструкций должно соответствовать требованиям действующего ГОСТ 21.501-93 “Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей”.

### 2.1. Исходные данные и выбор варианта

Варьируемыми факторами в зависимости от варианта задания являются:

- район строительства (РС);
- длина пролетов в метрах ( $l$ );
- шаг колонны в продольном направлении по средним рядам –  $l_1$ ;
- шаг колонны в продольном направлении по крайним рядам –  $l_2$ ;

- нормативная распределенная нагрузка от массы покрытия с учетом собственной массы ферм –  $q_n$ , кПа;
- отметка головки подкранового рельса (ГПР);
- количество пролетов ( $n$ );
- длина температурного блока ( $L$ );
- тип ригеля;
- грузоподъемность мостового крана  $Q$  в т.

Номер варианта задания определяется числом из двух последних цифр номера зачетной книжки студента. В **табл. 1** приведены необходимые данные по выбору исходных значений варьируемых факторов для каждого из вариантов.

Классы и марки материалов рассчитываемых конструкций студент назначает самостоятельно, руководствуясь указаниями, приведенными в литературных источниках, конспектах лекций по курсу железобетонных конструкций и в данном пособии.

Точно так же студент должен самостоятельно в соответствии с нижеприведенными рекомендациями выбрать тип колонн (сплошные или двухветвенные), дать привязку их к продольным и поперечным осям и определить отметку низа ригеля. Каждый студент должен рассчитать на прочность и законструировать одну из колонн каркаса и фундамент под нее.

При четном значении числа, составленного из двух последних цифр номера зачетной книжки, необходимо выбрать в качестве расчетной колонну крайнего ряда и фундамент под нее. При нечетном значении указанного числа расчетными являются колонна и фундамент среднего ряда.

Независимо от варианта задания при сборе нагрузок на раму или фундамент следует в качестве наружного ограждения принимать стены из керамзитобетонных панелей плотностью D1000 (объемный вес  $\gamma=1000$  кг/м<sup>3</sup>) и толщиной 300 мм. Остекление ленточное, низ оконных проемов на отметке +1.200, верх на уровне подкрановой балки.

Панели наружных стен, расположенные выше подкрановой части колонн, опираются на них через монтажные столики. Панели, расположенные ниже, опираются на фундаментные балки.

При проектировании фундаментов для всех вариантов можно принять одинаковые грунты: непучинистые, средней плотности с условным расчетным давлением  $R_0 = 0.3$  МПа ( $3 \text{ кгс/см}^2$ ). Таким образом, все размеры фундамента, в том числе его общая высота, определяются расчетом на прочность и продавливание, а также необходимыми конструктивными требованиями. Не рекомендуется принимать общую высоту фундамента меньше 1.5 м. Верхний обрез фундамента должен быть на отметке -0.15 м. Схема конструктивного разреза одноэтажного промышленного здания приведена на **рис. 1, 28**.

Режим работы мостовых кранов во всех случаях следует принимать нормальным – тип Н (4К-6К).

Для всех вариантов допускается принять максимально допустимую длину температурного блока равной 72 м (как для отапливаемых зданий), все здания без фонарей.

Таблица 1. Исходные данные для проектирования

Предпоследняя цифра шифра	Варьируемый фактор	Последняя цифра шифра и значение параметра									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	РС	Сыкт.	Став.	Моск.	Нор.	Влад.	Кал-д	Арх.	Хаб.	Мурм.	Омск
	$l$	18	24	18	24	18	24	18	24	18	24
	$n$	1	1	2	2	3	3	2	1	1	3
	$L$	60	72	84	60	72	84	60	72	84	60
	$l_1$	6	12	12	6	12	12	6	12	12	12
	$l_2$	6	12	6	6	12	6	6	12	6	12
	$q_n$	4,5	4,8	4,9	5,5	4,6	6,5	4,7	5,2	6,6	5,8
	ГПР	6,35	6,95	7,55	8,15	8,75	9,35	10,55	11,75	13,95	15,15
	Q	10	16	20	32	50	10	16	20	32	50
Ригель	ФС	ФСБ	ФСБ	ФСБ	ФС	ФС	ФСБ	ФС	ФСБ	ФС	
2	РС	Став.	Моск.	Нор.	Крас.	Смол.	Арх.	Хаб.	Мурм.	Омск	Сыкт.
	$l$	24	18	24	18	24	18	24	18	24	18
	$n$	1	2	1	3	3	1	1	1	3	1
	$L$	72	84	60	72	84	60	72	84	60	60
	$l_1$	12	12	6	12	12	6	12	12	12	6
	$l_2$	6	12	6	12	12	6	12	12	12	6
	$q_n$	5,2	6,7	4,8	5,5	5,9	6,9	5,1	4,8	4,9	5,1
	ГПР	6,95	8,15	9,35	11,75	15,15	6,35	7,55	8,75	10,55	13,95
	Q	16	20	32	50	10	16	20	32	50	10
Ригель	ФС	ФСБ	ФС	ФС	ФСБ	ФСБ	ФС	ФСБ	ФС	ФС	
3	РС	Моск.	Нор.	Влад.	Смол.	Арх.	С.-Пб	Мурм.	Омск	Крас.	Став.
	$l$	18	18	24	24	18	18	24	24	18	18
	$n$	2	2	3	3	2	1	1	3	1	1
	$L$	84	60	72	84	60	72	84	60	60	72
	$l_1$	6	12	12	12	6	12	12	6	12	12
	$l_2$	6	12	6	12	6	12	12	6	12	6
	$q_n$	6,0	4,8	6,3	5,3	5,7	6,1	4,9	5,0	5,8	5,3
	ГПР	6,35	7,55	8,15	9,35	11,75	10,55	13,95	11,75	6,95	15,15
	Q	20	32	50	10	16	20	32	50	10	16
Ригель	ФС	ФСБ	ФС	ФСБ	ФСБ	ФС	ФСБ	ФС	ФС	ФС	

Предпоследняя цифра шифра	Варьируемый фактор	Последняя цифра шифра и значение параметра									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	РС	Нор.	Влад.	Смол.	Арх.	Хаб.	Мурм.	Кал-д	Сыкт.	Став.	Моск.
	$l$	24	24	18	18	24	24	18	18	24	24
	$n$	2	3	3	2	1	1	3	1	1	2
	$L$	60	72	84	60	72	84	60	60	72	84
	$l_1$	6	6	12	6	12	12	6	6	12	12
	$l_2$	6	6	12	6	12	6	6	6	12	6
	$q_n$	4,6	4,7	6,2	5,5	5,2	4,9	5,1	5,6	6,4	6,6
	ГПР	7,55	6,95	6,35	8,75	8,15	10,55	9,55	13,95	11	15,15
	Q	32	50	10	16	20	32	50	10	16	20
Ригель	ФС	ФС	ФСБ	ФСБ	ФС	ФСБ	ФСБ	ФСБ	ФС	ФС	ФСБ
5	РС	Влад.	Смол.	Арх.	Хаб.	Мурм.	Омск	Кал-д	Став.	Моск.	Нор.
	$l$	24	18	18	24	24	18	18	24	24	18
	$n$	3	3	2	1	1	3	1	1	2	2
	$L$	72	84	60	72	84	60	72	84	60	72
	$l_1$	12	12	6	12	6	6	12	12	6	6
	$l_2$	12	12	6	6	6	6	6	12	6	6
	$q_n$	4,9	5,8	5,7	6,8	7,0	5,6	4,9	6,6	5,1	6,0
	ГПР	15,15	13,95	11,75	10,55	15,15	13,95	8,75	6,95	8,15	9,35
	Q	50	10	16	20	32	50	10	16	20	32
Ригель	ФС	ФСБ	ФС	ФС	ФСБ	ФСБ	ФСБ	ФСБ	ФС	ФСБ	ФСБ
6	РС	Смол.	С.-Пб	Хаб.	Мурм.	Омск	Сыкт.	Став.	Моск.	Нор.	Влад.
	$l$	18	18	24	24	18	18	24	24	18	24
	$n$	3	2	1	1	3	1	1	2	2	3
	$L$	84	60	72	84	60	72	84	60	72	72
	$l_1$	12	12	12	12	12	6	12	6	6	12
	$l_2$	6	12	6	6	12	6	12	6	6	12
	$q_n$	5,7	5,4	5,0	4,8	5,1	6,3	5,2	6,9	5,3	5,6
	ГПР	7,55	6,95	6,35	8,15	8,75	10,55	9,35	13,95	11,75	15,15
	Q	10	16	20	32	50	10	16	20	32	50
Ригель	ФСБ	ФСБ	ФС	ФСБ	ФС	ФС	ФС	ФС	ФСБ	ФС	ФС
7	РС	Арх.	Хаб.	Мурм.	С.-Пб	Сыкт.	Став.	Моск.	Крас.	Влад.	Смол.
	$l$	18	24	24	18	18	24	24	18	24	18
	$n$	3	1	1	3	1	2	1	2	3	3
	$L$	60	72	84	60	72	84	60	72	72	84
	$l_1$	6	12	6	6	12	12	6	6	12	12
	$l_2$	6	6	6	6	6	12	6	6	12	12
	$q_n$	4,9	5,4	5,1	5,8	6,2	4,9	5,7	6,3	5,3	6,0
	ГПР	8,75	7,55	9,35	11,75	7,55	8,15	10,55	10,55	13,95	6,35
	Q	16	20	32	50	10	16	20	32	50	10
Ригель	ФС	ФС	ФСБ	ФСБ	ФСБ	ФС	ФСБ	ФСБ	ФСБ	ФС	ФСБ
8	РС	Хаб.	Мурм.	Омск	Сыкт.	Став.	Моск.	Нор.	Влад.	Смол.	Арх.
	$l$	24	24	18	18	24	24	18	24	18	18
	$n$	1	3	3	2	2	1	2	3	1	1
	$L$	72	84	60	72	84	60	72	72	84	60
	$l_1$	12	12	6	6	12	12	6	12	6	12
	$l_2$	6	6	6	6	12	6	6	12	6	12
	$q_n$	5,7	5,4	4,9	5,3	5,8	5,6	6,2	6,0	5,7	4,8
	ГПР	7,55	8,75	10,55	8,15	9,35	8,75	13,95	15,15	6,95	6,35
	Q	20	32	50	10	16	20	32	50	10	16
Ригель	ФС	ФСБ	ФС	ФС	ФС	ФСБ	ФСБ	ФС	ФСБ	ФСБ	



Предпоследняя цифра шифра	Варьируемый фактор	Последняя цифра шифра и значение параметра									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
9	РС	Мурм.	Омск	Сыкт.	Став.	Моск.	Нор.	Влад.	Смол.	Арх.	Хаб.
	$l$	24	18	18	24	24	18	24	18	18	24
	$n$	1	3	1	2	1	2	3	3	2	1
	$L$	84	60	72	84	60	72	72	84	60	72
	$l_1$	6	6	12	12	6	6	12	12	6	12
	$l_2$	6	6	6	12	6	6	12	12	6	6
	$q_n$	5,7	6,2	5,1	5,6	4,9	6,4	5,6	6,0	5,6	5,5
	ГПР	11,75	13,95	10,55	8,75	9,35	9,35	11,75	6,95	7,55	8,15
	Q	32	50	10	16	20	20	50	10	16	20
Ригель	ФС	ФС	ФС	ФС	ФСБ	ФСБ	ФСБ	ФС	ФСБ	ФСБ	
0	РС	Омск	Сыкт.	Став.	Моск.	Нор.	Влад.	Смол.	Арх.	Хаб.	Мурм.
	$l$	24	24	24	18	18	18	18	24	18	24
	$n$	1	3	2	1	1	3	3	2	2	2
	$L$	60	84	72	84	84	84	60	60	72	72
	$l_1$	12	6	6	12	6	12	12	6	12	6
	$l_2$	12	6	6	6	6	12	12	6	6	6
	$q_n$	6,3	4,9	6,7	5,8	6,0	6,2	5,6	5,3	5,0	6,4
	ГПР	10,55	11,75	10,55	11,75	11,75	7,55	6,95	7,55	8,15	6,35
	Q	50	50	32	32	20	20	10	16	16	10
Ригель	ФС	ФС	ФСБ	ФС	ФС	ФС	ФСБ	ФСБ	ФС	ФСБ	

Принятые сокращения:

РС – район строительства;

Сыкт. – Сыктывкар;

Нор. – Норильск;

Смол. – Смоленск;

Хаб. – Хабаровск;

Арх. – Архангельск;

Кал-д. – Калининград;

Крас. – Красноярск;

Моск. – Москва;

Став. – Ставрополь;

Влад. – Владивосток;

Мурм. – Мурманск;

С.-Пб. – Санкт-Петербург;

ГПР – головка подкранового рельса;

ФС – раскосная сегментная ферма;

ФСБ – ферма сегментная безраскосная.

### 3. ПРИМЕР 1. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КАРКАСА

#### 3.1. Исходные данные

Требуется рассчитать основные несущие элементы (колонны и фундаменты) поперечной рамы одноэтажного трехпролетного бесфонарного отапливаемого здания со скатной кровлей. Каждый из крайних пролетов оборудован двумя мостовыми кранами грузоподъемностью  $Q = 10$  тс (режим работы 4К-6К). В среднем пролете работают в режиме 4К-6К два крана  $Q = 32/5$  тс. Все пролеты по 24 м. Шаг колонн по наружным рядам 6 м, по внутренним – 12 м. Отметка головки подкранового рельса во всех пролетах 7.85 м. Высота кранового рельса – 0.15 м. Привязка кранового пути к разбивочной оси  $\lambda=750$  мм. Подкрановые балки железобетонные, высотой 1.4 м при шаге колонн 12 и 1.0 м при шаге колонн 6 м. Стеновые навесные панели из керамзитобетона плотностью  $D = 1000$  кг/м<sup>3</sup> в надкрановой части опираются на опорные столики колонн. Панели, расположенные в пределах подкрановой части колонн, опираются на фундаментные балки.

В качестве ригелей применяются железобетонные безраскосные фермы с шагом 6 м, по верхнему поясу которых уложены сборные железобетонные панели шириной 3 и длиной 6 м. Район строительства г. Охотск. Длина температурного блока 72 м.

Отметка верхнего обреза фундамента на 0.15 м ниже уровня пола. Колонны из бетона В20 ( $R_b = 11.5$  МПа;  $R_{bt} = 0.9$  МПа); продольная арматура класса А400 ( $R_s = R_{sc} = 350$  МПа); поперечная арматура класса А240. Фундаменты из бетона В15 ( $R_b = 8.5$  МПа;  $R_{bt} = 0.75$  МПа). Арматура класса А400.

#### 3.2. Компоновка колонн поперечной рамы и размеры колонн

Компоновку каркаса следует выполнять, пользуясь рекомендациями, изложенными в п. 9 данного пособия.

При заданных пролетах, высоте здания и грузоподъемности мостовых кранов принимаем по наружным рядам колонны сплошного сечения, а по внутренним – двухветвенные. Так как шаг наружных колонн равен 6 м, то наружные грани этих колонн совмещаем с продольной координационной осью (нулевая привязка).

При определении длины надкрановой части  $H_2$  колонн среднего ряда учитываем необходимость установки по средним рядам колонн подстропильных ферм. Высота опорного узла и нижнего пояса подстропильной фермы, используемой при скатной кровле, равна 0.7 м.

Высота крана грузоподъемности  $Q = 32/5$  т вместе с тележкой согласно ГОСТ 25711-83 принимается равной 2.75 м. Кроме того, от верха крана до низа стропильных конструкций должен быть обеспечен безопасный зазор не менее 100 мм.

$$H_2 = 2.75 + 1.4 + 0.150 + 0.1 - 0.7 = 3.7 \text{ м.}$$

Длина  $H_1$  подкрановой части колонн среднего ряда (от уровня пола):

$$H_1 = 7.85 - (1.4 + 0.15) = 6.3 \text{ м.}$$

Высота здания до низа стропильных ферм:

$$H = H_1 + H_2 + 0.7 = 6.3 + 3.7 + 0.7 = 10.7 \text{ м.}$$

Принимаем *унифицированную* высоту здания  $H = 10.8$  м, кратную 1.2 м.

Тогда необходимо увеличить длину надкрановой части колонны среднего ряда, т.е. принять  $H_2 = 3.8$  м.

При грузоподъемности крана не более 32 тс и отметке головки рельса не более 12 м высоту сечения  $d$  подкрановой части двухветвевой колонны согласно указаниям **п.11** можно назначить равной 1400 мм.

Высота сечения надкрановой части этой же колонны (из условия опирания стропильных, а также подстропильных ферм)  $h_2 = 600$  мм. Размеры распорок и ветвей также назначаем, пользуясь рекомендациями **п. 11**:  $h_g = 300$ ;  $h_p = 400$  мм. Высота верхней консоли  $h_k = 1050$  мм, а нижней распорки  $h_p'' = 200$  мм.

Ширина сечения двухветвенных колонн при шаге 12 м –  $b = 50$  см.

Длина надкрановой части колонн сплошного сечения по крайним рядам:

$$H_2 = 10.8 - (7.85 - 1.0 - 0.15) = 4.1 \text{ м.}$$

Длина подкрановой части этих колонн (от уровня пола):

$$H_1 = 10.8 - 4.1 = 6.7 \text{ м.}$$

Для крайней колонны высота сечения подкрановой части:

$$h_1 > H_1/10 = 6700/10 = 670 \text{ мм.}$$

Принято  $h_1 = 80$  см. Высоту сечения надкрановой части этих колонн принимаем  $h_2 = 38$  см. При шаге колонн 6 м ширина сечения  $b = 40$  см.

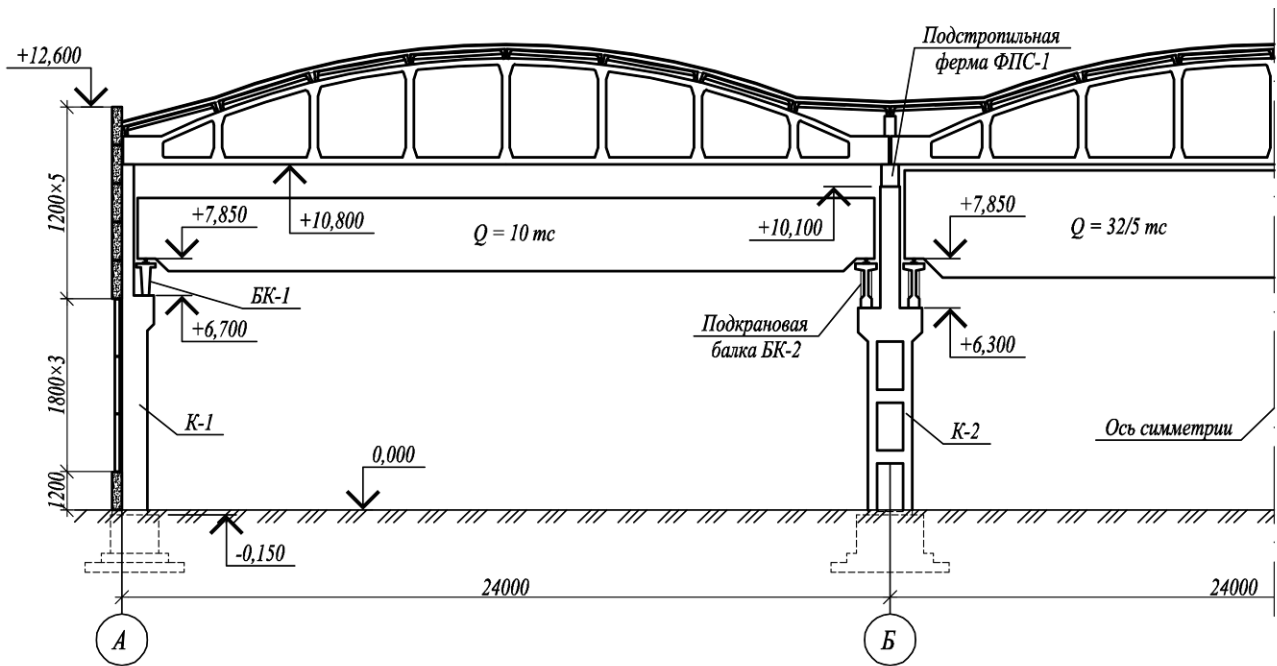


Рис. 1. Поперечный разрез здания

### 3.3. Определение нагрузок, действующих на поперечную раму

Схема загрузки колонны по крайней оси показана на рис. 2, а по центральной оси – на рис. 3.

#### 3.3.1 Постоянные нагрузки

##### Нагрузки от покрытия и собственного веса колонн

Нагрузки от массы покрытия в расчете на один квадратный метр его площади с учетом собственной массы ферм при плитах 3 х 6 м принимаем:

$$q_n = 4.85 \text{ кН/м}^2; \quad q = q_n \cdot y_f = 4.85 \cdot 1.1 = 5.34 \text{ кН/м}^2.$$

На две смежные колонны крайнего ряда, условно объединенные в одну колонну шириной  $b_0 = 2b = 800 \text{ мм}$ , с площади  $A$  на отм. +10.800 передаются нормативная и расчетная нагрузки:

$$A = 0.5 \cdot 24 \cdot 12 = 144 \text{ м}^2;$$

$$F_{1n} = q_n A = 4.85 \cdot 144 = 698.4 \text{ кН};$$

$$F_1 = qA = 5.34 \cdot 144 = 768.2 \text{ кН}.$$

Эксцентриситет этих сил  $e_1$  относительно центра тяжести сечения надкрановых ветвей определяется положением равнодействующей треугольной эпюры давления, передающейся от фермы на колонну:

$$e_1 = h_2/6 = 380/6 = 63.3 \text{ мм} (0.0633 \text{ м}).$$

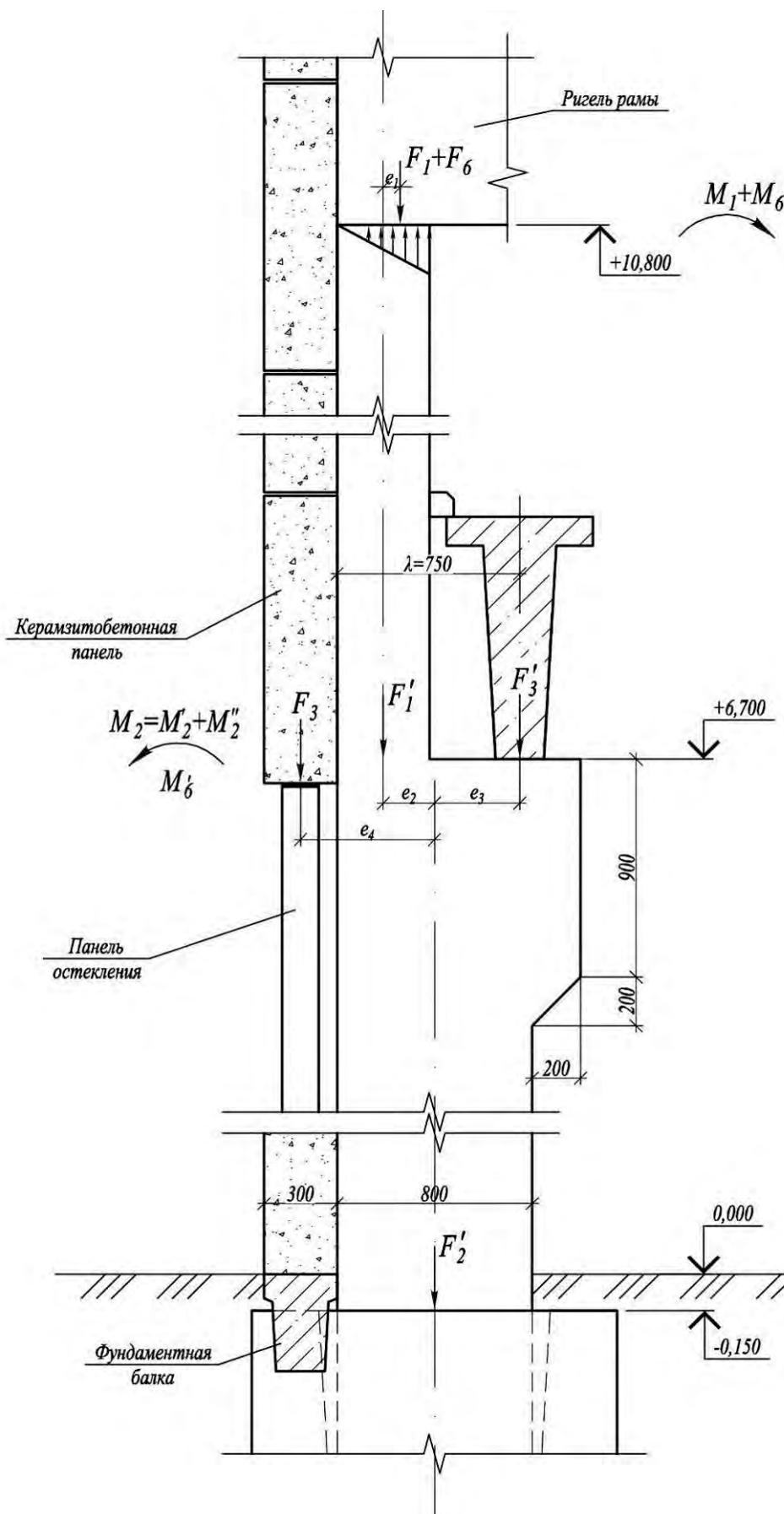


Рис. 2. Детали сопряжения несущих и ограждающих конструкций для колонны крайнего ряда

Моменты  $M_{1n}$  и  $M_1$  сил  $F_{1n}$  и  $F_1$ :

$$M_{1n} = F_{1n} \cdot e_1 = 698.4 \cdot 0.0633 = 44.2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_1 = F_1 \cdot e_1 = 768.2 \cdot 0.0633 = 48.7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Нагрузка от собственной массы надкрановой ветви колонны по крайнему ряду приложена в центре тяжести сечения надкрановой ветви на отметке +6.700.

$$F'_{1n} = b \cdot h_2 \cdot H_2 \cdot D = 0.4 \cdot 0.38 \cdot 4.1 \cdot 25 = 15.6 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $D = 25 \text{ кН/м}^3$  – объемный вес железобетона,

$$F_1' = F'_{1n} \cdot \gamma_f = 15.6 \cdot 1.1 = 17.1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сосредоточенный момент  $M'_2$  от массы покрытия и массы надкрановой части колонны, обусловленный смещением продольных осей надкрановой и подкрановой ветвей колонн по крайнему ряду, передается на отметке +6.700 м. Эксцентриситет этих сил:

$$e_2 = \frac{h_1 - h_2}{2} = \frac{0.8 - 0.38}{2} = 0.21 \text{ м};$$

$$M'_{2n} = (F_{1n} + F'_{1n}) \cdot e_2 = -(698.4 + 15.6) \cdot 0.21 = -149.9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Нагрузка от собственной массы подкрановой ветви колонны по крайнему ряду приложена на уровне обреза фундамента в центре тяжести сечения колонны:

$$F'_{2n} = b \cdot h_1 \cdot (H_1 + 0.15) \cdot D = 0.4 \cdot 0.8 \cdot (6.7 + 0.15) \cdot 25 = 54.8 \text{ кН};$$

$$F_2' = F'_{2n} \cdot \gamma_f = 54.8 \cdot 1.1 = 60.3.$$

На колонны средних рядов нагрузка от собственной массы покрытия и массы подстропильных ферм ( $G_{\text{пф}} = 11,3 \text{ т}$ ) передается по оси надкрановой части:

$$F_{2n} = (q_n \cdot 2 \cdot A + G_{\text{пф}}) \cdot \gamma_n = (4.85 \cdot 2 \cdot 144 + 10 \cdot 11.3) = 1510 \text{ кН};$$

$$F_2 = (q \cdot 2 \cdot A + G_{\text{пф}} \cdot \gamma_f) = (5.34 \cdot 2 \cdot 144 + 10 \cdot 11.3 \cdot 1.1) = 1661 \text{ кН}.$$

Нагрузка от массы подкрановой части двухветвенной колонны приложена на уровне обреза фундамента в центре тяжести сечения:

$$F_{4n} = [2 \cdot b \cdot h_g (H_1 - h_k + 0.15) + (d + 2 \cdot 0.3) \cdot b \cdot h_k + 2(d - 2h_g)bh_p] \cdot D = \\ [(2 \cdot 0.5 \cdot 0.3 \cdot (6.3 - 1.05 + 0.15) + (1.4 + 2 \cdot 0.3) \cdot 0.5 \cdot 1.05 + 2 \cdot (1.4 - 2 \cdot 0.3) \cdot 0.5 \cdot 0.4)] \cdot 25 = 75 \text{ кН}$$

$$F_4 = F_{4n} \gamma_f = 75 \cdot 1.1 = 82.5 \text{ кН}.$$

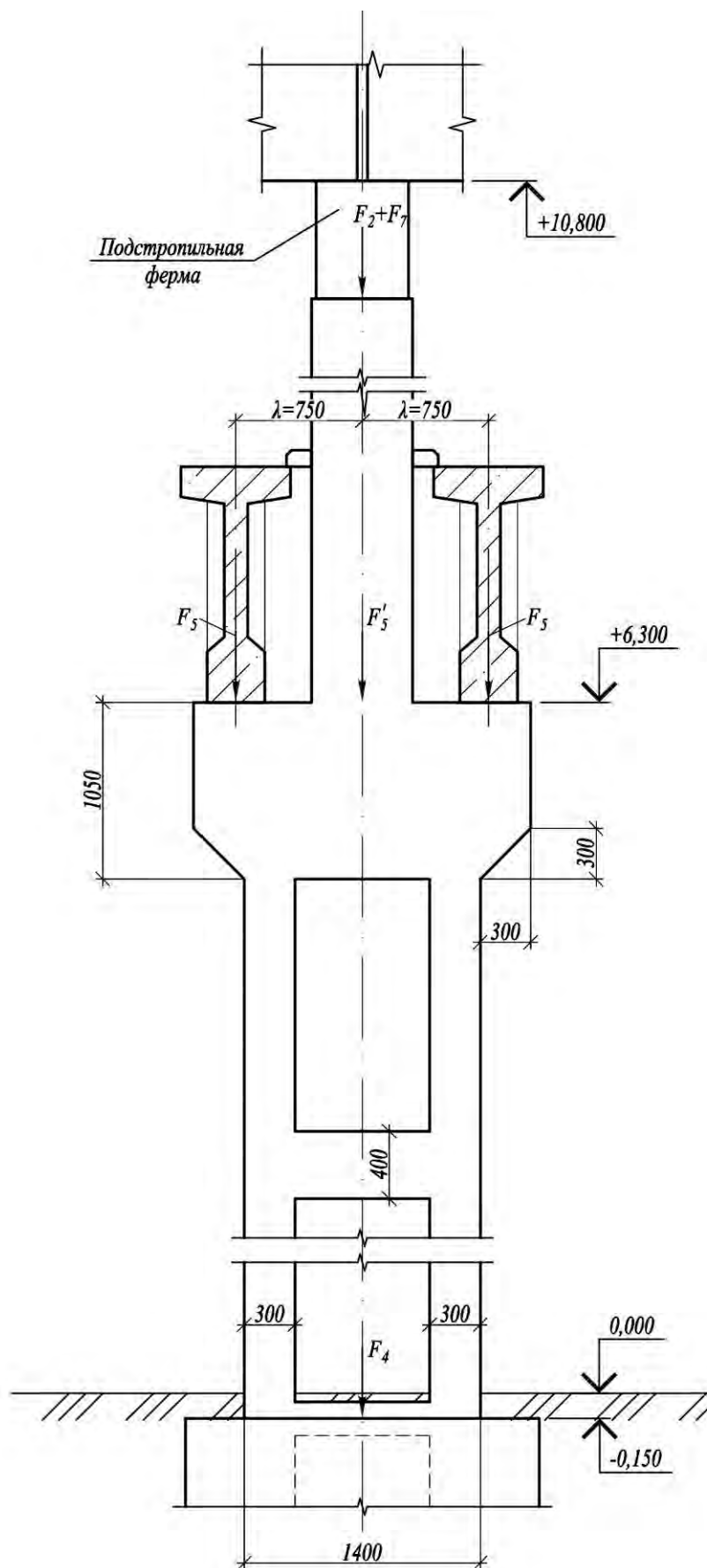


Рис. 3. Детали сопряжения несущих и ограждающих конструкций для колонны среднего ряда

### Нагрузка от стенового ограждения и подкрановых балок

На уровне сопряжения надкрановой и подкрановой ветвей на условную колонну крайнего ряда шириной  $b_0 = 800$  мм передаются сосредоточенные силы:

$F_3$  от массы навесных керамзитобетонных панелей плотностью  $D = 1000$  кг/м<sup>3</sup> и толщиной  $\delta = 300$  мм, и  $F'_3$  от массы двух шестиметровых подкрановых балок ( $G_{пб} = 4.2$  т);

$$F_{3n} = h \cdot \delta \cdot l_1 \cdot D = 6 \cdot 0.3 \cdot 12 \cdot 10 = 216 \text{ кН};$$

$$F_3 = F_{3n} \cdot \gamma_f = 216 \cdot 1.1 = 237.6 \text{ кН};$$

$$F'_{3n} = 2 \cdot G_{пб} = 2 \cdot 4.2 = 84 \text{ кН};$$

$$F'_3 = F'_{3n} \cdot \gamma_f = 84 \cdot 1.1 = 92.4 \text{ кН}.$$

Моменты сил  $F_3$  и  $F'_3$  относительно оси подкрановой ветви:

$$M''_{2n} = -F_{3n} \cdot e_4 + F'_{3n} \cdot e_3;$$

$$M''_2 = -F_3 \cdot e_4 + F'_3 \cdot e_3;$$

$$e_4 = \frac{h_1 + \delta}{2} = \frac{0.8 + 0.3}{2} = 0.55 \text{ м};$$

$$e_3 = \lambda - \frac{h_1}{2} = 0.75 - 0.4 = 0.35 \text{ м};$$

$$M''_{2n} = -216 \cdot 0.55 + 84 \cdot 0.35 = -89.4 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M''_2 = -237.6 \cdot 0.55 + 92.4 \cdot 0.35 = -98.3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Полное значение сосредоточенного момента  $M_2$ , передаваемое на колонны крайнего ряда в уровне сопряжения надкрановой и подкрановой ветвей:

$$M_{2n} = M'_{2n} + M''_{2n} = -149.9 - 89.4 = -239.3 \text{ кН};$$

$$M_2 = M'_2 + M''_2 = -164.9 - 98.3 = -263.3 \text{ кН}.$$

На колонну по среднему ряду передается по оси подкрановой ветви на отметке +6.300 равнодействующая  $F_5$  от действия усилий: от собственных масс двух двенадцатиметровых подкрановых балок ( $G'_{пб} = 10.7$  тс) и надкрановой ветви  $G'_{нв}$ :

$$F_{5n} = (2 \cdot G'_{пб} + G'_{нв}) = (2 \cdot 10.7 + 0.6 \cdot 0.5 \cdot 3.8 \cdot 25) = 242.5 \text{ кН};$$

$$F_5 = F_{5n} \cdot \gamma_f = 242.5 \cdot 1.1 = 266.8 \text{ кН}.$$



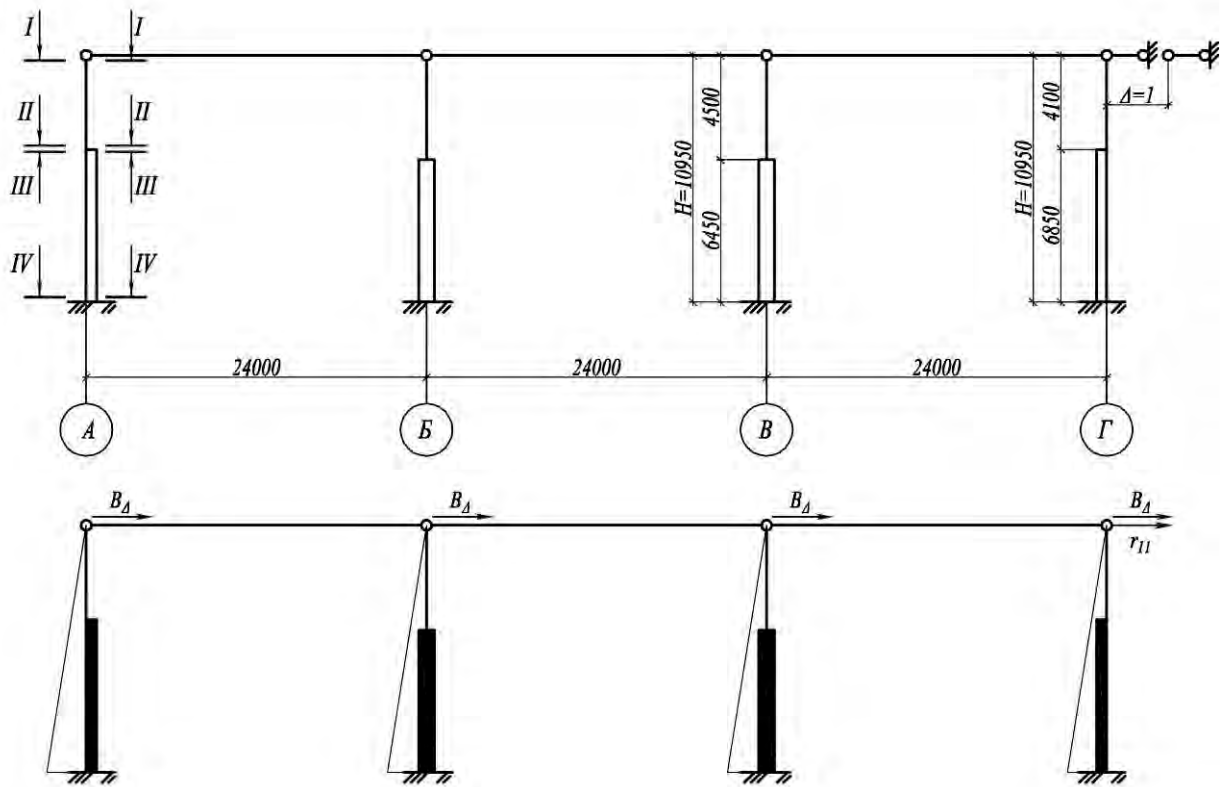


Рис. 4. Эпюры усилий в раме от единичного смещения горизонтальной связи

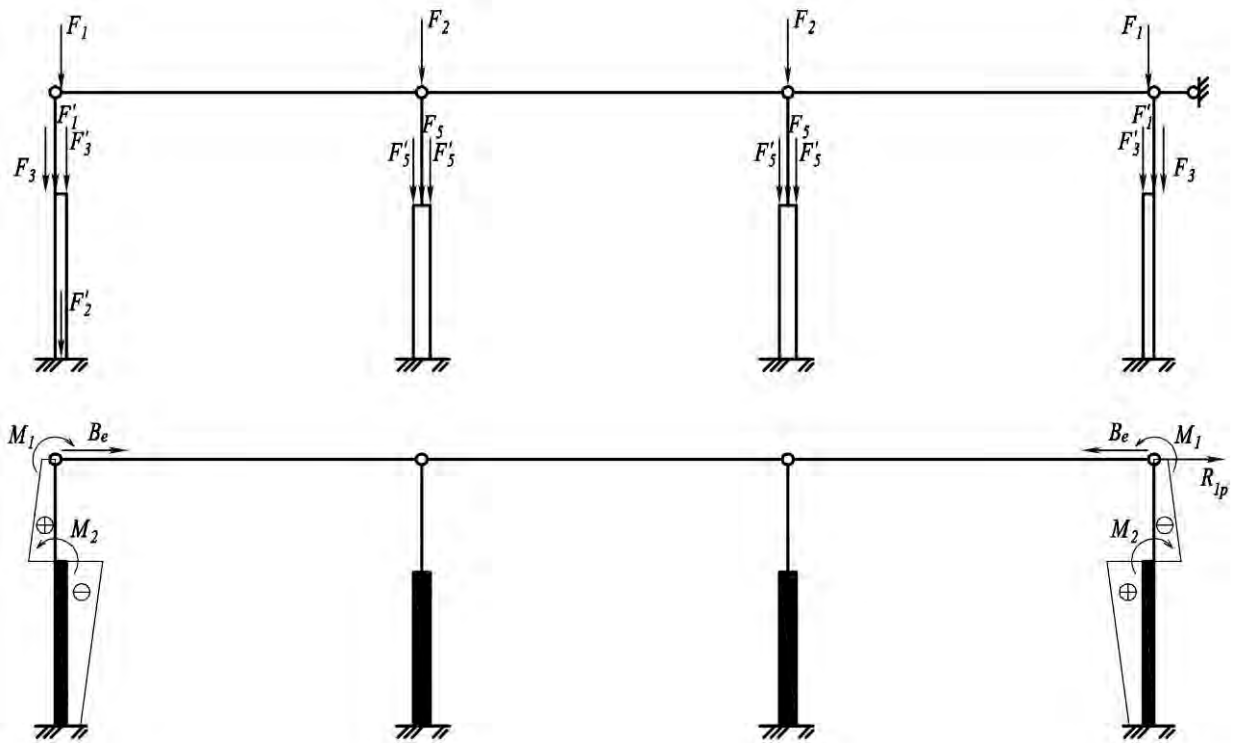


Рис. 5. Схема нагружения рамы постоянной нагрузкой

### 3.3.2. Временные нагрузки

#### Снеговая нагрузка:

Нормативное значение снеговой нагрузки  $S_0$  на горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле:

$$S_0 = 0.7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g.$$

Район строительства – г. Охотск – согласно карте 1 [2] относится к V снеговому району, для которого значение веса снегового покрова составляет  $S_g = 3.2$  кПа.

При скатной кровле принимаем  $\mu=1$ . Значения коэффициентов  $c_e, c_t$  также прием равными единице.

$$S_0 = 0.7 \cdot 3.2 = 2.24 \text{ кПа.}$$

Расчетное значение снеговой нагрузки:

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 2.24 \cdot 1.4 = 3.14 \text{ кПа.}$$

Пониженное (длительное) расчетное значение снеговой нагрузки:

$$S_l = 0.7 \cdot S = 0.7 \cdot 3.14 = 2.2 \text{ кПа.}$$

На условные (сдвоенные) колонны крайнего ряда снеговая нагрузка передается в виде сосредоточенных сил  $F_6$ , с эксцентриситетом  $e_l = 0.063$  м:

$$F_{6n} = S_0 \cdot A = 2.24 \cdot 144 = 322.6 \text{ кН;}$$

$$F_6 = S \cdot A = 3.14 \cdot 144 = 451.6 \text{ кН;}$$

$$F_{6l} = S_l \cdot A = 2.2 \cdot 144 = 316.1 \text{ кН.}$$

Моменты сил  $F_{6n}, F_6, F_{6l}$ :

$$M_{6n} = F_{6n} \cdot e_l = 322.6 \cdot 0.063 = 20.4 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$M_6 = F_6 \cdot e_l = 451.6 \cdot 0.063 = 28.6 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$M_{6l} = F_{6l} \cdot e_l = 316.1 \cdot 0.063 = 20.0 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

В уровне сопряжения подкрановой и надкрановой ветвей колонн крайнего ряда передаются сосредоточенные моменты  $M_6$ :

$$M'_{6n} = -F_{6n} \cdot e_2 = -322.6 \cdot 0.21 = -67.7 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$M'_6 = -F_6 \cdot e_2 = -451.6 \cdot 0.21 = -94.8 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$M'_{6l} = -F_{6l} \cdot e_2 = -316.1 \cdot 0.21 = -66.4 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

На колонны среднего ряда снеговая нагрузка передается по оси надкрановой ветви (одностороннее нагружение крыши снегом не учитываем) в виде сосредоточенных сил  $F_7$ .

$$F_{7n} = S_0 \cdot 2 \cdot A = 2.24 \cdot 2 \cdot 144 = 645.1 \text{ кН};$$

$$F_7 = S \cdot 2 \cdot A = 3.14 \cdot 2 \cdot 144 = 903.2 \text{ кН};$$

$$F_{7l} = S_l \cdot 2 \cdot A = 2.2 \cdot 2 \cdot 144 = 632.2 \text{ кН}.$$

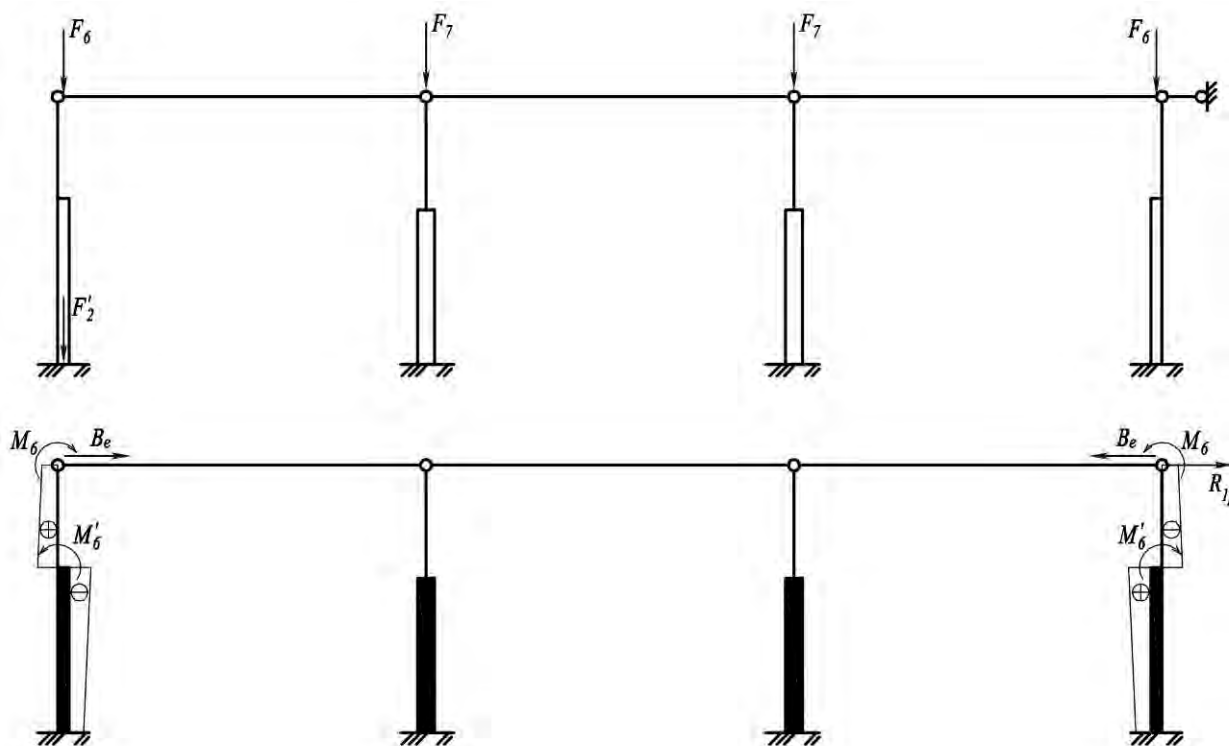


Рис. 6. Схема нагружения рамы снеговой нагрузкой

### Крановые нагрузки

Мостовой кран состоит из моста, имеющего, как правило, по четыре колеса (по два с каждой стороны), тележки, подъемного оборудования (включающего груз  $Q$ ) и передает на каркас здания вертикальные и горизонтальные нагрузки. Максимальное давление на колесо крана  $P_{max}$  возникает при крайнем положении тележки с грузом  $Q$ . С противоположной стороны моста при этом будет возникать минимальное давление  $P_{min}$ . Значения  $P_{max}$ , вес моста крана  $G_{кр}$  и вес тележки  $G_m$  принимаются по справочным данным. А минимальное давление на колесо  $P_{min}$  при двух колесах мостового крана с каждой стороны можно установить из равенства:

$$2P_{min} + 2P_{max} = G_{кр} + G_m + Q.$$

Определим вертикальные (от давления колес крана) силы  $F_8, F_9, F_{10}, F_{11}$  и горизонтальные инерционные силы от торможения тележки крана  $F_{12}, F_{13}$ , приложенные на уровне верхних полок подкрановых балок (отм. +7.700). Для этого строим линии влияния опорных реакций подкрановых балок, считая (условно) шаг колонн по крайним и средним рядам одинаковым и равным 12 м.

Определяем максимальное  $P_{max}$  и минимальное  $P_{min}$  давления колес крана:

Кран  $Q = 10$  тс;  $P_{max} = 95$  кН;

$$P_{min} = 0.5 \cdot (G_{кр} + G_m + Q) - P_{max} = 0.5 \cdot (158 + 24 + 100) - 95 = 46 \text{ кН}.$$

Здесь  $G_{кр}$  – вес моста крана,  $G_m$  – вес тележки,  $Q$  – максимальный вес поднимаемого краном груза. Необходимые параметры принимаются по ГОСТ 25711-83.

Кран  $Q = 32/5$  тс;  $P_{max} = 260$  кН;

$$P_{min} = 0.5 \cdot (G_{кр} + G_m + Q) - P_{max} = 0.5 \cdot (350 + 87 + 320) - 260 = 118.5 \text{ кН}.$$

Для крана  $Q = 10$  тс:

$$R_{max} = P_{max} \cdot (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) = 95 \cdot (1 + 0.917 + 0.633 + 0.550) = 294.5 \text{ кН};$$

$$R_{min} = P_{min} \cdot (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) = 46 \cdot (1 + 0.917 + 0.633 + 0.550) = 142.6 \text{ кН}.$$

Для крана  $Q = 32/5$  тс:

$$R_{max} = P_{max} \cdot (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) = 260 \cdot (1 + 0.9 + 0.575 + 0.475) = 767.0 \text{ кН};$$

$$R_{min} = P_{min} \cdot (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) = 155 \cdot (1 + 0.9 + 0.575 + 0.475) = 349.6 \text{ кН}.$$

Нормативные и расчетные значения полных и длительных вертикальных крановых нагрузок определяем с учетом коэффициента сочетаний и коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1.2$ .

Рассмотрим следующие варианты загрузки поперечной рамы крановой нагрузкой:

1. Работа четырех кранов (по два в крайних пролетах,  $\psi_l = 0.85$ ) – **рис. 8**:

$$F_{8n}^{max} = R_{max} \cdot \psi = 294.5 \cdot 0.85 = 250.3 \text{ кН};$$

$$F_8^{max} = F_{8n}^{max} \cdot \gamma_f = 250.3 \cdot 1.2 = 300.4 \text{ кН};$$

$$F_{8n}^{min} = R_{min} \cdot \psi = 142.6 \cdot 0.85 = 121.2 \text{ кН};$$

$$F_8^{min} = F_{8n}^{min} \cdot \gamma_f = 121.2 \cdot 1.2 = 145.5 \text{ кН};$$

$$F_{8,l}^{max} = F_8^{max} \cdot 0.5 = 300.4 \cdot 0.5 = 150.2 \text{ кН};$$

$$F_{8,l}^{min} = F_8^{min} \cdot 0.5 = 145.5 \cdot 0.5 = 72.7 \text{ кН}.$$

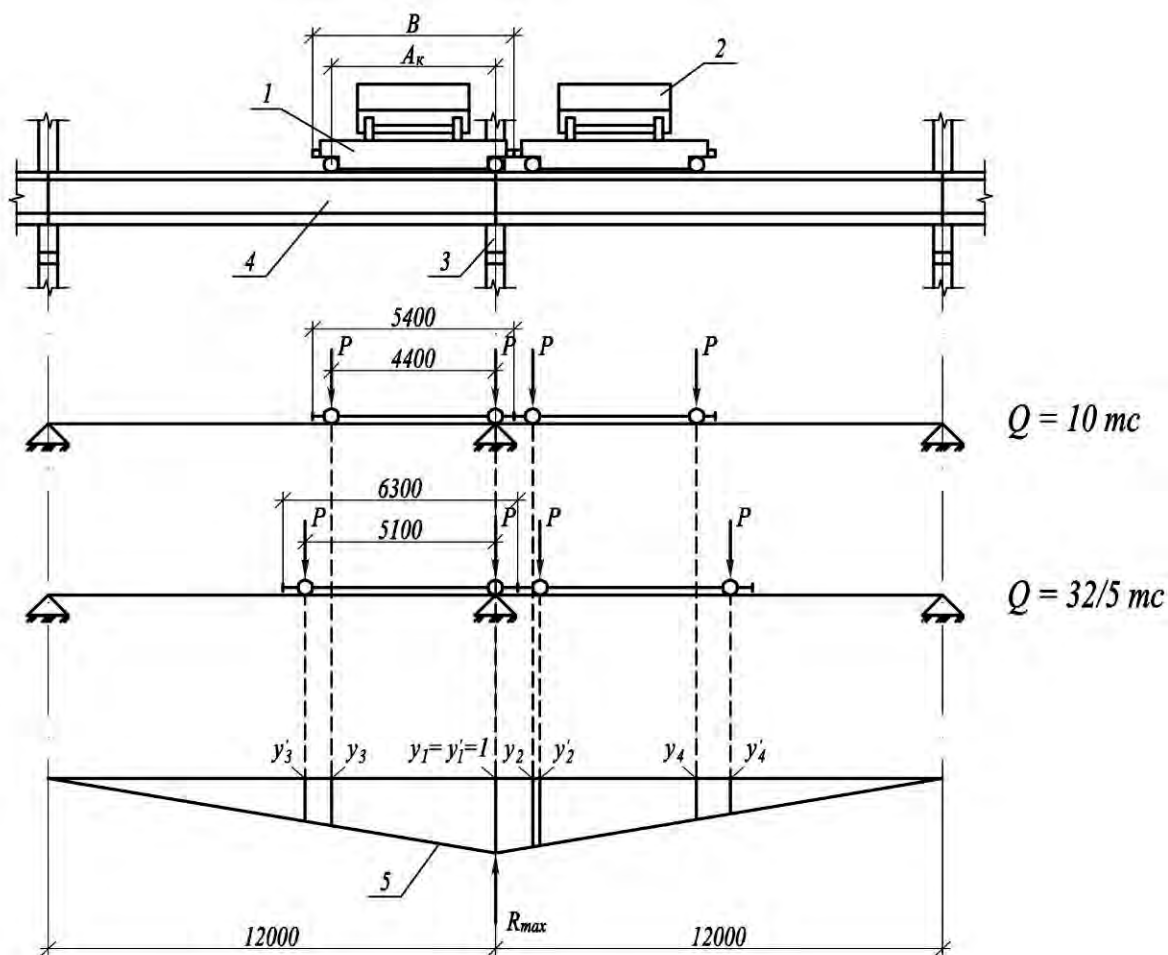


Рис. 7. Определение крановых нагрузок на колонны:

1 – мост крана; 2 – тележка крана; 3 – колонна; 4 – подкрановая балка;

5 – линия влияния опорной реакции

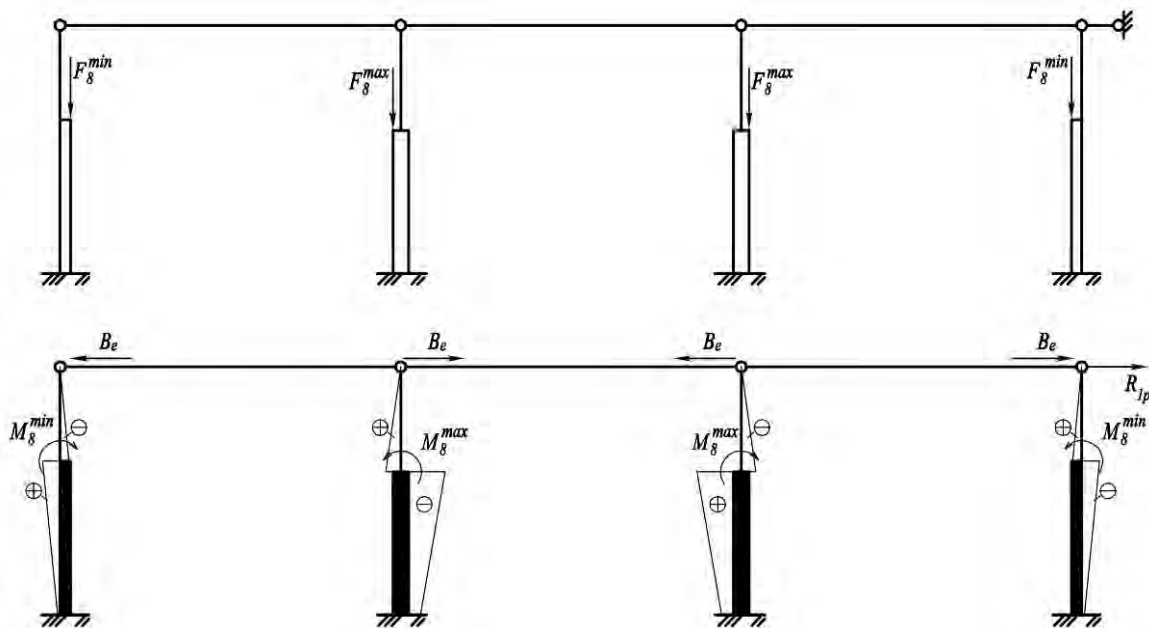


Рис. 8. Краны в крайних пролетах

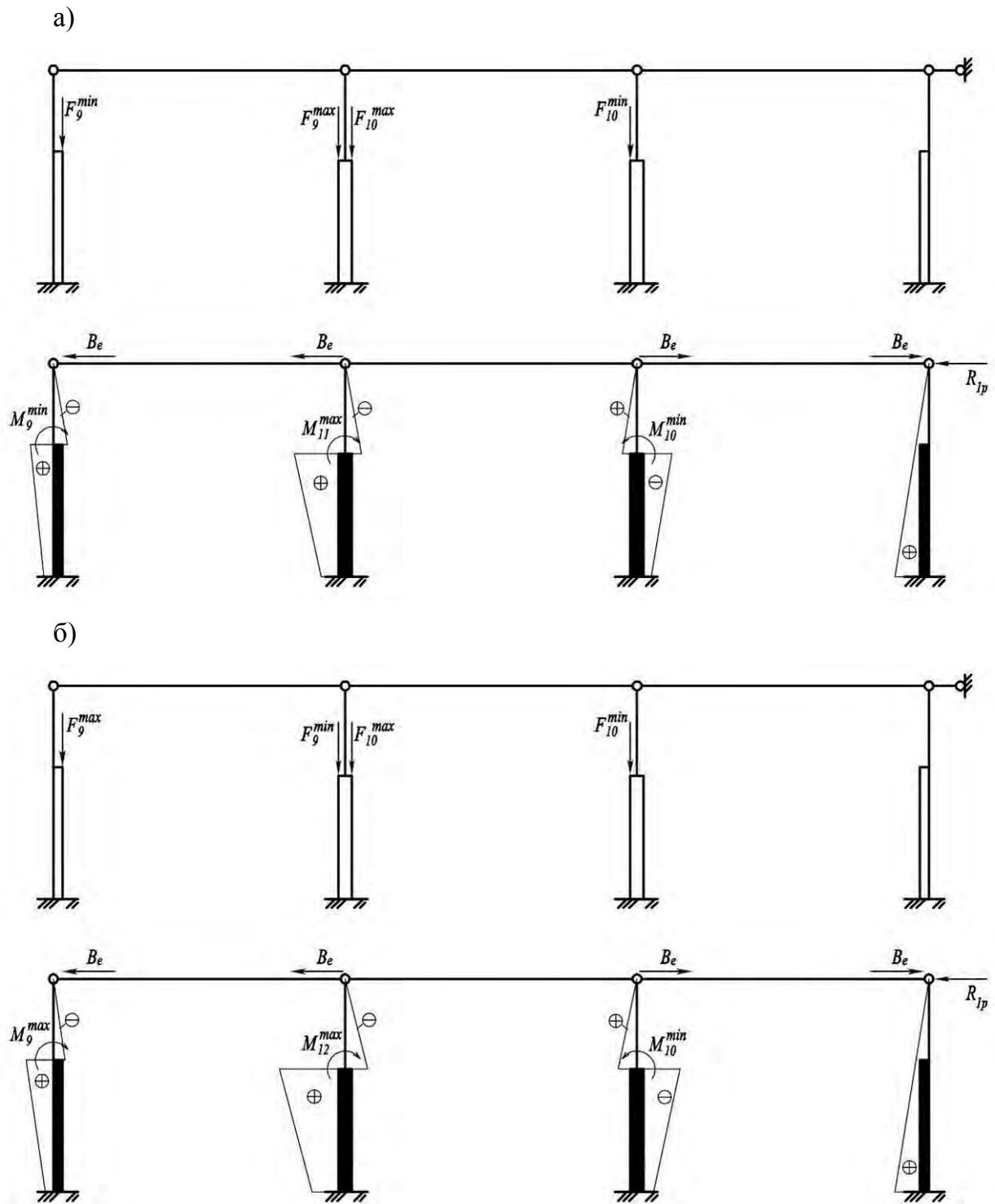


Рис. 9. Два крана в крайнем пролете и два в среднем

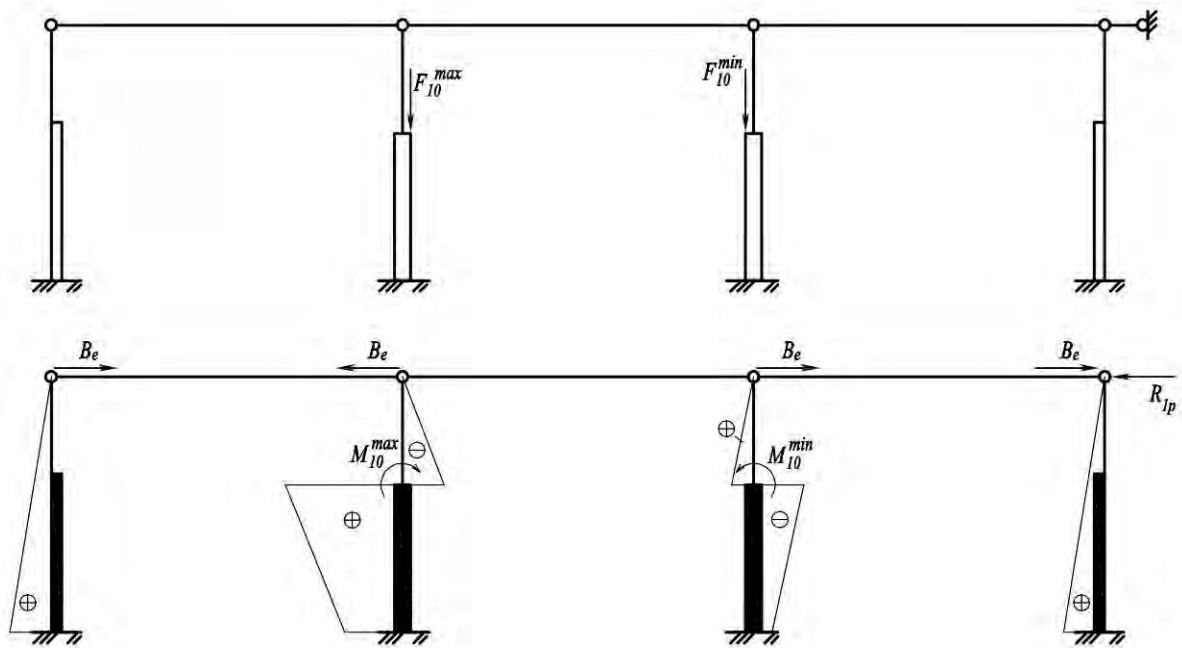


Рис. 10. Два крана в среднем пролете

2. Работа четырех кранов (два в крайнем пролете и два в среднем,  $\psi=0.7$ ) –

**рис. 9, а, б:**

$$F_{9n}^{\max} = R_{\max} \cdot \psi = 294.5 \cdot 0.7 = 206.2 \text{ кН};$$

$$F_9^{\max} = F_{9n}^{\max} \cdot \gamma_f = 206.2 \cdot 1.2 = 247.4 \text{ кН};$$

$$F_{9n}^{\min} = R_{\min} \cdot \psi = 142.6 \cdot 0.7 = 99.8 \text{ кН};$$

$$F_9^{\min} = F_{9n}^{\min} \cdot \gamma_f = 99.8 \cdot 1.2 = 119.8 \text{ кН};$$

$$F_{9,l}^{\max} = F_9^{\max} \cdot 0.5 = 247.4 \cdot 0.5 = 123.7 \text{ кН};$$

$$F_{9,l}^{\min} = F_9^{\min} \cdot 0.5 = 119.8 \cdot 0.5 = 59.9 \text{ кН};$$

$$F_{10n}^{\max} = R_{\max} \cdot \psi = 767 \cdot 0.7 = 536.9 \text{ кН};$$

$$F_{10}^{\max} = F_{10n}^{\max} \cdot \gamma_f = 536.9 \cdot 1.2 = 644.3 \text{ кН};$$

$$F_{10n}^{\min} = R_{\min} \cdot \psi = 349.6 \cdot 0.7 = 244.7 \text{ кН};$$

$$F_{10}^{\min} = F_{10n}^{\min} \cdot \gamma_f = 244.7 \cdot 1.2 = 293.6 \text{ кН};$$

$$F_{10,l}^{\max} = F_{10}^{\max} \cdot 0.5 = 644.3 \cdot 0.5 = 322.1 \text{ кН};$$

$$F_{10,l}^{\min} = F_{10}^{\min} \cdot 0.5 = 293.6 \cdot 0.5 = 146.8 \text{ кН}.$$

3. Работа двух кранов в среднем пролете ( $\psi_l = 0.85$ ) – **рис. 10:**

$$F_{10n}^{\max} = R_{\max} \cdot \psi = 767 \cdot 0.85 = 652 \text{ кН};$$

$$F_{10}^{\max} = F_{10n}^{\max} \cdot \gamma_f = 652 \cdot 1.2 = 782.3 \text{ кН};$$

$$F_{10n}^{\min} = R_{\min} \cdot \psi = 349.6 \cdot 0.85 = 297.1 \text{ кН};$$

$$F_{10}^{\min} = F_{10n}^{\min} \cdot \gamma_f = 297.1 \cdot 1.2 = 356.6 \text{ кН};$$

$$F_{10,l}^{\max} = F_{10}^{\max} \cdot 0.5 = 782.3 \cdot 0.5 = 391.2 \text{ кН};$$

$$F_{10,l}^{\min} = F_{10n}^{\min} \cdot 0.5 = 356.6 \cdot 0.5 = 178.3 \text{ кН}.$$

Вертикальные крановые нагрузки передаются на колонны с эксцентриситетом

$e_3$  – на колонны крайнего ряда и  $\lambda$  – на колонны среднего ряда:

1. Работа четырех кранов (по два в крайних пролетах) – **рис. 8:**

$$M_{8n}^{\max} = F_{8n}^{\max} \cdot \lambda = 250.3 \cdot 0.75 = 187.7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_8^{\max} = F_8^{\max} \cdot \lambda = 300.4 \cdot 0.75 = 225.3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{8n}^{\min} = F_{8n}^{\min} \cdot e_3 = 121.2 \cdot 0.35 = 42.4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_8^{\min} = F_8^{\min} \cdot e_3 = 145.5 \cdot 0.35 = 50.9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{8,l}^{\max} = F_{8l}^{\max} \cdot \lambda = 150.2 \cdot 0.75 = 112.6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{8,l}^{\min} = F_{8,l}^{\min} \cdot e_3 = 72.7 \cdot 0.35 = 25.5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

2. Работа четырех кранов (два в крайнем пролете и два в среднем) – **рис. 9:**

$$M_{9n}^{\min} = F_{9n}^{\min} \cdot e_3 = 99.8 \cdot 0.35 = 34.9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_9^{\min} = F_9^{\min} \cdot e_3 = 119.8 \cdot 0.35 = 41.9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{9,l}^{\min} = F_{9,l}^{\min} \cdot e_3 = 59.9 \cdot 0.35 = 21 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{10n}^{\min} = F_{10n}^{\min} \cdot \lambda = 244.7 \cdot 0.75 = 183.5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{10}^{\min} = F_{10}^{\min} \cdot \lambda = 293.6 \cdot 0.75 = 220.2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{10,l}^{\min} = F_{10,l}^{\min} \cdot \lambda = 146.8 \cdot 0.75 = 110.1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{9n}^{\max} = F_{9n}^{\max} \cdot e_3 = 206.2 \cdot 0.35 = 72.2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_9^{\max} = F_9^{\max} \cdot e_3 = 247.4 \cdot 0.35 = 86.6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{9,l}^{\max} = F_{9,l}^{\max} \cdot e_3 = 123.7 \cdot 0.35 = 43.3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{11n}^{\max} = (F_{10n}^{\max} - F_{9n}^{\max}) \cdot \lambda = (536.9 - 206.2) \cdot 0.75 = 248.1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{11}^{\max} = (F_{10}^{\max} - F_9^{\max}) \cdot \lambda = (644.3 - 247.4) \cdot 0.75 = 297.7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{11,l}^{\max} = (F_{10,l}^{\max} - F_{9,l}^{\max}) \cdot \lambda = (322.1 - 123.7) \cdot 0.75 = 148.8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{12n}^{\max} = (F_{10n}^{\max} - F_{9n}^{\min}) \cdot \lambda = (536.9 - 99.8) \cdot 0.75 = 327.8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{12}^{\max} = (F_{10}^{\max} - F_9^{\min}) \cdot \lambda = (644.3 - 119.8) \cdot 0.75 = 393.4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{12,l}^{\max} = (F_{10,l}^{\max} - F_{9,l}^{\min}) \cdot \lambda = (322.1 - 59.9) \cdot 0.75 = 196.7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3. Работа двух кранов в среднем пролете – **рис. 10:**

$$M_{10n}^{\max} = F_{10n}^{\max} \cdot \lambda = 652 \cdot 0.75 = 489 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{10}^{\max} = F_{10}^{\max} \cdot \lambda = 782.3 \cdot 0.75 = 586.8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$



$$M_{10n}^{\min} = F_{10n}^{\min} \cdot \lambda = 297.1 \cdot 0.75 = 222.9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{10}^{\min} = F_{10}^{\min} \cdot \lambda = 356.6 \cdot 0.75 = 267.4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{10,l}^{\max} = F_{10,l}^{\max} \cdot \lambda = 391.2 \cdot 0.75 = 293.4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{10,l}^{\min} = F_{10,l}^{\min} \cdot \lambda = 178.3 \cdot 0.75 = 133.7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Нормативные и расчетные значения горизонтальных крановых нагрузок (рис. 11) (не более, чем от двух кранов в пролете):

Для крана  $Q = 10$  тс:

$$H = 0,05 \cdot (G_m + Q)(y_1 + y_2 + y_3 + y_4) = 0.05 \cdot (24 + 100) \cdot (1 + 0.917 + 0.633 + 0.550) = 19.2 \text{ кН}.$$

Для крана  $Q = 32/5$  тс:

$$H' = 0,05 \cdot (G_m + Q)(y'_1 + y'_2 + y'_3 + y'_4) = 0.05 \cdot (87 + 320) \cdot (1 + 0.9 + 0.475 + 0.575) = 60 \text{ кН};$$

$$F_{11n} = H \cdot \psi = 19.2 \cdot 0.85 = 16.3 \text{ кН};$$

$$F_{11} = F_{11n} \cdot \gamma_f = 16.3 \cdot 1.2 = 19.6 \text{ кН};$$

$$F_{12n} = H' \cdot \psi = 60 \cdot 0.85 = 51 \text{ кН};$$

$$F_{12} = F_{12n} \cdot \gamma_f = 51 \cdot 1.2 = 61.2 \text{ кН}.$$

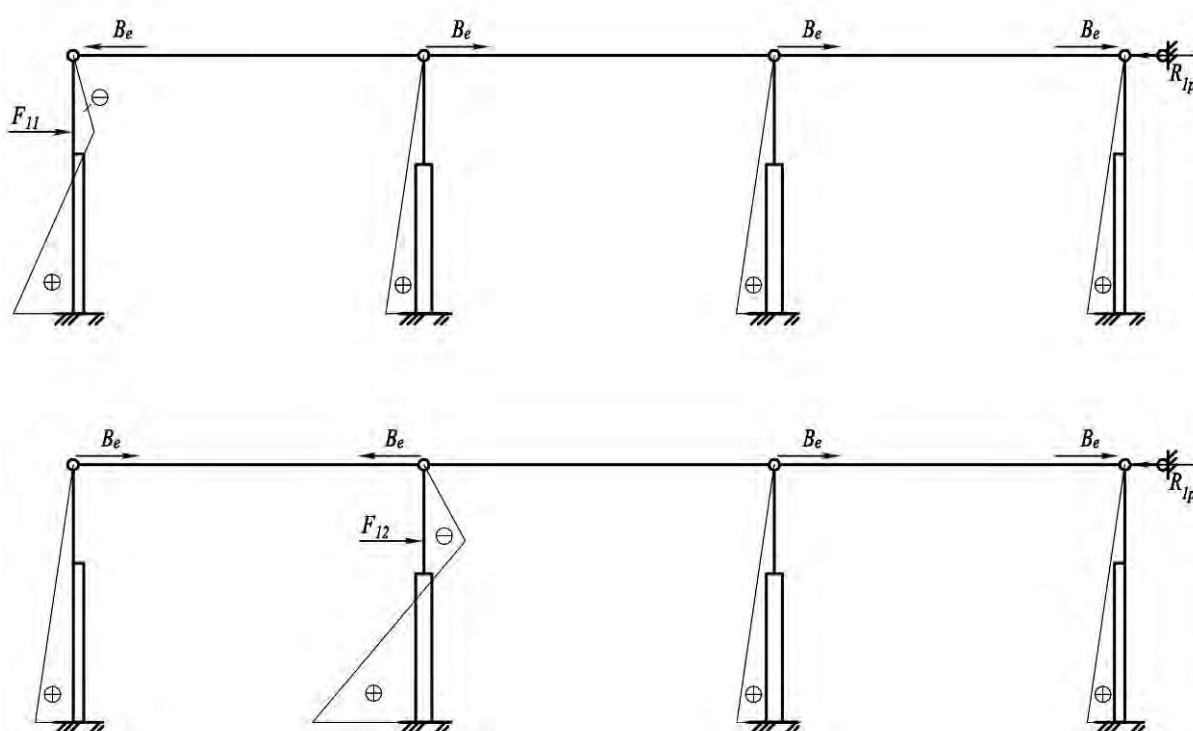


Рис. 11. Горизонтальная крановая нагрузка

## Ветровая нагрузка

Охотск согласно карте 3 СП 20.13330.2011 относится к V ветровому району, для которого нормативное значение ветрового давления согласно табл. 11.1 [2]:  $w_0 = 0.6$  кПа.

Определим значения ветрового давления с учетом коэффициента  $k(z_e)$  (табл. 11.2 [2]), учитывающего изменение ветрового давления по высоте здания. Промежуточные значения коэффициента  $k(z_e)$  принимаем по интерполяции. Тип местности – В.

Высота $z_e$ , м	Коэффициент $k(z_e)$	Ветровое давление $w_0 \cdot k(z_e)$ , кПа
5	0.5	0.3
10	0.65	0.39
10.8	0.666	0.4
12.6	0.702	0.42

Переменную по высоте ветровую нагрузку заменяем на эквивалентную равномерно распределенную нагрузку. Приведение фактической нагрузки к эквивалентной выполняем из условия равенства моментов на уровне поверхности земли от фактической и эквивалентной нагрузки для стойки длиной 10.8 м, рассматриваемой как консольный брус.

Момент от фактической нагрузки:

$$M_{act} = 0.3 \cdot 5 \cdot \frac{5}{2} + \frac{0.3 + 0.39}{2} \cdot 5 \cdot \left(5 + \frac{5}{2}\right) + \frac{0.4 + 0.39}{2} \cdot 0.8 \cdot \left(10 + \frac{0.8}{2}\right) = 19.97 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$w_3 = \frac{2M_{act}}{H^2} = \frac{2 \cdot 19.97}{10.8^2} = 0.34 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Погонная равномерно распределенная по высоте здания ветровая нагрузка с учетом аэродинамических коэффициентов ( $c$ ) на условную колонну:

- С наветренной стороны,  $c = 0.8$ :

$$q_n = w_3 \cdot c \cdot l_1 = 0.34 \cdot 0.8 \cdot 12 = 3.29 \text{ кН/м} - \text{нормативное значение ветровой нагрузки};$$

здесь  $l_1 = 12$  м – условный шаг колонн крайнего ряда.

$$q = q_n \cdot \gamma_f = 3.29 \cdot 1.4 = 4.60 \text{ кН/м} - \text{расчетное значение ветровой нагрузки}.$$

- С подветренной стороны,  $c' = -0.5$ :

$$q'_n = w_3 \cdot c' \cdot l_1 = 0.34 \cdot (-0.5) \cdot 12 = -2.05 \text{ кН/м};$$

$$q' = q'_n \cdot \gamma_f = -2.05 \cdot 1.4 = -2.88 \text{ кН/м}.$$

Пульсационную составляющую ветровой нагрузки для одноэтажных производственных зданий высотой до 36 м и при отношении высоты к пролету менее 1.5 допускается не учитывать.

Схема загрузки рамы ветровой нагрузкой приведена на **рис. 12, 13**.

Ветровая нагрузка, действующая на часть здания, расположенную выше верха колонн, передается на раму в виде сосредоточенного усилия  $F_{14}$ :

$$F_{14n} = \frac{0.42 + 0.4}{2} \cdot 1.8 \cdot (c - c') \cdot l_1 = \frac{0.42 + 0.4}{2} \cdot 1.8 \cdot (0.8 + 0.5) \cdot 12 = 11.52 \text{ кН};$$

$$F_{14} = F_{14n} \cdot \gamma_f = 11.52 \cdot 1.4 = 16.13 \text{ кН}.$$

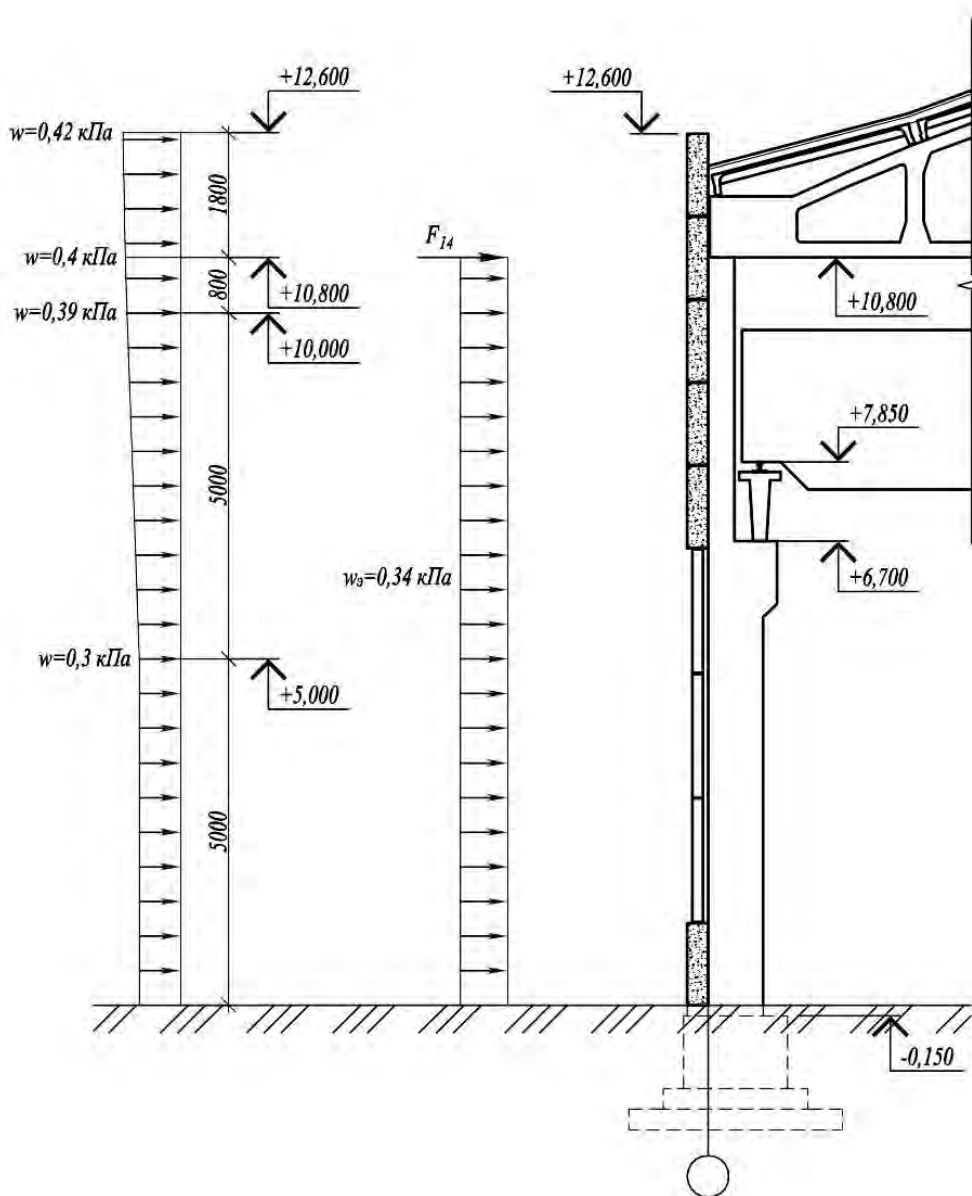


Рис. 12. Схема ветрового нагружения

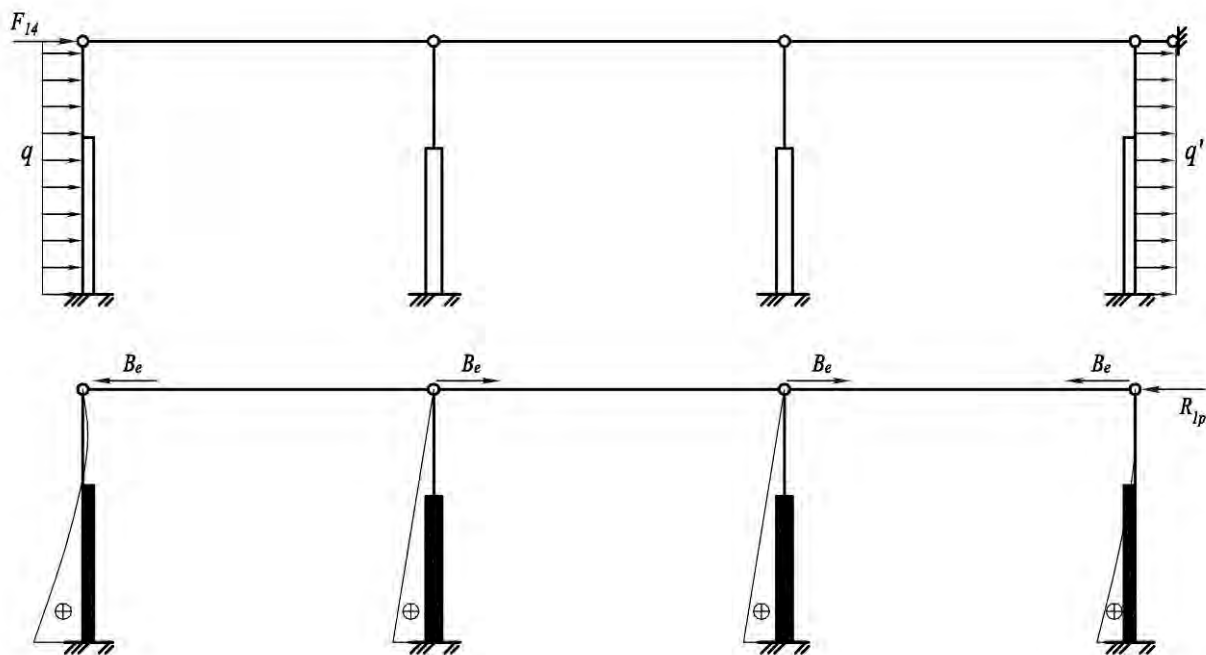


Рис. 13. Ветровая нагрузка

### 3.4. Статический расчет рамы

#### 3.4.1. Геометрические параметры элементов рамы

1. Условно сдвоенные сплошные колонны крайнего ряда:

$$\alpha = \frac{H_2}{(H + 0.15)} = \frac{4.1}{(10.8 + 0.15)} = 0.374.$$

Момент инерции сечения надкрановой части:

$$I_2 = \frac{2 \cdot b h_2^3}{12} = \frac{80 \cdot 38^3}{12} \cdot 10^{-8} = 3.66 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Момент инерции сечения подкрановой части колонны:

$$I_1 = \frac{2 \cdot b h_1^3}{12} = \frac{80 \cdot 80^3}{12} \cdot 10^{-8} = 34.13 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$k = \alpha^3 \left( \frac{I_1}{I_2} - 1 \right) = 0.374^3 \cdot \left( \frac{34.13}{3.66} - 1 \right) = 0.437;$$

$$k_1 = 0.$$

2. Двухветвенные колонны среднего ряда:

$$\alpha = \frac{H_2}{(H + 0.15)} = \frac{4.5}{(10.8 + 0.15)} = 0.411.$$

Момент инерции сечения надкрановой части:

$$I_2 = \frac{bh_2^3}{12} = \frac{50 \cdot 60^3}{12} \cdot 10^{-8} = 9 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Момент инерции сечения подкрановой части:

$$I_1 = 0.5h_e \cdot b \cdot (d - h_e)^2 = 0.5 \cdot 0.3 \cdot 0.5 \cdot (1.4 - 0.3)^2 \cdot 10^{-8} = 90.75 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Момент инерции ветви:

$$I_e = \frac{bh_e^3}{12} = \frac{50 \cdot 30^3}{12} \cdot 10^{-8} = 1.125 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$k = \alpha^3 \left( \frac{I_1}{I_2} - 1 \right) = 0.411^3 \left( \frac{90.75}{9} - 1 \right) = 0.630,$$

где  $n = 3$  – число панелей двухветвенной колонны;

$$k_1 = (1 - \alpha^3) \frac{I_1}{8n^2 I_e} = \frac{(1 - 0.411)^3 \cdot 90.75}{8 \cdot 3^2 \cdot 1.125} = 0.229.$$

### 3.4.2. Учет пространственной работы каркаса

При длине температурного блока 72 м и шаге рам 12 м количество этих рам равно:  $n = 7$ ;  $m = (n - 1)/2 = 3$ .

В качестве расчетной принимаем вторую от торца блока раму, работающую в наиболее неблагоприятных условиях. Расстояние этой рамы от центра температурного блока  $X_0 = 24$  м.

Коэффициент пространственной работы каркаса

$$C_{\text{dim}} = \frac{1}{\frac{1}{n} + \frac{X_0^2}{2 \sum_1^m X_i^2}} = \frac{1}{\frac{1}{7} + \frac{24^2}{2 \cdot (12^2 + 24^2 + 36^2)}} = 3.5,$$

где  $X_i$  – расстояние от геометрического центра температурного блока до поперечных рам.

Дальнейший расчет на все виды воздействий выполняем в табличной форме, иллюстрируя каждую таблицу соответствующей расчетной схемой.

Расчет ведем, следуя указаниям **п. 13** данного пособия в соответствии с формулами, приведенными в **табл. 23**.

**За положительное направление опорных реакций принято направление «слева-направо».**

Таблица 2 (рис. 4). Единичное смещение

Расчетные параметры	Колонны по осям			
	А	Б	В	Г
$\Delta$	1	1	1	1
$B_{\Delta}$ , кН	$B = \frac{3EI_1}{H^3(1+K+K_1)} =$ $= \frac{3E \cdot 34.13 \cdot 10^{-3}}{10.95^3 \cdot (1+0.437+0)} =$ $= 5.43 \cdot 10^{-5} E$	$B = \frac{3EI_1}{H^3(1+K+K_1)} =$ $= \frac{3E \cdot 90.75 \cdot 10^{-3}}{10.95^3 \cdot (1+0.630+0.229)} =$ $= 11.2 \cdot 10^{-5} E$	$11.2 \cdot 10^{-5} E$	$5.43 \cdot 10^{-5} E$
$r_{11} = \sum B_{\Delta}$	$2 \cdot 5.43 \cdot 10^{-5} E + 2 \cdot 11.2 \cdot 10^{-5} E = 33.2 \cdot 10^{-5} E$			

Таблица 3 (рис. 5). Постоянная нагрузка

Расчетные параметры	Колонны по осям			
	А	Б	В	Г
1	2	3	4	5
$B$ , кН	$B = \frac{3M_1(1+K/\alpha)}{2H(1+K+K_1)} +$ $+ \frac{3M_2(1-\alpha^2)}{2H(1+K+K_1)} =$ $= -\frac{3 \cdot 48.7 \cdot (1+0.437/0.374)}{2 \cdot 10.95 \cdot (1+0.437+0)} -$ $\frac{3 \cdot (-263.3) \cdot (1-0.374^2)}{2 \cdot 10.95 \cdot (1+0.437+0)} +$ $= -10.07 + 21.59 = 11.52$ <p>Знаки <math>\pm</math> в соответствии с принятым в п. 3.4.2 направлением положительных реакций</p>	0	0	-11.52
$R_{1P} = \sum B$	11.52-11.52 = 0			
$\Delta_1 = R_{1P} / r_{11}$	0	0	0	0
$B_e = B + \Delta_1 \cdot B_{\Delta}$	11.52	0	0	-11.52
$M_{I-I}$ , кН·м	$M_1 = 48.7$	0	0	-48.7
$M_{II-II}$ , кН·м	$M_{I-I} + B_e \cdot H_2 = 48.7 + 11.52 \cdot 4.1 = 95.9$	0	0	-95.9
$M_{III-III}$ , кН·м	$M_{II-II} + M_2 = 95.9 - 263.3 = -167.4$	0	0	167.4

Окончание табл. 3

1	2	3	4	5
$M_{IV-IV}$ , кН·м	$M_{I-I} + B_e \cdot H + M_2 = 48.7 + 11.52 \cdot 10.95 - 263.3 = -88.5$	0	0	88.5
$N_{I-I}$ , кН	$F_1 = 768.2$	$F_2 = 1660.8$	1660.8	768.2
$N_{II-II}$ , кН	$F_1 + F'_1 = 768.2 + 17.1 = 785.4$	$F_2 + F'_5 = 1660.8 + 31.4 = 1692.1$	1692.1	785.4
$N_{III-III}$ , кН	$N_{II-II} + F_3 + F'_3 = 785.4 + 237.6 + 92.4 = 1115.4$	$N_{II-II} + F_5 = 1692.1 + 235.4 = 1927.5$	1927.5	1115.4
$N_{IV-IV}$ , кН	$N_{III-III} + F'_2 = 1115.4 + 60.3 = 1175.7$	$N_{II-II} + F_4 = 1927.5 + 82.5 = 2010$	2010	1175.7
$Q_{IV-IV}$ , кН	11.52	0	0	-11.52

Таблица 4 (рис. 6). Снеговая нагрузка

Расчетные параметры	Колонны по осям			
	А	Б	В	Г
1	2	3	4	5
$B$ , кН	$B = \frac{3M_6(1+K/\alpha)}{2H(1+K+K_1)} + \frac{3M'_6(1-\alpha^2)}{2H(1+K+K_1)} =$ $= -\frac{3 \cdot 28.6 \cdot (1+0.437/0.374)}{2 \cdot 10.95 \cdot (1+0.437+0)} - \frac{3 \cdot (-94.8) \cdot (1-0.374^2)}{2 \cdot 10.95 \cdot (1+0.437+0)} =$ $= -5.91 + 7.77 = 1.86 (1.30)$	0	0	-1.86 (-1.30)
$R_{1P} = \sum B$	1.86 - 1.86 = 0			
$\Delta_1 = R_{1P} / r_{11}$	0	0	0	0
$B_e = B + \Delta_1 \cdot B_\Delta$	1.86 (1.30)	0	0	-1.86 (-1.30)
$M_{I-I}$ , кН·м	$M_6 = 28.6 (20.0)$	0	0	-28.6
$M_{II-II}$ , кН·м	$M_{I-I} + B_e \cdot H_2 = 28.6 + 1.86 \cdot 4.1 = 36.2 (25.4)$	0	0	-36.2
$M_{III-III}$ , кН·м	$M_{II-II} + M'_6 = 36.2 - 94.8 = -58.6 (-41.0)$	0	0	58.6
$M_{IV-IV}$ , кН·м	$M_{I-I} + B_e \cdot H + M'_6 = 28.6 + 1.86 \cdot 10.95 - 94.8 = -45.8 (-32.1)$	0	0	45.8
$N_{I-I}$ , кН	$F_6 = 451.6 (F_{6l} = 316.1)$	$F_7 = 903.2 (F_{7l} = 632.2)$	903.2 (632.2)	451.6 (316.1)

1	2	3	4	5
$N_{II-II}$ , кН	451.6 (316.1)	903.2 (632.2)	903.2 (632.2)	451.6 (316.1)
$N_{III-III}$ , кН	451.6 (316.1)	903.2 (632.2)	903.2 (632.2)	451.6 (316.1)
$N_{IV-IV}$ , кН	451.6 (316.1)	903.2 (632.2)	903.2 (632.2)	451.6 (316.1)
$Q_{IV-IV}$ , кН	1.86 (1.30)	0	0	1.86 (-1.30)

Примечание. В скобках указаны значения усилий от длительного действия временной нагрузки.

Таблица 5 (рис. 8). Вертикальная крановая нагрузка

Расчетные параметры	Колонны по осям			
	А	Б	В	Г
$B$ , кН	$B = \frac{3M_8^{\min}(1-\alpha^2)}{2H(1+K+K_1)} =$ $= -\frac{3 \cdot 50.9 \cdot (1-0.374^2)}{2 \cdot 10.95 \cdot (1+0.437+0)} =$ $= -4.17 (-2.09)$	$B = \frac{3M_8^{\max}(1-\alpha^2)}{2H(1+K+K_1)} =$ $= \frac{3 \cdot 225.3 \cdot (1-0.411^2)}{2 \cdot 10.95 \cdot (1+0.630+0.229)} =$ $= 13.79 (6.9)$	-13.79 (-6.9)	4.17 (2.09)
$R_{1P} = \sum B$	0			
$\Delta_1 = R_{1P} / r_{11}$	0	0	0	0
$B_e = B + \Delta_1 \cdot B_\Delta$	-4.17 (-2.09)	13.79 (6.9)	-13.79 (-6.9)	4.17 (2.09)
$M_{I-I}$ , кН·м	0	0	0	0
$M_{II-II}$ , кН·м	$B_e \cdot H_2 = -4.17 \cdot 4.1 = -17.1$ (-8.55)	$B_e \cdot H_2 = 13.79 \cdot 4.5 = 62.1$ (31.0)	-62.1 (-31.0)	17.1 (8.55)
$M_{III-III}$ , кН·м	$M_{II-II} + M_8^{\min} = -17.1 + 50.9 =$ 33.8 (16.9)	$M_{II-II} - M_8^{\max} = 62.1 - 225.3 =$ -163.2 (-81.6)	163.2 (-81.6)	-33.8 (-16.9)
$M_{IV-IV}$ , кН·м	$B_e \cdot H + M_8^{\min} = -4.17 \cdot 10.95 +$ $+ 50.9 = 5.2 (2.6)$	$B_e \cdot H - M_8^{\max} = 13.79 \cdot 10.95 -$ $- 225.3 = -74.2 (-37.1)$	74.2 (-37.1)	-5.2 (-2.6)
$N_{I-I}$ , кН	0	0	0	0
$N_{II-II}$ , кН	0	0	0	0
$N_{III-III}$ , кН	$F_8^{\min} = 145.5 (72.7)$	$F_8^{\max} = 300.4 (150.2)$	300.4 (150.2)	145.5 (72.7)
$N_{IV-IV}$ , кН	145.5 (72.7)	300.4 (150.2)	300.4 (150.2)	145.5 (72.7)
$Q_{IV-IV}$ , кН	-4.17 (-2.09)	13.79 (6.9)	-13.79 (-6.9)	4.17 (2.09)

Примечание. В скобках указаны значения усилий от длительного действия временной нагрузки.



Таблица 6 (рис. 9, а). Вертикальная крановая нагрузка

Расчетные параметры	Колонны по осям			
	А	Б	В	Г
$B, \text{кН}$	$B = \frac{3M_9^{\min}(1-\alpha^2)}{2H(1+K+K_1)} = \frac{3 \cdot 41.9 \cdot (1-0.374^2)}{2 \cdot 10.95 \cdot (1+0.437+0)} = -3.44 (-1.72)$	$B = \frac{3M_{11}^{\max}(1-\alpha^2)}{2H(1+K+K_1)} = \frac{3 \cdot 297.7 \cdot (1-0.411^2)}{2 \cdot 10.95 \cdot (1+0.630+0.229)} = -18.23 (-9.14)$	$B = \frac{3M_{10}^{\min}(1-\alpha^2)}{2H(1+K+K_1)} = \frac{3 \cdot 220.2 \cdot (1-0.411^2)}{2 \cdot 10.95 \cdot (1+0.630+0.229)} = 13.48 (6.74)$	0
$R_{1P} = \sum B$	$-3.44 - 18.23 + 13.48 = -8.18 (-4.09)$			
$\Delta_1 = R_{1P} / (C_{dim} \cdot r_{11})$	$\frac{-(-8.18)}{3.5 \cdot 33.2 \cdot 10^{-5} E} = \frac{7046.5}{E} \left( \frac{3523.3}{E} \right)$			
$B_e = B + \Delta_1 \cdot B_\Delta$	$-3.44 + 7046.5 \cdot 5.43 \cdot 10^{-5} = -3.05 (-1.53)$	$-18.23 + 7046.5 \cdot 11.2 \cdot 10^{-5} = -17.44 (-8.72)$	$13.48 + 7046.5 \cdot 11.2 \cdot 10^{-5} = 14.27 (7.14)$	$7046.5 \cdot 5.43 \cdot 10^{-5} = 0.38 (0.19)$
$M_{I-I}, \text{кН}\cdot\text{м}$	0	0	0	0
$M_{II-II}, \text{кН}\cdot\text{м}$	$B_e \cdot H_2 = -3.05 \cdot 4.1 = -12.5 (-6.3)$	$B_e \cdot H_2 = -17.44 \cdot 4.5 = -78.5 (-39.2)$	$B_e \cdot H_2 = 14.27 \cdot 4.5 = 64.2 (32.1)$	$B_e \cdot H_2 = 0.38 \cdot 4.1 = 1.57 (0.79)$
$M_{III-III}, \text{кН}\cdot\text{м}$	$M_{II-II} + M_9^{\min} = -12.5 + 41.9 = 29.4 (14.7)$	$M_{II-II} + M_{11}^{\max} = -78.5 + 297.7 = 219.2 (109.6)$	$M_{II-II} - M_{10}^{\min} = 64.2 - 220.2 = -156 (-78)$	1.57 (0.79)
$M_{IV-IV}, \text{кН}\cdot\text{м}$	$B_e \cdot H + M_9^{\min} = -3.05 \cdot 10.95 + 41.9 = 8.5 (4.2)$	$B_e \cdot H + M_{11}^{\max} = -17.44 \cdot 10.95 + 297.7 = 106.7 (53.3)$	$B_e \cdot H - M_{10}^{\min} = 14.27 \cdot 10.95 - 220.2 = -64 (-32)$	$B_e \cdot H = 0.38 \cdot 10.95 = 4.19 (2.1)$
$N_{I-I}, \text{кН}$	0	0	0	0
$N_{II-II}, \text{кН}$	0	0	0	0
$N_{III-III}, \text{кН}$	$F_9^{\min} = 119.8 (59.9)$	$F_9^{\max} + F_{10}^{\max} = 247.4 + 644.3 = 891.7 (445.8)$	$F_{10}^{\min} = 293.6 (146.8)$	0
$N_{IV-IV}, \text{кН}$	119.8 (59.9)	891.7 (445.8)	293.6 (146.8)	0
$Q_{IV-IV}, \text{кН}$	-3.05 (-1.53)	-17.44 (-8.72)	14.27 (7.14)	0.38 (0.19)

Примечание. В скобках указаны значения усилий от длительного действия временной нагрузки.

Таблица 7 (рис. 9, б). Вертикальная крановая нагрузка

Расчетные параметры	Колонны по осям			
	А	Б	В	Г
$B, \text{кН}$	$B = \frac{3M_9^{\max}(1-\alpha^2)}{2H(1+K+K_1)} =$ $= \frac{3 \cdot 86.6 \cdot (1-0.374^2)}{2 \cdot 10.95 \cdot (1+0.437+0)} =$ $= -7.10 (-3.55)$	$B = \frac{3M_{12}^{\max}(1-\alpha^2)}{2H(1+K+K_1)} =$ $= \frac{3 \cdot 393.4 \cdot (1-0.411^2)}{2 \cdot 10.95 \cdot (1+0.630+0.229)} =$ $= -24.09 (-12.05)$	$B = \frac{3M_{10}^{\min}(1-\alpha^2)}{2H(1+K+K_1)} =$ $= \frac{3 \cdot 220.2 \cdot (1-0.411^2)}{2 \cdot 10.95 \cdot (1+0.630+0.229)} =$ $= 13.48 (6.74)$	0
$R_{1P} = \sum B$	$-7.10 - 24.09 + 13.48 = -17.7 (-8.9)$			
$\Delta_1 = R_{1P} / (C_{dim} \cdot r_{11})$	$\frac{-(-17.7)}{3.5 \cdot 33.2 \cdot 10^{-5} E} = \frac{15249.2}{E} \left( \frac{7624.5}{E} \right)$			
$B_e = B + \Delta_1 \cdot B_\Delta$	$-7.1 + 15249.2 \cdot 5.43 \cdot 10^{-5} =$ $= -6.27 (-3.14)$	$-24.09 + 15249.2 \cdot 11.2 \cdot 10^{-5} =$ $= -22.39 (-11.2)$	$13.48 + 15249.2 \cdot 11.2 \cdot 10^{-5} =$ $= 15.19 (7.6)$	$15249.2 \cdot 5.43$ $\cdot 10^{-5} = 0.83$ $(0.42)$
$M_{I-I}, \text{кН}\cdot\text{м}$	0	0	0	0
$M_{II-II}, \text{кН}\cdot\text{м}$	$B_e \cdot H_2 = -6.27 \cdot 4.1 = -25.7$ $(-12.8)$	$B_e \cdot H_2 = -22.39 \cdot 4.5 = -100.7$ $(-50.4)$	$B_e \cdot H_2 = 15.19 \cdot 4.5 = 68.3$ $(34.2)$	$B_e \cdot H_2 =$ $0.83 \cdot 4.1 =$ $3.39 (1.7)$
$M_{III-III}, \text{кН}\cdot\text{м}$	$M_{II-II} + M_9^{\max} = -25.7 +$ $+ 86.6 = 60.9 (30.4)$	$M_{II-II} + M_{12}^{\max} = -100.7 +$ $+ 393.4 = 292.6 (146.3)$	$M_{II-II} - M_{10}^{\min} = 68.3 -$ $- 220.2 = -151.9 (-76.0)$	$3.39 (1.7)$
$M_{IV-IV}, \text{кН}\cdot\text{м}$	$B_e \cdot H + M_9^{\max} = -6.27 \cdot 10.95 +$ $+ 86.6 = 18.0 (9.0)$	$B_e \cdot H + M_{12}^{\max} = -22.39 \cdot 10.95 +$ $+ 393.4 = 148.3 (74.1)$	$B_e \cdot H - M_{10}^{\min} = 15.19 \cdot 10.95 -$ $- 220.2 = -54.0 (-27)$	$B_e \cdot H =$ $0.83 \cdot 10.95 =$ $9.06$ $(4.53)$
$N_{I-I}, \text{кН}$	0	0	0	0
$N_{II-II}, \text{кН}$	0	0	0	0
$N_{III-III}, \text{кН}$	$F_9^{\max} = 247.4 (123.7)$	$F_9^{\min} + F_{10}^{\max} = 119.8 + 644.3$ $= 764.1 (382.0)$	$F_{10}^{\min} = 293.6 (146.8)$	0
$N_{IV-IV}, \text{кН}$	247.4 (123.7)	764.1 (382.0)	293.6 (146.8)	0
$Q_{IV-IV}, \text{кН}$	-6.27 (-3.13)	-22.39 (-11.2)	15.19 (7.6)	0.83 (0.42)

Примечание. В скобках указаны значения усилий от длительного действия временной нагрузки.

Таблица 8 (рис. 10). Вертикальная крановая нагрузка

Расчетные параметры	Колонны по осям			
	А	Б	В	Г
$B, \text{кН}$	0	$B = \frac{3M_{10}^{\max}(1-\alpha^2)}{2H(1+K+K_1)} = \frac{3 \cdot 586.8 \cdot (1-0.411^2)}{2 \cdot 10.95 \cdot (1+0.630+0.229)} = -35.93 (-17.97)$	$B = \frac{3M_{10}^{\min}(1-\alpha^2)}{2H(1+K+K_1)} = \frac{3 \cdot 267.4 \cdot (1-0.411^2)}{2 \cdot 10.95 \cdot (1+0.630+0.229)} = 16.37 (8.19)$	0
$R_{1P} = \sum B$	-35.93+16.37 = -19.55 (-9.78)			
$\Delta_1 = R_{1P} / (C_{dim} \cdot r_{11})$	$\frac{-(-19.55)}{3.5 \cdot 33.2 \cdot 10^{-5} E} = \frac{16848.6}{E} \left( \frac{8424.3}{E} \right)$			
$B_e = B + \Delta_1 \cdot B_{\Delta}$	$16848.6 \cdot 5.43 \cdot 10^{-5} = 0.91 (0.46)$	$-35.93 + 16848.6 \cdot 11.2 \cdot 10^{-5} = -34.05 (-17.0)$	$16.37 + 16848.6 \cdot 11.2 \cdot 10^{-5} = 18.25 (9.13)$	0.91 (0.46)
$M_{I-I}, \text{кН}\cdot\text{м}$	0	0	0	0
$M_{II-II}, \text{кН}\cdot\text{м}$	$B_e \cdot H_2 = 0.91 \cdot 4.1 = 3.75 (1.87)$	$B_e \cdot H_2 = -34.05 \cdot 4.5 = -153.2 (-76.6)$	$B_e \cdot H_2 = 18.25 \cdot 4.5 = 82.1 (41.1)$	3.75 (1.87)
$M_{III-III}, \text{кН}\cdot\text{м}$	3.75 (1.87)	$M_{II-II} + M_{10}^{\max} = -153.2 + 586.8 = 433.5 (216.8)$	$M_{II-II} - M_{10}^{\min} = 82.1 - 267.4 = -185.3 (-92.7)$	3.75 (1.87)
$M_{IV-IV}, \text{кН}\cdot\text{м}$	$B_e \cdot H = 0.91 \cdot 10.95 = 10.0 (5.0)$	$B_e \cdot H + M_{10}^{\max} = -34.05 \cdot 10.95 + 586.8 = 213.9 (107.0)$	$B_e \cdot H - M_{10}^{\min} = 18.25 \cdot 10.95 - 267.4 = -67.6 (-33.8)$	10.0 (5.0)
$N_{I-I}, \text{кН}$	0	0	0	0
$N_{II-II}, \text{кН}$	0	0	0	0
$N_{III-III}, \text{кН}$	0	$F_{10}^{\max} = 782.3 (391.2)$	$F_{10}^{\min} = 356.6 (178.3)$	0
$N_{IV-IV}, \text{кН}$	0	782.3 (391.2)	356.6 (178.3)	0
$Q_{IV-IV}, \text{кН}$	0.91 (0.46)	-34.05 (-17.0)	18.25 (9.13)	0.91 (0.46)

Примечание. В скобках указаны значения усилий от длительного действия временной нагрузки.

Таблица 9 (рис. 11). Горизонтальная крановая нагрузка

Расчетные параметры	Колонны по осям			
	А	Б	В	Г
$B, \text{кН}$	$B = \frac{F_{11} \cdot (1 - \alpha + K_1)}{(1 + K + K_1)} =$ $-\frac{19.6 \cdot (1 - 0.374)}{(1 + 0.437)} =$ $= -8.53 (-4.27)$	0	0	0
$R_{1p} = \sum B$	-8.53 (-4.27)			
$\Delta_1 =$ $= R_{1p} / (C_{dim} \cdot r_{11})$	$\frac{-(-8.53)}{3.5 \cdot 33.2 \cdot 10^{-5} E} = \frac{7352.6}{E} \left( \frac{3676.3}{E} \right)$			
$B_e = B + \Delta_1 \cdot B_\Delta$	$-8.53 + 7352.6 \cdot 5.43 \cdot 10^{-5} =$ $= -8.13 (-4.07)$	$7352.6 \cdot 11.2 \cdot 10^{-5} =$ $= 0.82 (0.41)$	0.82 (0.41)	$7352.6 \cdot 5.43 \cdot 10^{-5} =$ $= 0.40 (0.2)$
$M_{I-I}, \text{кН}\cdot\text{м}$	0	0	0	0
$M_{II-II}, \text{кН}\cdot\text{м}$	$-8.13 \cdot 4.1 + 19.6 \cdot 1 =$ $-13.7 (-6.9)$	$0.82 \cdot 4.5 = 3.69 (1.84)$	3.69 (1.84)	$0.4 \cdot 4.1 = 1.64$ $(0.82)$
$M_{III-III}, \text{кН}\cdot\text{м}$	-13.7 (-6.9)	3.69 (1.84)	3.69 (1.84)	1.64 (0.82)
$M_{IV-IV}, \text{кН}\cdot\text{м}$	$-8.13 \cdot 10.95 + 19.6 \cdot (6.85 + 1) =$ $= 64.8 (32.4)$	$0.82 \cdot 10.95 = 9.0 (4.5)$	9.0 (4.5)	$0.4 \cdot 10.95 = 4.4$ $(2.2)$
$N_{I-I}, \text{кН}$	0	0	0	0
$N_{II-II}, \text{кН}$	0	0	0	0
$N_{III-III}, \text{кН}$	0	0	0	0
$N_{IV-IV}, \text{кН}$	0	0	0	0
$Q_{IV-IV}, \text{кН}$	$-8.13 + 19.6 = 11.47$ $(5.74)$	0.82 (0.41)	0.82 (0.41)	0.40 (0.2)

Примечание. В скобках указаны значения усилий от длительного действия временной нагрузки.

Таблица 10 (рис. 12). Горизонтальная крановая нагрузка

Расчетные параметры	Колонны по осям			
	А	Б	В	Г
$B, \text{кН}$	0	$B = \frac{F_{12} \cdot (1 - \alpha + K_1)}{(1 + K + K_1)} =$ $= \frac{61.2 \cdot (1 - 0.411 + 0.229)}{(1 + 0.630 + 0.229)} =$ $= -26.9 (-13.5)$	0	0
$R_{1P} = \sum B$	-26.9 (-13.5)			
$\Delta_1 =$ $= R_{1P} / (C_{dim} \cdot r_{11})$	$\frac{-(-26.9)}{3.5 \cdot 33.2 \cdot 10^{-5} E} = \frac{23213.4}{E} \left( \frac{11606.7}{E} \right)$			
$B_e = B + \Delta_1 \cdot B_{\Delta}$	$23213.4 \cdot 5.43 \cdot 10^{-5}$ $= 1.26 (0.63)$	$-26.9 + 23213.4 \cdot 11.2 \cdot 10^{-5} =$ $= -24.35 (-12.2)$	$23213.4 \cdot 11.2 \cdot 10^{-5} =$ $= 2.59 (1.3)$	$23213.4 \cdot 5.43 \cdot 10^{-5}$ $= 1.26 (0.63)$
$M_{I-I}, \text{кН}\cdot\text{м}$	0	0	0	0
$M_{II-II}, \text{кН}\cdot\text{м}$	$1.26 \cdot 4.1 = 5.2 (2.6)$	$-24.35 \cdot 4.5 + 61.2 \cdot 1.4 =$ $= -23.8 (-11.9)$	$2.59 \cdot 4.5 = 11.6 (5.8)$	$1.26 \cdot 4.1 = 5.2 (2.6)$
$M_{III-III}, \text{кН}\cdot\text{м}$	5.2 (2.6)	-23.8 (-11.9)	11.6 (5.8)	5.2 (2.6)
$M_{IV-IV}, \text{кН}\cdot\text{м}$	$1.26 \cdot 10.95 = 13.8 (6.9)$	$-24.35 \cdot 10.95 +$ $+ 61.2 \cdot (6.45 + 1.4) = 214.0$ $(107.0)$	28.3 (14.2)	$1.26 \cdot 10.95 = 13.8 (6.9)$
$N_{I-I}, \text{кН}$	0	0	0	0
$N_{II-II}, \text{кН}$	0	0	0	0
$N_{III-III}, \text{кН}$	0	0	0	0
$N_{IV-IV}, \text{кН}$	0	0	0	0
$Q_{IV-IV}, \text{кН}$	1.26 (0.63)	$-24.35 + 61.2 = 36.9$ $(18.4)$	2.59 (1.3)	1.26 (0.63)

Примечание. В скобках указаны значения усилий от длительного действия временной нагрузки.

Таблица 11 (рис. 13). Ветровая нагрузка

Расчетные параметры	Колонны по осям			
	А	Б	В	Г
$B, \text{кН}$	$B = \frac{3qH[1 + \alpha K + 1.33(1 + \alpha)K_1]}{8(1 + K + K_1)}$ $= -\frac{3 \cdot 4.60 \cdot 10.95 \cdot [1 + 0.374 \cdot 0.437]}{8 \cdot (1 + 0.437)}$ $= -15.30$	0	0	$B = \frac{3qH[1 + \alpha K + 1.33(1 + \alpha)K_1]}{8(1 + K + K_1)}$ $= -\frac{3 \cdot 2.88 \cdot 10.95 \cdot [1 + 0.374 \cdot 0.437]}{8 \cdot (1 + 0.437)}$ $= -9.56$
$R_{1P} = \sum B$	$-15.30 - 9.56 - 16.13 = -41.0$ <p>Здесь <math>R = -F_{14} = -16.13</math> – реакция введенной связи в основной системе</p>			
$\Delta_1 = R_{1P} / (C_{dim} \cdot r_{11})$	$\frac{-(-41.0)}{33.2 \cdot 10^{-5} E} = \frac{123656.2}{E}$			
$B_e = B + \Delta_1 \cdot B_\Delta$	$-15.30 + 123656.2 \cdot 5.43 \cdot 10^{-5}$ $= -8.59$	$\frac{123656.2 \cdot 11.2 \cdot 10^{-5}}{E}$ $= 13.79$	13.79	$-9.56 + 123656.2 \cdot 5.43 \cdot 10^{-5}$ $= -2.85$
$M_{I-I}, \text{кН}\cdot\text{м}$	0	0	0	0
$M_{II-II}, \text{кН}\cdot\text{м}$	$-8.59 \cdot 4.1 + 0.5 \cdot 4.60 \cdot 4.1^2 = 3.46$	$13.79 \cdot 4.5 = 62.1$	62.1	$-2.85 \cdot 4.1 + 0.5 \cdot 2.88 \cdot 4.1^2 = 12.5$
$M_{III-III}, \text{кН}\cdot\text{м}$	3.46	62.1	62.1	12.5
$M_{IV-IV}, \text{кН}\cdot\text{м}$	$-8.59 \cdot 10.95 + 0.5 \cdot 4.60 \cdot 10.95^2 = 181.8$	$13.79 \cdot 10.95 = 151.0$	151.0	$-2.85 \cdot 10.95 + 0.5 \cdot 2.88 \cdot 10.95^2 = 141.2$
$N_{I-I}, \text{кН}$	0	0	0	0
$N_{II-II}, \text{кН}$	0	0	0	0
$N_{III-III}, \text{кН}$	0	0	0	0
$N_{IV-IV}, \text{кН}$	0	0	0	0
$Q_{IV-IV}, \text{кН}$	$-8.59 + 4.60 \cdot 10.95 = 41.8$	13.79	13.79	$-2.85 + 2.88 \cdot 10.95 = 28.6$

Таблица 12. Сводная таблица усилий в сечениях колонны по оси А

Наименование нагрузки	Номер нагрузки	II-II		III-III		IV-IV		
		M	N	M	N	M	N	Q
Постоянная табл. 3	1	95.9	785.4	-167.4	1115.4	-88.5	1175.7	11.5
Снеговая табл. 4	2	36.2	451.6	-58.6	451.6	-45.8	451.6	1.86
<i>Снеговая длит. табл. 4</i>	3	25.4	316.1	-41.0	316.1	-32.1	316.1	1.30
Вертик. крановая табл. 5	4	-17.1	0	33.8	145.5	5.2	145.5	-4.17
<i>Вертик. крановая длит. табл. 5</i>	5	-8.6	0	16.9	72.7	2.6	72.7	-2.09
Вертик. крановая табл. 6	6	-12.5	0	29.4	119.8	8.5	119.8	-3.05
<i>Вертик. крановая длит. табл. 6</i>	7	-6.3	0	14.7	59.9	4.2	59.9	-1.53
Вертик. крановая табл. 7	8	-25.7	0	60.9	247.4	18.0	247.4	-6.27
<i>Вертик. крановая длит. табл. 7</i>	9	-12.8	0	30.4	123.7	9.0	123.7	-3.13
Вертик. крановая табл. 8	10	3.75	0	3.75	0	10.0	0	0.91
<i>Вертик. крановая длит. табл. 8</i>	11	1.9	0	1.9	0	5.0	0	0.46
Гориз. крановая табл. 9 (±)	12	-13.7	0	-13.7	0	64.8	0	11.47
<i>Гориз. крановая длит. табл. 9 (±)</i>	13	-6.9	0	-6.9	0	32.4	0	5.74
Гориз. крановая табл. 10 (±)	14	5.2	0	5.2	0	13.8	0	1.26
<i>Гориз. крановая длит. табл. 10 (±)</i>	15	2.6	0	2.6	0	6.9	0	0.63
Ветровая слева табл. 11	16	3.46	0	3.46	0	181.8	0	41.8
Ветровая справа табл. 11	17	-12.5	0	-12.5	0	-141.2	0	-28.6

Таблица 13. Сводная таблица усилий в сечениях колонн по оси Б

Наименование нагрузки	Номер нагрузки	II-II		III-III		IV-IV		
		M	N	M	N	M	N	Q
Постоянная табл. 3	1	0	1692.1	0	1927.5	0	2010.0	0
Снеговая табл. 4	2	0	903.2	0	903.2	0	903.2	0
<i>Снеговая длит. табл. 4</i>	3	0	632.2	0	632.2	0	632.2	0
Вертик. крановая табл. 5	4	62.1	0	-163.2	300.4	-74.2	300.4	13.79
<i>Вертик. крановая длит. табл. 5</i>	5	31.0	0	-81.6	150.2	-37.1	150.2	6.9
Вертик. крановая табл. 6	6	-78.5	0	219.2	891.7	106.7	891.7	-17.44
<i>Вертик. крановая длит. табл. 6</i>	7	-39.2	0	109.6	445.8	53.3	445.8	-8.72
Вертик. крановая табл. 7	8	-100.7	0	292.6	764.1	148.3	764.1	-22.39
<i>Вертик. крановая длит. табл. 7</i>	9	-50.4	0	146.3	382.0	74.1	382.0	-11.2
Вертик. крановая табл. 8	10	-153.2	0	433.5	782.3	213.9	782.3	-34.05
<i>Вертик. крановая длит. табл. 8</i>	11	-76.6	0	216.8	391.2	107.0	391.2	-17.0
Гориз. крановая табл. 9 (±)	12	3.69	0	3.69	0	9.0	0	0.82
<i>Гориз. крановая длит. табл. 9 (±)</i>	13	1.84	0	1.84	0	4.5	0	0.41
Гориз. крановая табл. 10 (±)	14	-23.8	0	-23.8	0	214.0	0	36.9
<i>Гориз. крановая длит. табл. 10 (±)</i>	15	-11.9	0	-11.9	0	107.0	0	18.4
Ветровая слева табл. 11	16	62.1	0	62.1	0	151.0	0	13.79
Ветровая справа табл. 11	17	-62.1	0	-62.1	0	-151.0	0	-13.79

Таблица 14. Расчетные комбинации усилий в сечениях колонны по оси А

Вариант сочетания нагрузок	Комбинации	II-II		III-III		IV-IV		
		М	N	М	N	М	N	Q
		Номера загружений						
Вариант 1. Все нагрузки (в т.ч. кратковременные)	Mmax	1,2,10,14+,16		1,8,12+,16		1,8,12+,16		
		144.5	1237.0	-89.3	1362.8	176.2	1423.0	58.5
	Mmin	1,8,12-,17		1,2,10,14-,17		1,2,4,12-,17		
		44.0	785.4	-239.9	1567.0	-335.1	1772.7	-30.9
	Nmax	1,2,10,14+,16		1,2,8,12-,17		1,2,8,12-,17		
		144.5	1237.0	-191.3	1814.3	-322.4	1874.6	-33.0
Вариант 2. Постоянные и длительные нагрузки	Mmax	1,3,11,15+		1,9,13+		1,9,13+		
		125.7	1101.5	-130.1	1239.1	-47.1	1299.3	14.1
	Mmin	1,9,13-		1,3,11,15-		1,3,5,13-		
		76.2	785.4	-209.1	1431.5	-150.4	1564.5	5.0
	Nmax	1,3,11,15+		1,3,9,13-		1,3,9,13-		
		125.7	1101.5	-184.8	1555.2	-144.0	1615.5	4.0

Таблица 15. Расчетные комбинации усилий в сечениях колонн по оси Б

Вариант сочетания нагрузок	Комбинации	II-II		III-III		IV-IV		
		М	N	М	N	М	N	Q
		Номера загружений						
Вариант 1. Все нагрузки (в т.ч. кратковременные)	Mmax	1,2,4,12+,16		1,2,10,14+,16		1,2,10,14+,16		
		127.8	2595.3	519.4	3613.0	579.0	3695.5	16.6
	Mmin	1,2,10,14-,17		1,2,4,12-,17		1,2,6,14-,17		
		-239.1	2595.3	-229.0	3131.1	-258.4	3804.9	-68.1
	Nmax	1,2,10,14-,17		1,2,6,14+,16		1,2,6,14+,16		
		-239.1	2595.3	305.1	3722.4	471.7	3804.9	33.2
Вариант 2. Постоянные и длительные нагрузки	Mmax	1,3,5,13+		1,3,11,15+		1,3,11,15+		
		32.9	2324.3	228.7	2950.9	214.0	3033.4	1.4
	Mmin	1,3,11,15-		1,3,5,13-		1,3,7,15-		
		-88.5	2324.3	-83.5	2709.9	-53.7	3088.1	-27.2
	Nmax	1,3,11,15-		1,3,7,15+		1,3,7,15+		
		-88.5	2324.3	121.5	3005.6	160.4	3088.1	9.7



## 4. ПРИМЕР 2. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ СПЛОШНОЙ КОЛОННЫ ПО КРАЙНЕМУ РЯДУ

Из табл. 14 выбираем по одному нормальному сечению для надкрановой и подкрановой частей колонны, усилия в которых ( $M$  и  $N$ ) близки к наибольшим по абсолютной величине. Вообще на практике необходимо выполнить расчеты на все комбинации усилий и за расчетное значение площадей продольной и поперечной арматуры принимать наибольшее. Такой большой объем вычислительной работы целесообразно выполнять на ПК по разработанным программам.

### 4.1. Расчет на усилие в плоскости рамы Сечение II-II (надкрановая часть колонны)

За расчетную комбинацию усилий принят вариант сочетания нагрузок №1, включающий наибольшее значение продольной силы  $N^{max}$  и соответствующее ему значение момента  $M$ .

Согласно СП 63.13330.2012 этому сочетанию нагрузок соответствует коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b1} = 1.0$ . Так как в статическом расчете рамы-блока по крайним рядам принимались по две колонны, то для подбора арматуры уменьшим расчетные усилия вдвое:

$$N^{max} = 1237/2 = 618.5 \text{ кН}; M = 144.5/2 = 72.3 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$N_l = 1101.5/2 = 550.8 \text{ кН}; M_l = 125.7/2 = 62.9 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Значения прочностных характеристик материалов и необходимые исходные данные для расчета колонны приведены в п. 3.1:

Бетон колонны класса В20 ( $R_b = 11.5$  МПа;  $R_{bt} = 0.9$  МПа); продольная арматура класса А400 ( $R_s = R_{sc} = 350$  МПа); поперечная арматура класса А240.

Размеры поперечного сечения колонны в надкрановой части  $b \times h = 0.4 \times 0.38$  м.

Расчетная длина надкрановой части колонны:

$$l_0 = 2 \cdot H_2 = 2 \cdot 4.1 = 8.2 \text{ м}.$$

Проектный эксцентриситет:

$$e_0 = M/N = 72.3/618.5 = 0.117 \text{ м} = 117 \text{ мм}.$$

Случайные эксцентриситеты:

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} e_{a1} = l_0 / 600 = 8200 / 600 = 13.67 \text{ мм} \\ e_{a2} = h / 30 = 380 / 30 = 12.67 \text{ мм} \\ e_{a3} = 10 \text{ мм} \end{array} \right\} = 13.67 \text{ мм};$$

$e_0 > e_a$ , следовательно, корректировка момента не требуется.

Гибкость колонны  $l_0/h = 8.2/0.38 = 21.6 > 4$ , т.е. учет прогиба обязателен.

Определяем моменты  $M_1$  и  $M_{1l}$  от полного значения силы  $N$  и ее длительно действующей части относительно оси арматуры (расстояния до оси арматуры примем  $a = a' = 40$  мм):

$$M_1 = M + N \frac{h_0 - a'}{2} = 72.3 + 618.5 \cdot \frac{0.34 - 0.04}{2} = 165.1 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{1l} = M_l + N_l \frac{h_0 - a'}{2} = 62.9 + 550.8 \cdot \frac{0.34 - 0.04}{2} = 145.5 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Коэффициент, учитывающий длительно действие нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{1l}}{M_1} = 1 + \frac{145.5}{165.1} = 1.88;$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{117}{380} = 0.308 > 0.15.$$

Зададимся в первом приближении значением  $\mu = 0.0065$  (0.65%)

$$\mu\alpha = \mu \cdot \frac{E_s}{E_b} = 0.0065 \cdot \frac{200000}{27500} = 0.047.$$

Жесткость железобетонного элемента в предельной по прочности стадии:

$$D = E_b b h^3 \left[ \frac{0.0125}{\varphi_l (0.3 + \delta_e)} + 0.175 \mu \alpha \left( \frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right];$$

$$D = 27500 \cdot 0.4 \cdot 0.38^3 \cdot 10^3 \cdot \left[ \frac{0.0125}{1.88 \cdot (0.3 + 0.308)} + 0.175 \cdot 0.047 \cdot \left( \frac{0.34 - 0.04}{0.4} \right)^2 \right] = 9712 \text{ кН}\cdot\text{м}^2.$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2} = \frac{3.14^2 \cdot 9712}{8.2^2} = 1425 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{618.5}{1425}} = 1.77;$$

$$M_{расч} = M \cdot \eta = 72.3 \cdot 1.77 = 127.7 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Определяем величины:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{618.5}{11.5 \cdot 10^3 \cdot 0.4 \cdot 0.34} = 0.395,$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N \cdot \left(\frac{h_0 - a'}{2}\right)}{R_b b h_0^2} = \frac{127.7 + 618.5 \cdot \left(\frac{0.34 - 0.04}{2}\right)}{11.5 \cdot 10^3 \cdot 0.4 \cdot 0.34^2} = 0.415,$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{40}{340} = 0.118,$$

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0.8}{1 + \frac{350}{700}} = 0.533.$$

Для арматуры кл. А400 имеем  $\xi = \alpha_n = 0.395$ .

$\xi = 0.395 < \xi_R = 0.533$ , следовательно, имеем первый случай внецентренного сжатия.

Требуемое количество арматуры находим по формуле:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_{sc}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{11.5 \cdot 0.4 \cdot 0.34}{350} \cdot \frac{0.415 - 0.395 \cdot \left(1 - \frac{0.395}{2}\right)}{1 - 0.118} \cdot 10^6 = 493.1 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø18 ( $A_s = A'_s = 508.9 \text{ мм}^2$ ).

$\mu_{факт} = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{2 \cdot 508.9}{400 \cdot 380} = 0.0067 > \mu = 0.0065$ , которое принималось предварительно. Перерасчет можно не производить.

Согласно конструктивному требованию по минимальному содержанию продольной арматуры во внецентренно сжатых элементах при гибкости  $l_0/h = 21.6$ :

$$\mu_{s,min} = 0.22\%;$$

$$\mu_{s,факт} = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{508.9}{400 \cdot 340} \cdot 100\% = 0.37\%.$$

Условие по минимальному содержанию арматуры выполняется.

#### Сечение IV - IV (в заделке колонны)

За расчетную комбинацию усилий принят вариант сочетания нагрузок №1 с минимальным (в алгебраическом смысле) значением момента  $M^{min}$  и соответствующее ему продольное усилие  $N$ .

Этому сочетанию нагрузок соответствует коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b1} = 1.0$ . Так как в статическом расчете рамы-блока по крайним рядам принимались по две колонны, то для подбора арматуры уменьшим расчетные усилия вдвое:

$$N = 1772.7/2 = 886.4 \text{ кН}; M^{min} = 335.1/2 = 167.6 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$N_l = 1564.5/2 = 782.3 \text{ кН}; M_l = 150.4/2 = 75.2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Размеры поперечного сечения колонны в подкрановой части  $b \times h = 0.4 \times 0.8 \text{ м}$ .

Расчетная длина подкрановой части колонны:

$$l_0 = 1.5 \cdot H = 1.5 \cdot 6.7 = 10.05 \text{ м}.$$

Проектный эксцентриситет:

$$e_0 = M/N = 167.6/886.4 = 0.189 \text{ м} = 189 \text{ мм}.$$

Случайные эксцентриситеты:

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} e_{a1} = l_0 / 600 = 10050 / 600 = 16.75 \text{ мм} \\ e_{a2} = h / 30 = 800 / 30 = 26.67 \text{ мм} \\ e_{a3} = 10 \text{ мм} \end{array} \right\} = 26.67 \text{ мм},$$

$e_0 > e_a$ , следовательно, корректировка момента не требуется.

Гибкость колонны  $l_0/h = 10.05/0.8 = 12.6 > 4$ , т.е. учет прогиба обязателен.

Определяем моменты  $M_1$  и  $M_{II}$  от полного значения силы  $N$  и ее длительно действующей части относительно оси арматуры (расстояния до оси арматуры примем  $a = a' = 40 \text{ мм}$ ):

$$M_1 = M + N \frac{h_0 - a'}{2} = 167.6 + 886.4 \cdot \frac{0.76 - 0.04}{2} = 486.7 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{II} = M_l + N_l \frac{h_0 - a'}{2} = 75.2 + 782.3 \cdot \frac{0.76 - 0.04}{2} = 356.8 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Коэффициент, учитывающий длительно действие нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{II}}{M_1} = 1 + \frac{356.8}{486.7} = 1.733;$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{189}{800} = 0.236 > 0.15.$$

Зададимся в первом приближении значением  $\mu = 0.003$  (0.3%):

$$\mu\alpha = \mu \cdot \frac{E_s}{E_b} = 0.003 \cdot \frac{200000}{27500} = 0.022.$$

Жесткость железобетонного элемента в предельной по прочности стадии:

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

$$D = 27500 \cdot 0,4 \cdot 0,8^3 \cdot 10^3 \cdot \left[ \frac{0,0125}{1,733 \cdot (0,3 + 0,236)} + 0,175 \cdot 0,022 \cdot \left( \frac{0,76 - 0,04}{0,8} \right)^2 \right] = 93152 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 93152}{10,05^2} = 9102 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{886,4}{9102}} = 1,11;$$

$$M_{расч} = M \cdot \eta = 167,6 \cdot 1,11 = 185,7 \text{ кН}.$$

Определяем величины:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{886,4}{11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,76} = 0,254,$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N \cdot \left( \frac{h_0 - a'}{2} \right)}{R_b b h_0^2} = \frac{185,7 + 886,4 \cdot \left( \frac{0,76 - 0,04}{2} \right)}{11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,76^2} = 0,190,$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{40}{760} = 0,053,$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{350}{700}} = 0,533$$

Для арматуры кл. А400 имеем  $\xi = \alpha_n = 0,254$ .

$\xi = 0,254 < \xi_R = 0,533$ , следовательно, имеем первый случай внецентренного сжатия.

Требуемое количество арматуры находим по формуле:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_{sc}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \left( 1 - \frac{\xi}{2} \right)}{1 - \delta} = \frac{11,5 \cdot 0,4 \cdot 0,76}{350} \cdot \frac{0,190 - 0,254 \cdot \left( 1 - \frac{0,254}{2} \right)}{1 - 0,053} \cdot 10^6 < 0.$$

Подбираем арматуру из конструктивных соображений.

Согласно конструктивному требованию по минимальному содержанию продольной арматуры во внецентренно сжатых элементах при гибкости  $l_0/h = 12,6$ :

$$\mu_{s,min} = 0,16\%.$$

Тогда  $A_{s,\min} = 0.0016 \cdot b h_0 = 0.0016 \cdot 400 \cdot 760 = 486.4 \text{ мм}^2$ .

Принимаем 2Ø18 ( $A_s = A'_s = 508.9 \text{ мм}^2$ ).

Кроме того, согласно конструктивным требованиям устанавливаем по высоте сечения у каждой из наружных граней по одному промежуточному стержню диаметром 16 мм так, чтобы расстояние между продольными стержнями в плоскости изгиба не превышало 500 мм.

#### **4.2. Проверка прочности нормальных сечений на эксплуатационные нагрузки из плоскости рамы**

Обе ветви в данном случае рассчитывают на сжатие со случайными эксцентриситетами  $e_a$  при максимальных значениях продольной силы.

##### **Надкрановая ветвь**

Расчетная длина надкрановой части колонны из плоскости изгиба:

$$l_0 = 1.5H_2 = 1.5 \cdot 4.1 = 6.15 \text{ м.}$$

Гибкость  $l_0/b = 6.15/0.4 = 15.4$ , что меньше, чем гибкость в плоскости изгиба  $l_0/h = 21.6$ , поэтому расчет из плоскости изгиба можно не выполнять. В противном случае необходимо выполнить проверку прочности сечения на действие продольной силы  $N$  с эксцентриситетом, равным случайному.

##### **Подкрановая ветвь**

Расчетная длина подкрановой части колонны из плоскости изгиба:

$$l_0 = 0.8H = 0.8 \cdot 6.7 = 5.36 \text{ м.}$$

Гибкость  $l_0/b = 5.36/0.8 = 6.7$ , что меньше, чем гибкость в плоскости изгиба  $l_0/h = 12.6$ , поэтому расчет из плоскости изгиба можно не выполнять.

#### **4.3. Проверка прочности нормальных сечений на монтажные нагрузки**

Согласно расчетной схеме, приведенной на **рис. 14**, колонна в момент монтажа работает как балка пролетом  $l_1 = H_1 + 1000 = 6700 + 1000 = 7700 \text{ мм}$  с консолью  $l_2 = 4100 \text{ мм}$  и высотой сечения, равной ширине сечения колонны. Колонна находится под воздействием нагрузки от собственной массы  $q_1$  и  $q_2$  с динамическим коэффициентом  $\beta = 1.4$ .

$$q_1 = 0.8 \cdot 0.4 \cdot 25 \cdot 1.4 = 11.2 \text{ кН/м};$$

$$q_2 = 0.38 \cdot 0.4 \cdot 25 \cdot 1.4 = 5.32 \text{ кН/м}.$$

Опорный момент  $M_{sup} = -0.5q_2l_2^2 = -0.5 \cdot 5.32 \cdot 4.1^2 = -44.7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Пролетный момент  $M_l = \frac{q_1l_1^2}{8} - 0.5 \cdot M_{sup} = \frac{11.2 \cdot 7.7^2}{8} - 0.5 \cdot 44.7 = 60.7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Момент, воспринимаемый сечением на опоре ( $A_s = 508.9 \text{ мм}^2$ ; 2Ø18 А400):

$$M_{сеч, sup} = R_s A_s z_s = 350 \cdot 508.9 \cdot (360 - 40) \cdot 10^{-6} = 57 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{sup}.$$

Момент, воспринимаемый сечением в пролете ( $A_s = 710 \text{ мм}^2$ ; 2Ø18+Ø16 А400):

$$M_{сеч, l} = 350 \cdot 710 \cdot (360 - 40) \cdot 10^{-6} = 79.5 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_l.$$

Прочность сечений в процессе монтажа обеспечена.

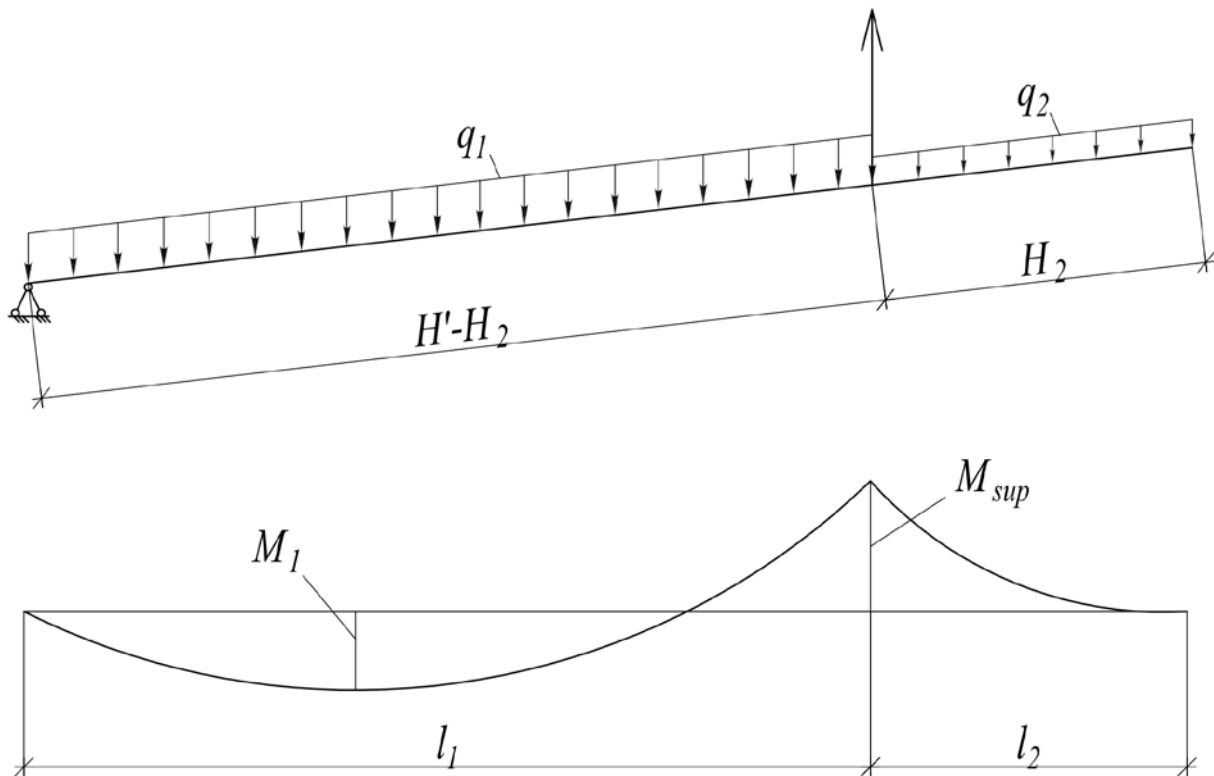


Рис. 14. Расчетная схема консоли в процессе монтажа

Ввиду относительно небольших величин перерезывающих сил поперечную арматуру колонн назначаем без расчета из стержней А240 диаметром 6 мм, объединяя их с продольной арматурой в сварные каркасы. В подкрановой части промежуточные стержни, расположенные у грани шириной 800 мм, связываем между собой шпильками.

Расстояние между хомутами принимаем не менее  $15d_s$ . Принято  $S = 300$  мм в надкрановой части колонны и  $S = 250$  мм в подкрановой части.

У верхнего торца устанавливаем также без расчета на расстоянии 100 мм друг от друга две сетки С-1 из той же арматуры с ячейками 60х60 мм.

#### 4.4. Расчет консоли (рис. 15)

На крановую консоль колонны по оси «А» действует сосредоточенная сила, величину которой можно определить как половину от разности значений максимальных продольных сил в сечениях II-II и III-III (табл. 14):

$$Q = \frac{N_{II-III}^{\max} - N_{II-II}^{\max}}{2} = \frac{1814.3 - 1237}{2} = 288.65 \text{ кН.}$$

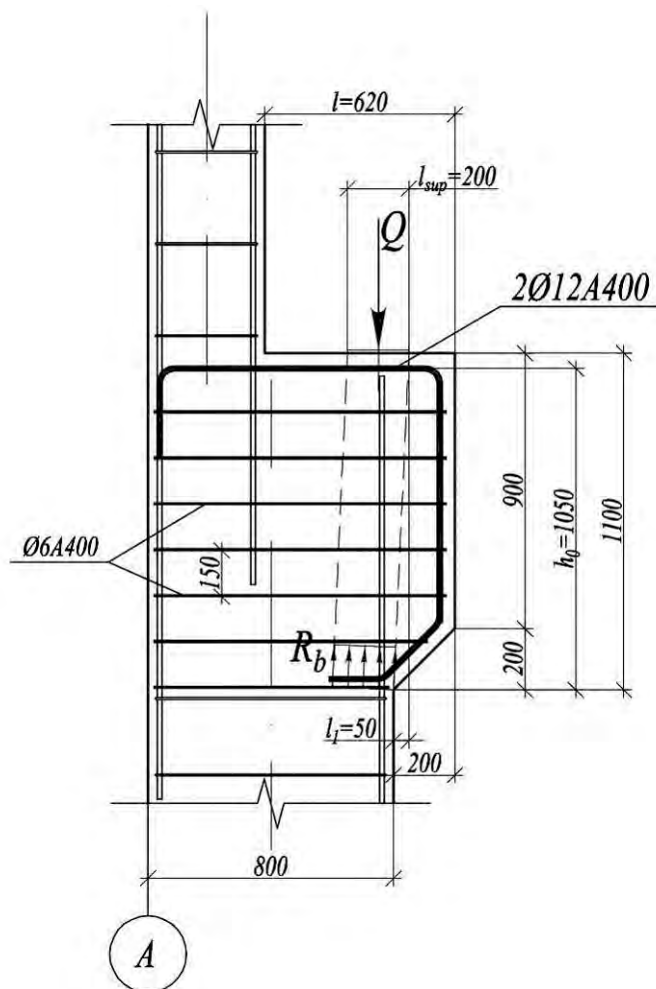


Рис. 15. К расчету консоли

Поперечное армирование принимаем из конструктивных соображений, изложенных в п. 14.2.



Расчет консоли на действие поперечной силы выполняем согласно Приложению Ж СП 63.13330.2012 из условия:

$$Q \leq 0.8R_b b l_{sup} \sin^2 \theta (1 + 5\alpha\mu_w),$$

в котором правая часть принимается не более  $3.5R_{bt}bh_0$  и не менее  $2.5R_{bt}bh_0$ ;

$\theta$  – угол наклона расчетной сжатой полосы к горизонтали  $\left( \sin^2 \theta = \frac{h_0^2}{h_0^2 + l_1^2} \right)$ ;

$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bs_w}$  – коэффициент армирования хомутами, расположенными по высоте

консоли;  $s_w$  – расстояние между хомутами, измеренное по нормали к ним.

При расчете учитывают хомуты горизонтальные и наклонные под углом не более  $45^\circ$  к горизонтали.

$$\sin^2 \theta = \frac{1050^2}{1050^2 + 50^2} = 0.998;$$

$A_{sw} = 2 \cdot 28.3 = 56.6 \text{ мм}^2$  – поперечное армирование принято из парных стержней  $\text{Ø}6$  мм, расположенных с шагом  $s_w = 150$  мм по высоте консоли.

$$\mu_w = \frac{56.6}{400 \cdot 150} = 0.00094;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{27500} = 7.27;$$

$$0.8R_b b l_{sup} \sin^2 \theta (1 + 5\alpha\mu_w) = 0.8 \cdot 11.5 \cdot 10^3 \cdot 0.4 \cdot 0.2 \cdot 0.998 \cdot (1 + 5 \cdot 7.27 \cdot 0.00094) = 759.6 \text{ кН};$$

$$2.5R_{bt}bh_0 = 2.5 \cdot 0.9 \cdot 10^3 \cdot 0.4 \cdot 1.05 = 945 \text{ кН};$$

$$3.5R_{bt}bh_0 = 3.5 \cdot 0.9 \cdot 10^3 \cdot 0.4 \cdot 1.05 = 1323 \text{ кН}.$$

Принимаем правую часть условия прочности равной 945 кН, что больше, чем  $Q = 288.65$  кН.

Условие прочности на действие поперечной силы выполняется.

Продольную арматуру консоли подбираем из условия:

$$Q \frac{l_1}{h_0} \leq R_s A_s.$$

$$\text{Тогда } A_s \geq \frac{Q}{R_s} \cdot \frac{l_1}{h_0} = \frac{288.65}{350 \cdot 10^3} \cdot \frac{50}{1050} \cdot 10^6 = 39.3 \text{ мм}^2.$$

Принимаем конструктивно продольное армирование консоли двумя стержнями  $\text{Ø}12$  мм из арматуры класса А400. Чертеж колонны представлен на рис. 16.

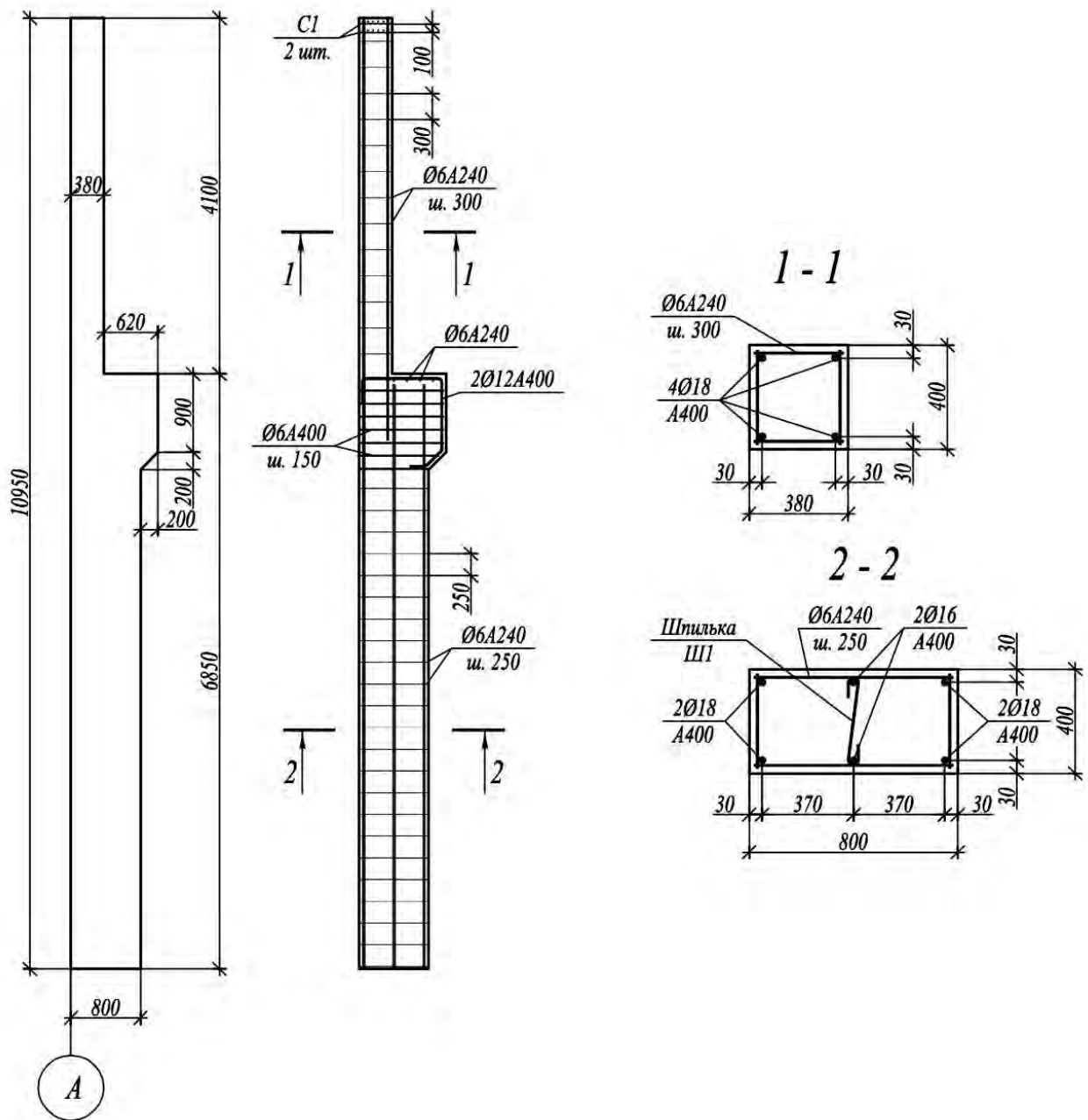
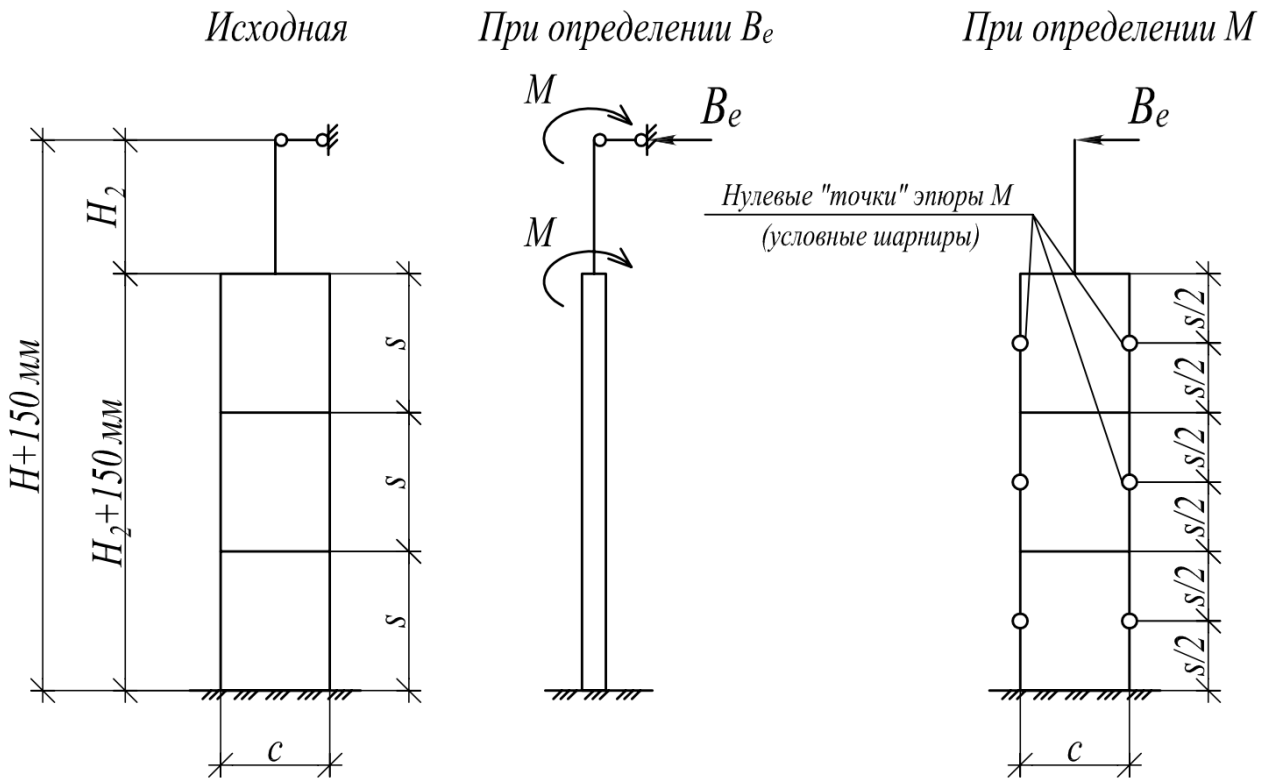
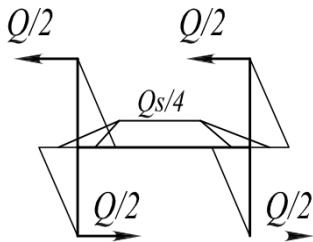


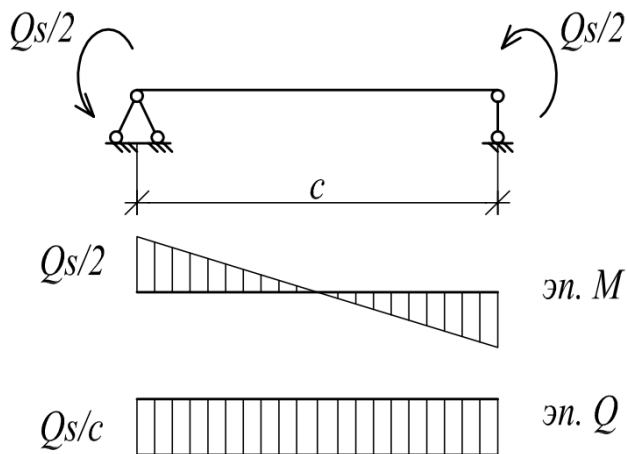
Рис. 16. Опалубочный чертеж и схема армирования сплошной колонны



К построению эп.  $M$  в ветвях



К построению эп.  $M$  и  $Q$  в распорках



Этора  $M$

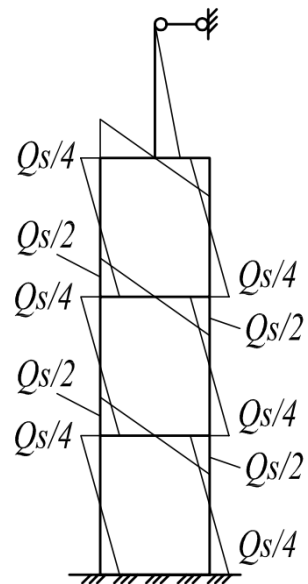


Рис. 17. К расчету двухветвенной колонны

## 5. ПРИМЕР 3. РАСЧЕТ СЕЧЕНИЯ ДВУХВЕТВЕННОЙ КОЛОННЫ ПО СРЕДНЕМУ РЯДУ

### 5.1. Расчет сечений в плоскости рамы

#### Сечение II-II (надкрановая часть колонны)

Схема определения усилий в элементах колонны приведена на **рис. 17**. За расчетную комбинацию усилий принято из **табл. 15** сочетание минимального (в алгебраическом смысле) момента с соответствующим ему значением продольной силы:

$$M_{min} = -239.1 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_{coome} = 2595.3 \text{ кН};$$

$$M_l = -88.5 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_l = 2324.3 \text{ кН}.$$

Этому сочетанию нагрузок соответствует коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b1} = 1.0$ .

Надкрановая ветвь имеет сплошное сечение с размерами:  $H_2 = 3.8 \text{ м}$ ;  $b = 500 \text{ мм}$ ;  $h_2 = 600 \text{ мм}$ .

Бетон В20;  $R_b = 11.5 \text{ МПа}$  ( $1.15 \text{ кН/см}^2$ );  $R_{bt} = 0.9 \text{ МПа}$ .

Продольная арматура класса А400:  $R_s = R_{sc} = 350 \text{ МПа}$ .

Поперечная арматура класса А240:  $R_{sw} = 170 \text{ МПа}$ .

Расчетная длина надкрановой части колонны:

$$l_0 = 2H_2 = 2 \cdot 3.8 = 7.6 \text{ м}.$$

Проектный эксцентриситет:

$$e_0 = M/N = 239.1/2595.3 = 0.092 \text{ м} = 92 \text{ мм}.$$

Случайные эксцентриситеты:

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} e_{a1} = l_0 / 600 = 7600 / 600 = 12.67 \text{ мм} \\ e_{a2} = h / 30 = 600 / 30 = 20 \text{ мм} \\ e_{a3} = 10 \text{ мм} \end{array} \right\} = 20 \text{ мм}$$

$e_0 > e_a$ , следовательно, корректировка момента не требуется.

Гибкость колонны  $l_0/h = 7.6/0.6 = 12.7 > 4$ , т.е. учет прогиба обязателен.

Определяем моменты  $M_1$  и  $M_{1l}$  от полного значения силы  $N$  и ее длительно действующей части относительно оси арматуры (расстояния до оси арматуры примем  $a = a' = 40 \text{ мм}$ ):

$$M_1 = M + N \frac{h_0 - a'}{2} = 239.1 + 2595.3 \cdot \frac{0.56 - 0.04}{2} = 913.9 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{1l} = M_l + N_l \frac{h_0 - a'}{2} = 88.5 + 2324.3 \cdot \frac{0.56 - 0.04}{2} = 692.8 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{1l}}{M_1} = 1 + \frac{692.8}{913.9} = 1.758;$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{92}{600} = 0.154 > 0.15.$$

Зададимся в первом приближении значением  $\mu = 0.006$  (0.6%):

$$\mu\alpha = \mu \cdot \frac{E_s}{E_b} = 0.006 \cdot \frac{200000}{27500} = 0.044.$$

Жесткость железобетонного элемента в предельной по прочности стадии:

$$D = E_b b h^3 \left[ \frac{0.0125}{\varphi_l (0.3 + \delta_e)} + 0.175 \mu \alpha \left( \frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right],$$

$$D = 27500 \cdot 0.5 \cdot 0.6^3 \cdot 10^3 \cdot \left[ \frac{0.0125}{1.758 \cdot (0.3 + 0.154)} + 0.175 \cdot 0.044 \cdot \left( \frac{0.56 - 0.04}{0.6} \right)^2 \right] = 63594 \text{ кН}\cdot\text{м}^2.$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2} = \frac{3.14^2 \cdot 63594}{7.6^2} = 10866 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{2595.3}{10866}} = 1.31;$$

$$M_{расч} = M \cdot \eta = 239.1 \cdot 1.31 = 314.1 \text{ кН}.$$

Определяем величины:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{2595.3}{11.5 \cdot 10^3 \cdot 0.5 \cdot 0.56} = 0.806,$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N \cdot \left( \frac{h_0 - a'}{2} \right)}{\gamma_{b3} R_b b h_0^2} = \frac{314.1 + 2595.3 \cdot \left( \frac{0.56 - 0.04}{2} \right)}{11.5 \cdot 10^3 \cdot 0.5 \cdot 0.56^2} = 0.548,$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{40}{560} = 0.071,$$

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0.8}{1 + \frac{350}{700}} = 0.533.$$

Для арматуры кл. А400 имеем  $\xi = \alpha_n = 0.806$ .

$\xi = 0.806 > \xi_R = 0.533$ , следовательно, имеем второй случай внецентренного сжатия. Методом итераций уточняем значение относительной высоты сжатой зоны  $\xi$  по формуле:

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

Для первой итерации принимаем:

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

где  $\xi_1 = \frac{\alpha_n + \xi_R}{2}$ ;

$$\xi_1 = \frac{\alpha_n + \xi_R}{2} = \frac{0.806 + 0.533}{2} = 0.670;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1 \left(1 - \frac{\xi_1}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{0.548 - 0.670 \cdot \left(1 - \frac{0.670}{2}\right)}{1 - 0.071} = 0.111;$$

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} = \frac{0.806 \cdot (1 - 0.533) + 2 \cdot 0.111 \cdot 0.533}{1 - 0.533 + 2 \cdot 0.111} = 0.718.$$

Вторая итерация:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{0.548 - 0.718 \cdot \left(1 - \frac{0.718}{2}\right)}{1 - 0.071} = 0.095;$$

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} = \frac{0.806 \cdot (1 - 0.533) + 2 \cdot 0.095 \cdot 0.533}{1 - 0.533 + 2 \cdot 0.095} = 0.727.$$

Требуемое количество арматуры находим по формуле:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_{sc}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{11.5 \cdot 0.5 \cdot 0.56}{350} \cdot \frac{0.548 - 0.727 \cdot \left(1 - \frac{0.727}{2}\right)}{1 - 0.071} \cdot 10^6 =$$

$$= 849 \text{ мм}^2.$$

Принимаем симметричное армирование  $3\text{Ø}20$  ( $A_s = A'_s = 942 \text{ мм}^2$ ).

$$\mu_{\text{факт}} = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{2 \cdot 942}{500 \cdot 600} = 0.0063 > \mu = 0.006, \text{ которое принималось предвари-}$$

тельно. Перерасчет можно не производить.

### Сечение IV - IV (в заделке колонны)

За расчетную комбинацию усилий принято из табл. 15 сочетание максимального изгибающего момента и соответствующих ему значений продольной и поперечной сил.

$$M^{max} = 579 \text{ кН}\cdot\text{м}; N^{comb} = 3695.5 \text{ кН}; Q = 16.6 \text{ кН};$$

$$M_l = 214 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_l = 3033.4 \text{ кН}; Q_l = 1.4 \text{ кН}.$$

Этому сочетанию нагрузок соответствует коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b1} = 1.0$ .

Размеры подкрановой части колонны:  $h_g = 300$  мм;  $b = 500$  мм; расстояние между распорками  $S = 1900$  мм;  $h_p = 400$  мм;  $h_k = 1050$  мм;  $h_p^u = 200$  мм;  $d = 1400$  мм; расстояние между осями ветвей  $c = d - h_g = 1400 - 300 = 1100$  мм.

Расчетная длина подкрановой части колонны:

$$l_0 = 1.5H = 1.5 \cdot 6.3 = 9.45 \text{ м}.$$

Приведенную гибкость подкрановой части колонны определим как для стержня составного сечения по формуле:

$$\lambda_{red}^2 = \lambda_1^2 + \lambda_g^2 = 4l_0^2 / c^2 + 12S^2 / h_g^2 = 4 \cdot 9.45^2 / 1.1^2 + 12 \cdot 1.9^2 / 0.3^2 = 776.55,$$

$$\lambda_{red} = l_0 / i = \sqrt{776.55} = 27.9 > 14,$$

т.е. учет прогиба обязателен.

Проектный эксцентриситет:

$$e_0 = M/N = 579/3695.5 = 0.157 \text{ м} = 157 \text{ мм}.$$

Случайные эксцентриситеты:

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} e_{a1} = S/600 = 1900/600 = 3.17 \text{ мм} \\ e_{a2} = h_g/30 = 300/30 = 10 \text{ мм} \\ e_{a3} = 10 \text{ мм} \end{array} \right\} = 10 \text{ мм},$$

$e_0 > e_a$ , следовательно, корректировка момента не требуется.

Определяем моменты  $M_1$  и  $M_{1l}$  от полного значения силы  $N$  и ее длительно действующей части относительно оси арматуры (расстояния до оси арматуры примем  $a = a' = 40$  мм):

$$M_1 = M + N \frac{h_0 - a'}{2} = 579 + 3695.5 \cdot \frac{1.36 - 0.04}{2} = 3018 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{1l} = M_l + N_l \frac{h_0 - a'}{2} = 214 + 3033.4 \cdot \frac{1.36 - 0.04}{2} = 2216 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{II}}{M_1} = 1 + \frac{2216}{3018} = 1.758;$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{157}{1400} = 0.112 < 0.15.$$

Принимаем  $\delta_e = 0.15$ .

Определим критическую силу для составного сечения колонны с высотой сечения ветви  $h_g = 300$  мм.

Жесткость железобетонного элемента в предельной по прочности стадии:

$$D = \frac{0.15E_b I}{\varphi_l(0.3 + \delta_e)} + 0.7E_s I_s.$$

Момент инерции бетонного сечения относительно его центра тяжести:

$$I = 2 \cdot \left( \frac{bh_g^3}{12} + bh_g \cdot \left( \frac{c}{2} \right)^2 \right) = 2 \cdot \left( \frac{0.5 \cdot 0.3^3}{12} + 0.5 \cdot 0.3 \cdot \left( \frac{1.1}{2} \right)^2 \right) = 0.093 \text{ м}^4.$$

Зададимся в первом приближении коэффициентом армирования ветви  $\mu = 0.02$  (2%).

Момент инерции всей арматуры относительно центра тяжести бетонного сечения:

$$I_s = 2 \cdot \mu b h \cdot \left( \frac{c}{2} \right)^2 = 2 \cdot 0.02 \cdot 0.5 \cdot 0.3 \cdot \left( \frac{1.1}{2} \right)^2 = 0.00182 \text{ м}^4.$$

$$D = \frac{0.15 \cdot 27500 \cdot 10^3 \cdot 0.093}{1.758 \cdot (0.3 + 0.15)} + 0.7 \cdot 200000 \cdot 0.00182 = 745662 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2} = \frac{3.14^2 \cdot 745662}{9.45^2} = 82410 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{3695.3}{82410}} = 1.05.$$

Далее распределяем усилия  $M$ ,  $N$ ,  $Q$ , найденные из статического расчета рамы, между элементами подкрановой части колонны – ветвями и распорками. Принимается, что продольная сила распределяется между ветвями по закону рычага, а нулевые точки моментов в ветвях расположены в середине высоты панелей.

Продольные силы в ветвях:



$$N_e = \frac{N}{2} \pm \frac{M \cdot \eta}{c} = \frac{3695.5}{2} \pm \frac{579 \cdot 1.05}{1.1} = 1848 \pm 553 \text{ кН};$$

$$N_1 = 2401 \text{ кН}; N_2 = 1295 \text{ кН}.$$

Момент от местного изгиба ветвей:

$$M = Q \cdot S / 4 = 16.6 \cdot 1.9 / 4 = 7.88 \text{ кН}.$$

Проектный эксцентриситет:

$$e_0 = M / N = 7.88 / 2406 = 0.003 \text{ м} = 3 \text{ мм}.$$

Случайные эксцентриситеты:

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} e_{a1} = S / 600 = 1900 / 600 = 3.17 \text{ мм} \\ e_{a2} = h_g / 30 = 300 / 30 = 10 \text{ мм} \\ e_{a3} = 10 \text{ мм} \end{array} \right\} = 10 \text{ мм},$$

$e_0 < e_a$ , следовательно, требуется корректировка момента.

Далее принимаем в расчете  $M = N \cdot e_0 = 2406 \cdot 0.01 = 24 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

Определяем величины:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{2401}{11.5 \cdot 10^3 \cdot 0.5 \cdot 0.26} = 1.606,$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N \cdot \left( \frac{h_0 - a'}{2} \right)}{R_b b h_0^2} = \frac{24 + 2401 \cdot \left( \frac{0.26 - 0.04}{2} \right)}{11.5 \cdot 10^3 \cdot 0.5 \cdot 0.26^2} = 0.741,$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{40}{260} = 0.154,$$

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0.8}{1 + \frac{350}{700}} = 0.533.$$

Для арматуры кл. А400 имеем  $\xi = \alpha_n = 1.606$ .

$\xi = 1.606 > \xi_R = 0.533$ , следовательно, имеем второй случай внецентренного сжатия. Методом итераций уточняем значение относительной высоты сжатой зоны  $\xi$  по формуле:

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

Для первой итерации принимаем:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1 \left( 1 - \frac{\xi_1}{2} \right)}{1 - \delta}, \text{ где } \xi_1 = \frac{\alpha_n + \xi_R}{2}, \text{ но не более } 1.$$

$$\xi_1 = \frac{\alpha_n + \xi_R}{2} = \frac{1.606 + 0.533}{2} = 1.07.$$

Принимаем  $\xi_1 = 1$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1 \left(1 - \frac{\xi_1}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{0.741 - 1 \left(1 - \frac{1}{2}\right)}{1 - 0.154} = 0.285;$$

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} = \frac{1.606 \cdot (1 - 0.533) + 2 \cdot 0.285 \cdot 0.533}{1 - 0.533 + 2 \cdot 0.285} = 1.016.$$

После второй итерации принимаем  $\xi = 1$ .

Требуемое количество арматуры находим по формуле:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_{sc}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{11.5 \cdot 0.5 \cdot 0.26}{350} \cdot \frac{0.741 - 1 \cdot \left(1 - \frac{1}{2}\right)}{1 - 0.154} \cdot 10^6 = 1218 \text{ мм}^2.$$

Принимаем симметричное армирование 4Ø20 ( $A_s = A'_s = 1257 \text{ мм}^2$ ).

$$\mu_{факт} = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{2 \cdot 1257}{500 \cdot 300} = 0.0168 \text{ незначительно меньше } \mu = 0.02, \text{ которое при-}$$

нималось предварительно. Перерасчет можно не производить.

### Верхняя распорка

Армирование верхней распорки осуществляется по расчету (по аналогии с расчетом коротких консолей), а также с учетом всех конструктивных требований. Устанавливается продольная, поперечная и наклонная арматура в соответствии с **рис. 18**.

В верхней и нижней зонах принимаем по два продольных стержня диаметром 16 мм класса А400 ( $A_s = A'_s = 4.02 > A_{s, \min} = 0.0005bh_0$ ). Из арматуры этого же диаметра устанавливаем два наклонных стержня.

Поперечную арматуру устанавливаем конструктивно, принимая хомуты Ø6А400 с шагом  $S_w = 150$  мм. Всю продольную наклонную и поперечную арматуры объединяем в два сварных каркаса (**рис. 18**).

### Промежуточная распорка

Размеры распорки  $h_p = 400$  мм,  $b = 500$  мм,  $a = a' = 40$  мм,  $h_0 = 360$  мм.

Наибольшая поперечная сила в сечении IV-IV из **табл. 15** составляет -68.1 кН.

Изгибающий момент:

$$M_p = \frac{QS}{2} = \frac{68.1 \cdot 1.9}{2} = 64.7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила:

$$Q_p = \frac{QS}{c} = \frac{68.1 \cdot 1.9}{1.1} = 117.6 \text{ кН}.$$

При двухзначной эпюре моментов назначаем симметричное армирование из условия:

$$A_s = A'_s = \frac{M_p}{R_s(h_0 - a')} = \frac{64.7}{350 \cdot 10^3 \cdot (0.36 - 0.04)} \cdot 10^6 = 577.7 \text{ мм}^2.$$

Принято: 3Ø16 А400 ( $A_s = A'_s = 603.2 \text{ мм}^2$ ).

Проверяем необходимость расчета поперечной арматуры:

$$2.5R_{bt}bh_0 = 2.5 \cdot 0.9 \cdot 10^3 \cdot 0.5 \cdot 0.36 = 405 \text{ кН} > Q_p = 117.6 \text{ кН};$$

$$\varphi_{b2}R_{bt}bh_0^2 / C = 1.5 \cdot 0.9 \cdot 10^3 \cdot 0.5 \cdot 0.36 / (2 \cdot 0.36) = 337.5 \text{ кН} > Q_p = 117.6 \text{ кН}.$$

Оба условия выполняются, т.е. поперечная арматура по расчету не нужна.

Конструктивно принимаем хомуты Ø6 А240 с шагом 150 мм.

Оголовок колонны усиливается сетками С-2 косвенного армирования из арматуры класса А400 на расстоянии 100 мм друг от друга с ячейками 60х60 мм.

Поперечную арматуру в надкрановой и подкрановой ветвях назначаем без расчета из стержней Ø6 А240 с шагом  $S_w = 300$  мм – в надкрановой части и  $S_w = 250$  мм – в подкрановой.

Схема армирования двухветвенной колонны приведена на **рис. 18**.

## 5.2. Проверка прочности сечений двухветвенной колонны на эксплуатационные нагрузки из плоскости рамы

### Надкрановая ветвь

Расчетная длина надкрановой части колонны из плоскости изгиба:

$$l_0 = 1.5H_2 = 1.5 \cdot 3.8 = 5.7 \text{ м}.$$

Гибкость  $l_0/b = 5.7/0.5 = 11.4$ , что меньше, чем гибкость в плоскости изгиба  $l_0/h = 12.7$ , поэтому расчет из плоскости изгиба можно не выполнять. В противном

случае необходимо выполнить проверку прочности сечения на действие продольной силы  $N$  с эксцентриситетом, равным случайному.

### Подкрановая ветвь

Расчетная длина подкрановой части колонны из плоскости изгиба:

$$l_0 = 0.8H = 0.8 \cdot 6.3 = 5.04 \text{ м.}$$

Гибкость из плоскости  $l_0/b = 6.3/0.5 = 12.6$ , что меньше, чем гибкость в плоскости изгиба  $l_0/d = 9.45/1.4 = 6.75$ , следовательно, необходим расчет из плоскости поперечной рамы.

Обе ветви рассчитываются на сжатие со случайным эксцентриситетом как сплошные сечения при действии максимальных продольных сил.

Случайные эксцентриситеты:

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} e_{a1} = S / 600 = 1900 / 600 = 3.17 \text{ мм} \\ e_{a2} = h_g / 30 = 300 / 30 = 10 \text{ мм} \\ e_{a3} = 10 \text{ мм} \end{array} \right\} = 10 \text{ мм.}$$

Так как гибкость  $l_0/b = 12.6 < 20$ , а случайный эксцентриситет  $e_a = h/30 = 10$  мм, то расчет выполняем согласно п. 8.1.16 [1] из условия:

$$N \leq \varphi \cdot (R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s,tot}).$$

Значение  $\varphi = 0.887$  принято по интерполяции.

$$A_{s,tot} = 5027 \text{ мм}^2 (16\text{Ø}20).$$

$$3695.5 \leq 0.887 \cdot (11.5 \cdot 300 \cdot 500 \cdot 2 + 350 \cdot 5027 \cdot 2) \cdot 10^{-3} = 6969 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, прочность колонны из плоскости обеспечена.

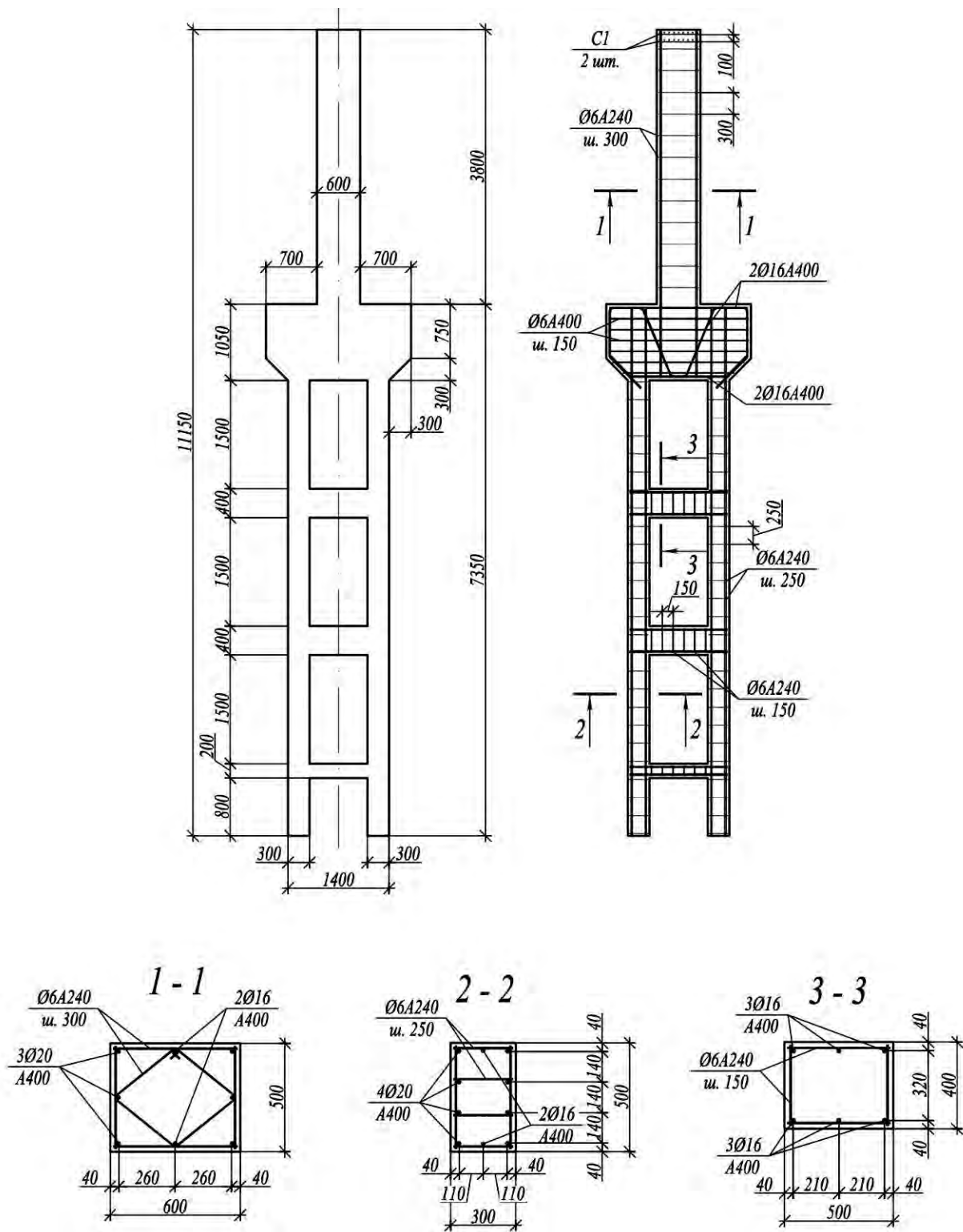


Рис. 18. Опалубочный чертеж и схема армирования двухветвенной колонны

## 6. ПРИМЕР 4. ФУНДАМЕНТ ПОД КРАЙНЮЮ КОЛОННУ

### 6.1. Определение размеров

На верхний обрез фундамента от колонны передаются усилия:

$$N=1874.6 \text{ кН}; M=-322.4 \text{ кН}\cdot\text{м}; Q=-33 \text{ кН}.$$

Среднее значение коэффициента надежности по нагрузке примем  $\gamma_f = 1.15$ . Тогда получим нормативные значения нормальной силы и момента:

$$N_n=1874.6/1.15=1630 \text{ кН}; M_n=-322.4/1.15=-280.3 \text{ кН}\cdot\text{м}; Q_n=-33/1.15=28.7 \text{ кН}.$$

Так как усилие  $Q$  будет создавать момент того же знака, что и  $M$ , то далее в расчете используем данные усилия со знаком «+».

Кроме этого, на фундамент передается дополнительное вертикальное усилие от массы панелей наружного ограждения толщиной  $\delta = 300$  мм, высотой  $H_1 = 1.2$  м и объемным весом  $D = 1000$  кг/м<sup>3</sup> и остекления высотой  $H_2 = 5.4$  м и весом  $\gamma = 0.5$  кН/м<sup>2</sup>, расположенных ниже отметки 6.7 м, а также массы фундаментных балок  $G_{\phi\delta}=1.6$  т (1600 кг):

$$N'_n = (\delta \cdot D \cdot H_1 \cdot l_2 + \gamma \cdot H_2 \cdot l_2 + G_{\phi\delta}) = (0.3 \cdot 10 \cdot 1.2 \cdot 6 + 0.5 \cdot 5.4 \cdot 6 + 16) = 53.8 \text{ кН};$$

$$N' = N'_n \cdot \gamma_f = 53.8 \cdot 1.1 = 59.18 \text{ кН}.$$

Эксцентриситет, с которым действует нагрузка от стеновых, оконных панелей и фундаментных балок:

$$e_4 = \frac{0.3 + 0.8}{2} = 0.55 \text{ м}.$$

Моменты сил  $N'_n$  и  $N'$ :

$$M'_n = -N'_n \cdot 0.55 = -53.8 \cdot 0.55 = -29.59 \text{ кН}\cdot\text{м}; M' = -N' \cdot 0.55 = -59.18 \cdot 0.55 = -32.55 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Полное значение усилий, передающихся на фундамент:

$$N_{\phi,n} = N_n + N'_n = 1630 + 53.8 = 1683.8 \text{ кН}; N_{\phi} = N + N' = 1874.6 + 59.18 = 1933.78 \text{ кН};$$

$$M_{\phi,n} = M_n + M'_n = -280.3 - 29.59 = -309.89 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_{\phi} = M + M' = -322.4 - 32.55 = -354.95 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Задаваясь отношением ширины фундамента к длине  $\beta = \frac{b_{\phi}}{a_{\phi}} = 0.8$ , определяем

длину  $a_{\phi}$  при нормативных значениях усилий:

$$e_{0,n} = \frac{M_{\phi,n} + Q_n \cdot h_{\phi}}{N_{\phi,n}} = \frac{309.89 + 28.7 \cdot 1.8}{1683.8} = 0.215 \text{ м}.$$

Принимаем высоту фундамента  $h_\phi = 1.8$  м, отметка верха фундамента  $-0.15$ , тогда глубина заложения фундамента  $d_\phi = h_\phi + 0.15 = 1.95$  м. Средний удельный вес от массы фундамента и грунта  $\gamma_m = 20$  кН/м.<sup>3</sup>

Условное расчетное сопротивление грунта принимаем равным:

$$R = 250 \text{ кН/м}^2;$$

$$K = \frac{N_{\phi,n}}{(1.2R - \gamma_m \cdot d_\phi)\beta \cdot e_{0,n}^2} = \frac{1683.8}{(1.2 \cdot 250 - 20 \cdot 1.95) \cdot 0.8 \cdot 0.215^2} = 174.91;$$

$$\alpha_\phi = e_{0,n}(2 + \sqrt{1.055K - 2.5}) = 0.215 \cdot (2 + \sqrt{1.055 \cdot 174.91 - 2.5}) = 3.33 \text{ м};$$

$$b_\phi = 3.33 \cdot 0.8 = 2.66 \text{ м}.$$

Принимаем унифицированные размеры  $a_\phi = 3.6$  м;  $b_\phi = 2.7$  м.

Глубину стакана определяем, исходя из наибольшего размера сечения колонны и необходимой анкерówki ее продольной арматуры:

$$h_{cm} = h_{кол} + 50 = 800 + 50 = 850 \text{ мм} > 30d_s = 30 \cdot 18 = 540 \text{ мм}.$$

Толщина стенок стакана (по верху)  $\delta_{cm} = 275$  мм.

Горизонтальное сечение стакана на 150 мм поверху и на 100 мм понизу более сечения колонны. Глубина на 50 мм более погружения колонны.

Размеры подколонника:

$$a_1 = h_{кол} + 2\delta_{cm} + 150 = 800 + 2 \cdot 275 + 150 = 1500 \text{ мм};$$

$$b_1 = b_{кол} + 2\delta_{cm} + 150 = 400 + 2 \cdot 275 + 150 = 1100 \text{ мм}.$$

Принято две ступени высотой по 300 мм. Вынос верхней ступени принят равным 600 мм, нижней – 450 мм;  $h_0 = 600 - 50 = 550$  мм;  $h_{0n} = 300 - 50 = 250$  мм.

Определим значения максимальных  $\sigma_{\max}$ , минимальных  $\sigma_{\min}$  и средних  $\sigma_m$  ординат эпюры реактивных давлений в грунте под подошвой фундамента и проверим выполнение необходимых условий.

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N_{\phi,n} (1 \pm 6 \cdot e_{0,n} / a_\phi)}{a_\phi \cdot b_\phi} + \gamma_m \cdot d;$$

$$\sigma_{\max,n} = \frac{1683.8 \cdot (1 + 6 \cdot 0.215 / 3.6)}{3.6 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.95 = 274.22 \text{ кПа} < 1.2R;$$

$$\sigma_{\min,n} = \frac{1683.8 \cdot (1 - 6 \cdot 0.215 / 3.6)}{3.6 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.95 = 150.24 \text{ кПа} > 0;$$

$$\sigma_{m,n} = 212.23 \text{ кПа} < R.$$

Все условия выполняются, размеры подошвы фундамента достаточны.

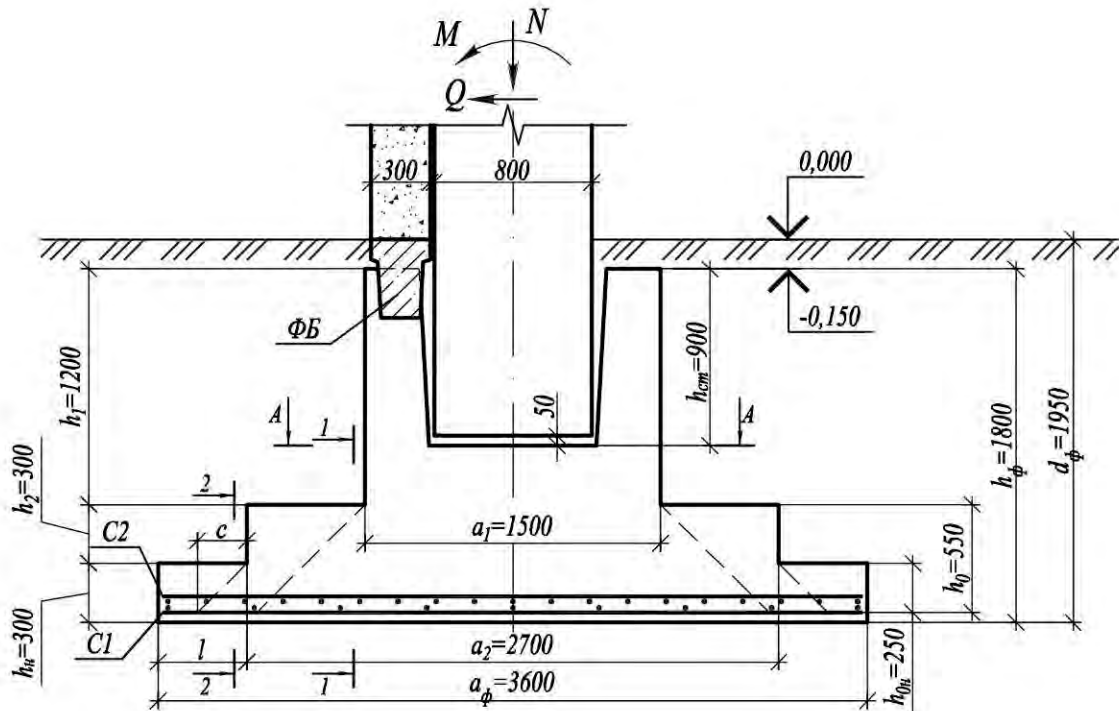


Рис. 19. Основные размеры фундамента

Проверяем высоту плитной части фундамента расчетом ее на продавливание подколонником (от нагрузок при  $\gamma_f > 1$ , но без учета веса фундамента и грунта на нём).

Определим давления на подошве.

$$e_0 = \frac{M_\phi + Q \cdot h_\phi}{N_\phi} = \frac{354.95 + 33 \cdot 1.8}{1933.78} = 0.214 \text{ м};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1933.78 \cdot (1 + 6 \cdot 0.214 / 3.6)}{3.6 \cdot 2.7} = 270 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1933.78 \cdot (1 - 6 \cdot 0.214 / 3.6)}{3.6 \cdot 2.7} = 127.9 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{m,n} = 198.95 \text{ кПа}.$$

Выполним расчет на продавливание фундамента подколонником.

Определим средний периметр верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания и площадь основания пирамиды продавливания:

$$U_m = 2(a_1 + b_1 + 2h_0) = 2 \cdot (1.5 + 1.1 + 2 \cdot 0.55) = 7.4 \text{ м};$$

$$A_1 = (a_1 + 2h_0)(b_1 + 2h_0) = (1.5 + 2 \cdot 0.55) \cdot (1.1 + 2 \cdot 0.55) = 5.72 \text{ м}^2.$$



Усилие продавливания:

$$P = N - \sigma_m \cdot A_1 = 1933.78 - 198.95 \cdot 5.72 = 795.8 \text{ кН.}$$

Проверяем выполнение условия:

$$P \leq R_{bt} \cdot h_0 \cdot U_m ;$$

$$795.8 \leq 0.9 \cdot 10^3 \cdot 0.55 \cdot 7.4 = 3663 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, прочность плитной части при продавливании подколонником обеспечена.

Выполним расчет на продавливание нижней плиты вышележащей частью фундамента.

$$U_m = 2(a_2 + b_2 + 2h_{0н}) = 2 \cdot (2.7 + 2.1 + 2 \cdot 0.25) = 10.6 \text{ м;}$$

$$A_1 = (a_2 + 2h_{0н})(b_2 + 2h_{0н}) = (2.7 + 2 \cdot 0.25) \cdot (2.1 + 2 \cdot 0.25) = 8.32 \text{ м}^2.$$

Усилие продавливания:

$$P = N - \sigma_m \cdot A_1 = 1933.78 - 198.95 \cdot 8.32 = 278.5 \text{ кН.}$$

Проверяем выполнение условия:

$$P \leq R_{bt} \cdot h_0 \cdot U_m ;$$

$$278.5 \leq 0.9 \cdot 10^3 \cdot 0.25 \cdot 10.6 = 2385 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, прочность нижней плиты при продавливании вышележащей частью фундамента обеспечена.

Проверим дополнительно нижнюю плиту фундамента на продавливание по формуле:

$$P \leq R_{bt} \cdot h_0 \cdot b_m ,$$

где  $P = A_2 \cdot \sigma_{\max}$  ;

$A_2 = 0.54 \text{ м}^2$  – площадь заштрихованной части подошвы фундамента (см. **рис. 20**);

$$b_m = \frac{b_2 + (b_2 + 2h_{0н})}{2} = 2.35 \text{ м} – \text{средний размер грани пирамиды продавливания;}$$

$$P = 0.54 \cdot 270 = 145.8 \text{ кН;}$$

$$145.8 \leq 0.9 \cdot 10^3 \cdot 0.25 \cdot 2.35 = 528.75 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

Проверяем высоту нижней ступени по условию прочности по поперечной силе:

$$Q = \sigma_{\max} \cdot (l - c) \cdot b_{\phi} \leq \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b_{\phi} \cdot h_{0н}^2 / c ;$$

$$Q = 270 \cdot (0.45 - 0.25) \cdot 2.7 = 145.8 \text{ кН};$$

$$\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b_{\phi} \cdot h_{0n}^2 / c = 1.5 \cdot 0.9 \cdot 10^3 \cdot 2.7 \cdot 0.25^2 / 0.25 = 911.25 \text{ кН} > Q;$$

$$0.5R_{bt} \cdot b \cdot h_{0n} = 0.5 \cdot 0.9 \cdot 10^3 \cdot 2.7 \cdot 0.25 = 303.8 \text{ кН} < 911.25 < 2.5R_{bt} \cdot b \cdot h_{0n} = 1518.8 \text{ кН}.$$

Все условия выполняются. Толщины нижней ступени достаточно для восприятия поперечной силы.

## 6.2. Расчет на изгиб плиты фундамента

Определяем изгибающие моменты в вертикальных сечениях 1 - 1 и 2 - 2:

$$M_{1-1} = 0.125\sigma_m (a_{\phi} - a_1)^2 b_{\phi} = 0.125 \cdot 198.95 \cdot (3.6 - 1.5)^2 \cdot 2.7 = 296.1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2-2} = 0.125\sigma_m (a_{\phi} - a_2)^2 b_{\phi} = 0.125 \cdot 198.95 \cdot (3.6 - 2.7)^2 \cdot 2.7 = 54.4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемая площадь сечения арматуры в сечениях 1 - 1 и 2 - 2:

$$A_{s1} = \frac{M_{1-1}}{0.9h_0R_s} = \frac{296.1}{0.9 \cdot 0.55 \cdot 350 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = 17.1 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2-2}}{0.9h_0R_s} = \frac{54.4}{0.9 \cdot 0.25 \cdot 350 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = 6.9 \text{ см}^2.$$

За расчетное значение принято наибольшее  $A_s = 17.1 \text{ см}^2$ . Задаваясь шагом рабочих стержней  $S = 200 \text{ мм}$ , определяем количество стержней и площадь сечения рабочей арматуры:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n}; \quad n = \frac{b_{\phi} - 100 \text{ мм}}{S} + 1;$$

$$n = \frac{2700 - 100}{200} + 1 = 14;$$

$$A_{s1} = \frac{17.1}{14} = 1.22 \text{ см}^2.$$

Принимаем вдоль длинной стороны стержни  $\varnothing 14 \text{ мм}$  ( $A_{s1} = 1.54 \text{ см}^2$ ). Поперечная арматура сетки из стержней  $\varnothing 6 \text{ А240}$  с шагом  $600 \text{ мм}$ . Укладываем эту сетку в первый (нижний) ряд.

Так как размер длинной стороны фундамента больше, чем  $3 \text{ м}$ , используем армирование отдельными сетками с направлением рабочих стержней вдоль длинной стороны в одной сетке и вдоль короткой стороны – в другой.

Определим требуемое армирование в направлении короткой стороны фундамента. Рабочая арматура данного направления будет располагаться во втором (верх-

нем) ряду. Полагаем, что диаметр этой арматуры будет таким же, как у рабочей арматуры первого ряда. Тогда рабочая высота сечения для сетки второго ряда:

$$h_0 = 250 - 14 = 236 \text{ мм};$$

$$h_{0н} = 550 - 14 = 536 \text{ мм}.$$

Определяем изгибающие моменты:

$$M_{1-1} = 0.125 \sigma_m (b_\phi - b_1)^2 a_\phi = 0.125 \cdot 198.95 \cdot (2.7 - 1.1)^2 \cdot 3.6 = 229.2 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{2-2} = 0.125 \sigma_m (b_\phi - b_2)^2 a_\phi = 0.125 \cdot 198.95 \cdot (2.7 - 2.1)^2 \cdot 3.6 = 32.2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Требуемая площадь сечения арматуры:

$$A_{s1} = \frac{M_{1-1}}{0.9 h_0 R_s} = \frac{229.2}{0.9 \cdot 0.536 \cdot 350 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = 13.6 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2-2}}{0.9 h_{0н} R_s} = \frac{32.2}{0.9 \cdot 0.236 \cdot 350 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = 4.3 \text{ см}^2.$$

За расчетное значение принято наибольшее  $A_s = 13.6 \text{ см}^2$ . Задаваясь шагом рабочих стержней  $S = 200 \text{ мм}$ , определяем количество стержней и площадь сечения рабочей арматуры:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n}; \quad n = \frac{a_\phi - 100 \text{ мм}}{S} + 1.$$

Примем шаг рабочих стержней  $S = 200 \text{ мм}$ .

Тогда необходимое количество стержней:

$$n = \frac{3600 - 100}{200} + 1 = 18.5 .$$

Принимаем 19 стержней.

$$A_{s1} = \frac{13.6}{19} = 0.71 \text{ см}^2.$$

Принимаем вдоль короткой стороны стержни  $\text{Ø}10 \text{ мм}$  ( $A_{s1} = 0.79 \text{ см}^2$ ). Поперечная арматура сетки из стержней  $\text{Ø}6 \text{ А240}$  с шагом  $600 \text{ мм}$ . Укладываем эту сетку во второй (верхний) ряд.

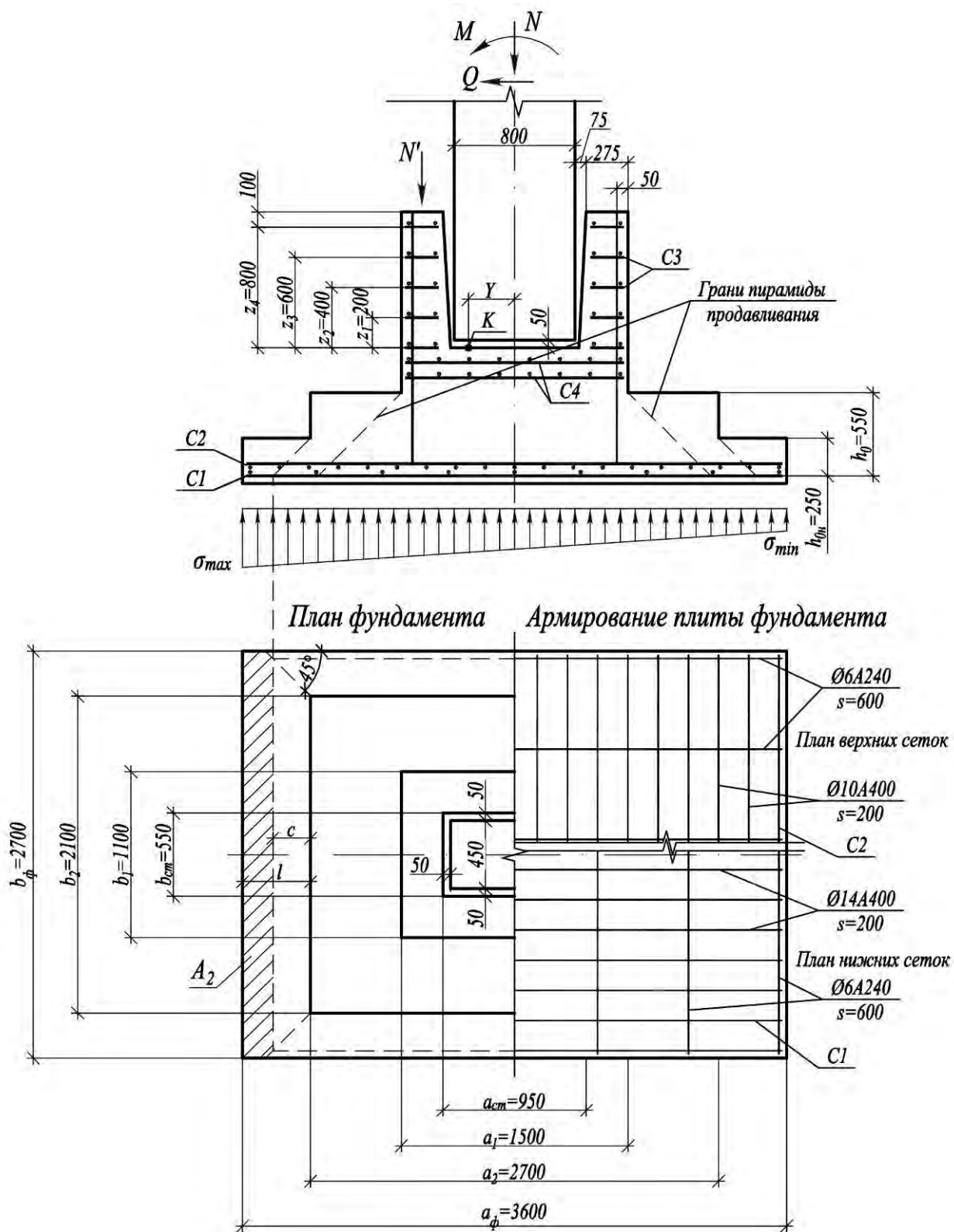


Рис. 20. Схема работы и армирование фундамента

### 6.3. Расчет армирования стенок стакана

Площадь продольной арматуры определяем из расчета подколонника на внецентренное сжатие горизонтального сечения А - А (**рис. 19**).

$$M_A = M_{\phi} + Q_4 h_{cm} = 354.95 + 33 \cdot 0.9 = 384.6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$e_0 = \frac{M_A}{N_{\phi}} = \frac{384.6}{1933.78} = 0.199 \text{ м} < 0.3a_{01} = 0.3 \cdot (a_1 - 0.05) = 0.3 \cdot (1.5 - 0.05) = 0.435 \text{ м}.$$

Имеем второй случай внецентренного сжатия:

$$e = e_0 + \frac{a_1}{2} - a = 0.199 + \frac{1.5}{2} - 0.05 = 0.899 \text{ м};$$

$$A_s = A'_s = (N \cdot e - R_b \cdot S_0) / R_s \cdot a_{01}.$$

Статический момент рабочей площади сечения относительно центра тяжести арматуры  $A_s$ :

$$S_0 = 0.5a_{01} \cdot (b_1 \cdot a_{01} - a_{cm} \cdot b_{cm}) = 0.5 \cdot 1.45 \cdot (1.1 \cdot 1.45 - 0.95 \cdot 0.55) = 0.778 \text{ м}^3;$$

$$A_s = A'_s = \frac{(1933.78 \cdot 0.899 - 11.5 \cdot 10^3 \cdot 0.778)}{350 \cdot 10^3 \cdot 1.45} \cdot 10^4 < 0.$$

По расчету продольная арматура не требуется. Принимаем в соответствии с конструктивными требованиями продольное армирование не менее 0.05% площади поперечного сечения подколонника:

$$A_{s,\min} = A'_{s,\min} = 0.0005 \cdot a_1 \cdot b_1 = 0.0005 \cdot 1.5 \cdot 1.1 \cdot 10^4 = 8.25 \text{ см}^2.$$

Принимаем по 5Ø16 А400 ( $A_s = A'_s = 10.05 \text{ см}^2$ ) у граней подколонника.

Выполним подбор поперечного армирования стакана в виде горизонтальных сварных сеток.

Расстояние до точки К условного поворота колонны:

$$e_0 = 0.198 \text{ м};$$

$$a_{cm} / 6 = 0.95 / 6 = 0.158 \text{ м};$$

$$a_{cm} / 2 = 0.95 / 2 = 0.475.$$

Так как выполняется условие  $a_{cm} / 6 < e_0 < a_{cm} / 2$ , то имеем:

$$Y = 0.7e_0 = 0.7 \cdot 0.198 = 0.139 \text{ м}.$$

Принимаем установку сеток С3 с шагом 200 мм по высоте стакана (см. **рис. 20**). Тогда необходимую площадь четырех стержней одного направления определим по формуле:

$$A_{sw} = [M + Q \cdot h_{cm} - N \cdot Y + G_{CT} \cdot 0,5(\delta + h_k - 2Y)] / R_s \sum z_{si} ;$$

$$A_{sw} = \frac{322.4 + 33 \cdot 0.9 - 1874.6 \cdot 0.139 + (1.1 \cdot 0.3 \cdot 1.2 \cdot 6 \cdot 10) \cdot 0.5 \cdot (0.3 + 0.8 - 2 \cdot 0.139)}{350 \cdot 10^3 \cdot (0.2 + 0.4 + 0.6 + 0.8)} = 1.44 \text{ см}^2.$$

Требуемая площадь поперечного сечения одного стержня:

$$A_{sw,1} = 1.44 / 4 = 0.36 \text{ см}^2.$$

Принимаем стержни Ø8 А240 ( $A_{sw,1} = 0.50 \text{ см}^2$ ).

## 7. ПРИМЕР 5. РАСКОСНАЯ ФЕРМА

### 7.1. Исходные данные

Объектом расчета является сборная железобетонная сегментная предварительно напряженная ферма одноэтажного двухпролетного производственного здания. Длина пролета – 24.0 м, шаг колонн – 6.0 м. Ширина плит покрытия – 3.0 м. Предварительному напряжению подвергается только нижний пояс, в качестве предварительно напряженной арматуры применяем стержневую арматуру класса А600. Ненапрягаемые элементы фермы армируем стержневой арматурой класса А400, объединяя её в сварные каркасы и сетки. Для изготовления фермы применяем бетон класса В35. Передаточная прочность бетона  $R_{bp} = 0.7B = 24.5 \text{ МПа}$ . Ферму бетонируют в стальной опалубке в горизонтальном положении. Натяжение арматуры производится механическим способом на упоры стенда. После бетонирования изделие подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении.

### 7.2. Сбор нагрузок по верхнему поясу

Раскосную ферму рассчитываем как шарнирно-стержневую систему при узловой передаче внешней нагрузки без учета защемления элементов решетки в узлах.

Определим величины нормативных и расчетных нагрузок от массы покрытия, снега для V климатического района (г. Охотск).

Нормативная  $q_n$  и расчетная  $q$  распределенные нагрузки от массы покрытия в расчете на один квадратный метр его площади с учетом собственной массы ферм:

$$q_n = 4.85 \text{ кН/м}^2;$$

$$q = q_n \cdot \gamma_f = 4.85 \cdot 1.1 = 5.34 \text{ кН/м}^2$$

Нормативная  $S_0$  и расчетная  $S$  равномерно распределенные нагрузки от массы снега (см. п. 3.3.2):

$$S_0 = 2.24 \text{ кПа};$$

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 2.24 \cdot 1.4 = 3.14 \text{ кПа}.$$

Пониженное (длительное) нормативное значение снеговой нагрузки:

$$S_{ln} = 0.7 \cdot S_0 = 0.7 \cdot 2.24 = 1.57 \text{ кПа}.$$

Вычислим суммарную узловую нагрузку для трех расчетных сочетаний нагрузок:

- расчетная нагрузка  $F$ ;
- нормативная нагрузка  $F_n$ ;
- нормативная длительная нагрузка  $F_{ln}$ .

Определяем узловую нагрузку  $F = (q+S) \cdot l_2 \cdot d$ :

$l_2$  – шаг ферм, м;

$d$  – размер панели верхнего пояса (расстояние между узлами), м.

Фрагмент схемы покрытия здания приведен на **рис. 36**.

$$F = (5,34 + 3,14) \cdot 6 \cdot 3 = 153 \text{ кН};$$

$$F_n = (4,85 + 2,24) \cdot 6 \cdot 3 = 128 \text{ кН};$$

$$F_{ln} = (4,85 + 1,57) \cdot 6 \cdot 3 = 116 \text{ кН}.$$

### 7.3. Статический расчет фермы

Расчет фермы должен быть выполнен на три указанных выше сочетания нагрузок. Первое сочетание используется для расчета элементов фермы по прочности, второе и третье – для расчета по второй группе предельных состояний (на раскрытие трещин).

Определений усилий в стержнях раскосной фермы может быть выполнено любым из известных методов – способами вырезания узлов и сквозных сечений, по диаграмме Максвелла-Кремоны или с помощью ЭВМ.

Статический расчет фермы из примера выполнен в ПК ЛИРА-САПР 2013. Вид расчетной схемы в программном комплексе с указанием номеров стержней показан на **рис. 21**. Результаты расчета сведены в **табл. 16**. Приведены результаты только для левой половины фермы, так как ферма загружена симметрично.

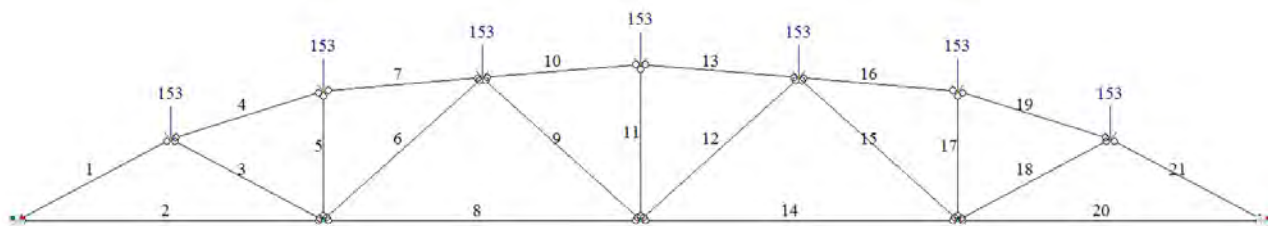


Рис. 21. Расчетная схема фермы

Таблица 16. Расчетные усилия в элементах фермы

Номер элемента	Усилие N, кН		
	от расчетной нагрузки	от нормативной нагрузки	от нормативной длительной нагрузки
1	- 1137	- 951	- 862
2	1003	839	761
3	95	79	72
4	- 1138	- 952	- 863
5	94	79	72
6	- 208	- 174	- 157
7	- 1090	- 912	- 827
8	1241	1038	941
9	- 37	- 31	- 28
10	- 1218	- 1019	- 923
11	49	41	37

#### 7.4. Расчет элементов фермы по первой группе предельных состояний

##### Верхний пояс

Зададимся размерами поперечных сечений стержней согласно рекомендациям, приведенным в табл. 26.

Верхний пояс фермы работает на сжатие. Принимаем размеры  $b$  и  $h$  равными 25 см:

$$A = b \cdot h = 25 \cdot 25 = 625 \text{ см.}$$

Определяем площадь сечения продольной арматуры класса А400 при  $R_{sc}=350$  МПа, бетон В30.

Максимальное сжимающее усилие возникает в элементе №10:  $N = -1218$  кН. Расчетный момент отсутствует, следовательно  $e_0 = 0$ .

Расчетная длина элемента согласно табл. 27:

$$l_0 = 0.9l = 0.9 \cdot 3.01 = 2.7 \text{ м.}$$



Так как  $\frac{l_0}{h} = \frac{2.7}{0.25} = 10.8 < 20$ , то далее расчет ведем по формуле условного осевого сжатия:

го сжатия:

$$N \leq \varphi \cdot (R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s,tot}) .$$

Максимальное усилие в стержне соответствует действию кратковременной нагрузки, поэтому значение  $\varphi$  определяем по указаниям п. 16.2.2 линейной интерполяцией:

$$\varphi = \frac{0.85 - 0.9}{20 - 10} \cdot (10.8 - 10) + 0.9 = 0.896 ;$$

$$A_{s,tot} = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_b A}{R_{sc}} = \frac{\frac{1218 \cdot 10^3}{0.896} - 17 \cdot 250^2}{350} = 848.2 \text{ мм}^2 .$$

При  $\frac{l_0}{h} = 10.8$  минимальный процент армирования должен составлять:

$$\mu_{\min} = \frac{0.0025 - 0.001}{25 - 5} \cdot (10.8 - 5) + 0.001 = 0.0014 .$$

Тогда минимальная площадь арматуры:

$$A_{s,\min} = \mu_{\min} \cdot A = 0.0014 \cdot 62500 = 89.7 \text{ мм}^2 .$$

Третья и четвертая панели верхнего пояса обычно армируются одним сварным каркасом. Принимаем продольную рабочую арматуру 4Ø18 А400 ( $A_{s,tot} = 1018 \text{ мм}^2$ ).

Аналогичным образом подбирается арматура для каркаса, устанавливаемого в первую и вторую панели верхнего пояса. В данном случае по расчету требуется установить 4Ø16 А400 ( $A_{s,tot} = 804 \text{ мм}^2$ ).

Пространственные каркасы образуются объединением продольной арматуры с помощью стержней Ø5Вр500, устанавливаемых с шагом 200-300 мм.

### Сжатые элементы решетки

Размеры поперечных сечений элементов решетки фермы принимаем 18x18 см.

Ввиду незначительной величины сжимающих усилий в раскосах, расчетное количество арматуры получается отрицательным. Из конструктивных соображений принимаем 4Ø12 А400 с поперечной арматурой Ø5Вр500 с шагом 200 мм.

### Растянутые элементы решетки

Наиболее нагруженным элементом решетки является раскос №3,  $N = 95$  кН.

$$A_s = \frac{95 \cdot 10^3}{350} = 271.4 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту этой площади сечения арматуры соответствует 4Ø10 ( $A_s = 314 \text{ мм}^2$ ). Из конструктивных соображений принимаем 4Ø12 А400.

Таким образом, все сжатые и растянутые элементы решетки армируем одинаково (4Ø12 А400,  $A_s = 452 \text{ мм}^2$ ).

### Расчет нижнего пояса

Размеры  $b$  и  $h$  нижнего пояса принимаем равными 25х25 см.

Нижний пояс подвергается предварительному напряжению. В качестве предварительно напряженной арматуры принимаем арматуру класса А600,  $R_s = 520$  МПа.

Максимальное продольное растягивающее усилие действует в элементе №8 и составляет 1241 кН.

Площадь сечения преднапряженной арматуры при  $\gamma_{s3} = 1.1$ :

$$A_{sp} = \frac{N_{\max}}{R_s \gamma_{s3}} = \frac{1241}{520 \cdot 10^3 \cdot 1.1} \cdot 10^6 = 2170 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту подбираем 6Ø22 ( $A_{sp} = 2281 \text{ мм}^2$ ).

Предварительно-напряженный нижний пояс, помимо арматуры  $A_{sp}$ , устанавливаемой по расчету, должен армироваться и ненапрягаемой продольной и поперечной арматурой в виде отдельных гнутых сеток, которые окаймляют предварительно-напряженную арматуру. По длине панели нижнего пояса устанавливаются две «П»-образные сетки. Расстояние между поперечными стержнями этих сеток не должно превышать 500 мм.

### 7.5. Расчет элементов фермы по второй группе предельных состояний

Согласно СП 63.13330.2012 расчеты железобетонных элементов по второй группе предельных состояний проводятся с целью предотвращения недопустимых перемещений, например, прогибов, и обеспечения необходимой трещиностойкости. Жесткость ферм при высоте, принимаемой в рекомендуемых пределах, достаточно

высока, и прогибы (вертикальные перемещения нижнего среднего узла), как правило, не превышают предельно допустимых значений. Трещиностойкость растянутых элементов не всегда оказывается обеспеченной, и возникает необходимость в предварительном напряжении продольной арматуры.

Для рассматриваемой конструкции необходимо выполнить расчет трещиностойкости нижнего пояса. Обычно к растянутым элементам ферм, эксплуатируемым в закрытом помещении, предъявляют требования третьей категории трещиностойкости с ограничением ширины раскрытия трещин в пределах, зависящих от вида предварительно-напряженной арматуры и длительности нагружения.

Трещины в стадии эксплуатации не образуются, если выполняется условие:

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

где  $N_n$  – полное внешнее растягивающее усилие от нормативных нагрузок;

$N_{crc}$  – усилие, воспринимаемое нормальным к продольной оси элемента сечением при образовании трещин.

Для определения усилия обжатия  $P_2$  в стадии эксплуатации необходимо задаться величиной предварительного напряжения арматуры  $\sigma_{sp}$  и вычислить все потери.

Примем  $\sigma_{sp} = 0.85R_{s,n}$ .

Согласно табл. 6.13 [1] принимаем  $R_{s,n} = 600$  МПа,

$$\sigma_{sp} = 0.85 \cdot 600 = 510 \text{ МПа.}$$

### Первые потери

1. От релаксации напряжений арматуры:

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0.1\sigma_{sp} - 20 = 0.1 \cdot 510 - 20 = 31 \text{ МПа.}$$

2. От температурного перепада:

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

При отсутствии точных данных по температурному перепаду допускается принимать  $\Delta t = 65$  °С.

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1.25 \cdot 65 = 81.25 \text{ МПа.}$$

3. От деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств:

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s,$$

где  $\Delta l$  – деформация анкеров (при отсутствии данных допускается принимать  $\Delta l = 2$  мм);

$l$  – длина натягиваемого стержня, т.е. расстояние между наружными гранями упоров;

$E_s$  – модуль деформации арматуры.

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{2}{24000} \cdot 2 \cdot 10^5 = 16.67 \text{ МПа.}$$

Сумма первых потерь составляет:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp4} = 31 + 81.25 + 16.67 = 128.92 \text{ МПа.}$$

Предварительные напряжения в арматуре после проявления первых потерь:

$$\sigma_{sp(1)} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)} = 510 - 128.92 = 381.08 \text{ МПа.}$$

Определим усилие обжатия после проявления первых потерь:

$$P_{(1)} = \sigma_{sp(1)} \cdot A_{sp} = 381.08 \cdot 2281 \cdot 10^{-3} = 869.2 \text{ кН.}$$

Напряжения в бетоне от усилия обжатия:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}},$$

где  $A_{red} = A + \alpha \cdot A_{sp}$  – площадь приведенного сечения;

$A = b \cdot h = 0.25 \cdot 0.25 = 0.0625 \text{ м}^2$  – площадь бетонного сечения;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{34500} = 5.80 \text{ – коэффициент приведения;}$$

$E_b = 34500 \text{ МПа}$  – начальный модуль упругости бетона класса В35.

$$A_{red} = 0.0625 + 5.8 \cdot 2281 \cdot 10^{-6} = 0.07573 \text{ м}^2.$$

$$\sigma_{bp} = \frac{869.2}{0.07573} \cdot 10^{-3} = 11.48 \text{ МПа.}$$

Проверяем условие:  $\sigma_{bp} \leq 0,9R_{bp}$ :

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{11.48}{24.5} = 0.47 < 0.9 .$$

Условие выполняется.

## Вторые потери

1. От усадки бетона:

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

где  $\varepsilon_{b,sh}$  – деформации усадки бетона, значения которых можно приближенно принимать в зависимости от класса бетона равными:

0.0002 – для бетона классов В35 и ниже;

0.00025 – для бетона класса В40;

0.0003 – для бетона классов В45 и выше.

Для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, потери от усадки бетона  $\Delta\sigma_{sp5}$  вычисляют по той же формуле с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0.85.

$$\Delta\sigma_{sp5} = 0.85 \cdot 0.0002 \cdot 2 \cdot 10^5 = 34 \text{ МПа.}$$

2. От ползучести бетона:

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

где  $\varphi_{b,cr}$  – коэффициент ползучести бетона, определяемый по табл. 6.12 [1];

$\sigma_{bpj}$  – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой  $j$ -й группы стержней напрягаемой арматуры;

$y_{sj}$  – расстояние между центрами тяжести сечения рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента;

$A_{red}$ ,  $I_{red}$  – площадь приведенного сечения элемента и ее момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения;

$\mu_{spj}$  – коэффициент армирования, равный  $A_{spj}/A$ , где  $A$  и  $A_{spj}$  – площади поперечного сечения элемента и рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры соответственно.

Для бетона, подвергнутого тепловой обработке, потери вычисляют с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0.85.

$\varphi_{b,cr} = 2.1$  – для бетона класса В35 при относительной влажности воздуха окружающей среды 40-75%.

Так как напрягаемая арматура располагается по сечению симметрично, то

$$\sigma_{bpj} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} = 11.48 \text{ МПа.}$$

По той же причине  $y_{sj} = 0$ .

$$\mu_{spj} = \frac{22.81}{25 \cdot 25} = 0.0365.$$

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0.85 \cdot 0.8 \cdot 5.8 \cdot 2.1 \cdot 11.48}{1 + 5.8 \cdot 0.0365 \cdot 1 \cdot (1 + 0.8 \cdot 2.1)} = 60.66 \text{ МПа.}$$

Сумма вторых потерь составляет:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 34 + 60.66 = 94.66 \text{ МПа.}$$

Сумма полных потерь:

$$\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 128.92 + 94.66 = 223.58 \text{ МПа.}$$

Усилие предварительного обжатия, вычисленное с учетом всех потерь:

$$P_{(2)} = (\sigma_{sp} - \sum_i \Delta\sigma_{spi}) A_{sp} = (510 - 223.58) \cdot 2281 \cdot 10^{-3} = 653.3 \text{ кН.}$$

Усилие, воспринимаемое нормальным сечением нижнего пояса при образовании трещин:

$$\begin{aligned} N_{crc} &= R_{bt,ser} [A + \alpha(A_s + A_{sp})] + P_{(2)} = 1.95 \cdot 10^3 \cdot [0.25 \cdot 0.25 + 5.8 \cdot 2281 \cdot 10^{-6}] + 653.3 = \\ &= 801 \text{ кН} < N_n = 1038 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Условие  $N_n \leq N_{crc}$  не выполняется, следовательно, необходим расчет ширины раскрытия трещин.

Определим ширину продолжительного раскрытия трещин:

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

$$a_{crc1} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s = 1.4 \cdot 0.5 \cdot 1.2 \cdot 0.319 \cdot \frac{132.1}{2 \cdot 10^5} \cdot 301.4 = 0.053 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0.3 \text{ мм},$$

где  $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ , – коэффициенты, принимаемые по указаниям п. 16.2.3 данного пособия.

$$\psi_s = 1 - 0.8 \frac{N_{crc}}{N_{ln}} = 1 - 0.8 \frac{801}{941} = 0.319;$$

$$\sigma_s = \frac{N_{ln} - P_{(2)}}{A_{sp}} = \frac{941 - 639.6}{2281} \cdot 10^3 = 132.1 \text{ МПа};$$

$$l_s = 0.5 \frac{A_{bt}}{A_{sp}} d_s = 0.5 \frac{250^2}{2281} \cdot 22 = 301.4 \text{ мм.}$$

Далее определим ширину непродолжительного раскрытия трещин по формуле:

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}.$$

Ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных нагрузок:

$$a_{crc2} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s = 1.0 \cdot 0.5 \cdot 1.2 \cdot 0.383 \cdot \frac{174.7}{2 \cdot 10^5} \cdot 301.4 = 0.061 \text{ мм},$$

где  $\psi_s = 1 - 0.8 \frac{N_{crc}}{N_n} = 1 - 0.8 \frac{801}{1038} = 0.383$ ;

$$\sigma_s = \frac{N_n - P_{(2)}}{A_{sp}} = \frac{1038 - 639.6}{2281} \cdot 10^3 = 174.7 \text{ МПа.}$$

Ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок:

$$a_{crc3} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s = 1.0 \cdot 0.5 \cdot 1.2 \cdot 0.319 \cdot \frac{132.1}{2 \cdot 10^5} \cdot 301.4 = 0.038 \text{ мм,}$$

$$a_{crc} = 0.053 + 0.061 - 0.038 = 0.076 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0.4 \text{ мм.}$$

Трещиностойкость нижнего пояса фермы обеспечена.

## 7.6. Расчет узлов фермы

### Расчет опорного узла

Для обеспечения прочности опорного узла необходимо подобрать дополнительную продольную ненапрягаемую арматуру, а также поперечную арматуру узла.

Требуемая площадь дополнительной ненапрягаемой продольной арматуры класса А400:

$$A_s = 0.2 \frac{U}{R_s} = 0.2 \cdot \frac{1003}{350} \cdot 10^3 = 573 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4Ø14 А400 ( $A_s = 616 \text{ мм}^2$ ).

*Расчет на отрыв части опорного узла по линии АВ.*

Для расчета опорного узла будем рассматривать узел опирания фермы покрытия на подстропильную ферму, так как в этом случае длина площадки опирания оказывается меньше, чем при опирании фермы на колонну.

Выполнив чертеж узла, можно определить фактическую длину анкеровки напрягаемой и ненапрягаемой арматуры. Из **рис. 22,а** имеем  $l_{1a} = l_1 = 455 \text{ мм}$  (можно принимать по линии пересечения АВ с осью, проходящей через центр тяжести предварительно-напряженной арматуры нижнего пояса).

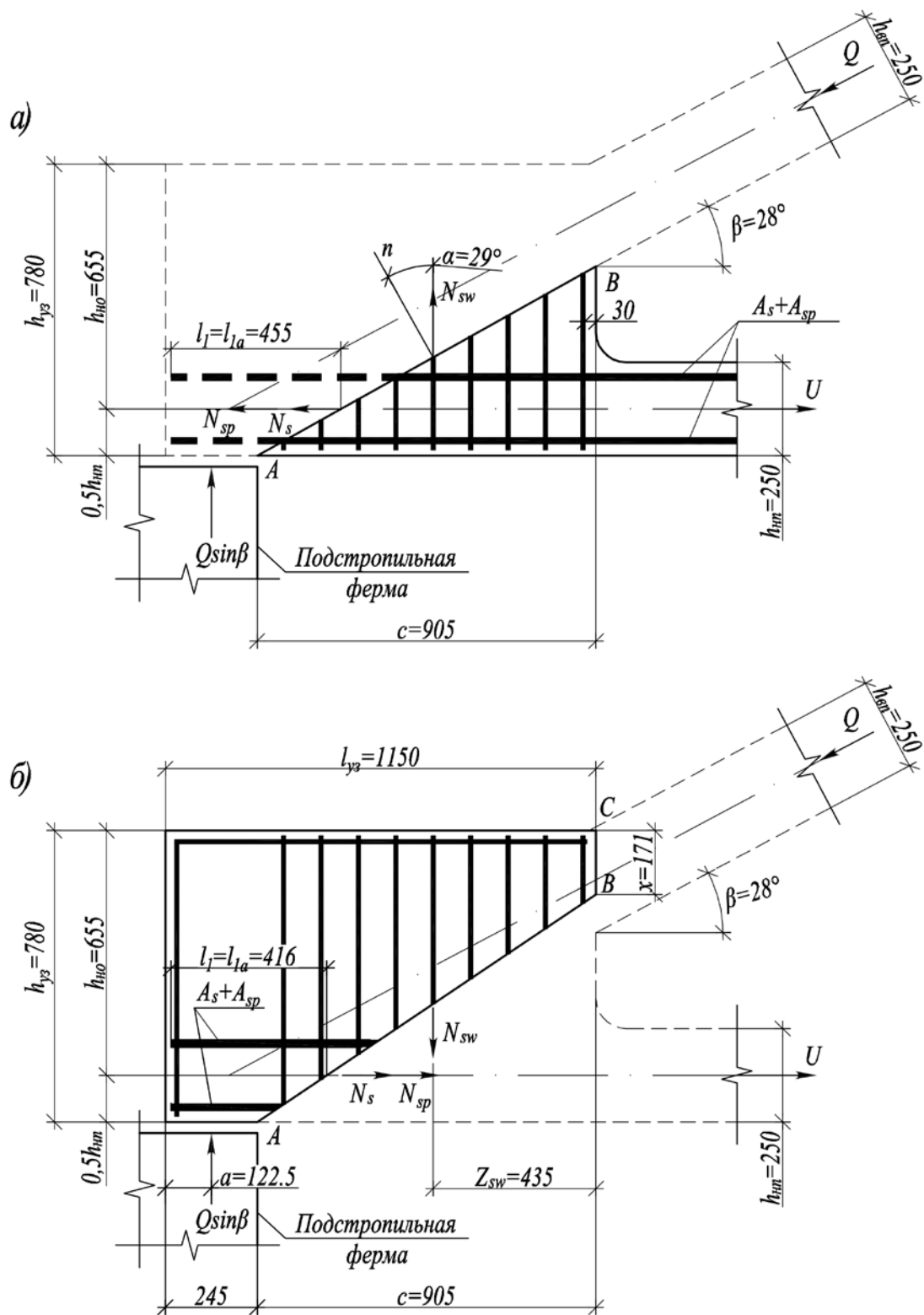


Рис. 22. К расчету опорного узла раскосной фермы

Минимально необходимая длина заделки ненапрягаемой арматуры класса А400:

$$l_{3a} = 35d = 35 \cdot 14 = 490 \text{ мм.}$$

То же, для напрягаемой арматуры класса А600:

$$l_3 = 35d = 35 \cdot 22 = 770 \text{ мм.}$$



В опорном узле примем расположение поперечной арматуры из стали класса А400 в виде двух плоских каркасов у противоположных граней с шагом вертикальных стержней 100 мм. В этом случае количество стержней, которые пересекают линию  $AB$   $n = 2 \cdot 7 = 14$  (за исключением тех стержней, расстояние которых от точки  $A$  и  $B$  менее 10 см). Угол  $\alpha$  к нормали  $n$  составил  $29^\circ$ . Тогда площадь сечения одного стержня поперечной арматуры:

$$A_{sw,1} = \frac{U - R_s \cdot A_{sp} \frac{l_1}{l_3} - R_s \cdot A_s \frac{l_{1a}}{l_{3a}}}{n \cdot R_{sw} \cdot ctg \alpha} = \frac{1003 \cdot 10^3 - 520 \cdot 2281 \cdot \frac{455}{770} - 350 \cdot 616 \cdot \frac{455}{490}}{14 \cdot 280 \cdot ctg 29^\circ} = 14.4 \text{ мм}^2$$

### Расчет на изгиб в наклонном сечении ABC

Определим высоту сжатой зоны  $x$ , приняв предварительно  $l_{1a} = l_1 = 455$  мм:

$$x \approx \frac{R_s \cdot A_{sp} \frac{l_1}{l_3} + R_s \cdot A_s \frac{l_{1a}}{l_{3a}}}{R_b \cdot b} = \frac{520 \cdot 2281 \cdot \frac{455}{770} + 350 \cdot 616 \cdot \frac{455}{490}}{19.5 \cdot 250} = 185 \text{ мм.}$$

Построив линию ABC при  $x = 185$  мм, находим  $l_{1a} = l_1 = 420$  мм. Снова вычисляем  $x$ :

$$x = \frac{R_s \cdot A_{sp} \frac{l_1}{l_3} + R_s \cdot A_s \frac{l_{1a}}{l_{3a}}}{R_b \cdot b} = \frac{520 \cdot 2281 \cdot \frac{420}{770} + 350 \cdot 616 \cdot \frac{420}{490}}{19.5 \cdot 250} = 171 \text{ мм.}$$

При  $x = 171$  мм находим  $l_{1a} = l_1 = 416$  мм. Принимаем эти значения как окончательные.

Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре  $N_{sw}$  до моментной точки (по середине высоты сжатой зоны)  $Z_{sw} = 435$  мм. Требуемая площадь одного стержня поперечной арматуры:

$$A_{sw,1} = \frac{Q(l_{yz} - a) \sin \beta - R_s \cdot A_s \frac{l_{1a}}{l_{3a}} (h_{но} - 0.5x) - R_s \cdot A_{sp} \frac{l_1}{l_3} (h_{но} - 0.5x)}{R_{sw} \cdot n \cdot Z_{sw}} =$$

$$= \frac{1137 \cdot 10^3 \cdot (1150 - 122.5) \sin 28^\circ - 350 \cdot 616 \cdot \frac{416}{490} \cdot (655 - 0.5 \cdot 171) - 520 \cdot 2281 \cdot \frac{416}{770} (655 - 0.5 \cdot 171)}{280 \cdot 14 \cdot 435} =$$

$$= 46.5 \text{ мм}^2$$

Принимаем в опорном узле поперечные стержни  $\varnothing 8$  А400 ( $A_{sw} = 50.3 \text{ мм}^2$ ) с шагом 100 мм.

Вычислим длину зоны передачи напряжений в опорном узле по формуле:

$$l_p = \frac{\sigma_{sp(1)} \cdot A_{sp}}{R_{bond} \cdot u_s}.$$

Сопротивление сцепления арматуры с бетоном:

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt} = 2.5 \cdot 1.0 \cdot 1.035 = 2.59 \text{ МПа},$$

где  $\eta_1 = 2.5$  и  $\eta_2 = 1.0$  – коэффициенты, принимаемые согласно указаниям п. 10.3.24 [1]; а  $R_{bt}$  определяют интерполяцией по классу, соответствующему передаточной прочности бетона  $R_{bp}$ :

$$R_{bt} = \frac{1.05 - 0.9}{25 - 20} \cdot (24.5 - 20) + 0.9 = 1.035 \text{ МПа}.$$

$$A_{sp} = 380.1 \text{ мм}^2 \text{ (площадь одного стержня } \varnothing 22);$$

$$u_s = \pi \cdot d = 3.14 \cdot 22 = 69.1 \text{ мм (периметр его сечения);}$$

$$l_p = \frac{381.08 \cdot 380.1}{2.59 \cdot 69.1} = 809.3 \text{ мм};$$

$$0.6 \cdot l_p = 485.6 \text{ мм}.$$

На длине  $l = 500$  мм устанавливаем с шагом 100 мм сетки косвенного армирования из проволоки  $\varnothing 4$  Вр500 с ячейками 50x50 мм.

Для предупреждения образования продольных трещин при отпуске арматуры  $A_{sp}$  устанавливаем поперечную, приваренную к нижней закладной детали, арматуру  $A_{II}$  класса А400:

$$A_{II} = 0.2 \frac{R_s \cdot A_{sp}}{R_{sII}} = 0.2 \frac{520 \cdot 2281}{350} = 677.8 \text{ мм}^2.$$

Принято 6 $\varnothing$ 12 А400 ( $A_{II} = 678.6 \text{ мм}^2$ ).

### Расчет промежуточного узла

Рассмотрим верхний узел фермы, к которому примыкает наиболее нагруженный растянутый элемент решетки (элемент №3, рис. 23). Перед началом расчета узла необходимо его вычертить со всеми требуемыми размерами.

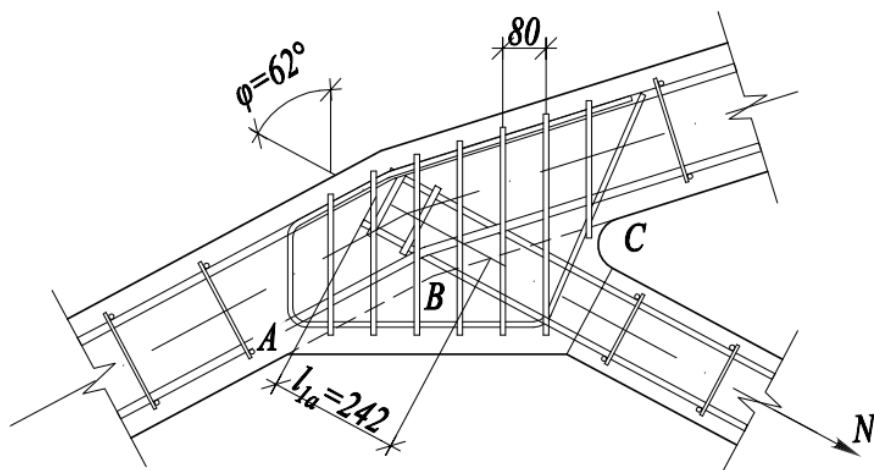


Рис. 23. К расчету промежуточного узла раскосной фермы

Условие прочности, из которого определяется количество поперечной арматуры:

$$N_{sw} \cdot \cos \varphi \leq N \frac{k_2 \cdot l_{1a} + a}{k_1 \cdot l_{3a}},$$

где  $N = 95$  кН – усилие в растянутом раскосе;

$k_2 = 1$  – для узлов верхнего пояса;

$l_{1a} = 242$  мм – длина заделки арматуры раскоса за линией  $ABC$ ;

$a = 5d = 5 \cdot 12 = 60$  мм – условное увеличение длины заделки растянутой арматуры при наличии на её концах двух коротышей.

Напряжение в арматуре растянутого элемента от расчетной нагрузки:

$$\sigma_s = \frac{N}{A_s} = \frac{95 \cdot 10^3}{452} = 210.2 \text{ МПа},$$

$$k_1 = \frac{\sigma_s}{R_s} = \frac{210.2}{350} = 0.6,$$

$l_{3a} = 35d = 35 \cdot 12 = 420$  мм – требуемая длина заделки.

$\varphi = 62^\circ$  – угол между поперечными стержнями и осью раскоса.

Усилие в поперечной арматуре узла определяется по формуле:

$$N_{sw} = A_{sw} \cdot n \cdot R_{sw},$$

где  $n = 12$  – количество поперечных стержней, установленных с шагом 80 мм и пересекаемых линией  $ABC$ , за исключением стержней, расположенных ближе 100 мм к точкам  $A$  или  $C$ .

Площадь одного поперечного стержня определим из выражения:

$$A_{sw} = \frac{N \frac{k_2 \cdot l_{1a} + a}{k_1 \cdot l_{3a}}}{n \cdot R_{sw} \cdot \cos \varphi} = \frac{95 \cdot 10^3 \cdot \frac{1 \cdot 242 + 60}{0.6 \cdot 420}}{12 \cdot 280 \cdot \cos 62^\circ} = 50.3 \text{ мм}^2.$$

Принимаем поперечную арматуру Ø10 А400 ( $A_{sw} = 78.5 \text{ мм}^2$ ) с шагом 80 мм.

Определим количество окаймляющей арматуры:

$$N_{os} = 0.04(D_1 + 0.5D_2),$$

$$D_1 = 95 \text{ кН}, D_2 = 0,$$

$$N_{os} = 0.04 \cdot 95 = 3.8 \text{ кН}.$$

При числе окаймляющих стержней  $n_2 = 2$ , площадь сечения одного стержня:

$$A_{os} = \frac{N_{os}}{n_2 R_{os}} = \frac{3.8 \cdot 10^3}{2 \cdot 90} = 21.1 \text{ мм}^2.$$

Принимаем конструктивно Ø10 А400 ( $A_s = 78.5 \text{ мм}^2$ ).

### 7.7. Прочность нижнего пояса в стадии изготовления

Усилие обжатия  $P_1$ , передающееся на бетон при отпуске преднапряженной арматуры  $A_{sp}$  вычисляем с учетом первых потерь при коэффициенте точности натяжения  $\gamma_{sp} = 1.1$  по формуле:

$$P_{(1)} = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp(1)} \cdot \gamma_{sp} - 330);$$

$$\sigma_{sp(1)} = 381.08 \text{ МПа (см. п. 7.5)};$$

$$P_{(1)} = 2281 \cdot (381.08 \cdot 1.1 - 330) \cdot 10^{-3} = 203.4 \text{ кН}.$$

Расчетное сопротивление бетона сжатию  $R_b^{(p)}$ , соответствующее передаточной прочности  $R_{bp} = 24.5 \text{ Мпа}$ , определим линейной интерполяцией как для класса бетона по прочности на сжатие В24.5:

$$R_b^{(p)} = \frac{14.5 - 11.5}{25 - 20} \cdot (24.5 - 20) + 11.5 = 14.2 \text{ Мпа},$$

$$R_b^{(p)} \cdot A = 14.2 \cdot 0.25^2 \cdot 10^3 = 887.5 \text{ кН} > P_{(1)} = 203.4 \text{ кН}.$$

Прочность обеспечена.

Конструкция раскосной фермы представлена на **рис. 26**.

Рабочий чертеж фермы выполняется на одном листе полного формата и должен включать опалубочный чертеж и схему армирования фермы; указывается

расположение основных арматурных каркасов, сеток и закладных деталей. Отдельно вычерчиваются основные узлы и сечения с указанием всех размеров, а также арматурные каркасы и сетки. На чертеже должны быть размещены расчетная и геометрическая схемы фермы, а также разработаны спецификация и выборка арматуры.

В процессе конструирования необходимо учитывать, что предварительно напряженная арматура нижнего пояса не должна объединяться с помощью поперечной арматуры в пространственные каркасы. При этом продольная и поперечная арматура элементов решетки и верхнего пояса обязательно должна быть объединена в пространственные каркасы. Необходимо также учесть, что, кроме преднапряженной арматуры в нижнем поясе на длине между смежными узлами, устанавливаются по две-три «П-образные» сетки.

## **8. ПРИМЕР 6. БЕЗРАСКОСНАЯ ФЕРМА**

### **8.1. Исходные данные**

Требуется запроектировать безраскосную сегментную ферму покрытия одноэтажного промышленного бесфонарного здания. Пролет фермы  $L = 24$  м, шаг колонн в продольном направлении – 6 м; бетон класса В30, передаточная прочность  $R_{bp} = 20$  МПа,  $R_b = 17$  МПа,  $R_{bt} = 1.15$  МПа,  $R_{b,ser} = 22$  МПа,  $R_{bt,ser} = 1.75$  МПа,  $E = 32500$  МПа.

Арматура нижнего пояса класса К1400 (К7), напрягаемая на упоры короткого стенда механическим способом с последующей пропаркой бетона при  $\Delta T = 65$  °С:

$$d = 15 \text{ мм}; R_s = 1215 \text{ МПа}; R_{s,n} = R_{s,ser} = 1400 \text{ МПа}; E_s = 1.95 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Ненапрягаемые элементы фермы армируются стержневой арматурой класса А400.

К ферме предъявляются требования третьей категории трещиностойкости, условия эксплуатации – закрытое помещение. Место строительства – г. Охотск. Ширина плит кровельного покрытия – 3 м.

### **8.2. Сбор нагрузок по верхнему поясу**

Нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  покрытия от собственной массы конструкций покрытия и снега примем по аналогии с примером 5.

Нормативная  $q_n$  и расчетная  $q$  распределенные нагрузки от массы покрытия в расчете на один квадратный метр его площади с учетом собственной массы ферм:

$$q_n = 4.85 \text{ кН/м}^2;$$

$$q = q_n \cdot y_f = 4.85 \cdot 1.1 = 5.34 \text{ кН/м}^2$$

Нормативная  $S_0$  и расчетная  $S$  равномерно распределенные нагрузки от массы снега:

$$S_0 = 2.24 \text{ кПа};$$

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 2.24 \cdot 1.4 = 3.14 \text{ кПа}.$$

Пониженное (длительное) расчетное значение снеговой нагрузки:

$$S_l = 0.7 \cdot S = 0.7 \cdot 3.14 = 2.20 \text{ кПа}.$$

Пониженное (длительное) нормативное значение снеговой нагрузки:

$$S_{ln} = 0.7 \cdot S_0 = 0.7 \cdot 2.24 = 1.57 \text{ кПа}.$$

При шаге ферм, равном 6 м, имеем погонную нагрузку на ферму:

- расчетная  $q = (5.34 + 3.14) \cdot 6 = 50.88 \text{ кН/м};$

- расчетная длительная  $q_l = (5.34 + 2.20) \cdot 6 = 45.24 \text{ кН/м};$

- нормативная  $q_n = (4.85 + 2.24) \cdot 6 = 42.54 \text{ кН/м};$

- нормативная длительная  $q_{ln} = (4.85 + 1.57) \cdot 6 = 38.52 \text{ кН/м}.$

### 8.3. Статический расчет фермы

Усилия в элементах фермы определим с помощью табл. 31. Номера элементов приведены на рис. 40.

Таблица 17. Усилия в элементах безраскосной фермы пролетом 24 м

Номер элемента	Тип нагрузки и усилия							
	Расчетная		Расчетная длительная		Нормативная		Нормативная длительная	
	$N$ , кН	$M$ , кН·м	$N_l$ , кН	$M_l$ , кН·м	$N_n$ , кН	$M_n$ , кН·м	$N_{ln}$ , кН	$M_{ln}$ , кН·м
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	-25.19	33.53	-22.39	29.81	-21.06	28.03	-19.07	25.38
2	-1.12	22.95	-1.00	20.40	-0.94	19.19	-0.85	17.37
3	-6.87	12.31	-6.11	10.95	-5.74	10.29	-5.20	9.32
4	-5.19	0.00	-4.61	0.00	-4.34	0.00	-3.93	0.00
5	-1185.5	48.90	-1054.1	43.48	-991.2	40.88	-897.5	37.02
6	-1200.8	50.57	-1067.7	44.97	-1003.9	42.28	-909.1	38.29

1	2	3	4	5	6	7	8	9
7	-1185.5	43.86	-1054.1	39.00	-991.2	36.67	-897.5	33.20
8	-1180.4	38.21	-1049.6	33.98	-986.9	31.95	-893.7	28.93
9	1078.7	39.94	959.1	35.51	901.8	33.39	816.6	30.24
10	1139.7	23.86	1013.4	21.22	952.9	19.95	862.8	18.07
11	1165.2	21.73	1036.0	19.32	974.2	18.16	882.1	16.45
12	1175.3	15.47	1045.0	13.75	982.7	12.93	889.8	11.71

#### 8.4. Расчет элементов фермы по первой группе предельных состояний

##### Верхний пояс

Сечение верхнего пояса принимаем в соответствии с табл. 30  $b \times h = 26 \times 30$  см.

Расчетная комбинация нагрузок для наиболее нагруженного элемента верхнего пояса (№6):

$$N = 1200.8 \text{ кН}; M = 50.57 \text{ кН} \cdot \text{м}; N_l = 1067.7 \text{ кН}; M_l = 44.97 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетная длина:

$$l_0 = 0.9 \cdot l = 0.9 \cdot 3 = 2.7 \text{ м}.$$

Проектный эксцентриситет:

$$e_0 = M/N = 50.57 / 1200.8 = 0.042 \text{ м} = 42 \text{ мм}.$$

Случайные эксцентриситеты:

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} e_{a1} = l_0 / 600 = 2700 / 600 = 4.5 \text{ мм} \\ e_{a2} = h / 30 = 300 / 30 = 10 \text{ мм} \\ e_{a3} = 10 \text{ мм} \end{array} \right\} = 10 \text{ мм}.$$

$e_0 > e_a$ , следовательно, корректировка момента не требуется.

Гибкость  $l_0/h = 2.7/0.3 = 9 > 4$ , т.е. учет прогиба обязателен.

Определяем моменты  $M_I$  и  $M_{II}$  от полного значения силы  $N$  и ее длительно действующей части относительно оси арматуры (расстояния до оси арматуры примем  $a = a' = 30$  мм):

$$M_I = M + N \frac{h_0 - a'}{2} = 50.57 + 1200.8 \cdot \frac{0.27 - 0.03}{2} = 194.67 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = M_l + N_l \frac{h_0 - a'}{2} = 44.97 + 1067.7 \cdot \frac{0.27 - 0.03}{2} = 173.09 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Коэффициент, учитывающий длительно действие нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{II}}{M_1} = 1 + \frac{173.09}{194.67} = 1.889 ;$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{42}{300} = 0.14 .$$

Так как коэффициент  $\delta_e$ , вычисленный по формуле выше, оказался меньше 0.15, далее в расчете принимаем  $\delta_e = 0.15$ .

Зададимся в первом приближении значением  $\mu = 0.012$  (1.2%):

$$\mu\alpha = \mu \cdot \frac{E_s}{E_b} = 0.012 \cdot \frac{200000}{32500} = 0.074 .$$

Жесткость железобетонного элемента в предельной по прочности стадии:

$$D = E_b b h^3 \left[ \frac{0.0125}{\varphi_l (0.3 + \delta_e)} + 0.175 \mu \alpha \left( \frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right],$$

$$D = 32500 \cdot 0.26 \cdot 0.3^3 \cdot 10^3 \cdot \left[ \frac{0.0125}{1.889 \cdot (0.3 + 0.15)} + 0.175 \cdot 0.074 \cdot \left( \frac{0.27 - 0.03}{0.3} \right)^2 \right] = 5242 \text{ кН}\cdot\text{м}^2 .$$

Условная критическая сила:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2} = \frac{3.14^2 \cdot 5242}{2.7^2} = 7096 \text{ кН},$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1200.8}{7096}} = 1.204 ,$$

$$M_{расч} = M \cdot \eta = 50.57 \cdot 1.204 = 60.9 \text{ кН}\cdot\text{м} .$$

Определяем величины:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{1200.8}{17 \cdot 10^3 \cdot 0.26 \cdot 0.27} = 1.006 ,$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N \cdot \left( \frac{h_0 - a'}{2} \right)}{R_b b h_0^2} = \frac{60.9 + 1200.8 \cdot \left( \frac{0.27 - 0.03}{2} \right)}{17 \cdot 10^3 \cdot 0.26 \cdot 0.27^2} = 0.636 ,$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{30}{270} = 0.111 ,$$

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0.8}{1 + \frac{350}{700}} = 0.533 .$$

Для арматуры кл. А400 имеем  $\xi = \alpha_n = 1.006$ .

$\xi = 1.006 > \xi_R = 0.533$ , следовательно, имеем второй случай внецентренного сжатия (с малым эксцентриситетом).



Методом итераций уточняем значение относительной высоты сжатой зоны  $\xi$  по формуле:

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

Для первой итерации принимаем:

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

где  $\xi_1 = \frac{\alpha_n + \xi_R}{2}$ ;

$$\xi_1 = \frac{\alpha_n + \xi_R}{2} = \frac{1.006 + 0.533}{2} = 0.770;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1 \left(1 - \frac{\xi_1}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{0.636 - 0.770 \cdot \left(1 - \frac{0.770}{2}\right)}{1 - 0.111} = 0.183;$$

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} = \frac{1.006 \cdot (1 - 0.533) + 2 \cdot 0.183 \cdot 0.533}{1 - 0.533 + 2 \cdot 0.183} = 0.798.$$

Вторая итерация:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{0.636 - 0.798 \cdot \left(1 - \frac{0.798}{2}\right)}{1 - 0.111} = 0.176;$$

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} = \frac{1.006 \cdot (1 - 0.533) + 2 \cdot 0.176 \cdot 0.533}{1 - 0.533 + 2 \cdot 0.176} = 0.803.$$

Требуемое количество арматуры находим по формуле:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_{sc}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{17 \cdot 0.26 \cdot 0.27}{350} \cdot \frac{0.636 - 0.803 \cdot \left(1 - \frac{0.803}{2}\right)}{1 - 0.111} \cdot 10^6 = 596.6 \text{ мм}^2.$$

Принимаем симметричное армирование  $2\text{Ø}20$  ( $A_s = A'_s = 628.3 \text{ мм}^2$ ).

$$\mu_{\text{факт}} = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{2 \cdot 628.3}{260 \cdot 300} = 0.0161 > \mu = 0.012, \text{ которое принималось предвари-}$$

тельно. Перерасчет можно не производить.

Согласно конструктивному требованию по минимальному содержанию продольной арматуры во внецентренно сжатых элементах при гибкости  $l_0/h = 9$ :

$$\mu_{s,\text{min}} = 0.13\%,$$

$$\mu_{s,\text{факт}} = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{628.3}{260 \cdot 270} \cdot 100\% = 0.9\%.$$

Условие по минимальному содержанию арматуры выполняется.

Поперечную арматуру верхнего пояса принимаем из арматуры Ø6A240 с шагом 300 мм.

### Стойки

Стойки безраскосных ферм рассчитывают по общим правилам расчета внецентренно сжатых элементов.

Сечение стоек  $b \times h = 26 \times 30$  см.

Для всех стоек по расчету принято симметричное армирование 4Ø16A400 ( $A_s = A'_s = 402.1 \text{ мм}^2$ ).

Поперечная арматура – Ø6A240 с шагом 200 мм.

### Нижний пояс

Размеры нижнего пояса  $b \times h = 26 \times 34$  см,  $a = a' = 50$  мм.

Расчетная комбинация усилий для наиболее нагруженного элемента нижнего пояса (№9 – расчет ведем для элемента с наибольшим изгибающим моментом):

$$N = 1078.7 \text{ кН}; M = 39.94 \text{ кН} \cdot \text{м}; e_0 = \frac{M}{N} = 0.037 \text{ м.}$$

$$e' = e_0 + \frac{h}{2} - a' = 0.037 + \frac{0.34}{2} - 0.05 = 0.157 \text{ м.}$$

Коэффициент условий работы напрягаемой арматуры  $\gamma_{s3}$ :

$$\gamma_{s3} = 1.25 - 0.25 \frac{\xi}{\xi_R} \leq 1.1.$$

Так как  $e' = 0.157 \text{ м} < (h_0 - a') = 0.24 \text{ м}$ , то продольная сила приложена между верхней и нижней арматурой сечения, и, следовательно, всё сечение растянуто. Тогда  $\xi = 0$  и  $\gamma_{s3} = 1.1$ .

Требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры:

$$A_{sp} = A'_{sp} = \frac{N \cdot e'}{\gamma_{s3} R_s \cdot (h_0 - a')} = \frac{1078.7 \cdot 0.157}{1.1 \cdot 1215 \cdot 10^3 \cdot (0.29 - 0.05)} \cdot 10^6 = 528 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по 4 каната К7–15,2–1860 ГОСТ Р 53772-2010 ( $A_{sp} = A'_{sp} = 4 \cdot 139 = 556 \text{ мм}^2$ ).

## 8.5. Расчет элементов фермы по второй группе предельных состояний

Расчетная комбинация нагрузок для расчета нижнего пояса по образованию и раскрытию трещин (элемент №9):

$$N_n = 901.8 \text{ кН}; M_n = 33.39 \text{ кН} \cdot \text{м}; N_{ln} = 816.6 \text{ кН}; M_{ln} = 30.24 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Выполним расчет нижнего пояса на образование трещин.

Величина предварительного напряжения арматуры:

$$\sigma_{sp} = 0.8R_{s,n} = 0.8 \cdot 1400 = 1120 \text{ МПа}.$$

### Первые потери

1. От релаксации напряжений арматуры:

$$\Delta\sigma_{sp1} = \left( 0.22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0.1 \right) \sigma_{sp} = \left( 0.22 \cdot \frac{1120}{1400} - 0.1 \right) \cdot 1120 = 85.12 \text{ МПа}.$$

2. От температурного перепада:

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

При отсутствии точных данных по температурному перепаду допускается принимать  $\Delta t = 65 \text{ }^\circ\text{C}$ .

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1.25 \cdot 65 = 81.25 \text{ МПа}.$$

3. От деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств:

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s,$$

где  $\Delta l$  – деформация анкеров (при отсутствии данных допускается принимать  $\Delta l = 2 \text{ мм}$ );

$l$  – длина натягиваемого стержня, т.е. расстояние между наружными гранями упоров;

$E_s$  – модуль деформации арматуры;

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{2}{24000} \cdot 1.95 \cdot 10^5 = 16.25 \text{ МПа}.$$

Сумма первых потерь составляет:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp4} = 85.12 + 81.25 + 16.25 = 182.62 \text{ МПа}.$$

Предварительные напряжения в арматуре после проявления первых потерь:

$$\sigma_{sp(1)} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)} = 1120 - 182.62 = 937.38 \text{ МПа}.$$

Определим усилие обжатия после проявления первых потерь:

$$P_{(1)} = \sigma_{sp(1)} \cdot A_{sp} = 937.38 \cdot 556 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 1042.4 \text{ кН}.$$

Напряжения в бетоне от усилия обжатия:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}},$$

где  $A_{red} = A + \alpha \cdot A_{sp}$  – площадь приведенного сечения;

$A = b \cdot h = 0.26 \cdot 0.34 = 0.0884 \text{ м}^2$  – площадь бетонного сечения;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1.95 \cdot 10^5}{32500} = 6 \text{ – коэффициент приведения;}$$

$$A_{red} = 0.0884 + 6 \cdot 1112 \cdot 10^{-6} = 0.09507 \text{ м}^2;$$

$$\sigma_{bp} = \frac{1042.4}{0.09507} \cdot 10^{-3} = 10.96 \text{ МПа.}$$

Проверяем условие:  $\sigma_{bp} \leq 0.9R_{bp}$ :

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{10.96}{20} = 0.55 < 0.9.$$

Условие выполняется.

### Вторые потери

1. От усадки бетона:

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

где  $\varepsilon_{b,sh}$  – деформации усадки бетона, значения которых можно приближенно принимать в зависимости от класса бетона равными:

0.0002 – для бетона классов В35 и ниже;

0.00025 – для бетона класса В40;

0.0003 – для бетона классов В45 и выше.

Для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, потери от усадки бетона  $\Delta\sigma_{sp5}$  вычисляют по той же формуле с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0.85.

$$\Delta\sigma_{sp5} = 0.85 \cdot 0.0002 \cdot 1.95 \cdot 10^5 = 33.15 \text{ МПа.}$$

2. От ползучести бетона:

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

где  $\varphi_{b,cr}$  – коэффициент ползучести бетона, определяемый по табл. 6.12 [1];

$\sigma_{bpj}$  – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой  $j$ -й группы стержней напрягаемой арматуры;

$y_{sj}$  – расстояние между центрами тяжести сечения рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента;

$A_{red}$ ,  $I_{red}$  – площадь приведенного сечения элемента и ее момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения;

$\mu_{spj}$  – коэффициент армирования, равный  $A_{spj}/A$ , где  $A$  и  $A_{spj}$  – площади поперечного сечения элемента и рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры соответственно.

Для бетона, подвергнутого тепловой обработке, потери вычисляют с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0.85.

$\varphi_{b,cr} = 2.3$  – для бетона класса В35 при относительной влажности воздуха окружающей среды 40-75%.

Так как напрягаемая арматура располагается по сечению симметрично, то

$$\sigma_{bpj} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} = 10.96 \text{ МПа.}$$

По той же причине  $y_{sj} = 0$ .

$$\mu_{spj} = \frac{11.12}{26 \cdot 34} = 0.0126.$$

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0.85 \cdot 0.8 \cdot 6 \cdot 2.3 \cdot 10.96}{1 + 6 \cdot 0.0126 \cdot 1 \cdot (1 + 0.8 \cdot 2.3)} = 84.67 \text{ МПа.}$$

Сумма вторых потерь составляет:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 33.15 + 84.67 = 117.82 \text{ МПа.}$$

Сумма полных потерь:

$$\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 182.62 + 117.82 = 300.44 \text{ МПа.}$$

Усилие предварительного обжатия, вычисленное с учетом всех потерь:

$$P_{(2)} = (\sigma_{sp} - \sum_i \Delta\sigma_{spi}) A_{sp} = (1120 - 300.44) \cdot 1112 \cdot 10^{-3} = 911.4 \text{ кН.}$$

Момент, воспринимаемый сечением перед образованием трещин:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + P_{(2)} \cdot (e_{op} + r) - N \cdot r.$$

Так как расположение напрягаемой арматуры в сечении нижнего пояса принято симметричным, то расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до центра тяжести приведенного сечения  $e_{op} = 0$ .

$$W_{pl} = 1.3 \cdot W_{red};$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_t}$$

$$I_{red} = I + I_s \alpha + I'_s \alpha = \frac{b \cdot h^3}{12} + A_{sp} \cdot \alpha \cdot \left(\frac{h}{2} - a\right)^2 + A'_{sp} \cdot \alpha \cdot \left(\frac{h}{2} - a'\right)^2 = \frac{0.26 \cdot 0.34^3}{12} + 556 \cdot 10^{-6} \cdot 6 \cdot \left(\frac{0.34}{2} - 0.05\right) \cdot 2 = 1.652 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения элемента:

$$y_t = h/2 = 0.17 \text{ м};$$

$$W_{red} = \frac{1.652 \cdot 10^{-3}}{0.17} = 9.719 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$W_{pl} = 1.3 \cdot 9.719 \cdot 10^{-3} = 12.63 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{9.719 \cdot 10^{-3}}{0.09507} = 0.102 \text{ м};$$

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + P \cdot (e_{op} + r) - N \cdot r = 1.75 \cdot 10^3 \cdot 12.63 \cdot 10^{-3} + 911.4 \cdot 0.102 - 901.8 \cdot 0.102 = 23.08 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как  $M_n = 33.39 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{crc}$ , то трещины образуются и необходим расчет ширины их раскрытия.

Допустимая ширина раскрытия трещин  $a_{crc,ult}$  для принятой канатной арматуры согласно п. 8.2.6 [1]:

0.2 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0.3 мм – при непродолжительном раскрытии трещин.

Выполним проверку условия:

$$\frac{\sigma_{sl} - 0.8\sigma_{s,crc}}{\sigma_s - 0.8\sigma_{s,crc}} > 0.59.$$

Если условие выполняется, то можно проверять только продолжительное раскрытия трещин, а если не выполняется – только непродолжительное раскрытие.

Так как  $P = 911.4 \text{ кН} > N_{ln} = 816.6 \text{ кН}$  и  $P > N_n = 901.8 \text{ кН}$ , то расчет напряжений в арматуре производим как для изгибаемых предварительно напряженных элементов с помощью **табл. 32**.

Вычисляем  $\sigma_{sp}$ .

$$y_u = h/2 = 0.34/2 = 0.17 \text{ м.}$$

$$e_{sp} = h_0 - y_u = 0.29 - 0.17 = 0.12 \text{ м.}$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \alpha_{s1}A'_{sp} + \alpha_{s1}A'_s}{bh_0}.$$

Коэффициент приведения арматуры к бетону:

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}.$$

$E_{b,red}$  – приведенный модуль деформации сжатого бетона:

$$E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b1,red};$$

$$\varepsilon_{b1,red} = 0.0015;$$

$$E_{b,red} = 22 / 0.0015 = 14666 \text{ МПа};$$

$$\alpha_{s1} = \frac{1.95 \cdot 10^5}{14666} = 13.3;$$

$$\varphi_f = \frac{13.3 \cdot 556}{260 \cdot 290} = 0.098;$$

$$M_s = M_n - N_n(h_0 - y_u) + Pe_{sp} = 33.39 - 901.8 \cdot (0.29 - 0.17) + 911.4 \cdot 0.12 = 34.54 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$e = \frac{M_s}{P - N_n} = \frac{34.54}{911.4 - 901.8} = 3.6 \text{ м};$$

$$\frac{e}{h_0} = \frac{3.6}{0.29} = 12.4;$$

$$\mu\alpha_{s1} = \frac{\alpha_{s1}A_{sp} + \alpha_{s1}A_s}{bh_0} = \frac{13.3 \cdot 556}{260 \cdot 290} = 0.098.$$

По найденным значениям интерполяцией находим из **табл. 32**, что  $\zeta = 0.776$ .

$$\text{Тогда } z = \zeta \cdot h_0 = 0.776 \cdot 0.29 = 0.225 \text{ м.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s/z - (P - N)}{A_{sp}} = \frac{34.54/0.225 - (911.4 - 901.8)}{556} \cdot 10^3 = 258.8 \text{ МПа} < (R_{s,ser} - \sigma_{sp}) = 280 \text{ МПа.}$$

Вычисляем  $\sigma_{sl}$ .

$$M_s = M_{ln} - N_{ln}(h_0 - y_u) + Pe_{sp} = 30.24 - 816.6 \cdot (0.29 - 0.17) + 911.4 \cdot 0.12 = 41.62 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$e = \frac{M_s}{P - N_{ln}} = \frac{41.62}{911.4 - 816.6} = 0.439 \text{ м};$$

$$\frac{e}{h_0} = \frac{0.439}{0.29} = 1.51.$$

По табл. 32 определяем  $\zeta = 0.776$ .

Тогда  $z = \zeta \cdot h_0 = 0.776 \cdot 0.29 = 0.225$  м.

$$\sigma_{sl} = \frac{M_s/z - (P - N)}{A_{sp}} = \frac{41.62/0.225 - (911.4 - 816.6)}{556} \cdot 10^3 = 162.2 \text{ МПа} < (R_{s,ser} - \sigma_{sp}) = 280 \text{ МПа.}$$

Вычисляем  $\sigma_{s,crc}$ :

$$M_s = M_{crc} - N_n(h_0 - y_u) + Pe_{sp} = 23.08 - 901.8 \cdot (0.29 - 0.17) + 911.4 \cdot 0.12 = 24.23 \text{ кН·м;}$$

$$e = \frac{M_s}{P - N_n} = \frac{24.23}{911.4 - 901.8} = 2.52 \text{ м;}$$

$$\frac{e}{h_0} = \frac{2.52}{0.29} = 8.7.$$

По табл. 32  $\zeta = 0.776$ ;  $z = \zeta \cdot h_0 = 0.776 \cdot 0.29 = 0.225$  м.

$$\sigma_{s,crc} = \frac{M_s/z - (P - N)}{A_{sp}} = \frac{24.23/0.225 - (911.4 - 901.8)}{556} \cdot 10^3 = 176.4 \text{ МПа} < (R_{s,ser} - \sigma_{sp}) = 280 \text{ МПа.}$$

$$\frac{162.2 - 0.8 \cdot 176.4}{258.8 - 0.8 \cdot 176.4} = 0.179 < 0.59, \text{ следовательно проверяем только непродолжи-$$

тельное раскрытие трещин.

Воспользуемся формулой:

$$a_{crc} = a_{crc2} \left( 1 + 0.4 \frac{\sigma_{sl} - 0.8\sigma_{s,crc}}{\sigma_s - 0.8\sigma_{s,crc}} \right),$$

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

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

$$\varphi_1 = 1.0; \varphi_2 = 0.5; \varphi_3 = 1.2;$$

$$\psi_s = 1 - 0.8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0.8 \frac{176.4}{258.8} = 0.455.$$

Базовое расстояние между трещинами:

$$l_s = 0.5 \frac{A_{bt}}{A_{sp} + A_s} d_s.$$

Высота растянутой зоны бетона:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + (P - N) / R_{bt,ser}},$$



где  $S_{red}$  – статический момент полного приведенного сечения относительно растянутой грани:

$$S_{red} = A_{red} \cdot y_t = 0.09507 \cdot 0.17 = 16.16 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$y_0 = \frac{16.16 \cdot 10^{-3}}{0.09507 + (911.4 - 901.8)/(1.75 \cdot 10^3)} = 0.161 \text{ м.}$$

С учетом неупругих деформаций растянутого бетона:

$$y_t = k \cdot y_0 = 0.9 \cdot 0.161 = 0.145 \text{ м};$$

$$A_{bt} = b \cdot y_t = 0.26 \cdot 0.145 = 0.0377 \text{ м}^2;$$

$$l_s = 0.5 \frac{0.0377 \cdot 10^6}{556} \cdot 15 = 508.5 \text{ мм.}$$

Значение  $l_s$  принимается не более 400 мм, далее в расчете принято  $l_s = 400$  мм.

$$a_{crc2} = 1 \cdot 0.5 \cdot 1.2 \cdot 0.455 \cdot \frac{258.8}{1.95 \cdot 10^5} \cdot 400 = 0.145 \text{ мм,}$$

$$a_{crc} = 0.145 \cdot \left( 1 + 0.4 \cdot \frac{162.2 - 0.8 \cdot 176.4}{258.8 - 0.8 \cdot 176.4} \right) = 0.155 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0.3 \text{ мм.}$$

Трещиностойкость нижнего пояса обеспечена.

## 8.6. Расчет узлов фермы

### Расчет опорного узла

Для обеспечения прочности опорного узла необходимо подобрать дополнительную продольную ненапрягаемую арматуру, а также поперечную арматуру узла.

Требуемая площадь дополнительной ненапрягаемой продольной арматуры класса А400:

$$A_s = 0.2 \frac{U}{R_s} = 0.2 \cdot \frac{1078.7}{350} \cdot 10^3 = 616.4 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4Ø16 А400 ( $A_s = 804 \text{ мм}^2$ ).

*Расчет на отрыв части опорного узла по линии АВ.*

Выполнив чертеж узла, можно определить фактическую длину анкеровки напрягаемой и ненапрягаемой арматуры. Из **рис. 24** имеем  $l_{1a} = l_1 = 620$  мм (можно принимать по линии пересечения АВ с осью, проходящей через центр тяжести предварительно-напряженной арматуры нижнего пояса).

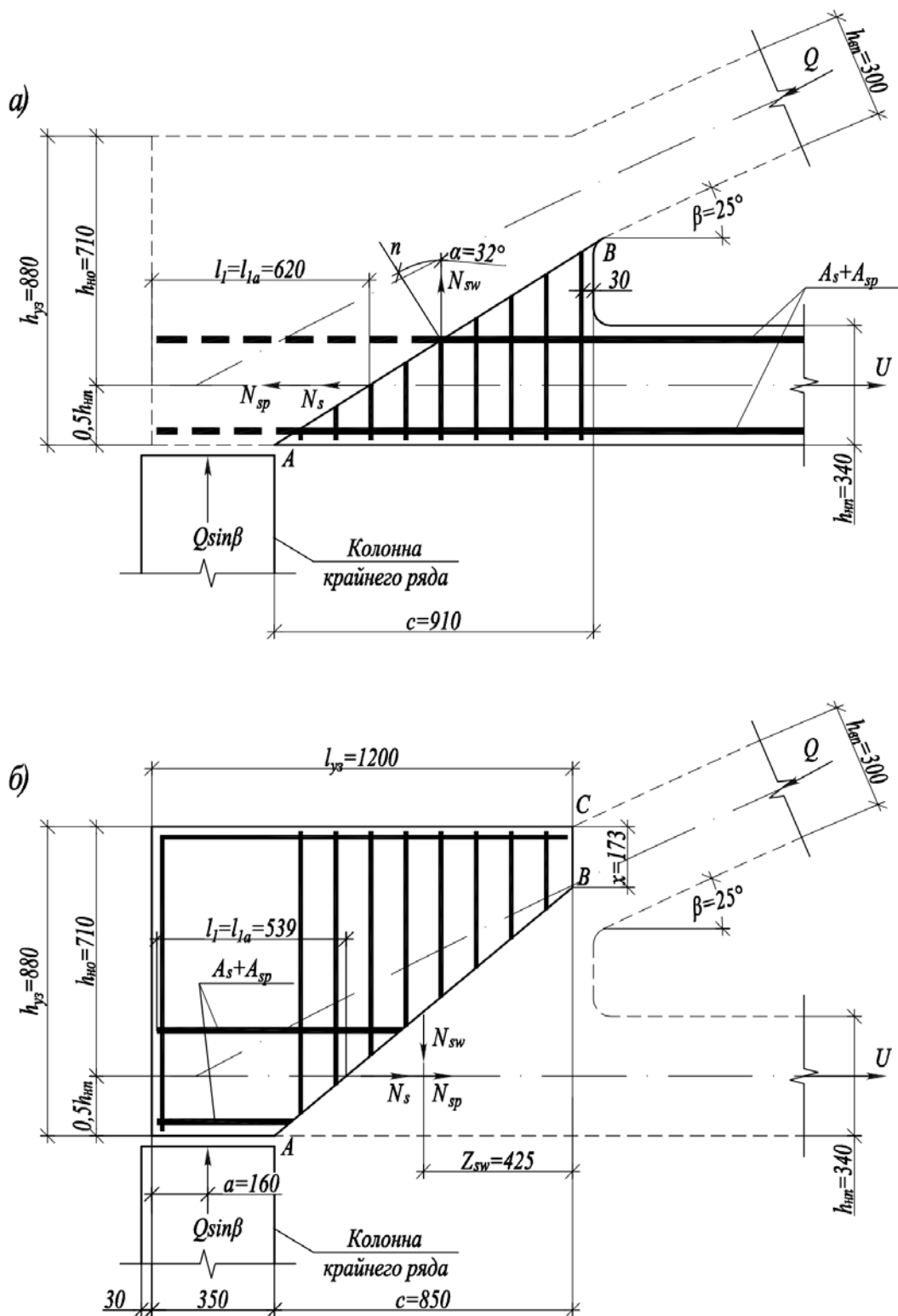


Рис. 24. К расчету опорного узла безраскосной фермы

Минимально необходимая длина заделки ненапрягаемой арматуры класса А400:

$$l_{3a} = 35d = 35 \cdot 16 = 560 \text{ мм} < l_{1a} = 620 \text{ мм, следовательно далее принимаем } \frac{l_{1a}}{l_{3a}} = 1.$$

То же для напрягаемой канатной арматуры:  $l_3 = 1500 \text{ мм}$ .

В опорном узле примем расположение поперечной арматуры из стали класса А400 в виде двух плоских каркасов у противоположных граней с шагом вертикальных стержней 100 мм. В этом случае количество стержней, которые пересекают линию  $AB$ ,  $n = 2 \cdot 7 = 14$  (за исключением тех стержней, расстояние которых от точки  $A$  и  $B$  менее 10 см). Угол  $\alpha$  к нормали  $n$  составил  $32^\circ$ . Тогда площадь сечения одного стержня поперечной арматуры:

$$A_{sw,1} = \frac{U - R_s \cdot A_{sp} \frac{l_1}{l_3} - R_s \cdot A_s \frac{l_{1a}}{l_{3a}}}{n \cdot R_{sw} \cdot \text{ctg} \alpha} = \frac{1078.7 \cdot 10^3 - 1215 \cdot 1112 \cdot \frac{620}{1500} - 350 \cdot 804}{14 \cdot 280 \cdot \text{ctg} 32^\circ} = 38.1 \text{ мм}^2$$

*Расчет на изгиб в наклонном сечении ABC.*

Определим высоту сжатой зоны  $x$ , приняв предварительно  $l_{1a} = l_1 = 620$  мм:

$$x \approx \frac{R_s \cdot A_{sp} \frac{l_1}{l_3} + R_s \cdot A_s \frac{l_{1a}}{l_{3a}}}{R_b \cdot b} = \frac{1215 \cdot 1112 \cdot \frac{620}{1500} + 350 \cdot 804}{17 \cdot 260} = 190 \text{ мм.}$$

Построив линию  $ABC$  при  $x = 190$  мм, находим  $l_{1a} = l_1 = 544$  мм. Снова вычисляем  $x$ :

$$x \approx \frac{R_s \cdot A_{sp} \frac{l_1}{l_3} + R_s \cdot A_s \frac{l_{1a}}{l_{3a}}}{R_b \cdot b} = \frac{1215 \cdot 1112 \cdot \frac{544}{1500} + 350 \cdot 804 \cdot \frac{544}{560}}{17 \cdot 260} = 173 \text{ мм.}$$

При  $x = 173$  мм находим  $l_{1a} = l_1 = 539$  мм. Принимаем эти значения как окончательные.

Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре  $N_{sw}$  до моментной точки (по середине высоты сжатой зоны)  $Z_{sw} = 425$  мм. Требуемая площадь одного стержня поперечной арматуры:

$$A_{sw,1} = \frac{Q(l_{y3} - a) \sin \beta - R_s \cdot A_s \frac{l_{1a}}{l_{3a}} (h_{но} - 0.5x) - R_s \cdot A_{sp} \frac{l_1}{l_3} (h_{но} - 0.5x)}{R_{sw} \cdot n \cdot Z_{sw}} =$$

$$= \frac{1185.5 \cdot 10^3 \cdot (1200 - 160) \sin 25^\circ - 350 \cdot 804 \cdot \frac{539}{560} (710 - 0.5 \cdot 173) - 1215 \cdot 1112 \cdot \frac{539}{1500} (710 - 0.5 \cdot 173)}{280 \cdot 12 \cdot 425} =$$

$$= 34.6 \text{ мм}^2$$

Принимаем в опорном узле поперечные стержни  $\varnothing 8$  А400 ( $A_{sw} = 50.3 \text{ мм}^2$ ) с шагом 100 мм.

Вычислим длину зоны передачи напряжений в опорном узле по формуле:

$$l_p = \frac{\sigma_{sp(1)} \cdot A_{sp}}{R_{bond} \cdot u_s}.$$

Сопротивление сцепления арматуры с бетоном:

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt} = 2.2 \cdot 1.0 \cdot 0.9 = 1.98 \text{ МПа},$$

где  $\eta_1 = 2.2$  и  $\eta_2 = 1.0$  – коэффициенты, принимаемые согласно указаниям п. 10.3.24 [1]; а  $R_{bt}$  определяют интерполяцией по классу, соответствующему передаточной прочности бетона  $R_{bp}$ :

$R_{bt} = 0.9$  МПа (как для класса бетона В20 при передаточной прочности  $R_{bp} = 20$  МПа);

$$A_{sp} = 139 \text{ мм}^2 \text{ (площадь одного стержня К7–15,2);}$$

$$u_s = \pi \cdot d = 3.14 \cdot 15.2 = 47.8 \text{ мм (периметр его сечения);}$$

$$l_p = \frac{937.38 \cdot 139}{1.98 \cdot 47.8} = 1377 \text{ мм};$$

$$0.6 \cdot l_p = 826 \text{ мм}.$$

На длине  $l = 900$  мм устанавливаем с шагом 100 мм сетки косвенного армирования из проволоки  $\text{Ø}4$  Вр500 с ячейками 50x50 мм.

Для предупреждения образования продольных трещин при отпуске арматуры  $A_{sp}$  устанавливаем поперечную, приваренную к нижней закладной детали, арматуру  $A_{II}$  класса А400:

$$A_{II} = 0.2 \frac{R_s \cdot A_{sp}}{R_{sII}} = 0.2 \frac{1215 \cdot 1112}{350} = 772 \text{ мм}^2.$$

Принято  $6\text{Ø}14$  А400 ( $A_{II} = 923.6 \text{ мм}^2$ ).

### Расчет промежуточного узла

Расчет будем вести для стойки №1, испытывающей действие наибольшего изгибающего момента. Усилия в стойке:

$$N = -25.19 \text{ кН}; M = 33.53 \text{ кН}\cdot\text{м}; e_0 = \frac{M}{N} = \frac{33.53}{25.19} = 1.33 \text{ м}.$$

При продольной арматуре стойки  $2\text{Ø}16$ А400 ( $A_s = 402.1 \text{ мм}^2$ ) и при коэффициенте  $\eta = A_{s,расч}/A_{s,факт} = 356/402.1 = 0.886$  вычислим напряжение в растянутой арматуре по формуле:

$$\sigma_s = \eta \cdot R_s = 0.886 \cdot 350 = 310 \text{ МПа.}$$

Проверяем условие:

$$l + a \geq \frac{\sigma_s}{250} 22d ;$$

$l = 265 \text{ мм}$  (см. **рис. 25**);

$a = 0$ , так как арматура стойки не имеет на концах дополнительных анкеров;

$$\frac{310}{250} \cdot 22 \cdot 16 = 436.5 \text{ мм} > 265 \text{ мм, следовательно анкеровки продольной арматуры}$$

недостаточно.

Устанавливаем в узел дополнительную арматуру в виде двух сеток с продольными стержнями из  $4\text{Ø}10 \text{ A240}$  ( $A_{se} = 314.2 \text{ мм}^2$ ) и снова проверяем условие анкеровки:

$$\eta = A_{s,расч}/A_{s,факт} = 356/(402.1+314.2) = 0.497;$$

$$\sigma_s = \eta \cdot R_s = 0.497 \cdot 350 = 174 \text{ МПа};$$

$$\frac{174}{250} \cdot 22 \cdot 16 = 245 \text{ мм} < 265 \text{ мм.}$$

Условие, обеспечивающее надежную анкеровку, выполнено.

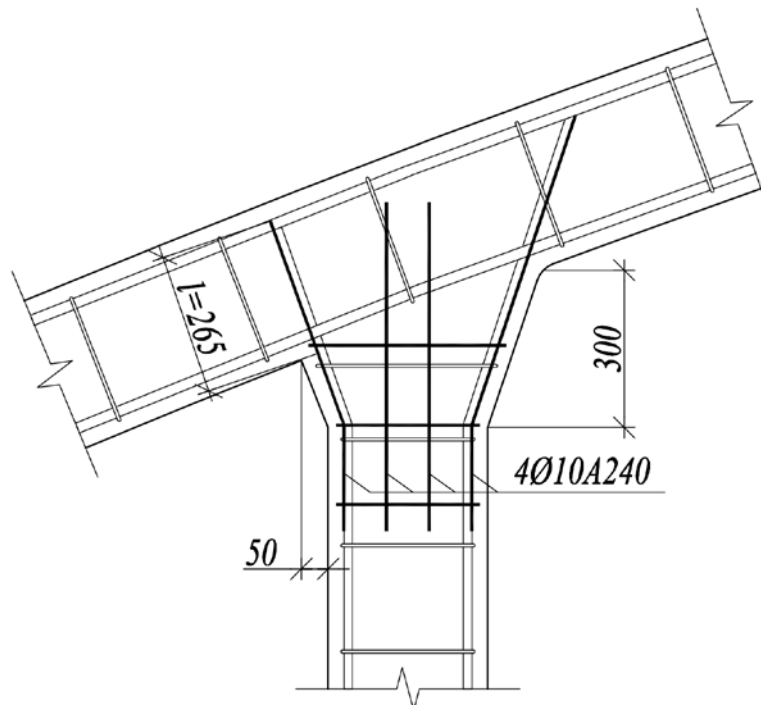


Рис. 25. К расчету промежуточного узла безраскосной фермы

### 8.7. Прочность нижнего пояса в стадии изготовления

Усилие обжатия  $P_1$ , передающееся на бетон при отпуске преднапряженной арматуры  $A_{sp}$ , вычисляем с учетом первых потерь при коэффициенте точности натяжения  $\gamma_{sp} = 1.1$  по формуле:

$$P_{(1)} = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp(1)} \cdot \gamma_{sp} - 330);$$

$$\sigma_{sp(1)} = 937.38 \text{ МПа (см. п. 8.5);}$$

$$P_{(1)} = 1112 \cdot (937.38 \cdot 1.1 - 330) \cdot 10^{-3} = 779.6 \text{ кН.}$$

Расчетное сопротивление бетона сжатию  $R_b^{(p)}$ , соответствующее передаточной прочности  $R_{bp} = 20$  МПа:

$$R_b^{(p)} = 11.5 \text{ МПа,}$$

$$R_b^{(p)} \cdot A = 11.5 \cdot 0.26 \cdot 0.34 \cdot 10^3 = 1016.6 \text{ кН} > P_{(1)} = 779.6 \text{ кН.}$$

Прочность обеспечена.

Требования к выполнению рабочего чертежа безраскосной фермы аналогичны требованиям к раскосной ферме.

Конструкция безраскосной фермы представлена на **рис. 27**.

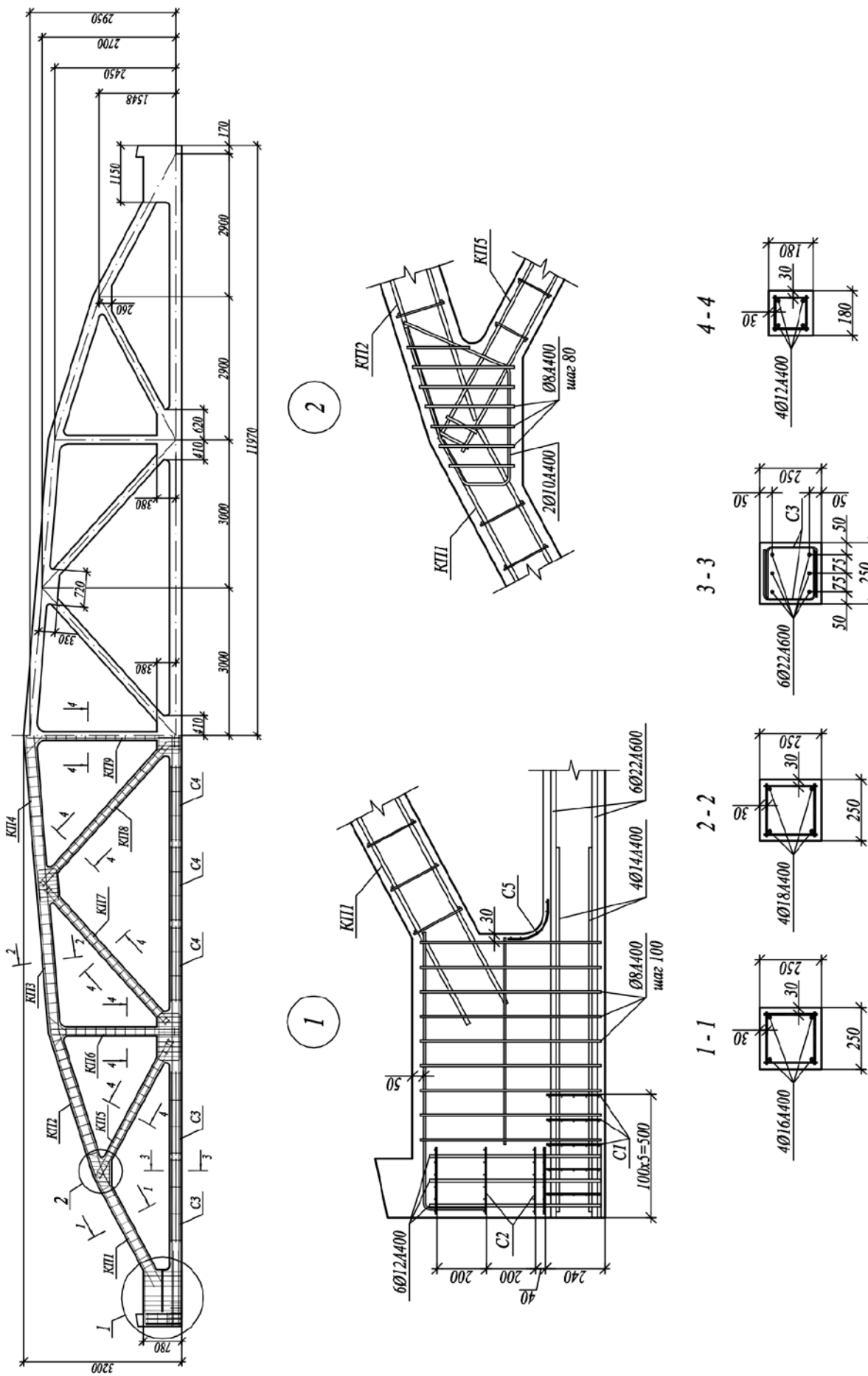


Рис. 26. Конструкция раскосной фермы

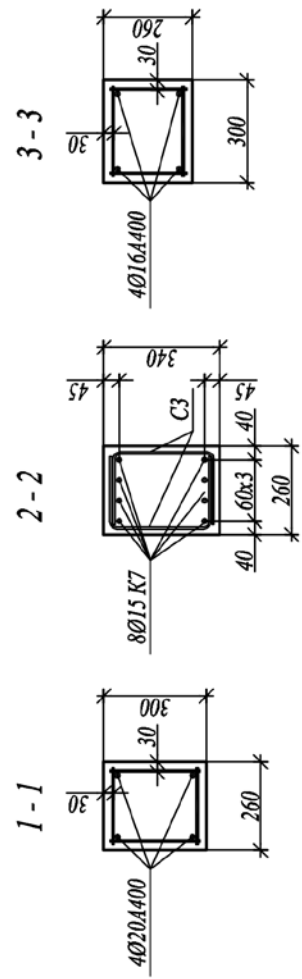
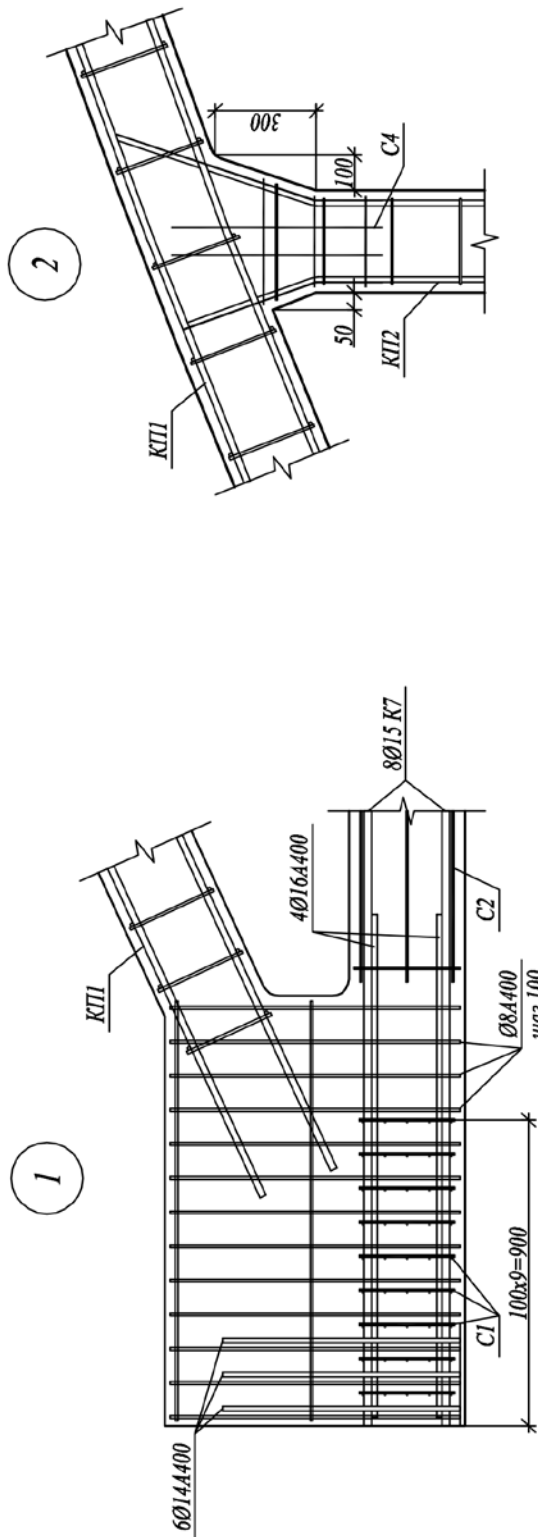
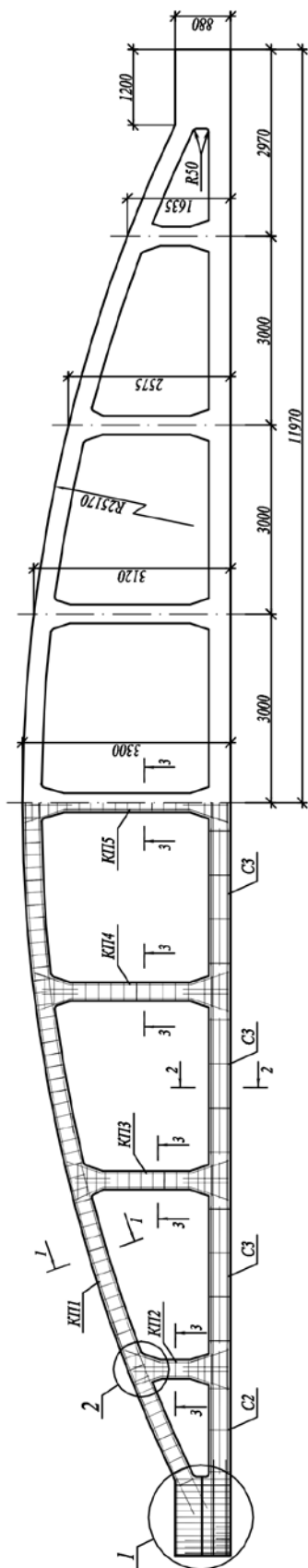


Рис. 27. Конструкция безраскосной фермы



## 9. КОМПОНОВКА КАРКАСА

Основными несущими элементами каркаса являются колонны, ригели, фундаменты, подкрановые балки и плиты покрытия, образующие жесткий диск, который объединяет все элементы каркаса в единую, совместно деформирующуюся систему. Совместная работа элементов каркаса обеспечивается также системой горизонтальных и вертикальных связей. С целью уменьшения температурных деформаций всё здание обычно разделяется поперечными швами на отдельные температурные блоки. При большой ширине здания предусматриваются также продольные температурные швы.

В курсовом проекте размеры температурного блока заданы, и студент в процессе компоновки каркаса должен решить вопросы привязки колонн к продольным и поперечным осям в пределах одного температурного блока и с помощью рационально размещенных связей обеспечить его пространственную жесткость и устойчивость.

Сначала необходимо определить высоту  $H$  здания (от уровня пола до низа ригеля). Она определяется заданной отметкой головки подкранового рельса – размер  $H_0$ , высотой крана  $H_{кр}$  заданной грузоподъемности и минимально необходимым зазором между мостовым краном и низом ригеля, который обычно принимается равным 100 мм.

Полученное значение  $H$  округляется в большую сторону, следуя правилу: при значениях  $H$  до 10.8 м – кратно 1.2 м, при больших высотах – кратно 1.8 м. После определения высоты здания, а также в зависимости от величины пролета и грузоподъемности мостовых кранов необходимо выбрать тип колонн.

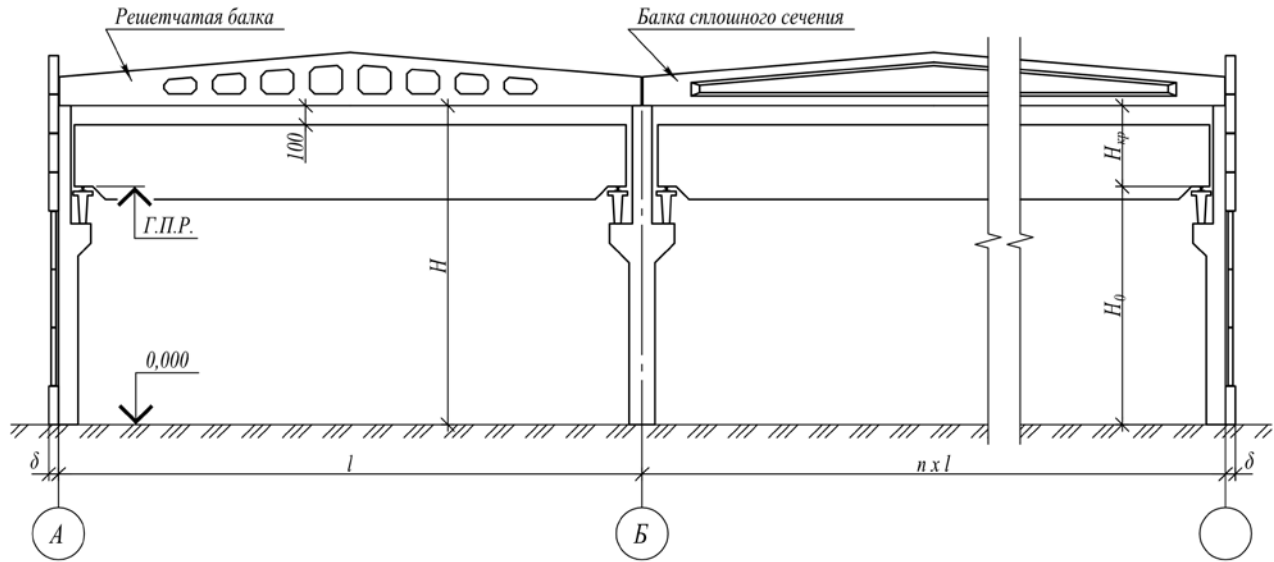
Сплошные колонны прямоугольного сечения в зданиях с мостовыми кранами применяются в следующих случаях:

- при пролетах многопролетных зданий 18 и 24 м и шаге крайних и средних колонн соответственно 6 и 6; 6 и 12; 12 и 12;
- при отметках низа стропильных конструкций (ригелей) 8.4 и 9.6 м.
- грузоподъемности кранов 10 и 20 тс;
- при пролетах не более 18 м в однопролетных зданиях, шаге колонн 6 м, отметке низа ригеля не более 9.6 м и грузоподъемности кранов не более 20 тс.
- при пролетах не более 18 м в однопролетных зданиях, шаге колонн 6 м, отметке низа ригеля не более 9.6 м и грузоподъемности кранов не более 20 тс.

Здание с «нулевой» привязкой колонн крайних рядов к продольным осям.

Колонны сплошного сечения с шагом  $l_1 = l_2$ .

Ригели в виде балок:



Здание с двухветвенными колоннами со смещением на 250 мм относительно крайней продольной оси.

Шаг колонн по наружным рядам  $l_2$ ; по внутренним  $l_1 = 2l_2$ .

Ригели в виде ферм:

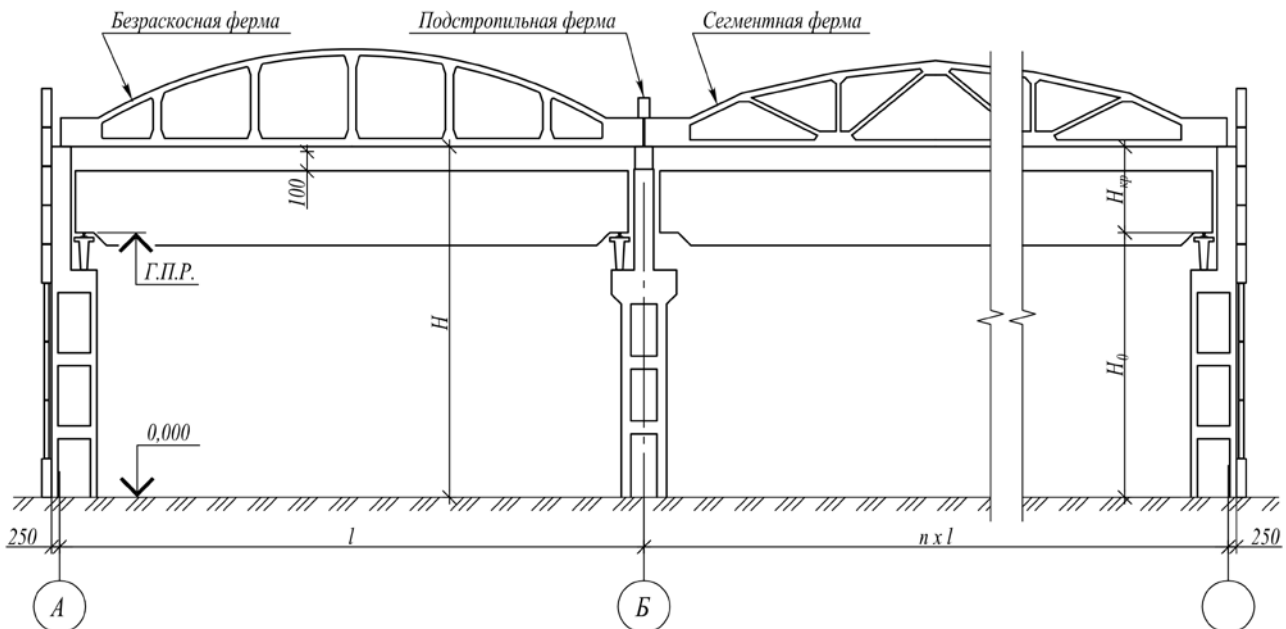


Рис. 28. Конструктивные размеры одноэтажных промышленных зданий

Двухветвенные колонны применяются в однопролетных и многопролетных зданиях при следующих параметрах:

- пролеты 18 и 24 м, отметка низа ригеля 10.8 м и грузоподъемность кранов 10 и 20 тс и более;

- пролеты 18, 24 и 30 м, отметка низа ригеля 12.0 м и грузоподъемность кранов 10, 20, 32 и 50 тс;

- пролеты 18, 24 и 30 м, отметка низа ригеля 14.4 м и грузоподъемность кранов 10, 20, 32 и 50 тс;

- пролеты 24 и 30 м, отметка низа ригеля 16.8, 18 м и более и грузоподъемность кранов 32 и 50 тс, шаг колонн 6 и 12 м по крайним рядам и 12 м по средним рядам.

При различном шаге колонн по наружным и внутренним рядам, по внутренним продольным рядам колонн устанавливают подстропильные конструкции, обычно в виде ферм. Привязка колонн к координатным осям определяется следующими соображениями. Оси колонн смещаются относительно крайних поперечных осей у торцов температурного блока внутрь на 500 мм и совмещаются с поперечными промежуточными осями.

Продольные оси крайних рядов зданий совмещаются с наружными гранями колонн (нулевая привязка) при кранах грузоподъемностью не более 32 т, шаге колонн 6 м и высоте здания менее 16.2 м.

Наружные грани двухветвенных колонн, располагаемых с шагом 6 м при высоте здания 16.2 и 18 м и двухветвенных колонн при высоте здания до 18 м с шагом 12 м, смещаются на 250 мм наружу от продольных координатных осей здания.

Система вертикальных и горизонтальных связей предназначена обеспечить жесткость покрытия в целом, придать устойчивость сжатым поясам ригелей поперечных рам, воспринять ветровые нагрузки, действующие на торец здания, и передать тормозные усилия от мостовых кранов на все элементы каркаса.

При действии горизонтальных нагрузок в продольном направлении силы, приложенные к покрытию, могут вызвать значительную деформацию ригелей, обладающих незначительной жесткостью из своей плоскости. Для предупреждения этих деформаций в крайних пролетах блока между колоннами устанавливают по высоте ригелей вертикальные связевые фермы, связанные между собой по верху колонн железобетонными или стальными распорками. Вследствие знакопеременного характера внешних воздействий решетка этих ферм проектируется крестовой системы.

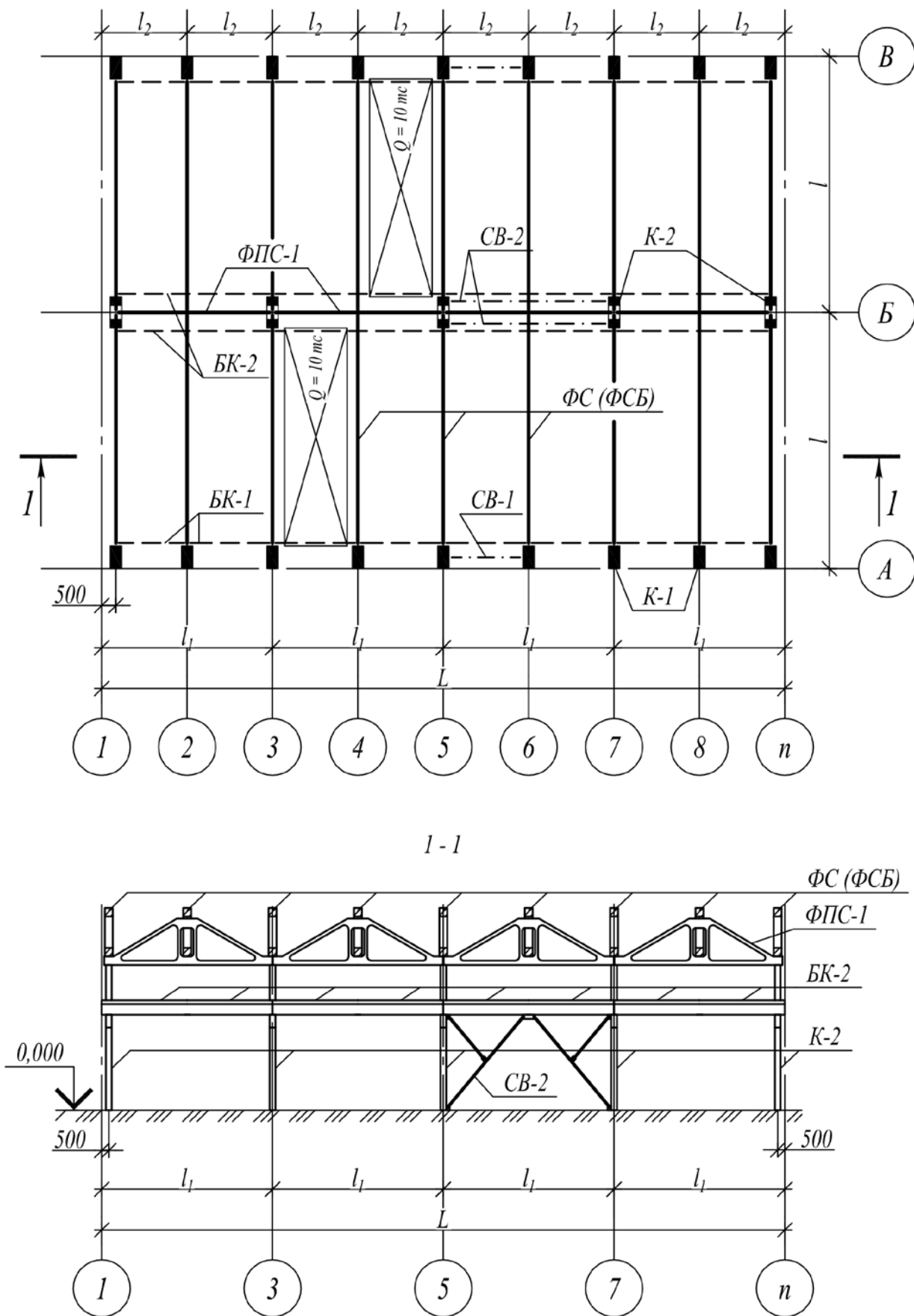


Рис. 29. Схемы расположения сборных элементов температурного блока

При высоте ригеля на опоре не более 800 мм и наличии приваренного к закладным листам колонны ребра, способного воспринять горизонтальную силу, по верху устанавливают только распорки.

Для восприятия тормозных крановых усилий в продольном направлении устанавливают вертикальные крестовые или порталные связи из стальных уголков в каждом из продольных рядов колонн. Для предупреждения развития значительных температурных деформаций блока эти связи предусматривают примерно в середине его длины.

Горизонтальные связи из стальных уголков по нижним поясам ригелей в зданиях большой высоты и со значительными пролетами устанавливают в торцах блока с целью увеличения сопротивления изгибу колонн на торце здания от ветровой нагрузки. Эти связи в виде диагональных крестовых распорок образуют ветровые фермы, поясами которых служат нижние пояса ригелей.

При отсутствии фонарей роль связей по верхним поясам ригелей играет жестко (на сварке) связанное с ними железобетонное покрытие. Обеспечению продольной устойчивости блока способствуют также подкрановые балки, шарнирно опирающиеся на подкрановые ветви или консоли колонн и имеющие обычно тавровое сечение с полкой, привариваемой к надкрановой части колонны.

Взаимное расположение всех основных несущих элементов каркаса и связей с указанием марок или позиций этих элементов, а также необходимых размеров и отметок, приводится на схемах расположения, включаемых в графическую часть проекта. На этом же листе приводится спецификация всех указанных на схеме элементов. На **рис. 29** приведены примеры компоновки каркаса и схемы расположения его основных элементов.

Фундаменты стаканного типа под колонны обычно выполняются из монолитного бетона класса В15 или В20. Их расположение в плане, а также расположение и марки фундаментных балок приводятся на листе со схемами расположений элементов.

## **10. КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНИКА**

Основной несущей конструкцией каркаса температурного блока является поперечная рама (поперечник), состоящая из колонн с шарнирно присоединенными к ним посредством монтажной сварки закладных деталей ригелей в виде балок и ферм.

Нижние концы колонн жестко заделываются в монолитные фундаменты. После определения генеральных размеров поперечника определяются размеры колонн. При шаге колонн по внутренним рядам, в два раза превышающем шаг колонн по наружным рядам, высота надкрановой части колонн внутреннего ряда на 700 мм, т.е. на высоту опорного узла типовой подстропильной конструкции, меньше высоты той же части колонн наружных рядов.

При назначении размеров сплошных и двухветвенных колонн рекомендуется пользоваться **рис. 30** и данными, приведенными в **табл. 18...21**, а также нормативно-технической и учебной литературой<sup>1</sup>. Там же приведены ориентировочные значения собственной массы этих колонн.

## 11. РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

Поперечник одноэтажного промышленного здания представляет собой свободную одноэтажную одно- или многопролетную раму, стойки которой жестко защемлены в монолитном фундаменте, а верхние шарнирные узлы обладают горизонтальной подвижностью, обусловленной упругими деформациями стоек. Эти деформации в зависимости от количества пролетов и грузоподъемности мостовых кранов имеют различную величину и могут в ряде случаев не учитываться. В частности, они могут не учитываться при количестве пролетов больше двух. Однако с целью выработки единой методики расчета, а также для обеспечения примерно одинакового объема расчетных работ для всех вариантов независимо от количества пролетов рекомендуется при выполнении курсового проекта учитывать смещение верхних узлов рамы.

Наличие горизонтальных смещений верхних узлов поперечных рам делает необходимым учет пространственной работы каркаса при расчете его на локальные крановые нагрузки.

Независимо от вида колонн при статическом расчете принимается, что стойки рамы являются сплошными стержнями с переменной по высоте жесткостью. Полученные внутренние усилия в сечениях стоек используются затем для вычисления моментов, поперечных и продольных сил в элементах двухветвенных колонн, которые рассчитываются на заключительном этапе расчета как многоэтажные однопролетные рамы.

---

<sup>1</sup> Шерешевский И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений. – Москва: «Архитектура-С», 2013. - С. 40-41.

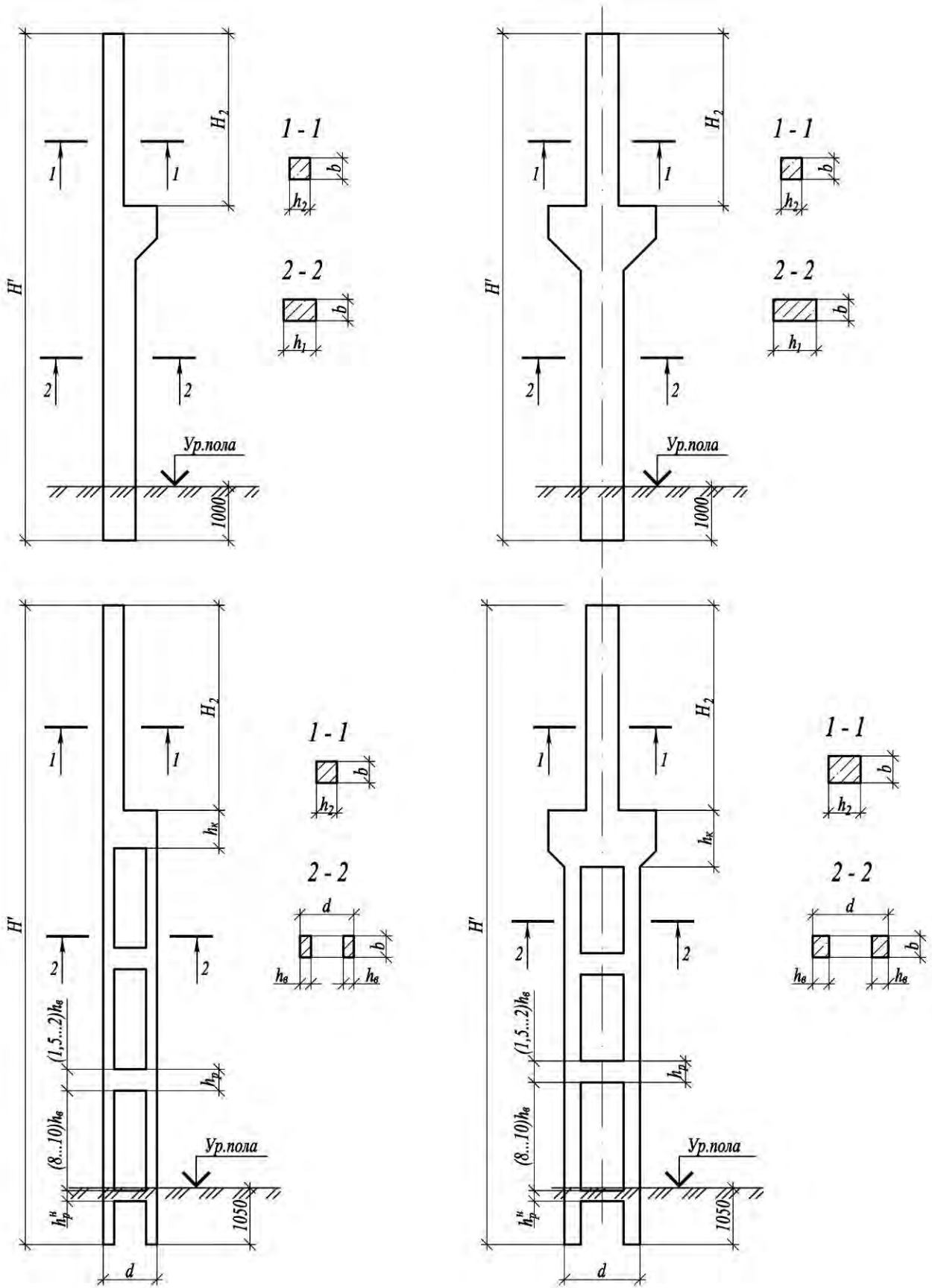


Рис. 30. Генеральные размеры сплошных и двухветвенных колон

Таблица 18. Рекомендуемые размеры сплошных колонн по крайним рядам

Высота здания $H$ , м	Пролет $L$ , м	Грузоподъемность крана $Q$ , тс	Размеры колонн, мм	Масса, т
8.4	18, 24	10	Шаг колонн 6 м, $H' = 9400$ , $H_2 = 3200$ , $h_2 = b = 380$ , $h_1 = 600$	5.3
9.6	18, 24	10, 20	$H' = 10600$ , $H_2 = 3800$ , $h_2 = 380$ , $b = 400$ , $h_1 = 800$	7.2
10.8	18, 24	10, 20	$H' = 9400$ , $H_2 = 3800$ , $h_2 = 500$ , $b = 400$ , $h_1 = 800$	8
8.4	18, 24	10	Шаг колонн 12 м, $H' = 9400$ , $H_2 = 3800$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_1 = 800$	9.3
9.6	18, 24	10, 20	$H' = 10600$ , $H_2 = 4200$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_1 = 800$	10.4
10.8	18, 24	10, 20	$H' = 11800$ , $H_2 = 4200$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_1 = 800$	11.6

Таблица 19. Рекомендуемые размеры сплошных колонн по средним рядам

Высота здания $H$ , м	Пролет $L$ , м	Грузоподъемность крана $Q$ , т	Размеры колонн, мм	Масса, т
8.4	18, 24	10	Шаг колонн 6 м, $H' = 9400$ , $H_2 = 3200$ , $h_2 = 600$ , $b = 400$ , $h_1 = 600$	7.0
9.6	18, 24	10, 20	$H' = 10600$ , $H_2 = 3800$ , $h_2 = 600$ , $b = 400$ , $h_1 = 800$	9.2
10.8	18, 24	10, 20	$H' = 11800$ , $H_2 = 3800$ , $h_2 = 600$ , $b = 400$ , $h_1 = 800$	10.1
8.4	18, 24	10	Шаг колонн 12 м (при шаге стропильных конструкций 12 м), $H' = 9400$ , $H_2 = 3800$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_1 = 800$	10.7
9.6	18, 24	10, 20	$H' = 10600$ , $H_2 = 4200$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_1 = 800$	11.8
10.8	18, 24	10, 20	$H' = 11800$ , $H_2 = 4200$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_1 = 800$	13.0
8.4	18, 24	10	Шаг колонн 12 м (при шаге стропильных конструкций 6 м), $H' = 8700$ , $H_2 = 3100$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_1 = 800$	10.1
9.6	18, 24	10, 20	$H' = 9900$ , $H_2 = 3500$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_1 = 800$	11.2
10.8	18, 24	10, 20	$H' = 11100$ , $H_2 = 3500$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_1 = 800$	12.4



Таблица 20. Рекомендуемые размеры двухветвенных колонн по крайним рядам

Высота здания $H, м$	Пролет $L, м$	Грузоподъемность крана $Q, т$	Размеры колонн, мм	Масса, $т$
10.8	18, 24	10	Шаг колонн 6 м, $H' = 11850$ , $H_2 = 3800$ , $h_2 = 380$ , $b = 400$ , $h_6 = 200$ , $d = 1000$	5.7
12.6	18, 24	10, 20, 32	$H' = 13950$ , $H_2 = 4100$ , $h_2 = 380$ , $b = 500$ , $h_6 = 200$ , $d = 1000$	8.5
14.4	18, 24	10, 20, 32	$H' = 15750$ , $H_2 = 4100$ , $h_2 = 380$ , $b = 500$ , $h_6 = 200$ , $d = 1000$	8.7
16.2	24	32, 50	$H' = 17550$ , $H_2 = 4700$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_6 = 250$ , $d = 1300$	14.8
18	24	32, 50	$H' = 19350$ , $H_2 = 4700$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_6 = 250$ , $d = 1300$	16.3
10.8	18, 24	10, 20	Шаг колонн 12 м, $H' = 11850$ , $H_2 = 4200$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_6 = 250$ , $d = 1300$	10.0
12.6	18, 24	10, 20, 32	$H' = 13950$ , $H_2 = 4500$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_6 = 250$ , $d = 1300$	11.7
14.4	18, 24	10, 20	$H' = 15750$ , $H_2 = 4500$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_6 = 300$ , $d = 1400$	14.7
16.2	24	32, 50	$H' = 17750$ , $H_2 = 5100$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_6 = 300$ , $d = 1400$	19.7
18	24	32, 50	$H' = 19350$ , $H_2 = 5100$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_6 = 300$ , $d = 1400$	21.8

Таблица 21. Рекомендуемые размеры двухветвенных колонн по средним рядам

Высота здания $H, м$	Пролет $L, м$	Грузоподъемность крана $Q, т$	Размеры колонн, мм	Масса, $т$
1	2	3	4	5
10.8	18, 24	10	Шаг колонн 12 м (при шаге стропильных конструкций 12 м), $H' = 11850$ , $H_2 = 4200$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_6 = 300$ , $d = 1400$	11.7
12.6	18, 24	10, 20, 32	$H' = 13950$ , $H_2 = 4500$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_6 = 300$ , $d = 1400$	13.7
14.4	18, 24	10, 20, 32	$H' = 15750$ , $H_2 = 4500$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_6 = 300$ , $d = 1400$	18.5
16.2	24	32, 50	$H' = 17550$ , $H_2 = 5100$ , $h_2 = 700$ , $b = 600$ , $h_6 = 350$ , $d = 1900$	24.0
18	24	32, 50	$H' = 19350$ , $H_2 = 5100$ , $h_2 = 700$ , $b = 600$ , $h_6 = 350$ , $d = 1900$	26.6
10.8	18, 24	10, 20	Шаг колонн 12 м, $H' = 11850$ , $H_2 = 3500$ , $h_2 = 600$ , $b = 500$ , $h_6 = 350$ , $d = 1400$	11.2

1	2	3	4	5
12.6	18, 24	10, 20, 32	$H' = 13950, H_2 = 3800, h_2 = 600,$ $b = 500, h_g = 300, d = 1400$	13.2
14.4	18, 24	10, 20	$H' = 15750, H_2 = 4500, h_2 = 600,$ $b = 600, h_g = 300, d = 1400$	17.9
16.2	24	32, 50	$H' = 17550, H_2 = 4500, h_2 = 600,$ $b = 700, h_g = 350, d = 1900$	23.3
18	24	32, 50	$H' = 19350, H_2 = 4500, h_2 = 600,$ $b = 700, h_g = 350, d = 1900$	25.9

## 12. СБОР НАГРУЗОК

Считается, что любая из средних по длине температурного блока поперечных рам подвергается одинаковым по величине воздействиям от собственной массы конструкции здания, а также снега и ветра. При расчете на крановые нагрузки необходимо учитывать возможность перераспределения усилий между нагруженными и ненагруженными рамами, т.е. выполнять расчет с учетом пространственной работы всего каркаса. Условные обозначения всех видов внешних нагрузок соответствуют данным выполненного далее примера статического расчета поперечника.

### 12.1. Постоянная нагрузка

Постоянная нагрузка передается на колонны крайних рядов в виде сосредоточенных сил  $F_1$  с эксцентриситетом  $e_1$  и сил  $F_2$  по оси колонн средних рядов.

Нагрузка от массы вертикального стенового ограждения, расположенного выше подкрановой ветви, передается на колонны крайних рядов с эксцентриситетом  $e_4$ ; от массы подкрановых балок в виде сосредоточенных сил с эксцентриситетами  $e = \lambda = 750$  мм относительно оси надкрановой части колонн. Нагрузка от вертикального стенового ограждения, включая массу остекления, расположенного ниже надкрановой части колонн, через фундаментные балки передается на фундаменты по крайним рядам и учитывается при расчете фундаментов. При расчете поперечной рамы эта нагрузка не учитывается.

Постоянные нагрузки принимаются при расчете конструкций с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f$ . На рис. 31 дана схема приложения постоянных нагрузок к поперечной раме.

## 12.2. Временная нагрузка от массы снегового покрова

Согласно п. 10.1 СП 20.13330.2011 [2] нормативное значение снеговой нагрузки  $S_0$  на горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле:

$$S_0 = 0.7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \quad (1)$$

где  $c_e$  – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с п. 10.5 – 10.9 [2];

$c_t$  – термический коэффициент, принимаемый в соответствии с п. 10.10 [2];

$\mu$  – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с п. 10.4 [2];

$S_g$  – вес снегового покрова на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли для площадок, расположенных на высоте не более 1500 м над уровнем моря, принимается в зависимости от снегового района РФ по данным табл. 10.1 [2].

Так как для всех вариантов здания принимается малоуклонная кровля ( $i = 1/12$ ), то следует принимать  $\mu = 1$ . Коэффициент надежности по снеговой нагрузке следует принимать равным  $\gamma_f = 1.4$ . Влияние сноса снега ветром и термического коэффициента можно не учитывать ( $c_e = c_t = 1$ ).

Для районов со средней температурой января:

- минус 5°C и ниже пониженное (длительное) нормативное значение снеговой нагрузки определяется умножением ее нормативного значения на коэффициент 0.7;

- выше минус 5°C пониженное нормативное значение снеговой нагрузки не учитывается.

Снеговая нагрузка передается на колонны крайних и средних рядов так же, как и постоянная нагрузка от покрытия (см. **рис. 31** и пример расчета рамы).

## 12.3. Временная ветровая нагрузка

При выполнении курсового проекта ветровая нагрузка принимается в виде распределенного по высоте здания или сосредоточенного статического давления, приложенного по нормали к внешней поверхности стены (положительная составляющая ветровой нагрузки), или от этой поверхности – отрицательная составляющая.

Согласно п. 11.1.2 СП 20.13330.2011 [2] нормативное значение ветровой нагрузки  $w$  определяется как сумма средней  $w_m$  и пульсационной  $w_p$  составляющих

$$w = w_m + w_p. \quad (2)$$

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки  $w_m$  в зависимости от эквивалентной высоты  $z_e$  над поверхностью земли определяется по формуле (п. 11.1.3 [2]):

$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c, \quad (3)$$

где  $w_0$  - нормативное значение ветрового давления, принимаемое в соответствии с табл. 11.1 [2];  $k(z_e)$  - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте здания (табл. 11.2 [2]);  $c$  - аэродинамический коэффициент, определяемый по приложению Д.1 [2].

При выполнении курсового проекта этот коэффициент можно принимать равным при всех вариантах:

- для положительных составляющих ветрового давления  $c = c_2 = 0.8$ ;
- для отрицательных составляющих  $c = c_1 = 0.5$ .

Коэффициент надежности для ветровой нагрузки следует принимать равным 1.4. Схема передачи ветровой нагрузки на раму указана на **рис. 31**, причем при составлении расчетных комбинаций усилий в стойках рамы необходимо учитывать возможность приложения этой нагрузки как «слева», так и «справа» (см. пример расчета рамы).

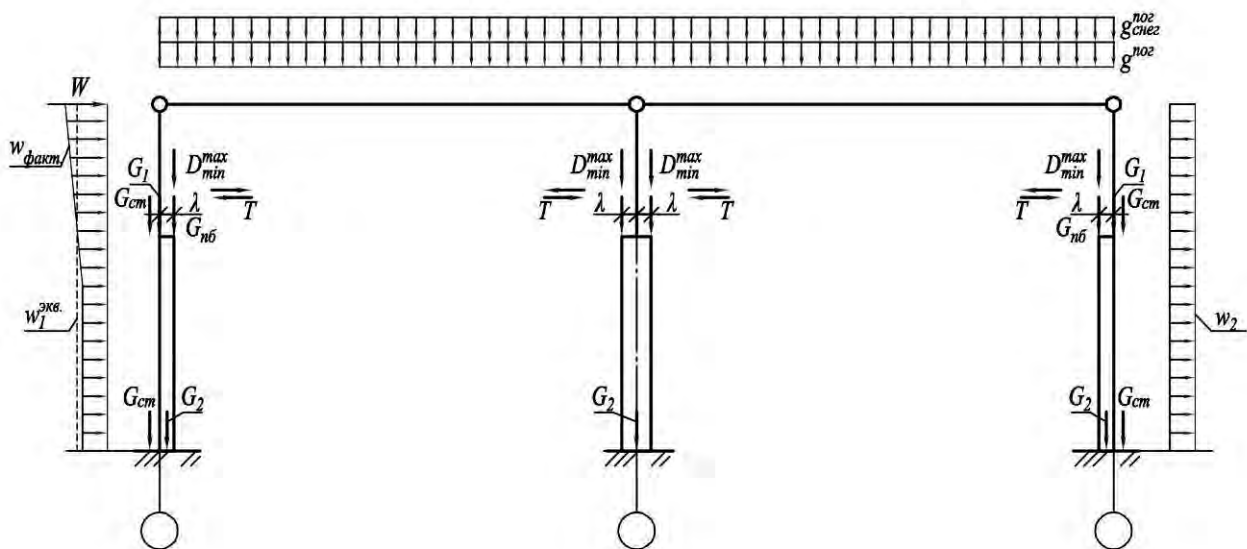


Рис. 31. Схема загрузки поперечной рамы

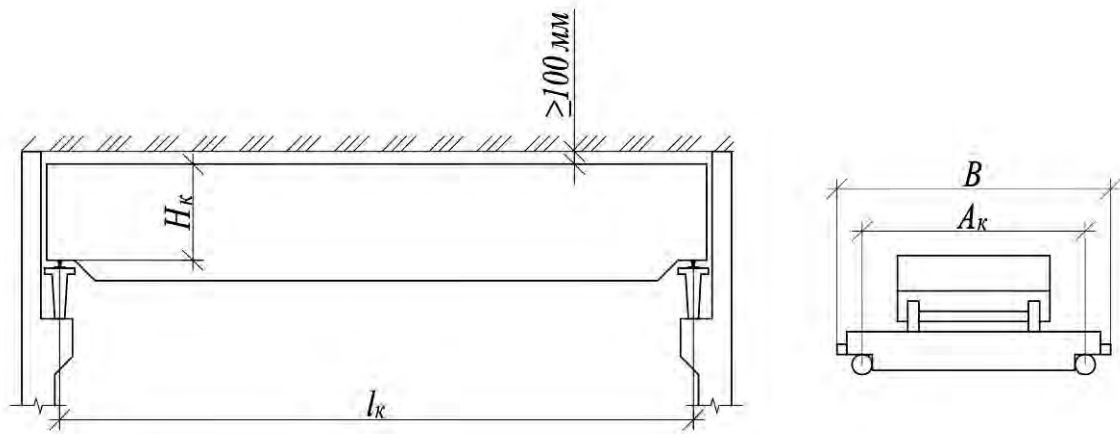


Рис. 32. Основные габариты мостового крана

#### 12.4. Временные крановые нагрузки

При определении усилий в элементах рамы от крановых нагрузок следует принимать, что в каждом из заданных пролетов действуют в нормальном режиме (5К) по два мостовых крана с заданной грузоподъемностью. Нагрузка от кранов в процессе их работы передается на стойки рамы в виде системы вертикальных сил от давления колес крана, приложенных с эксцентриситетами относительно оси надкрановых частей колонн  $\lambda = 750 \text{ мм}$ , а также в виде сосредоточенных горизонтальных инерционных усилий, возникающих при ускорении или торможении тележки крана вдоль моста (поперечной рамы). Равнодействующая этих сил определяется как опорная реакция подкрановых балок от вертикальных и горизонтальных составляющих крановой нагрузки, определяющейся от каждого из колес кранов. Максимальное значение этих опорных реакций определяется с помощью линий влияния суммарной опорной реакции двух смежных подкрановых балок. Наиболее опасное положение системы подвижных грузов от колес кранов можно определить, располагая над максимальной ординатой линий влияния наибольший по величине груз таким образом, чтобы в пределах всей длины линий влияния располагалось наибольшее, по возможности, количество грузов.

Основные габариты мостовых кранов и их характеристики, необходимые для расчета, указаны в специальных ГОСТах [4].

Горизонтальное давление крана передается на надкрановую ветвь на уровне верха подкрановой балки и определяется по формуле:

$$T = 0.05 \cdot (G_m + Q), \quad (4)$$

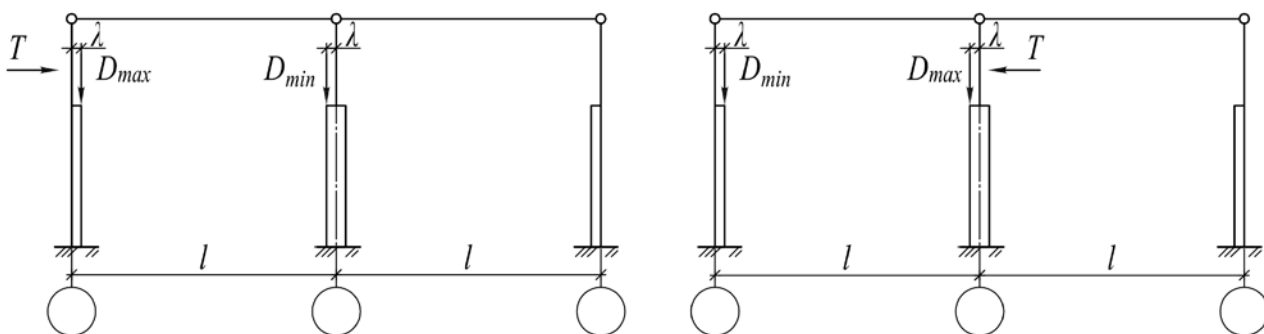
где  $G_m$  и  $Q$  – соответственно масса тележки и подъемная сила крана. Эта нагрузка учитывается только для работы двух кранов и считается приложенной к колоннам крайнего или среднего рядов.

При учете работы двух кранов режима 1К – 6К нагрузки от них умножаются на коэффициент сочетаний  $\psi_l = 0.85$ . При работе четырех кранов (по два в двух смежных пролетах) –  $\psi_l = 0.7$ .

Коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок принимается равным  $\gamma_f = 1.2$ .

Варианты приложения крановых нагрузок приведены в примере расчета трехпролетной рамы и на **рис. 33** – для двухпролетной рамы.

### Два крана в одном пролете



### В каждом пролете по два крана

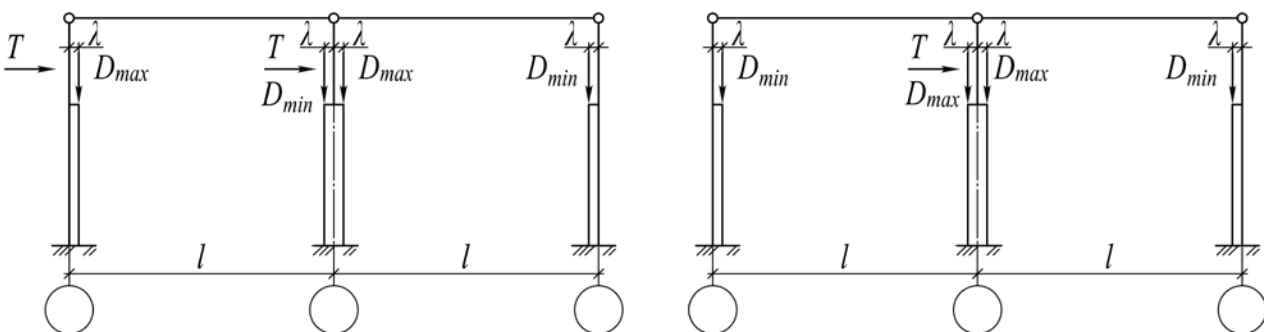


Рис. 33. Варианты нагружения поперечной рамы крановой нагрузкой

Расчет поперечной рамы выполняется на два варианта основного сочетания нагрузок:

– сочетание, включающее все нагрузки, в том числе кратковременные;

– сочетание, включающее только постоянные и длительные нагрузки.

За одну временную нагрузку следует принимать или снеговую, или ветровую, или крановую, под которой подразумевается возможное одновременное вертикальное и горизонтальное воздействия.

Пониженные значения крановых нагрузок определяются умножением нормативного значения вертикальной нагрузки от одного крана в каждом пролете здания на коэффициент 0.5 для групп режимов работы кранов 4К–6К.

Таблица 22. Расчетные длины колонн одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами

Рассчитываемая часть колонны	Расчетная длина $l_0$ при расчете		
	В плоскости поперечной рамы	В продольном направлении (из плоскости)	
		при наличии связей	при отсутствии связей
Подкрановая (нижняя)	$1.5H_1$	$0.8H_1$	$1.2H_1$
Надкрановая (верхняя)	$2.0H_2$	$1.5H_2$	$2.0H_2$

## 13. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

### 13.1. Рамы со стойками сплошного сечения

При выбранных конструктивных решениях поперечника, предполагающих жесткую заделку сплошных колонн одинаковой длины с переменной по высоте здания жесткостью в фундаменты и шарнирное соединение с ригелями, наиболее рациональным методом раскрытия статической неопределимости является метод перемещений. В этом случае независимо от числа пролетов количество неизвестных равно единице. Для определения неизвестных перемещений верхних узлов рамы при расчете на крановые воздействия следует с помощью коэффициента  $C_{dim}$  учесть пространственную работу каркаса. Уравнение перемещений принимает вид:

$$r_{11} \cdot C_{dim} \cdot \Delta_1 + R_{1p} = 0 ; \quad (5)$$

$$C_{\text{dim}} = \frac{1}{\frac{1}{n} + \frac{X_0^2}{2 \sum_1^m X_i^2}}, \quad (6)$$

где  $n$  – количество поперечных рам в рассматриваемом температурном блоке;

$X_0$  - расстояние от рассматриваемой рамы (обычно это вторая от торца блока рама) до середины блока;

$X_i$  - расстояние поперечных рам до середины блока;

$m = n/2$  - при четном количестве поперечных рам и  $m = (n-1)/2$  при нечетном количестве.

При расчете на постоянную, снеговую и ветровую нагрузки  $C_{\text{dim}} = 1$ . При неучете горизонтальных смещений рамы, что возможно при количестве пролетов не менее трех, а также при расчете на симметричные воздействия (постоянная и снеговая нагрузки)  $\Delta_1 = 0$ . В этом случае определение опорных реакций в верхней шарнирной связи независимых друг от друга стоек с нижними заземленными концами, на которые распадается рама, производится по формулам, приведенным в **табл. 23**. Решение о возможности замены расчета рамы расчетом отдельных стоек с неподвижными верхними концами принимается только по согласованию с преподавателем-руководителем курсового проекта.

Уравнение (5) составляется и решается для каждого из несимметричных нагружений (ветровая и крановая нагрузки). Упругая, учитывающая смещение верхних узлов, реакция  $B_e$  во введенной согласно методу перемещений горизонтальной связи при расчете на указанные воздействия определяется по формуле:

$$B_e = B + \Delta_1 \cdot B_{\Delta=1} \quad (7)$$

где  $B$  – реакция во введенной связи, без учета смещения последней (см. **табл. 23**);

$B_{\Delta=1}$  – реакция в той же связи от ее единичного смещения;

$\Delta_1$  – фактическое смещение связи от заданной нагрузки, определенное из уравнения (5).

После определения упругой реакции во введенной связи определяют в расчетных сечениях колонны все силовые факторы, рассматривая эту колонну как



консольный стержень, нагруженный реакцией  $B_e$  и внешней нагрузкой. Статический расчет рамы может быть также выполнен на ПК по любой из известных программ.

### 13.2. Рамы со стойками сквозного сечения (двухветвенные колонны)

В данном случае расчет поперечника выполняется, по существу, в три этапа. На первом этапе целью расчета, как и в предыдущем случае, является определение реакции во введенной связи в поперечнике, стойки которого условно считаются сплошными с моментом инерции подкрановой части  $I_1$ , определяемого с достаточной точностью по формуле:

$$I_1 = 0.5h_g \cdot b \cdot (d - h_g)^2, \quad (8)$$

где  $b$  и  $h_g$  – ширина и высота сечения ветви в плоскости рамы;  $d$  – полная высота сечения нижней части колонны.

На втором этапе, предполагая, что нулевые точки эпюры моментов в ветвях расположены в середине высоты каждого из замкнутых отсеков, на которые подкрановая часть колонны разделена горизонтальными распорками, вычисляют ординаты эпюр моментов в этих ветвях по формуле:

$$M_{\text{sup},g} = \pm Q_g \cdot S / 2. \quad (9)$$

При ветвях одинакового сечения  $Q_g = Q/2$ ;  $Q$  – поперечная сила в рассматриваемом сечении условной сплошной колонны, определяемая как в консольном стержне;  $S$  – расстояние между осями распорок.

Опорные моменты в промежуточных распорках определяются из условия равновесия узлов, где сходятся ветви и распорки:

$$M_{\text{sup},p} = \pm Q \cdot S / 2. \quad (10)$$

Поперечные силы в распорках:

$$Q_p = Q \cdot S / c. \quad (11)$$

Эпюра моментов в элементах двухветвенной колонны показана в примере расчета.

На третьем заключительном этапе вычисляют продольные силы в ветвях:

$$N_g = N / 2 \pm M \cdot \eta / c \quad (12)$$

где  $N$  и  $M$  – усилия по оси двухветвенной колонны, полученные из расчета ее на первом этапе.

Таблица 23. Формулы для определения реакций в верхних опорах колонн

Вид нагрузки	Параметр	Схема нагружения	B
Постоянная и снеговая	$\alpha = H_2/H$  $K = \alpha^3 \cdot (I_1/I_2 - 1)$  <i>n</i> – число панелей двухветвевой колонны  $K_1 = \frac{(1-\alpha)^3 \cdot I_1}{8n^2 \cdot I_0}$		$B = \frac{3M(1 + K/\alpha)}{2H(1 + K + K_1)}$
Крановый момент			$B = \frac{3M(1 - \alpha^2)}{2H(1 + K + K_1)}$
Тормозная сила			$B = \frac{T(1 - \alpha + K_1)}{(1 + K + K_1)}$
Ветер			$B = \frac{3qH[1 + \alpha K + 1.33(1 + \alpha)K_1]}{8(1 + K + K_1)}$
Смещение опоры			$B = \frac{3EI_1}{H^3(1 + K + K_1)}$

Примечание.

*q* – распределенное по высоте колонны давление ветра;

*I*<sub>1</sub>, *I*<sub>2</sub> – моменты инерции сечений подкрановой и надкрановой частей колонны.

Коэффициент продольного изгиба определяется по формуле:

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{cr}}, \quad (13)$$

где  $N$  – продольная сила от внешней нагрузки;

$N_{cr}$  – условная критическая сила, определяемая по формуле:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2}, \quad (14)$$

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

$$D = \frac{0,15E_b I}{\varphi_l(0,3 + \delta_e)} + 0,7E_s I_s. \quad (15)$$

Здесь  $I$  – момент инерции бетонного сечения относительно его центра тяжести;

$I_s$  – Момент инерции всей арматуры относительно центра тяжести бетонного сечения;

$\varphi_l$  – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента и равный

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{1l}}{M_1}; \quad (16)$$

где  $M_1$  и  $M_{1l}$  – моменты внешних сил относительно оси, нормальной плоскости изгиба и проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого при целиком сжатом сечении) стержня арматуры, соответственно, от действия всех нагрузок и от действия постоянных и длительных нагрузок;

$\delta_e$  – коэффициент, принимаемый равным  $e_0/h$ , но не менее 0.15.

При шаге колонн по наружным рядам 6 м, а по внутренним 12 м в расчетную поперечную раму включаются по две смежных стойки в каждом крайнем ряду, которые объединяют в одну условную стойку шириной  $2b$  и шагом, равным шагу колонн по средним рядам, т.е. 12 м (рис. 34).

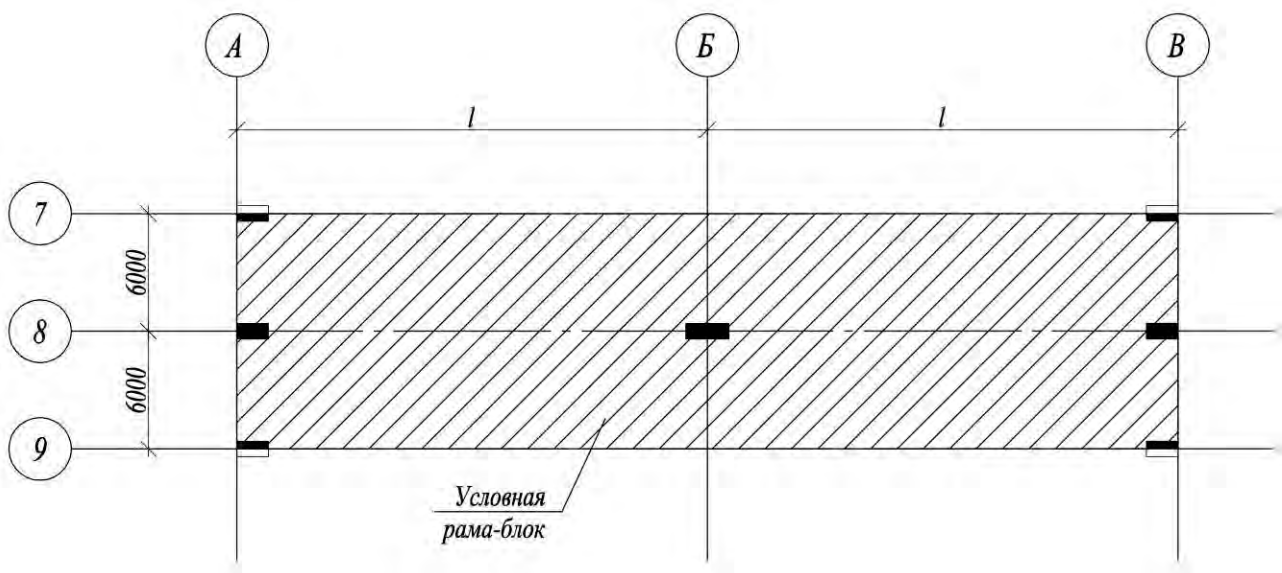


Рис. 34. Условная расчетная рама-блок при различном шаге колонн по наружным и внутренним рядам

### 13.3. Расчетные комбинации усилий в сечениях колонн

После определения силовых факторов в сечениях колонн составляют комбинации этих усилий для наиболее невыгодных, с точки зрения работы каркаса, загружений рамы.

Составляются обычно два варианта основного сочетания нагрузок:

- сочетание, включающее все нагрузки, в том числе кратковременные;
- сочетание, включающее только постоянные и длительные нагрузки.

При расчете сечений на прочность необходимо рассматривать три варианта комбинаций усилий. Две комбинации с наибольшими и наименьшими в алгебраическом смысле моментами и соответствующие им значения продольных и поперечных сил. Третья комбинация содержит наибольшее значение продольного усилия и соответствующие ему значения моментов и поперечных сил. С целью сокращения количества вычислений допускается по согласованию с преподавателем выполнить расчет на одну из комбинаций усилий со значениями  $M$  и  $N$ , близкими по абсолютной величине к наибольшим их величинам. Должно быть рассчитано как минимум два сечения колонны. Одно в надкрановой части, обычно в уровне примыкания этой ветви к подкрановой части колонны. Второе - в подкрановой части колонны с наибольшими по абсолютному значению  $M$  и  $N$ .

Нельзя рассматривать нереальные сочетания нагрузок, например, поперечное торможение тележки крана без вертикального кранового давления. Порядок составления таблиц расчетных комбинаций усилий приведен в примере расчета. Расчетные комбинации усилий рекомендуется составлять “вручную”, т.е. без применения ПК.

## 14. КОЛОННЫ

### 14.1. Подбор сечений арматуры сплошных колонн

В зависимости от величины эксцентриситета  $e_0$  продольной силы  $N$  возможен первый или второй случаи внецентренного сжатия. При значительных моментах, не меняющих знака как по длине колонны, так и при различных комбинациях расчетных усилий, наиболее экономичным является несимметричное армирование. При знакопеременных моментах и преобладающем влиянии продольных сил обычно назначают симметричное продольное армирование. Симметричное армирование является наиболее простым также с технологической точки зрения, и поэтому его рекомендуется рассматривать прежде всего при проектировании колонн по средним рядам. Этот же вариант армирования может быть использован и в колоннах по крайним рядам.

1. Подбор сечений симметричной арматуры выполняется в такой последовательности:

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} \quad (17)$$

2. Случайный эксцентриситет  $e_a$  принимается равным наибольшей из трех величин:  $l_0/600$ ,  $h/30$  или 10 мм.

Для элементов статически неопределимых конструкций значение эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения  $e_0 = \frac{M}{N}$  принимают равным значению эксцентриситета, полученного из статического расчета, но не менее  $e_a$ .

В случае если  $e_0 < e_a$ , необходимо скорректировать момент, умножив продольную силу на эксцентриситет  $e_a$ .

3. Вычисляют значения  $M_1$  и  $M_{1l}$  по формуле:

$$M_{1(l)} = M_{(l)} + 0.5N_{(l)}(h_0 - a'). \quad (18)$$

4. Коэффициент, учитывающий длительный характер внешней нагрузки:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{1l}}{M_1}. \quad (19)$$

5. Коэффициент  $\delta_e$  принимается равным  $e_0/h$ , но не менее 0.15.

6. Расчетная длина колонны  $l_0$  принимается согласно указаниям п. 8.1.17 [1] или по **табл. 22**

7. Предварительно задаются процентом армирования  $\mu$  и вычисляют значение

$$\mu\alpha = \mu \frac{E_s}{E_b}. \quad (20)$$

8. Вычисляется жесткость сечения по формуле:

$$D = E_b b h^3 \left[ \frac{0,0125}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)} + 0,175 \mu \alpha \left( \frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right]. \quad (21)$$

9. Условная критическая сила:  $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2}$ . (22)

10. Определяют значение коэффициента, учитывающего влияние продольного изгиба и величину расчетного изгибающего момента:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}; \quad (23)$$

$$M_{расч} = M \cdot \eta. \quad (24)$$

11. Принимают коэффициенты условий работы  $\gamma_{bi}$ , учитывающие особенности работы бетона в конструкции согласно п. 6.1.12 [1].

12. Определяют величины:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0}, \quad \alpha_{m1} = \frac{M + N \cdot \left( \frac{h_0 - a'}{2} \right)}{R_b b h_0^2}, \quad \delta = \frac{a'}{h_0}, \quad k = \frac{R_{sc}}{R_s}, \quad \xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{R_s}{700}}. \quad (25)$$

Предполагается, что имеем первый случай внецентренного сжатия, и тогда:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b h_0} = \alpha_n + \alpha_s (1 - k). \quad (26)$$

14. Далее проверяется условие  $\xi \leq \xi_R$ .

Если условие выполняется, то действительно имеет место первый случай, и значение  $\xi$ , полученное на предыдущем этапе, принимаем как окончательное.

Если оказалось, что  $\xi > \xi_R$ , то имеет место второй случай внецентренного сжатия и величину  $\xi$  необходимо уточнить по формуле:

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + \alpha_s(1 - k + 2\xi_R k)}{1 - \xi_R + \alpha_s(1 + k)}. \quad (27)$$

Здесь  $\xi$  зависит от неизвестного  $\alpha_s$ . Используется метод итераций.

Для первой итерации определяется значение  $\xi$  при

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1 \left(1 - \frac{\xi_1}{2}\right)}{1 - \delta}. \quad (28)$$

Далее для второй итерации вычисляется  $\alpha_s$  по формуле:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{1 - \delta}. \quad (29)$$

Затем снова находится  $\xi$  по формуле:

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + \alpha_s(1 - k + 2\xi_R k)}{1 - \xi_R + \alpha_s(1 + k)}. \quad (30)$$

Двух итераций достаточно.

15. Требуемое количество арматуры вычисляется по формуле:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_{sc}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{1 - \delta}. \quad (31)$$

16. Далее необходимо уточнить армирование, приняв  $\mu$  (п. 7) по фактически принятому количеству арматуры.

Если процент содержания принятого армирования оказался выше (но незначительно), чем принималось предварительно, то перерасчет можно не выполнять.

Независимо от результатов расчета рекомендуется принимать в сечении не менее четырех угловых стержней диаметром 16 мм. Расстояние между осями продольных стержней не должно превышать 400 мм.

Также следует учитывать конструктивные требования по минимальному содержанию продольной арматуры во внецентренно сжатых элементах:

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \geq \mu_{\min}, \quad (32)$$

$$\mu_{\min} = 0.001 \text{ при } \frac{l_0}{h} \leq 5;$$

$$\mu_{\min} = 0.0025 \text{ при } \frac{l_0}{h} \geq 25.$$

Для промежуточных значений гибкости  $\frac{l_0}{h}$  значения  $\mu_{\min}$  определяют по интерполяции.

Поперечное армирование колонн может назначаться без расчета из конструктивных соображений. Для вязаных и сварных каркасов диаметр хомутов  $d_{sw} > d_s/4$  и не менее 5 мм при расстоянии между ними  $S_w \leq 15d_s$  и не менее 500 мм. Для сварных каркасов диаметр поперечных стержней должен назначаться из условий свариваемости с продольной арматурой.

В зоне стыковки внахлестку (без сварки) продольных стержней вязаных каркасов, а также при  $A'_s / bh_0 > 0,015$  или  $(A_s + A'_s) / bh_0 > 0,03$  расстояние между хомутами должно быть не более  $10d_s$  и 300 мм. Продольные стержни сварных и вязаных каркасов не реже чем через один и на расстояниях не более чем через 400 мм должны располагаться в перегибах хомутов (при вязаной конструкции) или соединяться шпильками с продольными стержнями противоположных каркасов при выполнении их в сварном варианте. Шпильки допускается не ставить при ширине до 500 мм и при количестве продольных стержней у этой грани не более четырех.

Вблизи верхнего торца колонны устанавливаются на расстоянии не более 100 мм друг от друга без расчета две сетки из проволоки класса Вр500 диаметром 4-5 мм с ячейками 60x60 мм.

## 14.2. Расчет и конструирование консоли сплошной колонны

Вылет консоли  $l$  определяется расстоянием от оси подкрановой балки до надкрановой ветви  $\lambda = 750$  мм, шириной балки  $b_{n,\delta}$  и минимальным расстоянием от грани балки до конца консоли, равным 50 мм:

$$l = \lambda + 0.5b_{n,\delta} + 50 \text{ мм} - h_2, \quad (33)$$

где  $b_{n,\delta} = 200$  мм при шаге колонн 6 м и 340 мм при шаге колонн 12 м. Полученный размер округляют до значения, кратного величине 50 или 100 мм.



Рабочая высота консоли  $h_0$  принимается не менее  $1.1 \cdot l$ . Таким образом, согласно приведенным рекомендациям получают консоль, рассчитываемую и конструируемую как короткая консоль, у которой  $l \leq 0.9h_0$ . Высота свободной грани консоли должна быть не менее 300 мм. Консоли, воспринимающие крановые нагрузки, обычно армируют хомутами, диаметр  $d_{sw}$  и шаг  $S_w$  которых назначают из конструктивных соображений:

$$S_w \leq h/4 \text{ и } S_w \leq 150 \text{ мм ,}$$

$$d_{sw} \leq l \cdot h_0 / 15 \text{ и } d_{sw} \leq 25 \text{ мм .} \quad (34)$$

Расчет коротких консолей выполняется согласно указаниям приложения Ж СП 63.13330.2012 и в соответствии с примером, приведенным в данном пособии.

### 14.3. Подбор сечений арматуры двухветвенных колонн

Расчет прочности и подбор продольной и поперечной арматуры в надкрановой части колонны и в ветвях подкрановой части колонны производится аналогично сплошным колоннам.

Ввиду достаточно больших размеров сечения верхней распорки диаметр и количество стержней арматуры в ней могут назначаться без расчета, т.е. по конструктивным соображениям, исходя из минимального коэффициента армирования  $\mu_{\min} = 0.0005$  ( $\mu\% = 0.05$ ) и максимально допустимых расстояний между стержнями, равных 400 мм. Площадь сечения каждого из горизонтальных стержней этой распорки должна быть не менее 0.1% площади сечения бетона на участке с размерами по высоте, равными расстоянию между этими стержнями, и по ширине - половине ширине колонны, но не более 200 мм. Горизонтальная арматура верхней распорки объединяется с отогнутой и поперечной арматурой, диаметр которой назначают из условия свариваемости и принимают шаг  $S_w \leq 200$  мм, в пространственные каркасы.

Продольная, симметричная по высоте сечения, арматура промежуточных распорок назначается из расчета на знакопеременный изгибающий момент:

$$A_s = A'_s = M / R_s (h_0 - a') . \quad (35)$$

После установки поперечной арматуры с учетом упомянутых условий свариваемости и зависимости шага хомутов от высоты сечения ( $S \leq h/2$  и не более 150 мм) проверяют на прочность наклонные сечения промежуточных распорок:

$$q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / S; \quad (36)$$

$$C_0 = \sqrt{\varphi_{h2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 / q_{sw}}, C_w = C_0 \leq 2h. \quad (37)$$

Прочность наклонных сечений обеспечена, если:

$$Q_{wb} = q_{sw} \cdot C_w + \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{C_0} \geq Q_p. \quad (38)$$

Продольную арматуру распорок в виде четырех угловых стержней, объединенных с хомутами в пространственные каркасы, заводят за внутренние грани ветвей не менее чем на длину зоны анкеровки  $l_{an} = 20d_s$ .

После расчета колонны в плоскости поперечника необходима проверка их прочности из плоскости поперечника в направлении плоскости продольной рамы.

Этот расчет выполняется на максимальное продольное усилие со случайным эксцентриситетом (расчет приведен в примере, там же даны схемы армирования сплошных и двухветвенных колонн).

## 15. ПОРЯДОК ПРОЕКТИРОВАНИЯ ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД КОЛОННЫ

Значения усилий, передающихся на верхний обрез фундамента, принимаются из таблиц комбинации расчетных усилий для сечения IV-IV при  $\gamma_f \geq 1$ . При расчете фундамента под колонны крайних рядов необходимо также учесть нагрузку от массы наружных стен  $G_{CT}$ , расположенных ниже надкрановых частей колонн. Необходимые расчетные схемы и армирование фундаментов приведены в примере расчета.

Проектирование фундамента начинается с определения глубины заложения, на которую влияют геологическое строение площадки и район строительства. Как отмечалось выше, этот размер определяется также расчетом на прочность и конструктивными соображениями. Прежде всего, на высоту фундамента  $h$  оказывает воздействие глубина стакана  $h_{cm}$ . Она принимается для сплошных колонн в пределах от 800 до 900 мм при высоте сечения в плоскости рамы от 500 до 800 мм. Для двухветвенных колонн  $h_{cm} = 950 \dots 1200$  мм при общей высоте сечения подкрановой части колонны 1000...1900 мм. Рекомендуется общую высоту фундамента принимать кратной 300 мм и не меньше 1500 мм. Размеры стакана в плане поверху принимаются на 150 мм больше соответствующих размеров сечения колонн. Толщина стенок

поверху от 250 мм для сплошных колонн до 300 мм для двухветвенных. Стенки стакана обычно армируются горизонтальной и вертикальной арматурой, и по этой причине расчет на продавливание фундамента колонной не выполняется. Высоту подколонника  $h_1$  при выполнении курсового проекта можно принимать равной в первом приближении:

$$h_1 = h_{cm} + 200 \text{ мм} . \quad (39)$$

Подобранные размеры подколонника и стакана должны обеспечивать необходимую заделку ствола колонны и анкеровку его продольной арматуры.

Задаваясь далее трапециевидной эпюрой реактивного давления грунта под подошвой с максимальной ординатой  $\sigma = 1.2R$  и минимальной  $\sigma \leq 0.8R$  ( $R$  – расчетное сопротивление грунта основания), определяют размер фундамента в плане в направлении поперечника:

$$\alpha_\phi = e_0(2 + \sqrt{1.055K - 2.5}); \quad (40)$$

$$K = \frac{N_n}{(1.2R - \gamma_m \cdot d_\phi)\beta \cdot e_0^2}, \quad (41)$$

где  $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$  – среднее значение плотности от объемной массы фундамента и грунта на его обрезах;  $e_0 = M_n/N_n$ ;  $d_\phi$  - глубина заложения фундамента (предварительно может быть принята условно равной высоте подколонника);  $\beta = b_\phi / a_\phi \approx 0.8$ , где  $b_\phi$  – ширина фундамента. Размеры  $a_\phi$  и  $b_\phi$  округляют до нечетного числа и кратного 100 мм.

Если размеры фундамента в плане больше, чем размеры подколонника (что обычно бывает на практике), то задаются размерами уступов фундаментов (его плитной части). Высоту нижних уступов принимают равной 300 мм.

Верхний уступ (при количестве более двух) может быть принят увеличенной высоты до 450 мм. Горизонтальные размеры уступов назначают в соотношении от 1:1 до 2:1 к высоте уступов. После определения количества и размеров уступов уточняют общую высоту фундамента, округляя её в большую сторону до размера, кратного 300 мм.

Значения максимальных  $\sigma_{\max}$  и минимальных  $\sigma_{\min}$  ординат эпюры реактивных давлений в грунте под подошвой фундамента:

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N_n (1 \pm 6 \cdot e_0 / a_\phi)}{a_\phi \cdot b_\phi} + \gamma_m \cdot d, \quad (42)$$

где  $N_n$  – нормативное продольное усилие на уровне подошвы фундамента.

Максимальное давление  $\sigma_{\max}$  на грунт не должно превышать  $1.2R$ , минимальное  $\sigma_{\min} > 0$ , а среднее –  $\sigma_m \leq R$ .

В формулах (41) и (42) значения  $N$  и  $M$  берутся при коэффициенте надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$ .

Расчет на прочность от продавливания и изгиба по нормальным и наклонным сечениям выполняют от усилий с коэффициентом надежности  $\gamma_f > 1$ .

Рекомендуется сначала выполнить расчет фундамента на продавливание подколонником. Продавливания не происходит, если выполняются условия:

$$P \leq R_{bt} \cdot h_0 \cdot U_m; \quad (43)$$

$$P = N - \sigma_m \cdot A_1; \quad (44)$$

$$\sigma_m = N / A_\phi; \quad A_1 = (a_1 + 2h_0)(b_1 + 2h_0), \quad (45)$$

где  $a_1$  и  $b_1$  – размеры подколонника в плане;  $h_0$  – общая рабочая высота плитной части фундамента, см. **рис. 20**:

$$U_m = 2(a_1 + b_1 + 2h_0). \quad (46)$$

Очень часто нижняя ступень при высоте 300 мм имеет значительный вылет по горизонтали (до 600 мм), и тогда возникает необходимость проверки на продавливание этой ступени вышележащей частью фундамента. Эта проверка выполняется по формулам (43-45), в которых:

$$A_1 = (a_2 + 2h_{0н})(b_2 + 2h_{0н}); \quad U_m = 2(a_2 + b_2 + 2h_{0н}),$$

где  $h_{0н}$  – рабочая высота нижней ступени;  $a_2$  и  $b_2$  – размеры в плане части фундамента, расположенной выше нижней ступени.

Внецентренно нагруженные фундамента с прямоугольной подошвой рассчитываются на продавливание также по формуле (43), принимая:

$$P = A_2 \cdot \sigma_{\max}; \quad (47)$$

$$U_m = b_m, \quad (48)$$

где  $A_2$  – площадь заштрихованной части подошвы фундамента (см. **рис. 20**);  $b_m$  – средний размер грани пирамиды продавливания.

Рабочая высота нижней ступени должна также удовлетворять условию прочности по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении:

$$Q = \sigma_{\max} \cdot (l - c) \cdot b_{\phi} \leq \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b_{\phi} \cdot h_{0n}^2 / c, \quad (49)$$

где  $c$  – длина проекции рассматриваемого наклонного сечения;  $l$  – длина вылета нижней ступени;  $\varphi_{b2}$  – коэффициент, принимаемый равным 1.5.

Правая часть неравенства принимается не менее  $0.5R_{bt} \cdot b \cdot h_{0n}$  и не более  $2.5R_{bt} \cdot b \cdot h_{0n}$ .

Площадь сечения всех стержней нижней арматурной сетки в направлении поперечной рамы для любого из вертикальных сечений, проходящих по грани уступа:

$$A_{si} = \frac{M_i}{0.9h_{0i}R_s}; \quad (50)$$

$$M_i = 0.125\sigma_m(a_{\phi} - a_i)^2 b_{\phi}. \quad (51)$$

Из нескольких значений  $A_{si}$ , полученных для различных расчетных сечений, за расчетное принимают наибольшее. Армирование фундамента в направлении размера  $b$  принимают таким же, как и в направлении размера  $a$ . Обычно задаются шагом  $S$  рабочих стержней, равным 200 или 100 мм, и определяют площадь сечения одного стержня  $A_{s1}$  и количество стержней:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n}; \quad n = \frac{b_{\phi} - 100 \text{ мм}}{S} + 1. \quad (52)$$

Не рекомендуется принимать диаметр рабочих стержней меньше 10 мм. Диаметр рабочих стержней арматуры (сварной или вязаной) подошвы, укладываемых вдоль стороны 3 м и менее, должен быть не менее 10 мм, а стержней, укладываемых вдоль стороны более 3 м, – не менее 12 мм. В нижней плите укладывают обычно по высоте две сетки (одна на другую) с рабочей арматурой по взаимно перпендикулярным направлениям. Монтажная (нерабочая) арматура сеток с диаметром, назначаемым из условия свариваемости с рабочими стержнями, располагается с шагом  $S = 600$  мм. Толщину защитного слоя нижних сеток можно принимать равной 50 мм. При размере фундамента в плане меньше 3 м можно ограничиться одной сеткой с рабочей арматурой во взаимно перпендикулярных направлениях.

Необходимое вертикальное армирование стенок стакана определяем из расчета на внецентренное сжатие по горизонтальному сечению А-А, проходящему по торцу колонны (см. **рис. 19**). Этот расчет можно выполнять на те же усилия, как и сечение стойки рамы, с учетом нагрузки от веса наружных стен для колонн по крайним рядам с размерами подколонника в плане  $a_1$  и  $b_1$ .

Момент вычисляется относительно оси колонны на уровне сечения А-А от внешних сил:

$$M = M_4 + Q_4 \cdot h_{cm} + (G_{CT} + G_{\phi\delta}) \cdot (\delta + h_k) / 2; \quad (53)$$

$$N = N_4 + G_{CT} + G_{\phi\delta}; \quad e_0 = M / N; \quad e = e_0 + \frac{a_1}{2} - a. \quad (54)$$

Здесь  $G_{CT}$  и  $\delta$  – собственный вес наружных стен (навесных панелей) и их толщина;  $G_{\phi\delta}$  – вес фундаментных балок;  $h_k$  – высота сечения колонны;  $a$  – расстояние до центра тяжести вертикальной арматуры подколонника, которое можно принять равным 5 см.

Случай внецентренного сжатия в данном случае можно определить ориентировочно по величине эксцентриситета продольной силы.

$$\text{Если } e_0 < 0,3a_{01}, \text{ то имеем второй случай: } \xi > \xi_R; a_{01} = a_1 - 5 \text{ см.} \quad (55)$$

Если условие (55) не выполняется, то имеем первый случай. При наличии первого случая внецентренного сжатия площадь сечения симметричной вертикальной арматуры определяется по формуле (31) в предположении расположения нейтральной оси в пределах толщины сжатой стенки стакана условного двутаврового сечения.

Во втором случае внецентренного сжатия нейтральная ось пересекает ребро условного сечения и большая часть сечения оказывается сжатой. Подбор сечения арматуры можно выполнить по формуле:

$$A_s = A'_s = (N \cdot e - R_b \cdot S_0) / R_s \cdot a_{01}, \quad (56)$$

где  $S_0$  – статический момент рабочей площади сечения относительно центра тяжести арматуры  $A_s$ :

$$S_0 = 0.5a_{01} \cdot (b_1 \cdot a_{01} - a_{cm} \cdot b_{cm}). \quad (57)$$

Здесь  $a_{cm}$  и  $b_{cm}$  – размеры стакана в плане.

Минимальная площадь сечения вертикальной арматуры, расположенной в стенках стакана:

$$A_{s,\min} = A'_{s,\min} = 0.0005 \cdot a_1 \cdot b_1. \quad (58)$$

В стенках стакана, параллельных плоскости изгиба, т.е. вдоль направления  $a_\phi$ , вертикальную арматуру можно не ставить.

Поперечное армирование стакана принимается в виде горизонтальных сварных сеток, расположенных по высоте стенок на расстояниях от 100 до 200 мм друг от друга. Необходимая площадь сечения  $A_{sw}$  четырёх горизонтальных стержней рабочего направления (в плоскости изгиба фундамента) каждой из сеток определяется из условия равенства нулю суммы моментов всех внешних сил и усилий в стержнях сеток, вычисленных относительно точки условного поворота колонны - точки К. Эта точка находится на расстоянии  $Y$  от оси фундамента:

$$A_{sw} = [M + Q \cdot h_{cm} - N \cdot Y + G_{CT} \cdot 0,5(\delta + h_k - 2Y)] / R_s \sum z_{si}; \quad (59)$$

$$Y = 0,7e_0 \text{ при } a_{cm}/6 < e_0 < a_{cm}/2; \quad Y = a_{cm}/2 \text{ при } e_0 \geq a_{cm}/2,$$

где  $\sum z_{si}$  - сумма расстояний от точки К, расположенной на уровне дна стакана, до всех горизонтальных сеток.

При  $e_0 < a_{cm}/6$  поперечное армирование сеток назначают конструктивно.

## 16. РИГЕЛИ ПОКРЫТИЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

### 16.1. Общие сведения

В качестве основных несущих конструкций малоуклонных покрытий промышленных зданий могут быть использованы раскосные и безраскосные фермы.

Сборные железобетонные предварительно-напряженные фермы являются одним из основных видов стропильных конструкций одноэтажных производственных зданий. Несмотря на большое разнообразие ферм по очертанию поясов и решетки, часть из которых приведена на **рис. 35**, наибольшее распространение получили фермы сегментные, безраскосные, а также фермы с параллельными поясами.

Фермы могут изготавливаться цельными и составными - из двух полуферм, соединяемых перед установкой посредством сварки закладных деталей по верхнему и нижнему поясам. С целью упрощения технологии изготовления ширина поясов и элементов решетки часто принимаются одинаковыми. Вместе с тем в практике строительства получили распространение и фермы с закладной решеткой, линейные эле-

менты которой с шириной значительно меньшей ширины поясов изготавливаются заранее и соединяются с поясами при бетонировании последних с помощью арматурных выпусков. Предварительному напряжению подвергается, как правило, только нижний пояс. Иногда с целью обеспечения необходимой трещиностойкости предварительному напряжению подвергают также наиболее растянутые элементы закладной решетки.

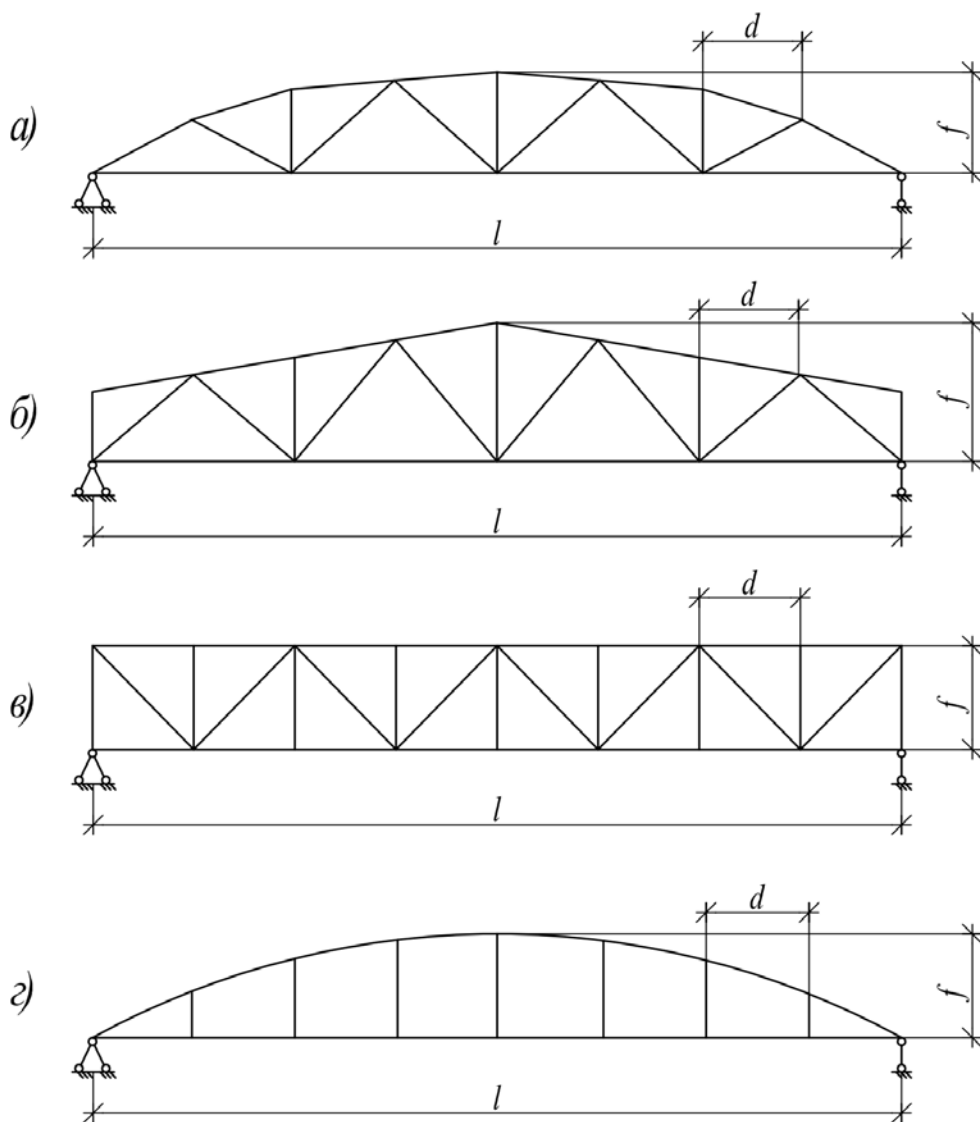


Рис. 35. Типы ферм: а) сегментная; б) полигональная;  
в) с параллельными поясами; г) безраскосная

В качестве предварительно напряженной арматуры применяют стержневую арматуру классов А600 (А-IV) и Ат600 (Ат-IV), проволочную классов Вр1200-1500 (Вр-II), а также канаты класса К1400, К1500 (К-7).



Ненапрягаемые элементы ферм армируют стержневой арматурой класса не выше А500 (А-III), объединяя её в сварные каркасы и сетки. Для изготовления ферм обычно применяют тяжелые бетоны высоких классов. При пролетах 18 и 24 и шаге колонн 6 м рекомендуется использовать бетон классов В30...В40. При шаге колонн 12 м и пролете 30 м (в последнем случае независимо от шага колонн) применяется бетон класса В50. Изготовление ферм производится на различных технологически линиях с использованием механического или электротермического способов натяжения арматуры на упоры или силовые формы с тепловой обработкой бетона в камерах, а также непосредственно в формах, имеющих тепловые рубашки. Поскольку от принятого способа изготовления ферм зависит порядок вычисления и сама величина потерь предварительного напряжения в арматуре, то вид технологии изготовления или задается руководителем проекта, или выбирается студентом самостоятельно.

В табл. 24 указаны наиболее распространенные виды технологий изготовления ферм и порядок учета потерь предварительного напряжения.

Наряду с фермами широкое распространение получили и балки с верхним поясом, параллельным нижнему или имеющему уклон равный уклону кровли (обычно 1:12). Различают сплошнотенчатые балки, рассчитываемые как статически определимые конструкции, и решетчатые, рассчитываемые как многократно статически неопределимые системы. При пролетах 30 м и более возможно применение в качестве ригелей железобетонных арок, расчет и проектирование которых в данном пособии не рассматриваются.

Таблица 24. Порядок учета потерь предварительного напряжения в арматуре в зависимости от технологии изготовления ферм

Технология изготовления ферм	Класс арматуры	Способ натяжения арматуры	Учитываемые виды потерь					
			релаксация напряжения	температурный перепад	деформации анкеров	деформация форм	усадка бетона	ползучесть бетона
1	2	3	4	5	6	7	8	9
На длинных стендах с натяжением арматуры на упоры и тепловой обработкой в формах с тепловыми рубашками	Вр1200-1500 К1400 (К-7) А600	Механ.	+	+	+	-	+	+
		Механ.	+	+	+	-	+	+
		Механ.	+	+	+	-	+	+

1	2	3	4	5	6	7	8	9
На коротких стендах с натяжением арматуры на упоры и тепловой обработкой в камерах	Вр1200-1500 К1400 (К-7) А600	Механ.	+	-	+	-	-	+
		Механ.	+	-	+	-	-	+
		Механ.	+	-	+	-	-	+
		Электро-термич.	+	-	-	-	-	+
В кассетных формах с тепловыми рубашками с натяжением арматуры на упоры	Вр1200-1500 К1400 (К-7) А600	Механ.	+	+	+	-	+	+
		Механ.	+	+	+	-	+	+
		Механ.	+	+	+	-	+	+
		Электро-термич.	+	+	-	-	+	+
То же, с натяжением арматуры на формы	Вр1200-1500 К1400 (К-7) А600	Механ.	+	+	+	+	+	+
		Механ.	+	+	+	+	+	+
		Механ.	+	+	+	+	+	+
		Электро-термич.	+	+	-	+	+	+
В силовых формах с тепловой обработкой в камерах	Вр1200-1500 К1400 (К-7) А600	Механ.	+	+	+	+	+	+
		Механ.	+	+	+	+	+	+
		Механ.	+	+	+	+	+	+
		Электро-термич.	+	+	-	+	+	+
На многоярусных пакетных стендах натяжением арматуры на упоры и формами с тепловыми рубашками	А600	Механ.	+	+	+	-	+	+

## 16.2. Раскосные фермы

### 16.2.1. Сбор нагрузок и статический расчет

В зависимости от способа соединения элементов ферм между собой последние рассчитывают или как шарнирно-стержневые системы, предполагая наличие в узлах шарниров, или как рамные системы, считая соединения стоек и раскосов с поясами жесткими.

В данной главе рассматривается расчет и конструирование только раскосных ферм как шарнирно-стержневых систем при узловой передаче внешней нагрузки. Как показали исследования, такая расчетная схема не всегда удовлетворительно отражает реальные условия работы узлов железобетонных, особенно предварительно-напряженных ферм в эксплуатационной стадии, что приводит к некоторому несоответствию расчетных и фактических величин прогибов и ширины раскрытия трещин. Однако в предельном состоянии, характеризующемся исчерпанием несущей способ-

ности, несоответствия в опытных и теоретических величинах разрушающих усилий (вследствие развития в узлах пластических деформаций и трещин) становятся незначительными. По этой причине, а также учитывая простоту и четкость шарнирно-стержневой расчетной схемы, раскосные фермы рассчитываются без учета защемления элементов решетки в узлах.

Расчет начинается с определения величин нормативных и расчетных нагрузок от массы покрытия, снега и подвешенного транспорта, если он имеется. Сбор нагрузок удобно выполнять в табличной форме. Собственную массу ферм в зависимости от пролета цеха, шага колонн и величины снеговой нагрузки принимают по данным типовых проектов или по **табл. 25**, приводя её условно к дополнительной нагрузке, равномерно распределенной по площади покрытия.

Всю нагрузку от массы покрытия и снега приводят к узловой, приложенной к верхнему поясу. Величина сосредоточенной узловой нагрузки определяется по формулам 60...65.

Таблица 25. Данные о собственной массе ферм в расчете на 1 м<sup>2</sup> покрытия, Па (Н/м<sup>2</sup>)

Интенсивность нормативной снеговой нагрузки, кПа	Пролет фермы, м					
	18		24		30	
	Шаг колонн, м					
	6	12	6	12	6	12
Не более 1	450	400	650	550	800	700
Более 1	550	500	760	650	900	800

Узловая нормативная нагрузка от массы покрытия и фермы:

$$G_n = q_n \cdot l_2 \cdot d . \quad (60)$$

То же, но расчетная:

$$G = q \cdot l_2 \cdot d . \quad (61)$$

Нормативная кратковременная от снега:

$$F_{sh,n} = S_0 \cdot l_2 \cdot d . \quad (62)$$

Нормативная длительная от снега:

$$F_{ln} = S_{0l} \cdot l_2 \cdot d . \quad (63)$$

Расчетная кратковременная от снега:

$$F_{sh} = S \cdot l_2 \cdot d . \quad (64)$$

Расчетная длительная от снега:

$$F_l = S_l \cdot l_2 \cdot d. \quad (65)$$

В формулах 60...65 приняты обозначения:

$l_2$  – шаг ферм, м;

$d$  – размер панели верхнего пояса (расстояние между узлами), м;

$q_n, q$  – соответственно нормативная и расчетная равномерно-распределенные по площади покрытия нагрузки от массы покрытия и фермы, (Н/м<sup>2</sup>);

$S_0, S, S_{0l}, S_l$  – кратковременная (нормативная и расчетная) и длительная (нормативная и расчетная) равномерно-распределенные нагрузки от массы снега.

Рекомендуется при определении величины узловых нагрузок привести в пояснительной записке фрагмент покрытия (**рис. 36**).

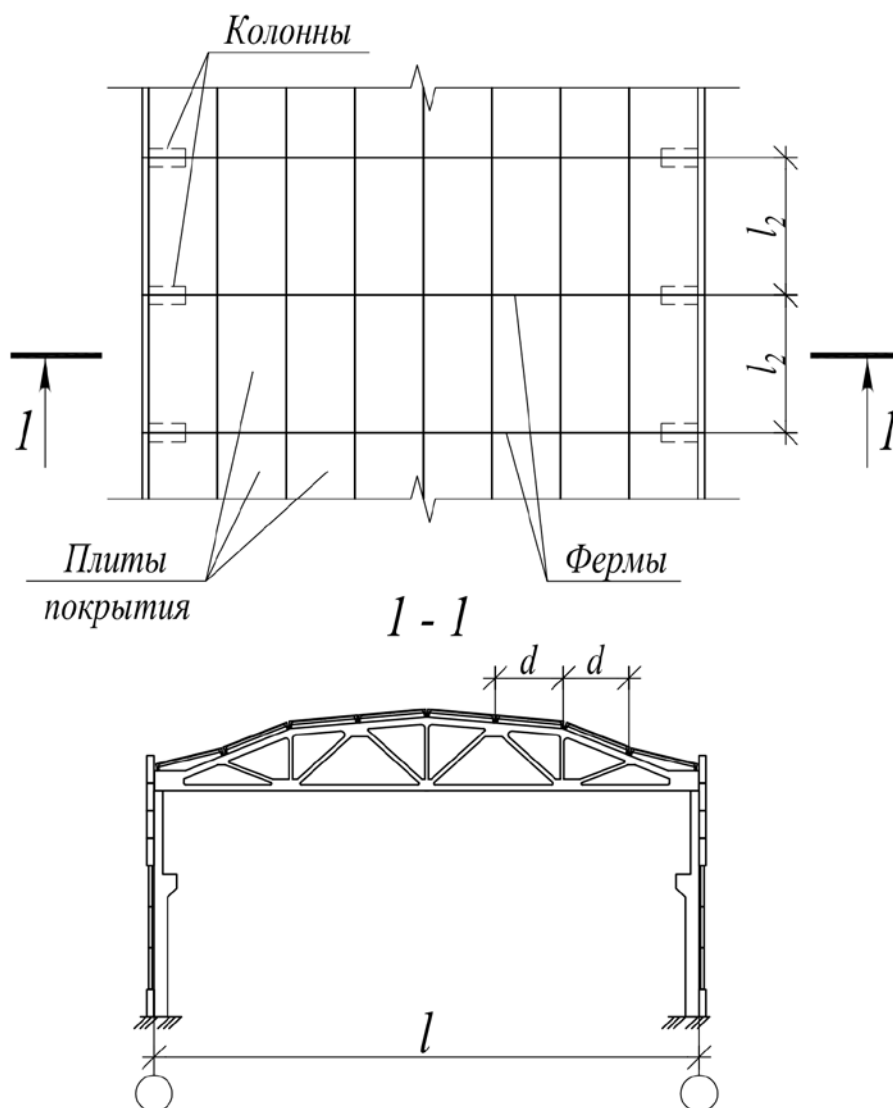


Рис. 36. Фрагмент схемы покрытия одноэтажного промышленного здания

После сбора нагрузок, пользуясь любым из известных методов строительной механики или с использованием ЭВМ, выполняют статический расчет ферм с целью определения усилий в её стержнях от постоянной и временной нагрузок. Результаты статического расчета сводятся в таблицу расчетных усилий, учитывающую возможность самого неблагоприятного нагружения фермы временной нагрузкой в комбинации с постоянной.

### 16.2.2. Расчет элементов фермы по первой группе предельных состояний

Переходя к расчету по первой и второй группам предельных состояний, необходимо задаться размерами поперечных сечений стержней. Проще всего это сделать, воспользовавшись рабочими чертежами типовых ферм для аналогичных пролетов, нагрузок и шага колонн. При отсутствии типовых проектов можно для предварительного назначения размеров сечений воспользоваться данными табл. 26. В процессе расчета первоначально принятые размеры поперечных сечений стержней могут корректироваться.

Таблица 26. Рекомендуемые размеры поперечных сечений стержней ферм при ширине плит покрытия 3.0 м

Наименование стержня	Размер, см	Пролет фермы, м					
		18		24		30	
		Шаг колонны, м					
		6	12	6	12	6	12
Нижний и верхний пояса	<i>b</i>	20/20	22/25	22/25	26/30	26/30	30/35
	<i>h</i>	20/20	22/25	22/25	26/30	26/30	30/35
Раскосы	<i>b</i>	14/15	16/18	16/18	18/20	18/20	20/22
	<i>h</i>	14/15	16/18	16/18	18/20	18/10	20/22
Стойки	<i>b</i>	12/12	14/15	14/15	16/18	16/18	18/20
	<i>h</i>	12/12	14/15	14/15	16/18	16/18	18/20

Примечания:  
1) Размеры сечений, указанные перед чертой, принимать при нормативной снеговой нагрузке не более 1 кН/м<sup>2</sup>; размеры после черты - при нагрузке более 1 кН/м<sup>2</sup>;  
2) *h* - высота сечения в плоскости фермы; *b* - ширина сечения из плоскости фермы.

## Расчет сжатых элементов

На сжатие работает верхний пояс фермы, а также часть раскосов и стоек. Как правило, гибкость сжатых стержней фермы превышает предельные значения, и, следовательно, необходим учет продольного изгиба. Согласно Пособию к СП 52-101-2003 учет продольного изгиба необходим, если:

$$\frac{l_0}{i} > 14 \text{ (или } \frac{l_0}{h} > 4 \text{ для прямоугольных сечений) .} \quad (66)$$

Расчетные длины  $l_0$  определяются по **табл. 27**.

Таблица 27. Расчетные длины элементов фермы

Элементы	$l_0$
Верхний пояс при расчете:	
а) в плоскости фермы при $e_0 < 1/8h_{e.n.}$ .....	0.9 <i>l</i>
при $e_0 \geq 1/8h_{e.n.}$ .....	0.8 <i>l</i>
б) в плоскости фермы:	
для участка под фонарем при ширине фонаря 12 м и более .....	0.8 <i>l</i>
в остальных случаях .....	0.9 <i>l</i>
Раскосы и стойки при расчете:	
в) в плоскости фермы .....	0.8 <i>l</i>
г) из плоскости фермы при $b_{e.n.}/b_c < 1,5$ .....	0.9 <i>l</i>
при $b_{e.n.}/b_c \geq 1,5$ .....	0.8 <i>l</i>
Примечания:	
а) <i>l</i> - длина элемента между центрами узлов, а для верхнего пояса при расчете из плоскости фермы - расстояние между точками его закрепления.	
в) $h_{e.n.}$ - высота сечения верхнего пояса; стойки или раскоса;	
$b_{e.n.}, b_c$ - ширина сечения тех же элементов.	

Вместе с тем, расчет по прочности прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов с арматурой, расположенной у противоположных в плоскости изгиба сторон сечения, при эксцентриситете продольной силы  $e_0 \leq h/30$  и гибкости  $l_0/h \leq 20$  допускается производить по формуле условного осевого сжатия из условия:

$$N \leq \varphi \cdot (R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s,tot}) , \quad (67)$$

где  $A$  – площадь бетонного сечения;

$A_{s,tot}$  – площадь всей продольной арматуры в сечении элемента;

$\varphi$  – коэффициент, принимаемый при длительном действии нагрузки по **табл. 28** в зависимости от гибкости элемента; при кратковременном действии нагрузки значения  $\varphi$  определяют по линейному закону, принимая  $\varphi = 0.9$  при  $l_0/h = 10$  и  $\varphi = 0.85$  при  $l_0/h = 20$ .

Таблица 28.

Класс бетона	Значение коэффициента $\varphi$ при длительном действии нагрузки			
	6	10	15	20
B20 – B55	0,92	0,9	0,83	0,7
B60	0,91	0,89	0,80	0,65
B80	0,90	0,88	0,79	0,64

Если по расчету сжатая арматура не требуется, ее назначают конструктивно из условий:

$$\mu_{\min} = 0.001 \text{ при } \frac{l_0}{h} \leq 5;$$

$$\mu_{\min} = 0.0025 \text{ при } \frac{l_0}{h} \geq 25.$$

Для промежуточных значений гибкости  $\frac{l_0}{h}$  значения  $\mu_{\min}$  определяют по интерполяции.

Продольную арматуру сжатых стержней объединяют в сварные каркасы с помощью поперечных стержней, диаметры которых назначают по **табл. 29** из условий свариваемости.

Расстояние "S" между поперечными стержнями назначают из условия предупреждения потери устойчивости продольных стержней и принимаются равными:

$$S \leq 15d_s;$$

$$S_{\max} \leq 500 \text{ мм} \text{ (} d_s \text{ – диаметр продольной арматуры)}.$$

Таблица 29. К определению диаметра поперечной арматуры из условия ее свариваемости с продольными стержнями

Диаметр продольного стержня, мм	3-12	14, 16	18, 20	22	25-32	36, 40
Наименьший допустимый диаметр поперечного стержня, мм	3	4	5	6	8	10

## Расчет растянутых элементов

Расчет на прочность центрально-растянутых предварительно-напряженных стержней (нижний пояс, наиболее напряженные элементы решетки) должен производиться по формуле:

$$N \leq \gamma_{s3} \cdot R_s \cdot \sum A_{sp} + R_s \cdot \sum A_s, \quad (68)$$

где  $\sum A_{sp}, \sum A_s$  – площади сечения всей продольной соответственно напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

Если при расчете нижнего пояса ненапрягаемая продольная арматура площадью  $\sum A_s$  устанавливается по длине нижнего пояса с разрывами, то она в расчете не учитывается, т.е. принимается, что  $\sum A_s = 0$ .

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R} \leq 1,1, \quad (69)$$

при  $\frac{\xi}{\xi_R} < 0,6$   $\gamma_{s3}$  принимается равным 1,1.

Расчет на прочность обычных, выполненных без предварительного напряжения, растянутых элементов решетки при использовании в качестве рабочей продольной арматуры сталей классов не выше А500, выполняется по формуле (68), где  $\sum A_{sp} = 0$ .

По формуле (68) при заданном классе арматуры и внешнем усилии  $N$  от расчетных нагрузок подбирается площадь сечения арматуры  $A_{sp}$  и  $A_s$ .

Предварительно-напряженный нижний пояс, а также предварительно-напряженные элементы решетки (если они имеются) помимо арматуры  $A_{sp}$ , устанавливаемой по расчету, должны армироваться и ненапрягаемой продольной и поперечной арматурой в виде отдельных гнутых сеток, которые окаймляют предварительно-напряженную арматуру. По длине панели нижнего пояса может устанавливаться одна или две "П"-образные сетки. Расстояние между поперечными стержнями этих сеток не должно превышать 500 мм. Растянутые элементы, проектируемые без предварительного напряжения, армируются, как и сжатые элементы, сварными каркасами, продольная арматура которых назначается по расчету, а поперечная по **табл. 29** с шагом не более 500 мм или удвоенной ширины грани элемента.



### 16.2.3. Расчет элементов фермы по второй группе предельных состояний

Согласно СП 63.13330.2012 расчеты железобетонных элементов по второй группе предельных состояний проводятся с целью предотвращения недопустимых перемещений, например прогибов, и обеспечения необходимой трещиностойкости. Жесткость ферм при высоте, принимаемой в рекомендуемых пределах, достаточно высока, и прогибы (вертикальные перемещения нижнего среднего узла), как правило, не превышают предельно допустимых значений. Трещиностойкость растянутых элементов не всегда оказывается обеспеченной, и возникает необходимость в предварительном напряжении продольной арматуры. В первую очередь это относится к нижним поясам и наиболее нагруженным элементам решетки. Обычно к растянутым элементам ферм, эксплуатируемым в закрытом помещении, предъявляют требования по ограничению ширины раскрытия трещин из условия обеспечения сохранности арматуры в пределах, зависящих от вида предварительно-напряженной арматуры и длительности нагружения.

#### Расчет на образование и раскрытие трещин

Трещины в стадии эксплуатации не образуются, если выполняется условие:

$$N_n \leq N_{crc}, \quad (70)$$

где  $N_n$  – полное внешнее растягивающее усилие от нормативных нагрузок (при коэффициенте надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$ );  $N_{crc}$  – усилие, воспринимаемое нормальным к продольной оси элемента сечением при образовании трещин:

$$N_{crc} = R_{bt,ser} [A + \alpha(A_s + A_{sp})] + P_{(2)}. \quad (71)$$

В формуле (71)  $P_{(2)}$  – усилие предварительного обжатия, вычисленное с учетом всех потерь:

$$P_{(2)} = (\sigma_{sp} - \sum_i \Delta\sigma_{spi}) A_{sp}, \quad (72)$$

где  $\sigma_{sp}$  – величина начального предварительного напряжения арматуры, принимаемая не более  $0.9R_{s,n}$  для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры и не более  $0.8R_{s,n}$  для холоднодеформированной арматуры и арматурных канатов;

$\sum_i \Delta\sigma_{spi}$  – сумма полных значений первых и вторых потерь предварительного напряжения арматуры;

$A = b \cdot h$  – площадь поперечного сечения элемента;

$A_{sp}, A_s$  – площади поперечного сечения преднапряженной и обычной арматуры, если последняя не имеет разрывов по длине растянутого элемента.

Величина потерь  $\sigma_i$  предварительного напряжения арматуры  $A_{sp}$  и последовательность их проявления определяется, как в примере с учетом способа натяжения этой арматуры, вида термовлажностной обработки и других особенностей технологии преднапряжения (табл. 24).

Если условие (70) не выполняется, трещины образуются и необходим расчет ширины их раскрытия.

Расчет по раскрытию трещин производят из условия:

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}, \quad (73)$$

где  $a_{crc}$  – ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки, определяемая согласно (74) и (75);

$a_{crc,ult}$  – предельно допустимая ширина раскрытия трещин, определяемая согласно п. 8.2.6 [1] отдельно для продолжительного и непродолжительного раскрытия трещин.

Ширину продолжительного раскрытия трещин вычисляют по формуле

$$a_{crc} = a_{crc1}, \quad (74)$$

а ширину непродолжительного раскрытия трещин – по формуле

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}, \quad (75)$$

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

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

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

Ширину раскрытия нормальных трещин  $a_{crc,i}$  ( $i = 1, 2, 3$ ) определяют по формуле

$$a_{crci} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s, \quad (76)$$

где  $\sigma_s$  – напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки;

$l_s$  – базовое (без учета влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами;

$\psi_s$  – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; допускается принимать коэффициент  $\psi_s = 1$ ; если при этом условие (73) не удовлетворяется, то значение  $\psi_s$  следует определять по формуле (80);

$\varphi_1$  – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1.0 – при непродолжительном действии нагрузки;

1.4 – при продолжительном действии нагрузки;

$\varphi_2$  – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0.5 – для арматуры периодического профиля и канатной;

0.8 – для гладкой арматуры;

$\varphi_3$  – коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным:

1.0 – для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых;

1.2 – для растянутых элементов.

Приращение напряжений в растянутой арматуре от увеличения внешней нагрузки с момента погашения предварительного обжатия бетона до уровня действующей нагрузки вычисляется по формуле:

$$\sigma_s = \frac{N - P_{(2)}}{A_{sp} + A_s} . \quad (77)$$

Значение базового расстояния между трещинами  $l_s$  определяется по формуле:

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_{sp} + A_s} d_s \quad (78)$$

Значение  $l_s$  принимается не менее  $10d_s$  и 100 мм и не более  $40d_s$  и 400 мм.

$A_{bt}$  – площадь сечения растянутого бетона.

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений высоту растянутой зоны допускается вычислять с учетом указанных ограничений по формуле

$$y_t = k \cdot y_0, \quad (79)$$

где  $y_0$  – высота растянутой зоны бетона, определяемая как для упругого материала по приведенному сечению при коэффициенте приведения арматуры к бетону  $\alpha = E_s/E_b$ ;

$k$  – поправочный коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона и принимаемый для прямоугольных сечений равным 0.9.

При центральном растяжении  $A_{bt} = A$ .

Значения коэффициента  $\psi_s$  определяют по формуле:

$$\psi_s = 1 - 0.8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}, \quad (80)$$

где  $\sigma_{s,crc}$  – напряжение в растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин,  $\sigma_s$  – то же при действии *рассматриваемой* нагрузки.

Для центрально растянутых элементов:

$$\psi_s = 1 - 0.8 \frac{N_{crc}}{N}. \quad (81)$$

В элементах решетки, выполняемых чаще всего без предварительного напряжения, второе слагаемое в формуле (71) равно нулю, т.е.

$$N_{crc} = R_{bt,ser} \cdot (A + \alpha A_s). \quad (82)$$

Согласно нормам концы стержней ненапрягаемой продольной арматуры растянутых и сжатых элементов решетки должны быть заведены за сечение, в котором они учитываются с полным расчетным сопротивлением, т.е. за грань узла, на длину не менее  $l_{an}$ , определяемую по формуле:

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{0,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}, \quad (83)$$

где  $l_{0,an}$  – базовая длина анкеровки, определяемая по формуле (84);

$A_{s,cal}$ ,  $A_{s,ef}$  – площади поперечного сечения арматуры, требуемая по расчету и фактически установленная соответственно;

$\alpha$  – коэффициент, учитывающий влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры и конструктивного решения элемента в зоне анкеровки.

Для ненапрягаемой арматуры при анкеровке стержней периодического профиля с прямыми концами (прямая анкеровка) или гладкой арматуры с крюками

или петлями без дополнительных анкерующих устройств для растянутых стержней принимают  $\alpha = 1.0$ , а для сжатых –  $\alpha = 0.75$ ; для напрягаемой арматуры  $\alpha = 1.0$ .

$$l_{0,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s}, \quad (84)$$

где  $A_s$  и  $u_s$  – соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня;

$R_{bond}$  – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки и определяемое по формуле:

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt}. \quad (85)$$

Здесь  $R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

$\eta_1$  – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным:

для ненапрягаемой арматуры:

1.5 – для гладкой арматуры;

2.0 – для холоднодеформируемой арматуры периодического профиля;

2.5 – для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры периодического профиля;

$\eta_2$  – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным:

для ненапрягаемой арматуры:

$\eta_2 = 1.0$  – при диаметре арматуры  $d_s \leq 32$  мм;

$\eta_2 = 0.9$  – при диаметре арматуры 36 и 40 мм;

В любом случае фактическую длину анкеровки принимают не менее  $15d_s$  и 200 мм, а для ненапрягаемых стержней также не менее  $0.3 \cdot l_{0,an}$ .

#### 16.2.4. Расчет узлов фермы

Одним из наиболее уязвимых мест сборных железобетонных ферм являются их узлы, особенно опорные. Как показывают результаты опытных испытаний, несущая способность ферм в значительной мере зависит от надежности работы узлов, определяемой, в свою очередь, условиями их опирания – чем меньше длина опорной части, тем менее надежна работа опорного узла.

Это происходит потому, что при уменьшении длины опорной площадки уменьшается длина фактической анкеровки сильно нагруженной продольной арматуры нижнего пояса, что и приводит часто к преждевременному разрушению опорных узлов. Поэтому даже при привязке типовых проектов необходима проверка несущей способности опорных узлов для конкретных условий опирания на колонны или подстропильные конструкции в зависимости от привязки их к продольным осям.

Прежде чем начать расчет того или иного узла, необходимо выяснить условия опирания фермы и размеры опорной площадки. При выполнении курсового проекта решение этого вопроса должно быть принято студентом самостоятельно или по заданию руководителя.

### Расчет опорного узла

Длина опорной части фермы зависит не только от привязки колонн к оси, но и от размера колонн.

На **рис. 37, 38** показаны два возможных варианта разрушения:

- разрушение опорного узла вследствие разрыва по линии  $AB$  от недостаточной анкеровки продольной арматуры нижнего пояса;
- разрушение по наклонному сечению  $ABC$  от действия изгибающего момента.

Понижение расчетного усилия в напрягаемой арматуре, которое происходит из-за недостаточной анкеровки в узле, компенсируется работой на растяжение дополнительной продольной ненапрягаемой арматуры и поперечных стержней.

Площадь  $A_s$  ненапрягаемой дополнительной продольной арматуры нижнего пояса, устанавливаемой у опорного узла, определяется в зависимости от действующего усилия  $U$  в нижнем поясе из следующего соотношения:

$$A_s = 0.2 \frac{U}{R_s}. \quad (86)$$

*Расчет на отрыв части опорного узла по линии  $AB$ .*

Площадь поперечной арматуры  $A_{sw}$ , компенсирующей недостаточность анкеровки арматуры  $A_{sp}$ ,  $A_s$ , получают из условия равенства нулю проекций всех внешних и внутренних усилий на нормаль " $n$ " к линии  $AB$ :

$$(N_{sp} + N_s) \sin \alpha + N_{sw} \cos \alpha - U \sin \alpha = 0, \quad (87)$$

где  $N_s$  и  $N_{sp}$  – внутренние усилия, воспринимаемые обычной и преднапряженной продольной арматурой нижнего пояса с учетом фактической длины зоны анкеровки этой арматуры  $l_{1a} = l_1$ ;

$$N_s = R_s \cdot A_s \frac{l_{1a}}{l_{3a}}; \quad N_{sp} = R_s \cdot A_{sp} \frac{l_1}{l_3}, \quad (88)$$

где  $l_{3a}$  и  $l_3$  – минимально необходимые длины анкеровки арматуры  $A_s$  и  $A_{sp}$  при условии полного использования их несущей способности, принимаемые равными:

150 см – для семипроволочных канатов К-7;

100 см – для высокопрочной проволоки Вр1200-1600;

$35d$  – для стержневой арматуры А400, А500 и А600;

соотношения  $\frac{l_{1a}}{l_{3a}}$  и  $\frac{l_1}{l_3}$  принимаются не более 1;

$\alpha$  – угол наклона нормали "n" к линии АВ;

$N_{sw}$  – равнодействующая усилий в поперечной арматуре  $A_{sw}$ :

$$N_{sw} = A_{sw,1} \cdot n \cdot R_{sw}. \quad (89)$$

Подставляя значения  $N_{sp}$ ,  $N_s$  и  $N_{sw}$  из формул (88) и (89), получаем:

$$A_{sw,1} = \frac{U - R_s \cdot A_{sp} \frac{l_1}{l_3} - R_s \cdot A_s \frac{l_{1a}}{l_{3a}}}{n \cdot R_{sw} \cdot \text{ctg} \alpha}, \quad (90)$$

где  $A_{sw,1}$  – площадь сечения поперечного стержня;  $n$  – количество поперечных стержней, пересекаемых линией АВ, за исключением стержней, расстояние которых от точки А и В менее 10 см.

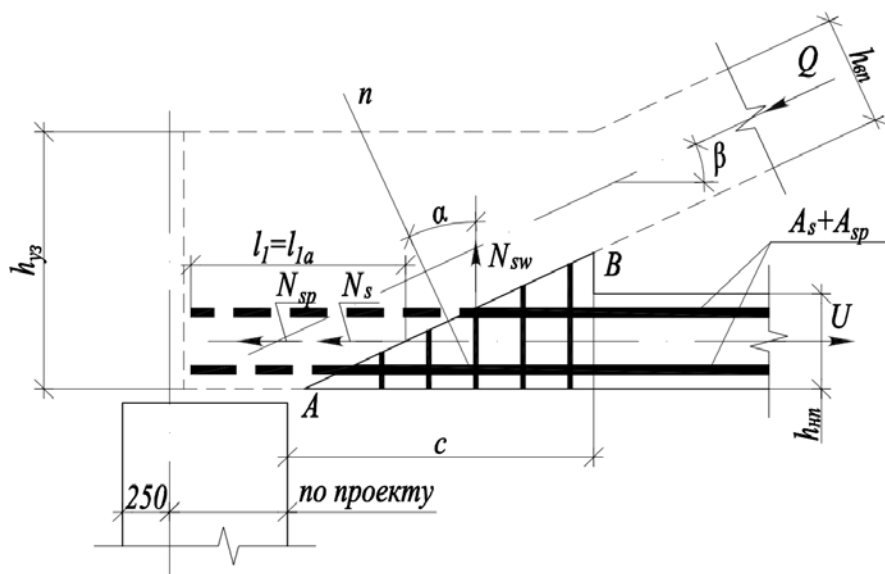


Рис. 37. К расчету на отрыв части опорного узла по линии АВ

### Расчет на изгиб в наклонном сечении ABC

Площадь поперечной арматуры  $A_{sw}$  определяют из условия равенства нулю момента всех внешних и внутренних сил, взятого относительно центра тяжести сжатой зоны высотой  $x$ :

$$Q \cdot \sin \beta (l_{yz} - 0.5h_k) - (N_s + N_{sp})(h_{no} - 0.5x) - N_{sw} \cdot Z_{sw} = 0, \quad (91)$$

где  $Z_{sw}$  – расстояние от равнодействующей усилий в поперечной арматуре  $N_{sw}$  до моментной точки.

Подставляя значения  $N_s$ ,  $N_{sp}$  и  $N_{sw}$  в уравнение (91), имеем:

$$A_{sw.1} = \frac{Q(l_{yz} - a) \sin \beta - R_s \cdot A_s \frac{l_{1a}}{l_{3a}} (h_{no} - 0,5x) - R_s \cdot A_{sp} \frac{l_1}{l_3} (h_{no} - 0,5x)}{R_{sw} \cdot n \cdot Z_{sw}}. \quad (92)$$

Высоту сжатой зоны  $x$  получаем, проектируя все внешние и внутренние силы, развивающиеся в предельном состоянии при исчерпани несущей способности в арматуре  $A_{sp}$  и  $A_s$  на горизонтальную ось:

$$x = \frac{R_s \cdot A_{sp} \frac{l_1}{l_3} + R_s \cdot A_s \frac{l_{1a}}{l_{3a}}}{R_b \cdot b}, \quad (93)$$

где  $b$  – ширина опорного узла фермы.

При этом расчет следует вести методом последовательных приближений, первоначально принимая значения  $l_{1a}$  и  $l_1$  из расчета на отрыв по линии АВ.

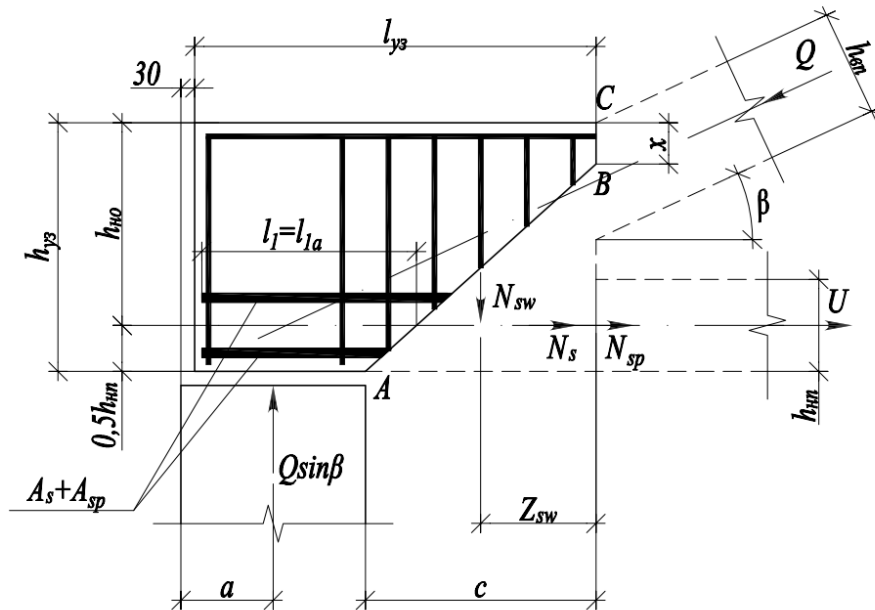


Рис. 38. К расчету на изгиб опорного узла в наклонном сечении ABC



За расчетное значение  $A_{sw}$  берется наибольшее из двух полученных по формулам (90) и (92). Если по расчету  $A_{sw} \leq 0$ , что бывает часто у ферм с параллельными поясами, поперечную арматуру устанавливают конструктивно. Во всех случаях ее устанавливают с шагом не более 100 мм по длине горизонтальной проекции линии АВ, варьируя в зависимости от результатов расчета диаметр стержней.

При продольной преднапряженной арматуре без анкеров, кроме поперечной арматуры, в опорных узлах устанавливается без расчета по длине участка  $l \geq 0.6 \cdot l_p$  и не менее 200 мм от торцов косвенная арматура в виде спиралей или, чаще всего, в виде вертикальных сварных сеток на расстоянии 50-100 мм друг от друга. Длина зоны передачи напряжений определяется по формуле:

$$l_p = \frac{\sigma_{sp(1)} \cdot A_{sp}}{R_{bond} \cdot u_s}, \quad (94)$$

где  $\sigma_{sp(1)}$  – предварительное напряжение в напрягаемой арматуре с учетом первых потерь;

$R_{bond}$  – сопротивление сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, отвечающее передаточной прочности бетона; остальные величины аналогичны принятым в формуле (84).

У торцов опорных узлов с целью недопущения образования продольных трещин при отпуске преднапряженной арматуры или для ограничения ширины раскрытия этих трещин устанавливают поперечную (обычно ненапряженную) арматуру, приваривая ее к закладным деталям опорного узла.

Площадь поперечного сечения этой арматуры для элементов, не рассчитываемых на выносливость, определяют из условия восприятия ею не менее 20% продольного усилия, которое может быть воспринято преднапряженной арматурой нижнего пояса, т.е.

$$A_{II} = 0.2 \frac{R_s \cdot A_{sp}}{R_{sII}}. \quad (95)$$

### Расчет промежуточных узлов

Расчетом проверяют прочность и необходимость установки поперечной арматуры в узлах, где примыкают наиболее нагруженные растянутые элементы решетки. На основании многочисленных экспериментальных данных установлено,

что вследствие недостаточной анкеровки продольной арматуры растянутого элемента решетки в верхнем или нижнем поясе разрушение происходит по линии отрыва ABC (рис. 39). Для предупреждения такого разрушения устанавливают поперечную  $A_{sw}$  и окаймляющую  $A_{so}$  арматуру. Площадь сечения поперечной арматуры определяют из условия равновесия внутренних и внешних усилий, действующих в растянутом элементе, проектируя их на продольную ось этого элемента:

$$N_{sw} \cdot \cos \varphi \leq N \frac{k_2 \cdot l_{1a} + a}{k_1 \cdot l_{3a}}. \quad (96)$$

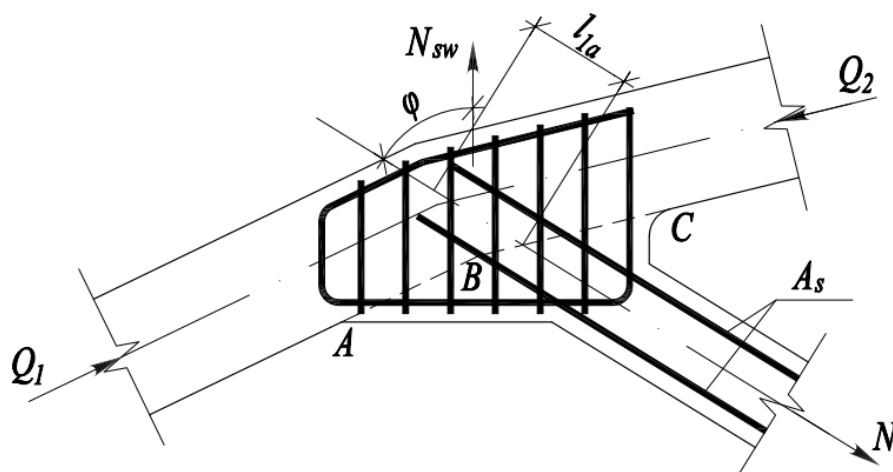


Рис. 39. К расчету промежуточного узла

В формуле (96)  $N_{sw}$  – усилие, развивающееся в поперечной арматуре узла в момент его разрушения:

$$N_{sw} = A_{sw} \cdot n \cdot R_{sw}, \quad (97)$$

где  $n$  – количество поперечных стержней, которое определяют так же, как и при расчете опорного узла;  $N$  – расчетное усилие в растянутом элементе;

$l_{1a}$  – длина заделки растянутой арматуры за линией ABC.

Коэффициент  $k_2$  принимается равным:

1.0 – для узлов верхнего пояса;

в остальных случаях  $k_2 = 1.05$ ;

$a$  – условное увеличение длины заделки растянутой арматуры, имеющей на концах анкера;  $a = 5d$  – при двух коротышах ( $d$  – диаметр продольной арматуры раскоса);  $a = 3d$  – при одном коротыше;  $a = 2d$  – при высаженной головке;  $l_{3a}$  – определяется согласно приведенных выше методических указаний;

$$k_1 = \frac{\sigma_s}{R_s}, \quad (98)$$

где  $\sigma_s$  – напряжение в арматуре растянутого элемента от расчетной нагрузки:

$$\sigma_s = \frac{N}{A_s}. \quad (99)$$

Шаг поперечной арматуры принимают обычно равным 100 мм.

Окаймляющую арматуру рассчитывают по условному усилию:

$$N_{os} = 0.04(D_1 + 0.5D_2). \quad (100)$$

Площадь сечения окаймляющей арматуры:

$$A_{os} = \frac{N_{os}}{n_2 R_{os}}, \quad (101)$$

где  $D_1$  – наибольшее усилие в растянутых раскосах, сходящихся в рассматриваемом узле;  $D_2$  – усилие во втором растянутом элементе узла (если он имеется);

$R_{os} = 90$  МПа – расчетное сопротивление окаймляющей арматуры из условия ограничения ширины раскрытия трещин;  $n_2$  – число окаймляющих стержней (обычно  $n_2 = 2$ ).

### 16.2.5. Проверка прочности нижнего пояса в стадии изготовления

В ряде случаев необходимо проверять прочность предварительно напряженных элементов в стадии обжатия. При натяжении арматуры на бетон эта проверка является обязательной. Усилие в напрягаемой арматуре считается внешним. Чаще всего проверяют прочность наиболее обжатого элемента – нижнего пояса. Условие прочности имеет вид:

$$P_1 \leq R_b^{(p)} \cdot A, \quad (102)$$

где  $R_b^{(p)}$  – расчетное сопротивление бетона сжатию, принимаемое по линейной интерполяции как для класса бетона по прочности на сжатие, численно равного передаточной прочности бетона.

При натяжении на упоры усилие  $P_1$  вычисляется с учетом проявления только первых потерь при коэффициенте точности натяжения  $\gamma_{sp} = 1.1$  по формуле:

$$P_{(1)} = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp(1)} \cdot \gamma_{sp} - 330); \quad (103)$$

$$\sigma_{sp(1)} = \sigma_{sp} - \sum_i \Delta\sigma_{spi} \text{ (МПа)}, \quad (104)$$

где  $\sum_i \Delta\sigma_{spi}$  – сумма значений первых потерь предварительного напряжения арматуры;

$A = b \cdot h$  – площадь поперечного сечения элемента.

### 16.3. Безраскосные фермы

#### 16.3.1. Назначение размеров и статический расчет

Номенклатурой типовых железобетонных конструкций из достаточно большого количества возможных типов безраскосных ферм, рекомендуются к применению в качестве ригелей одноэтажных промышленных зданий только сегментные фермы пролетом 18 и 24 м, расчет и конструирование которых рассмотрены в настоящих методических указаниях.

Использование этих конструкций позволяет более рационально применять межферменное пространство для размещения различных технологических и сантехнических трубопроводов и агрегатов. В ряде случаев это пространство используется также для бытовых помещений, что позволяет существенно сократить расходы на капитальное строительство.

Как правило, безраскосные фермы изготавливаются цельными с предварительно напряженным нижним поясом. В качестве напрягаемой арматуры применяют проволочную арматуру классов Вр1200-1600 и К1400-К1700 (К7) или стержневую – А600. Для изготовления безраскосных и раскосных ферм используют одни и те же технологические линии, поэтому порядок учета потерь предварительного напряжения у них одинаков. В безраскосных фермах применяют тяжелый бетон класса не ниже В30.

Сбор нагрузок производится так же, как и при расчете раскосных ферм. Установлено, что наиболее опасным для безраскосных ферм является симметричное нагружение от полной массы покрытия и снега.

Размеры поперечных сечений элементов ферм можно назначать, пользуясь данными **табл. 30**. В этой же таблице указаны и рекомендуемые проценты армирования верхних поясов. Геометрические размеры ферм можно принять по сериям на типовые строительные конструкции или по данным из справочников или учебной литературы<sup>2</sup>.

---

<sup>2</sup> Шерешевский И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений. – М.: «Архитектура-С», 2005. С. 49.

Таблица 30. Рекомендуемые размеры поперечных сечений и проценты армирования

$$\text{верхних поясов } \mu = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h} \cdot 100$$

Элемент фермы		Пролет $L=18$ м						Пролет $L=24$ м					
		Шаг $l=6$ м			Шаг $l=12$ м			Шаг $l=6$ м			Шаг $l=12$ м		
		$b$	$h$	$\mu, \%$	$b$	$h$	$\mu, \%$	$b$	$h$	$\mu, \%$	$b$	$h$	$\mu, \%$
Стойки	$g < 5$	24	20	–	26	25	–	24	25	–	26	25	–
	$g < 7$	26	25	–	28	30	–	26	30	–	28	30	–
	$g > 7$	28	30	–	28	30	–	28	30	–	28	35	–
Нижний пояс	$g < 5$	24	22	–	26	28	–	24	28	–	28	34	–
	$g < 7$	26	28	–	26	34	–	26	34	–	28	40	–
	$g > 7$	28	34	–	28	34	–	28	34	–	28	46	–
Верхний пояс	$g < 5$	24	20	0.5	26	25	0.7	24	25	0.8	28	30	1.5
	$g < 7$	26	25	0.7	28	30	1.0	26	30	1.2	28	36	2.0
	$g > 7$	28	30	1.0	28	30	1.5	28	30	1.5	28	42	2.5

$g$  – условная, приведенная к  $1\text{ м}^2$  площади покрытия нагрузка, включающая собственную массу самого покрытия, снега и подъемных кранов,  $\text{кН/м}^2$

При статическом расчете безраскосных ферм как многократно статически неопределимых систем при выполнении курсовых и дипломных проектов следует использовать результаты расчетов на ЭВМ.

Также можно воспользоваться результатами расчета ферм на единичную нагрузку (табл. 31). В этом случае для вычисления усилий в элементах фермы достаточно умножить величину расчетной или нормативной погонной равномерно распределенной нагрузки на ферму на усилие в элементе, полученное из расчета на единичную нагрузку.

Единичная погонная нагрузка  $q = 1$  кН/м приводится к узловой путём умножения на расстояние между центрами соседних панелей верхнего пояса (для фермы пролетом 24 м):

$$- F_1 = q \cdot (2.9 + 3) / 2 = 2.95 \text{ кН};$$

$$- F_2 = 3 \text{ кН}.$$

Схемы загрузки ферм единичной нагрузкой с указанием номеров элементов представлена на рис. 40. Характерный вид эпюр продольных сил и изгибающих моментов в элементах фермы показан на рис. 41, 42. Необходимо обратить внимание, что изгибающие моменты в элементах ферм должны приниматься по граням вутов в узлах сопряжения элементов.

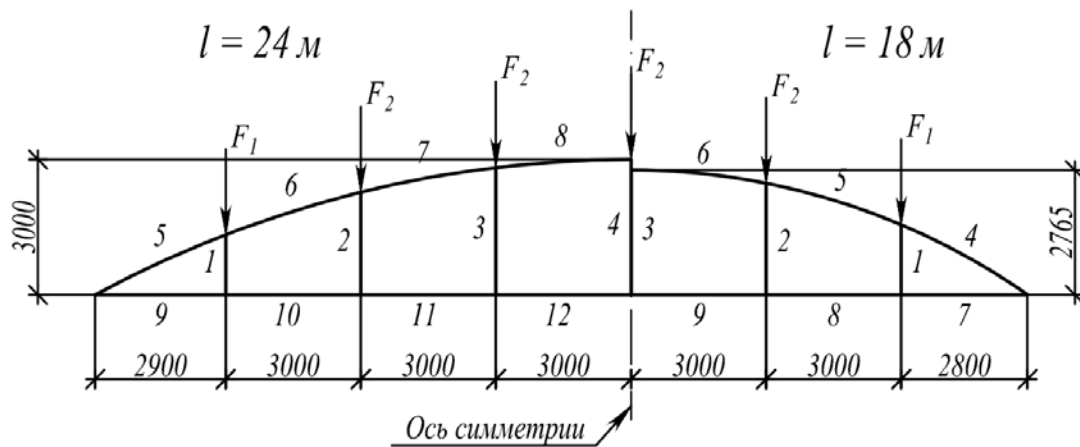


Рис. 40. Схемы загрузки ферм

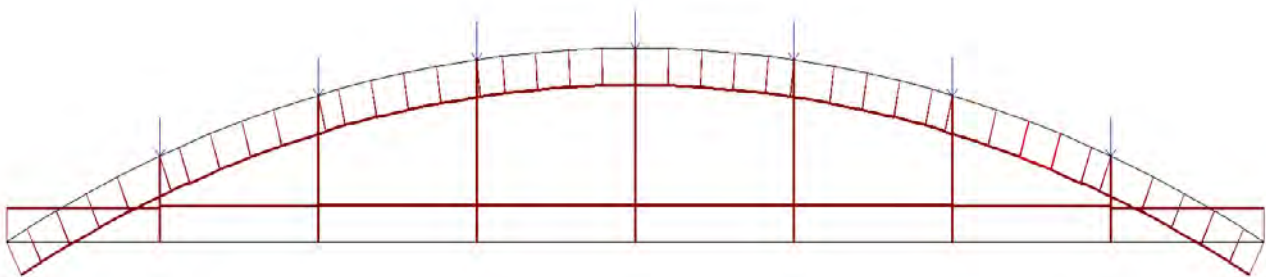


Рис. 41. Характерный вид эпюры продольных сил

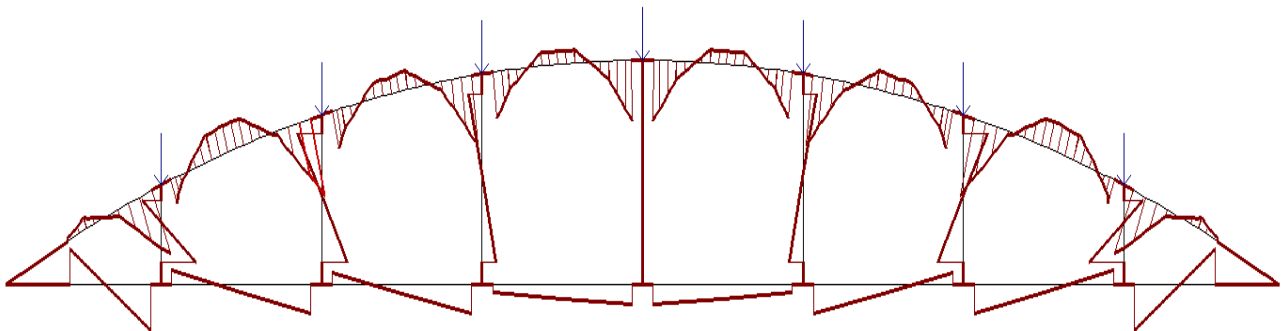


Рис. 42. Характерный вид эпюры изгибающих моментов

Таблица 31. Усилия в элементах ферм от единичной нагрузки

Номер элемента	Ферма пролетом 24 м		Ферма пролетом 18 м	
	$N$ , кН	$M$ , кН·м	$N$ , кН	$M$ , кН·м
1	-0.495	0.659	-0.31	0.579
2	-0.022	0.451	-0.088	0.379
3	-0.135	0.242	-0.22	0
4	-0.102	0	-14.4	0.616
5	-23.3	0.961	-13.9	0.863
6	-23.6	0.994	-13.6	0.684
7	-23.3	0.862	12.6	0.475
8	-23.2	0.751	13.3	0.322
9	21.2	0.785	13.6	0.291
10	22.4	0.469	-	-
11	22.9	0.427	-	-
12	23.1	0.304	-	-

### 16.3.2. Расчет элементов фермы по первой группе предельных состояний

#### Верхний пояс

Верхние пояса работают на внецентренное сжатие, как правило, с малыми эксцентриситетами. При определении эксцентриситета продольной силы следует пользоваться значениями моментов по граням вутов. Так как моменты по длине верхнего пояса меняют знак, то необходимо задаваться симметричным армированием из четырех стержней, объединенных в пространственный каркас. Влиянием кривизны верхнего пояса на эксцентриситет можно пренебречь, а расчетную длину определять, пользуясь **табл. 27**.

Элементы верхнего пояса принято рассчитывать по общим правилам расчета внецентренно сжатых элементов (см. **п. 14.1**), учитывая при этом гибкость и различные расчетные сочетания нагрузок в зависимости от их длительности.

Поперечную арматуру устанавливают по конструктивным требованиям СП 63.13330.2012.

#### Стойки

Стойки ферм испытывают обычно внецентренное сжатие или внецентренное растяжение с большими эксцентриситетами.

При внецентренном сжатии расчет ничем не отличается от расчета верхнего пояса.

При внецентренном растяжении, так как принимается симметричное армирование, требуемую площадь арматуры можно определить по формуле:

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot e'}{R_s \cdot (h_0 - a')}, \quad (105)$$

где  $e' = e_0 + \frac{h}{2} - a'$ .

Необходимость установки расчетной поперечной арматуры определяется из условия:

$$Q \leq \frac{0.5R_{bt} \cdot b \cdot h_0}{\varphi_{nt}}, \quad (106)$$

где  $\varphi_{nt} = 1 + \frac{N}{1.5R_{bt}A}$  – коэффициент, учитывающий действие растягивающего усилия.

Если условие (106) выполняется, то по расчету поперечная арматура не требуется и её назначают из конструктивных соображений.

Если условие (106) не выполняется, то для вычисления количества поперечной арматуры сначала определяют погонное усилие в хомутах по формуле:

$$q_{sw} = \frac{Q^2 \cdot \varphi_{nt}}{6R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}, \quad (107)$$

а затем, задаваясь шагом хомутов  $s_w$  и количеством срезов  $n$ , вычисляют площадь поперечного сечения одного хомута:

$$A_{sw,1} = \frac{q_{sw} \cdot s_w}{n \cdot R_{sw}}. \quad (108)$$

При назначении диаметров хомутов необходимо руководствоваться указаниями о свариваемости продольной и поперечной арматуры.

### Нижний пояс

Нижний предварительно напряженный пояс работает на внецентренное растяжение с малыми эксцентриситетами. Так как эпюра моментов имеет знакопеременный характер, то принимают симметричное армирование. Площадь поперечного сечения арматуры определяют по формуле:



$$A_{sp} = A'_{sp} = \frac{N \cdot e'}{\gamma_{s3} R_s \cdot (h_0 - a')}, \quad (109)$$

где  $e' = e_0 + \frac{h}{2} - a$ , а коэффициент условий работы  $\gamma_{s3}$  определяют по формуле (69).

Всю предварительно напряженную арматуру  $\sum A_{sp}$  при необходимости распределяют по высоте сечения, пользуясь условиями равновесия:

$$N \leq R_s \cdot \gamma_{s3} \cdot \sum A_{sp,i}; \quad (110)$$

$$N \cdot e_0 \leq R_s \cdot \gamma_{s3} \cdot \sum A_{sp,i} \cdot e_i. \quad (111)$$

где  $A_{sp,i}$  и  $e_i$  – площадь сечения арматуры  $i$ -го ряда и расстояние от центра тяжести ее до центра тяжести сечения.

По длине пояса устанавливают в пределах каждой панели “П”-образные сетки.

### 16.3.3. Расчет элементов фермы по второй группе предельных состояний

Вследствие достаточно большой жесткости ферм прогибы их не превышают допустимых величин, и расчет по второй группе предельных состояний обычно ограничивают расчетом на образование и раскрытие трещин.

#### Нижний пояс

Трещины не образуются, если выполняется условие:

$$M \leq M_{crc}, \quad (112)$$

где  $M$  – изгибающий момент в сечении от нормативных нагрузок;  $M_{crc}$  – момент, воспринимаемый сечением перед образованием трещин;

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + P \cdot (e_{op} + r) - N \cdot r, \quad (113)$$

где  $N$  – растягивающая продольная сила в сечении;  $P$  – усилие предварительного обжатия, вычисляемое с учетом текущих потерь;  $W_{pl}$  – упруго-пластический момент сопротивления:

$$W_{pl} = 1.3 \cdot W_{red}, \quad (114)$$

где  $W_{red}$  – упругий момент сопротивления сечения;  $r$  – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки;  $e_{op}$  – расстояние от точки приложе-

ния усилия предварительного обжатия до центра тяжести приведенного сечения. При симметричном армировании нижнего пояса  $e_{op}=0$ .

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_t} , \quad (115)$$

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} , \quad (116)$$

$I_{red}$  – момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести, определяемый по формуле:

$$I_{red} = I + I_s \alpha + I'_s \alpha , \quad (117)$$

где  $I, I_s, I'_s$  – моменты инерции сечения соответственно бетона, растянутой и сжатой арматуры;

$A_{red}$  – площадь приведенного сечения, равная

$$A_{red} = A + A_s \alpha + A'_s \alpha , \quad (118)$$

где  $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$  – коэффициент приведения арматуры к бетону;

$y_t$  – расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения элемента.

Если условие (112) не выполняется, то образуются трещины.

Ширину их раскрытия определяют по формулам (73-75) с учетом нижеследующих положений.

Для определения напряжений в растянутой арматуре рассматривают два случая растяжения:

1-й случай – когда равнодействующая продольной силы и усилия предварительного обжатия  $N-P > 0$  приложена вне рабочего сечения элемента, т.е. при выполнении условия:

$$e' = \frac{M + N \cdot y_u - P(h_0 - e_{sp})}{N - P} > h_0 , \quad (119)$$

где  $M$  – момент внешних сил из статического расчета относительно оси, проходящей через центр тяжести бетонного сечения и отстоящей от сжатой грани на расстоянии  $y_u$ ;

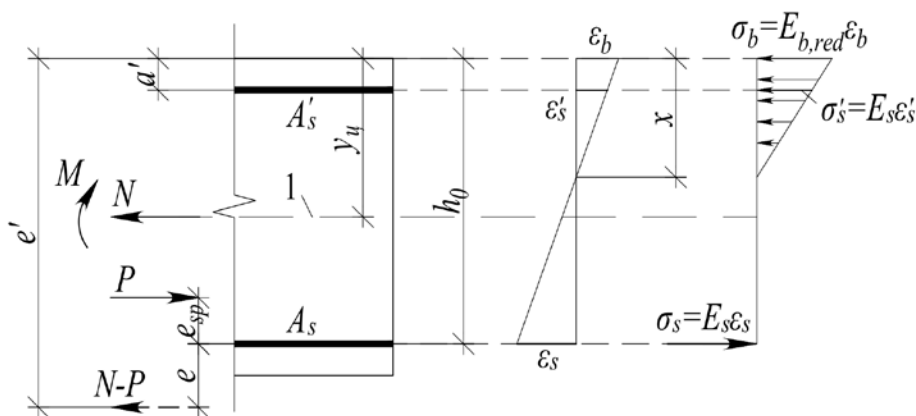


Рис. 43. К расчету по раскрытию трещин внецентренно растянутого элемента при 1-м случае растяжения: 1 – центр тяжести бетонного сечения.

2-й случай – когда равнодействующая сил  $N$  и  $P$  приложена в пределах рабочего сечения, т.е. при невыполнении условия (119).

В 1-м случае значение  $\sigma_s$  определяется по формуле:

$$\sigma_s = \frac{N}{A_s} \left( \frac{1.2e}{h_0} + 1 \right). \quad (120)$$

Если  $P > N$ , расчет проводится как для изгибаемых предварительно напряженных элементов, принимая

$$\sigma_s = \frac{M_s / z - (P - N)}{A_{sp}}, \quad (121)$$

$$M_s = M - N(h_0 - y_u) + Pe_{sp}, \quad (122)$$

где  $M_s$  – момент внешних сил относительно растянутой арматуры;  $z$  – плечо внутренней пары сил, равное  $z = \zeta \cdot h_0$ , а коэффициент  $\zeta$  определяется по **табл. 32**.

Таблица 32. Определение коэффициента  $\zeta$

$\varphi_r$	$e/h_0$	Коэффициенты $\zeta = z/h_0$ при значениях $\mu a_{s1}$ равных										
		0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
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

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
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
	≥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
	≥1,2	0,90	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,79
≥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
	≥1,2	0,90	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,82	0,81

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \alpha_{s1}A'_{sp} + \alpha_{s1}A'_s}{bh_0}; e = \frac{M_s}{P - N}; \mu\alpha_{s1} = \frac{\alpha_{s1}A_{sp} + \alpha_{s1}A_s}{bh_0}.$$

Также при 1-м случае растяжения значение  $\sigma_s$  допускается определять по формуле:

$$\sigma_s = \frac{M + N(z - (h_0 - y_u)) - P(z - e_{sp})}{A_s \cdot z}. \quad (123)$$

Плечо внутренней пары сил  $z$  (расстояние от центра тяжести арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения, до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне элемента) допускается принимать равным  $0.7h_0$ .

При расчете по 2-му случаю растяжения весь бетон сечения оказывается в растянутой зоне и поэтому в расчете не учитывается. Напряжение  $\sigma_s$  в арматуре, расположенной у наиболее растянутой грани, определяется из уравнения равновесия моментов внутренних и внешних сил относительно оси, проходящей через центр тяжести арматуры  $S'$ :

$$\sigma_s = \frac{N(e_0 + y_u - a') - P(h_0 - a' - e_{sp})}{A_s(h_0 - a')}. \quad (124)$$

Значение базового расстояния между трещинами  $l_s$  определяется по формуле:

$$l_s = 0.5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s. \quad (125)$$

Значение  $l_s$  принимается не менее  $10d_s$  и 100 мм и не более  $40d_s$  и 400 мм.

$A_{bt}$  – площадь сечения растянутого бетона. При этом высота растянутой зоны бетона принимается не менее  $2a$  и не более  $0,5h$ .

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений высоту растянутой зоны допускается определять по формуле:

$$y = y_0 \cdot k, \quad (126)$$

где  $y_0$  – высота растянутой зоны, определяемая как для упругого материала;

$k$  – поправочный коэффициент, принимаемый для прямоугольных сечений и тавровых с полкой в сжатой зоне равным 0,90.

Значение  $y_0$  принимается равным:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + (P - N) / R_{bt,ser}}, \quad (127)$$

где  $S_{red}$  – статический момент полного приведенного сечения относительно растянутой грани.

Ширину непродолжительного раскрытия трещин можно также вычислить по формуле:

$$a_{crc} = a_{crc2} \left( 1 + 0.4 \frac{\sigma_{sl} - 0.8\sigma_{s,crc}}{\sigma_s - 0.8\sigma_{s,crc}} \right), \quad (128)$$

где  $\sigma_{sl}$  и  $\sigma_s$  определяются при действии соответственно суммы постоянных и длительных нагрузок и всех нагрузок.

При этом, если выполняется условие

$$\frac{\sigma_{sl} - 0.8\sigma_{s,crc}}{\sigma_s - 0.8\sigma_{s,crc}} > t, \quad (129)$$

можно проверять только продолжительное раскрытия трещин, а если условие не выполняется – только непродолжительное раскрытие.

Здесь:  $t = 0.68$  – при допустимой ширине продолжительного и непродолжительного раскрытия трещин равных соответственно 0.3 и 0.4 мм;

$t = 0.59$  – при этих величинах, равных 0.2 и 0.3 мм;

$t = 0.42$  – при этих величинах равных 0.1 и 0.2 мм.

#### 16.3.4. Расчет узлов фермы

##### Опорный узел

Опорные узлы безраскосных ферм рассчитывают и конструируют по аналогии с опорными узлами раскосных ферм.

### Промежуточные узлы

Расчет заключается в проверке необходимой длины анкеровки продольной арматуры диаметром  $d$  по условию:

$$l + a \geq \frac{\sigma_s}{250} 22d . \quad (130)$$

В формуле (130):

$\sigma_s$  – напряжение в продольной арматуре стоек от расчетной нагрузки;

$l$  – длина заделки арматуры стоек в пояс;

$a$  – параметр, определяемый по указаниям п. 16.2.4 (см. расчет промежуточного узла раскосной фермы).

Так как обычно условие (130) не выполняется, то в промежуточных узлах устанавливают дополнительно по две сетки из арматуры классов В500 или А240 и при вычислении  $\sigma_s$  учитывают площадь продольной вертикальной арматуры этих сеток (см. пример).

#### 16.3.5. Проверка прочности нижнего пояса в стадии изготовления

Проверку прочности нижнего пояса при отпуске арматуры выполняют аналогично расчету раскосных ферм.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».
2. СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*».
3. СП 52-102-2004 «Предварительно напряженные железобетонные конструкции».
4. ГОСТ 25711-83 «Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 т».
5. Захаров, В.Ф. Проектирование железобетонных и каменных конструкций многоэтажных зданий / Калининград: КГТУ, 2003.
6. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003).
7. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004).
8. Кодыш, Э.Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям: моногр. / Э.Н. Кодыш, И.К. Никитин, Н.Н. Трекин. - Москва: АСВ, 2010. – 352 с.
9. Шерешевский, И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений: учеб. пособие для студентов строительных специальностей / И.А. Шерешевский. – Москва: «Архитектура-С», 2013. – 168 с., ил.
10. Заикин, А.И. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий: учеб. пособие / А.И. Заикин. – Москва: АСВ, 2007. – 272 с.
11. Серия 1.424.1-5 Колонны железобетонные прямоугольного сечения для одноэтажных производственных зданий высотой 8.4–14.4 м, оборудованных мостовыми опорными кранами грузоподъемностью до 32 тонн.
12. Серия КЭ-01-52 Сборные железобетонные двухветвевые колонны одноэтажных производственных зданий.
13. Серия 1.463.1-16 Фермы стропильные железобетонные сегментные для покрытий одноэтажных производственных зданий пролётами 18 и 24 м.
14. Серия 1.463.1-3/87 Фермы стропильные железобетонные безраскосные пролетом 18 и 24 м для одноэтажных зданий с малоуклонной и скатной кровлей.

## Оглавление

1. ВВЕДЕНИЕ .....	3
2. ОБЪЕМ И СОСТАВ КУРСОВОГО ПРОЕКТА .....	4
2.1. Исходные данные и выбор варианта .....	4
3. ПРИМЕР 1. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КАРКАСА .....	9
3.1 Исходные данные .....	9
3.2. Компоновка колонн поперечной рамы и размеры колонн .....	9
3.3. Определение нагрузок, действующих на поперечную раму .....	11
3.3.1 Постоянные нагрузки .....	11
3.3.2. Временные нагрузки .....	17
3.4. Статический расчет рамы .....	27
3.4.1. Геометрические параметры элементов рамы .....	27
3.4.2. Учет пространственной работы каркаса .....	28
4. ПРИМЕР 2. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ СПЛОШНОЙ КОЛОННЫ ПО КРАЙНЕМУ РЯДУ .....	40
4.1. Расчет на усилие в плоскости рамы .....	40
4.2. Проверка прочности нормальных сечений на эксплуатационные нагрузки из плоскости рамы .....	45
4.3. Проверка прочности нормальных сечений на монтажные нагрузки .....	45
4.4. Расчет консоли .....	47
5. ПРИМЕР 3. РАСЧЕТ СЕЧЕНИЯ ДВУХВЕТВЕННОЙ КОЛОННЫ ПО СРЕДНЕМУ РЯДУ .....	51
5.1. Расчет сечений в плоскости рамы .....	51
5.2. Проверка прочности сечений двухветвевой колонны на эксплуатационные нагрузки из плоскости рамы .....	58
6. ПРИМЕР 4. ФУНДАМЕНТ ПОД КРАЙНЮЮ КОЛОННУ .....	61
6.1. Определение размеров .....	61
6.2. Расчет на изгиб плиты фундамента .....	65
6.3. Расчет армирования стенок стакана .....	68
7. ПРИМЕР 5. РАСКОСНАЯ ФЕРМА .....	69
7.1. Исходные данные .....	69
7.2. Сбор нагрузок по верхнему поясу .....	69
7.3. Статический расчет фермы .....	70
7.4. Расчет элементов фермы по первой группе предельных состояний .....	71
7.5. Расчет элементов фермы по второй группе предельных состояний .....	73
7.6. Расчет узлов фермы .....	78
7.7. Прочность нижнего пояса в стадии изготовления .....	83
8. ПРИМЕР 6. БЕЗРАСКОСНАЯ ФЕРМА .....	84
8.1. Исходные данные .....	84
8.2. Сбор нагрузок по верхнему поясу .....	84
8.3. Статический расчет фермы .....	85
8.4. Расчет элементов фермы по первой группе предельных состояний .....	86
8.5. Расчет элементов фермы по второй группе предельных состояний .....	90
8.6. Расчет узлов фермы .....	96
8.7. Прочность нижнего пояса в стадии изготовления .....	101
9. КОМПОНОВКА КАРКАСА .....	104
10. КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНИКА .....	108
11. РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ .....	109
12. СБОР НАГРУЗОК .....	113
12.1. Постоянная нагрузка .....	113
12.2. Временная нагрузка от массы снегового покрова .....	114



12.3. Временная ветровая нагрузка .....	114
12.4. Временные крановые нагрузки.....	116
13. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ.....	118
13.1. Рамы со стойками сплошного сечения .....	118
13.2. Рамы со стойками сквозного сечения (двухветвенные колонны).....	120
13.3. Расчетные комбинации усилий в сечениях колонн .....	123
14. КОЛОННЫ .....	124
14.1. Подбор сечений арматуры сплошных колонн .....	124
14.2. Расчет и конструирование консоли сплошной колонны.....	127
14.3. Подбор сечений арматуры двухветвенных колонн .....	128
15. ПОРЯДОК ПРОЕКТИРОВАНИЯ ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД КОЛОННЫ .....	129
16. РИГЕЛИ ПОКРЫТИЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ .....	134
16.1. Общие сведения .....	134
16.2. Раскосные фермы.....	137
16.2.1. Сбор нагрузок и статический расчет.....	137
16.2.2. Расчет элементов фермы по первой группе предельных состояний .....	140
16.2.3. Расчет элементов фермы по второй группе предельных состояний.....	144
16.2.4. Расчет узлов фермы .....	148
16.2.5 Проверка прочности нижнего пояса в стадии изготовления.....	154
16.3. Безраскосные фермы.....	155
16.3.1. Назначение размеров и статический расчет .....	155
16.3.2. Расчет элементов фермы по первой группе предельных состояний .....	158
16.3.3. Расчет элементов фермы по второй группе предельных состояний.....	160
16.3.4. Расчет узлов фермы .....	164
16.3.5 Проверка прочности нижнего пояса в стадии изготовления.....	165
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ .....	166

*Учебное издание*

*Владимир Федорович ЗАХАРОВ  
Владимир Николаевич ЗИНОВЬЕВ  
Дмитрий Владимирович РОМАНОВСКИЙ*

## **ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

*Редактор Г.А. Смирнова*

Подписано в печать 28.12. 2017 г. Формат 60×84(1/16). Заказ 51. Тираж 200 экз.  
Объем 10,6 п.л.; 7,7 уч.-изд. л.

---

Издательство федерального государственного бюджетного  
образовательного учреждения  
высшего образования  
«Калининградский государственный технический университет»

236022, Калининград, Советский проспект, 1