

Документ подписан простой электронной подписью

Информация о владельце:

ФИО: Волынова Ольга Евгеньевна

Должность: проработ по учебной работе

Дата подписания: 26.08.2022 13:34:09

Уникальный программный ключ:

9b8176a24108268a0045a1d00d09081955be30775497400107a81e560d089

*Р.П. Черняева  
С.И. Горностаев*

## **ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

*Практикум*

*Курск 2014*

**МИНОБРНАУКИ РОССИИ**

Федеральное государственное бюджетное образовательное  
учреждение высшего профессионального образования  
«Юго-Западный государственный университет»  
(ЮЗГУ)

**Р.П. Черняева, С.И. Горностаев**

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ  
И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

Практикум

*Утверждено Учебно-методическим советом  
Юго-Западного государственного университета*

Курск 2014

УДК 624.012.35(071.8)

ББК Н 53я7

Ч 49

Рецензенты:

Доктор технических наук, завкафедрой «Строительные конструкции, здания и сооружения МГУПС, академик РААСН,  
профессор *В.С. Федоров*

Доктор технических наук, профессор кафедры ПГС Белгородского государственного технологического университета  
им. В.Г. Шухова *Г.А. Смоляго*

**Черняева Р.П.**

Ч 49 Железобетонные и каменные конструкции: практикум / Р.П. Черняева, С.И. Горностаев; Юго-Зап. гос. ун-т. – Курск, 2014. – 148 с. – Библиогр.: с. 123.

ISBN 978-5-7681-0713-0

Практикум соответствует Государственному образовательному стандарту направления 653500 «Строительство». Дана краткая информация о теоретических основах рассматриваемых в пособии вопросов, методика получения формул расчетного аппарата, примеры расчета отдельного вида конструкций.

Пособие предназначено для студентов, обучающихся по направлению «Строительство» 290300, и проектировщиков, связанных с необходимостью решения задач проектирования конструкций зданий и сооружений.

УДК 624.012.35(071.8)

ББК Н 53я7

ISBN 978-5-7681-0713-0

© Юго-Западный государственный университет, 2014

© Черняева Р.П., Горностаев С.И., 2014

# ОГЛАВЛЕНИЕ

<b>ПРЕДИСЛОВИЕ .....</b>	<b>6</b>
<b>ВВЕДЕНИЕ.....</b>	<b>7</b>
<b>ЧАСТЬ 1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.....</b>	<b>10</b>
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 1. Определение напряжений в бетоне и арматуре железобетонного элемента.....	11
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 2. Определение приведенных характеристик сечений железобетонного элемента .....	14
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 3. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой.....	17
3.1. Особенности работы железобетонных балок под нагрузкой.....	19
3.2. Основы расчета изгибаемых элементов .....	20
3.3. Проверка прочности изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой .....	26
3.4. Расчет изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой (проектирование балки: назначение размеров сечения, расчет требуемого количества арматуры) .....	28
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 4. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов таврового профиля .....	30
4.1. Проверка прочности железобетонных балок таврового профиля (определение несущей способности $M_u$ ) .....	32
4.2. Проектирование изгибаемых элементов таврового профиля с одиночной арматурой (расчет рабочей продольной арматуры) .....	35
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 5. Расчет прочности наклонных сечений.....	37
5.1. Конструктивные требования .....	38
5.2. Порядок решения практических задач .....	41

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 6. Конструирование (армирование)  
однопролетной железобетонной балки  
прямоугольного сечения..... 46

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 7. Разработка рабочего  
чертежа балки ..... 51

## **ЧАСТЬ 2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ ..... 53**

8.1. Компоновка перекрытия..... 54

8.2. Проектирование балочной плиты ..... 56

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 9. Проектирование главной балки..... 64

9.1. Расчетная схема и нагрузки..... 64

9.2. Статический расчет балки по методу предельного равновесия... 65

9.3. Расчет прочности нормальных и наклонных  
сечений балки ..... 71

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 10. Конструирование главной балки.  
Построение эпюры материалов..... 76

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 11. Проектирование  
сборного перекрытия ..... 81

11.1. Компоновка сборного перекрытия над подвалом ..... 81

11.2. Расчет и конструирование элемента сборного ригеля..... 84

11.3. Расчет полки ригеля ..... 85

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 12. Расчет и конструирование  
железобетонной колонны подвального этажа  
многоэтажного здания ..... 87

12.1. Расчетная схема колонны подвального этажа ..... 87

12.2. Расчет продольной арматуры колонны ..... 88

12.3. Расчет короткой консоли колонны ..... 89

12.4. Проектирование стыка колонн..... 91

## **ЧАСТЬ 3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ ..... 93**

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 13. Компоновка поперечной рамы  
одноэтажного промышленного здания..... 93

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 14. Статический расчет поперечной рамы .....	100
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 15. Расчет и конструирование колонны промздания .....	103
15.1. Надкрановая часть .....	104
15.2. Подкрановая часть .....	108
15.3. Расчет подкрановой консоли .....	110
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 16. Расчет и конструирование внецентренно нагруженного фундамента стаканного типа.....	111
16.1. Определение усилий.....	112
16.2. Определение размеров фундамента .....	114
16.3. Расчет на продавливание .....	116
16.4. Подбор арматуры подошвы фундамента.....	117
16.5. Расчет подколонника и его стаканной части .....	120
<b>СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ.....</b>	<b>123</b>
<b>ПРИНЯТЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ .....</b>	<b>126</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ 1 .....</b>	<b>128</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ 2.....</b>	<b>133</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ 3.....</b>	<b>136</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ 4.....</b>	<b>139</b>

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Проведению практических занятий предшествует лекционный курс, освещающий историю развития железобетона, исходные строительные материалы, конструктивные элементы, теорию силового сопротивления, основные несущие конструкции зданий и сооружений различного назначения, гарантии их эксплуатационной пригодности и конструктивной безопасности.

Проектирование железобетонных конструкций представляет собой комплекс расчетов и графических работ, включающих стадии изготовления, транспортирования и эксплуатации. Экономичность и эксплуатационная надежность отдельных конструкций и здания в целом во многом обусловлены принятыми проектными решениями. Представляется важным обучение будущих инженерно-технических работников любого уровня подготовки системному подходу к разработке проектных решений, а также современным приемам проектного дела.

Вопросы проектирования железобетонных и каменных конструкций регламентированы Техническим регламентом о безопасности зданий и сооружений [5], СП 15.13330.2011 [6], СП 20.13330.2011 [7], СП 63.13330.2011 [9] и развиты в руководствах и справочных пособиях [10–13], а также в учебниках и монографиях.

Опыт показывает, что отсутствие достаточно подробной методики проектирования железобетонных конструкций, в целом, отрицательно сказывается на учебном процессе, курсовом и дипломном проектировании.

Данное пособие должно помочь студенту познакомиться с процессом проектирования отдельных конструкций и зданий из железобетона, а также успешно выполнить курсовые и дипломные проекты.

## ВВЕДЕНИЕ

Рабочей программой курса «Железобетонные и каменные конструкции» предусмотрено проведение практических (семинарских) занятий, на которых студент должен получить первые навыки расчета, конструирования и разработки рабочих чертежей железобетонных элементов и конструкций.

Из методологических соображений (от простого к сложному) данное пособие разделено на три части.

В результате выполнения заданий первой части студент должен **знать**:

– принципы построения расчетных схем для простейших элементов; предпосылки для расчета сечений железобетонных конструкций; расчетные формулы для расчета прочности нормальных и наклонных сечений;

**уметь**:

– запроектировать железобетонную балку (по результатам выполнения практических работ № 3, 5, 6 и 7), т. е. рассчитать, сконструировать и выполнить рабочий чертеж.

Во второй части предусмотрено выполнение практических занятий по проектированию одного из видов перекрытий – монолитных ребристых перекрытий с балочными плитами. Особое внимание уделено статическому расчету железобетонных балок по методу предельного равновесия.

В результате выполнения заданий второй части студент должен **знать**:

– особенности конструктивных решений перекрытий многоэтажных производственных зданий;

– особенности сопряжения сборных элементов каркаса зданий с несущими наружными кирпичными стенами (зданий с неполным железобетонным каркасом);

– статический расчет элементов перекрытий с учетом перераспределения усилий (по методу предельного равновесия);

– особенности проектирования сборных железобетонных элементов перекрытий, в том числе и предварительно напряженных;



– особенности проектирования центрально нагруженных колонн и фундаментов стаканного типа под сборные железобетонные колонны;

– конструктивные решения каменных и армокаменных конструкций, виды и способы усиления каменных конструкций;

**уметь:**

– разработать конструктивную схему монолитного ребристого перекрытия производственного здания;

– разработать конструктивную схему сборного железобетонного перекрытия (разработать схемы расположения сборных элементов, узлы сопряжений элементов);

– разработать рабочие чертежи монолитного перекрытия, элементов сборного перекрытия;

– запроектировать сборную железобетонную колонну и монолитный железобетонный фундамент стаканного типа под сборную железобетонную колонну;

– выполнить расчет центрально нагруженной каменной (кирпичной) и армокаменной колонны (столба).

В третьей части практические занятия посвящены проектированию конструкций одноэтажных промышленных зданий. Рассматриваются вопросы компоновки конструктивной схемы промздания; подготовки исходных данных для статического расчета поперечной рамы на ПК с использованием учебной программы «РАМПО», определения расчетных усилий в колонне от наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок.

В результате выполнения заданий третьей части студент должен **знать:**

– особенности конструктивных схем и объемно-планировочных решений одноэтажных промышленных зданий;

– сопряжения элементов основных несущих конструкций (продольных и поперечных рам);

– статический расчет поперечных рам, в том числе с использованием учебных (РАМПО) и стандартных (SCAD и др.) вычислительных комплексов;

– особенности проектирования предварительно напряженных длинномерных конструкций покрытий промышленных зданий;

---

– особенности проектирования внецентренно нагруженных фундаментов стаканного типа под железобетонные колонны;

**уметь:**

– разработать конструктивную схему одноэтажного промышленного здания;

– подготовить исходные данные для статического расчета поперечной рамы здания с помощью вычислительной программы «РАМПО», получить результаты расчета, проанализировать и выписать расчетные сочетания усилий для расчета стойки (колонны) рамы;

– запроектировать колонну, т. е. рассчитать, сконструировать и выполнить рабочие чертежи;

– запроектировать монолитный железобетонный фундамент под колонну.

В результате выполнения индивидуальных заданий на практических занятиях студент, помимо получения определенных навыков расчетов и конструирования железобетонных элементов, получает возможность выполнения курсовых и дипломных проектов, если индивидуальные задания по второй и третьей части пособия будут увязаны с темами курсовых и дипломных проектов.

## Часть 1

# ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Рабочей программой курса «Железобетонные и каменные конструкции» предусмотрено проведение практических (семинарских) занятий, на которых студент должен получить первые навыки расчета, конструирования и разработки рабочих чертежей простейших железобетонных элементов.

На выполнение этих работ в первой части предусмотрено 18 аудиторных часов, в течение которых студент должен самостоятельно выполнить не менее 70% заданий, остальные 30% – во время внеаудиторной (домашней) работы.

Задания составлены таким образом, чтобы отлично успевающий студент мог выполнить полный объем заданий во время аудиторных занятий.

Ниже приведено содержание практических работ.

Содержание	Количество часов
1. Определение напряжений в бетоне и арматуре сжатого железобетонного элемента	2
2. Определение приведенных характеристик сечения железобетонного элемента	2
3. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой	4
4. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов таврового профиля	2
5. Расчет прочности наклонного сечения железобетонной балки	2
6. Конструирование (армирование) однопролетной железобетонной балки прямоугольного профиля	2
7. Разработка рабочего чертежа балки	4
Итого	18

## ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 1

### Определение напряжений в бетоне и арматуре железобетонного элемента

Сечения железобетонных элементов состоят, как правило, из двух или более составляющих – бетона и арматуры.

При выполнении расчетов железобетонных конструкций возникает необходимость вычисления напряжений во всех составляющих сечения.

Методику получения расчетных формул проследим на примере центрально сжатого железобетонного столба (рис. 1.1), нагруженного силой  $N$ , с размерами сечения  $bh$  ( $A_b$ ) и арматурой  $4\phi$ , площадью  $A_s$ .

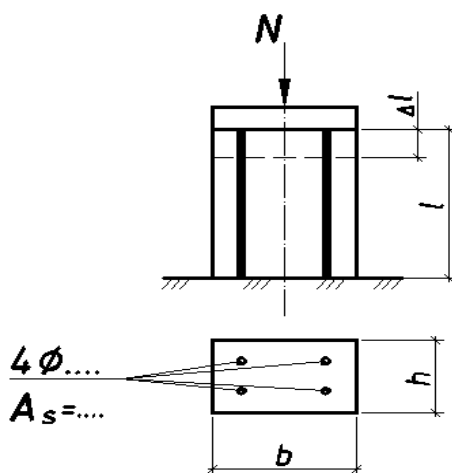


Рис. 1.1. Центрально сжатый элемент

Составим условие равновесия – сумма проекций всех сил на вертикальную ось равна нулю:  $\sum y = 0$ .

$$N = N_b + N_s = \sigma_b A_b + \sigma_s A_s \quad (1.1)$$

где  $N_b$  и  $\sigma_b$  – соответственно усилие и напряжения в бетоне;

$N_s$  и  $\sigma_s$  – соответственно усилие и напряжения в арматуре.

Уравнение (условие) одно, а неизвестных – два:  $\sigma_b$  и  $\sigma_s$ . Необходимо еще одно условие.

Используем уравнение равенства деформаций бетона и арматуры

$$\varepsilon_b = \Delta l / l = \varepsilon_s = \Delta l / l.$$

По закону Гука

$$\sigma_b = \varepsilon_b E_b; \sigma_s = \varepsilon_s E_s,$$

или

$$\varepsilon_b = \sigma_b / E_b; \varepsilon_s = \sigma_s / E_s,$$

где  $E_s$  – модуль упругости арматуры ( $\approx 200000$  МПа);

$E_b$  – модуль упругости бетона (20000...40000 МПа).

Условие равенства относительных деформаций можно записать в виде

$$\sigma_s / E_s = \sigma_b / E_b.$$

Умножив все на  $E_s$ , получим  $\sigma_s = \sigma_b E_s / E_b$ .

Обозначим  $E_s / E_b = \alpha$  – коэффициент приведения, тогда можно записать:  $\sigma_s = \sigma_b \alpha$ .

Подставляя в исходное уравнение вместо  $\sigma_s$  и  $\sigma_b$   $\alpha$ , получим

$$N = \sigma_b A_b + \sigma_b \alpha A_s = \sigma_b (A_b + \alpha A_s).$$

Обозначим  $(A_b + \alpha A_s) = A_{red}$  – площадь приведенного сечения. Окончательно можем записать

$$N = \sigma_b A_{red}. \quad (1.2)$$

Отсюда напряжения в бетоне  $\sigma_b = N / A_{red}$ , напряжения в арматуре  $\sigma_s = \alpha N / A_{red}$ .

Как видим,  $\sigma_s$  в 6–8 раз больше  $\sigma_b$ .

Аналогично можно получить формулы для вычисления напряжений в бетоне и арматуре:

– для изгибаемых элементов:

$$\sigma_b = M / W_{red} = M \cdot y_i / I_{red}; \quad (1.3)$$

$$\sigma_s = \alpha M / W_{red} = \alpha M \cdot y_s / I_{red}; \quad (1.4)$$

– для внецентренно сжатых в точке  $y_i$ :

$$\sigma_b = N / A_{red} + M \cdot y_i / I_{red}; \quad (1.5)$$

$$\sigma_s = \alpha (N / A_{red} + M \cdot y_i / I_{red}). \quad (1.6)$$

Таким образом, очевидно, что для расчетов железобетонных элементов необходимо уметь вычислить приведенные геометрические характеристики сечений.

**Задания для самостоятельной работы**

Определить напряжения в бетоне и арматуре центрально сжатого железобетонного элемента. Исходные данные принять по таблице 1.1.

Таблица 1.1

Исходные данные

Номер по списку группы	Размеры сечения колонны, $b \times h$ , мм	Класс бетона	Количество продольной рабочей арматуры	Нагрузка на элемент $N$ , кН	Модуль упругости бетона $E_b$ , МПа	Модуль упругости арматуры $E_s$ , МПа
1	300 × 300	B20	4Ø 18 A400	1200	24000	200000
2	300 × 300	B25	4Ø 18 A400	1200	27000	
3	300 × 300	B30	4Ø 18 A400	1500	29000	
4	300 × 300	B20	4Ø 20 A400	1000	24000	
5	300 × 300	B25	4Ø 20 A400	1500	27000	
6	300 × 300	B30	4Ø 20 A400	1400	29000	
7	300 × 300	B20	4Ø 22A400	1350	27000	
8	300 × 300	B25	4Ø 22 A400	1340	30000	
9	300 × 300	B30	4Ø 22 A400	1700	32500	
10	400 × 400	B20	8Ø 16 A500	1900	24000	
11	400 × 400	B25	8Ø 16 A500	2600	27000	
12	400 × 400	B30	8Ø 16 A500	2500	29000	
13	400 × 400	B20	8Ø 18 A500	2250	27000	
14	400 × 400	B25	8Ø 18 A500	2400	30000	
15	400 × 400	B30	8Ø 18 A500	2900	32500	
16	350 × 350	B20	4Ø 25 A500	1680	27000	
17	350 × 350	B25	4Ø 25 A500	2140	30000	
18	350 × 350	B30	4Ø 25 A500	2200	32500	
19	350 × 350	B20	4Ø 28 A500	1840	24000	
20	350 × 350	B25	4Ø 28 A500	1900	27000	
21	350 × 350	B30	4Ø 28 A500	2420	29000	
22	350 × 350	B20	4Ø 32 A500	2100	24000	
23	350 × 350	B25	4Ø 32 A500	2600	27000	
24	350 × 350	B30	4Ø 32 A500	2500	29000	
25	400 × 400	B20	4Ø 36 A500	2680	24000	

В таблице П1.1 приведен сортамент арматуры: площади поперечных сечений.

При выполнении задания необходимо:

- вычертить эскиз сечения;
- выполнить расчет;
- сформулировать вывод.

## ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 2

### Определение приведенных характеристик сечений железобетонного элемента

В железобетонных элементах центр тяжести сечения, как правило, не совпадает с геометрическим центром бетонного сечения. В расчетах железобетонных элементов возникает необходимость определения приведенных характеристик сечений относительно центра тяжести составного (содержащего два и более компонентов) сечения.

С выводом формул для определения характеристик сечений элемента относительно оси, параллельно перенесенной, студент познакомился, изучая курс «Сопротивление материалов».

Ниже приведены формулы для определения характеристик сечений элемента относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести составного сечения с учетом приведения различных материалов к одному, как правило – бетону, т. е. используя коэффициент приведения  $\alpha$ , равный отношению модулей упругости  $\alpha = E_s/E_b$ .

В качестве примера использовано сечение, представленное на рисунке 2.1.

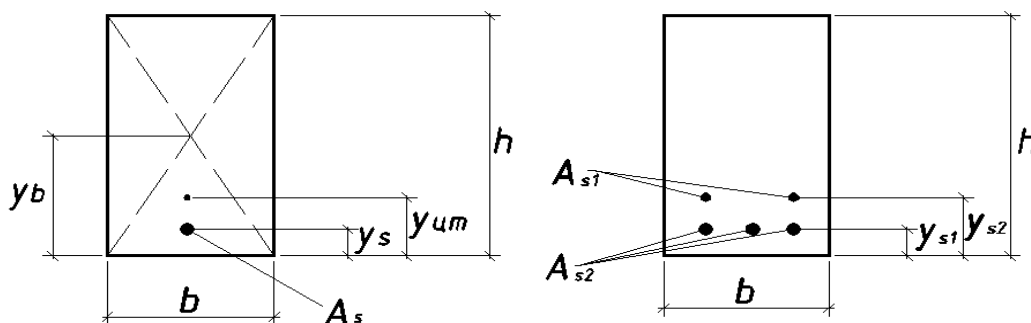


Рис. 2.1. Сечение изгибаемого железобетонного элемента

Площадь приведенного сечения железобетонного элемента

$$A_{red} = A_b + \sum \alpha A_{si}.$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани

$$S_{red} = A_b y_b + \sum \alpha A_{si} y_{si}.$$

Расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести приведенного сечения

$$y_{ц.т} = S_{red} / A_{red}.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$I_{red} = I_b + A_b (y_b - y_{ц.т})^2 + \sum \alpha A_{si} (y_{si} - y_{ц.т})^2.$$

Момент сопротивления приведенного сечения относительно нижней грани

$$W_{red} = I_{red} / y_{ц.т}.$$

Момент сопротивления приведенного сечения относительно верхней грани

$$W'_{red} = I_{red} / (h - y_{ц.т}).$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки

$$r = W_{red} / A_{red}.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней ядровой точки

$$r' = W'_{red} / A_{red}.$$

### Задания для самостоятельной работы

Вычислить приведенные характеристики железобетонного элемента (рис. 2.2).

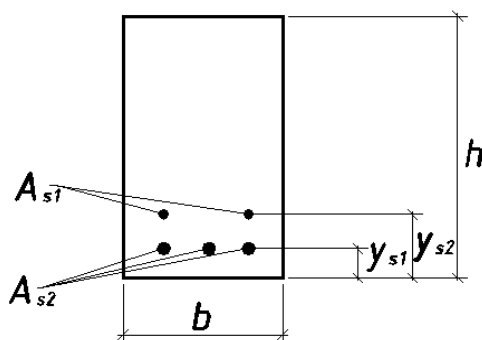


Рис. 2.2. Сечение изгибаемого железобетонного элемента



Исходные данные принять по таблице 2.1.

При решении данной задачи необходимо:

- вычертить сечение;
- проставить все необходимые размеры, которые даны в задании;
- проставить все размеры, которые появились в процессе вычислений;
- вычислить приведенные геометрические характеристики сечения.

Таблица 2.1

## Исходные данные

Номер по списку группы	Размеры сечения колонны $b \times h$ , мм	Количество арматуры		Расположение арматуры		Модуль упругости бетона $E_b$ , МПа	Модуль упругости арматуры $E_s$ , МПа
		$A_{s1}^*$	$A_{s2}^*$	$y_{s1}$	$y_{s2}$		
1	300 × 600	3Ø32	2Ø 28	50	115	24000	200000
2	300 × 600	3Ø36	2Ø25	50	125	27000	
3	300 × 600	3Ø28	2Ø25	45	110	29000	
4	300 × 600	3Ø25	2Ø25	40	90	24000	
5	300 × 600	3Ø28	2Ø22	45	110	27000	
6	300 × 600	3Ø32	2Ø28	50	115	29000	
7	300 × 600	3Ø28	2Ø25	45	110	27000	
8	300 × 600	3Ø22	2Ø20	40	85	30000	
9	300 × 600	3Ø28	2Ø25	45	115	32500	
10	400 × 800	4Ø32	2Ø28	50	115	24000	
11	400 × 800	4Ø32	2Ø25	45	110	27000	
12	400 × 800	4Ø36	2Ø28	50	125	29000	
13	400 × 800	4Ø32	2Ø32	45	110	27000	
14	400 × 800	4Ø36	2Ø32	50	125	30000	
15	400 × 800	4Ø40	2Ø28	60	130	32500	
16	350 × 750	3Ø32	2Ø28	45	110	27000	
17	350 × 750	3Ø32	2Ø25	45	110	30000	
18	350 × 750	3Ø28	2Ø28	45	105	32500	
19	350 × 750	3Ø25	2Ø25	40	90	24000	
20	350 × 750	3Ø28	2Ø25	45	105	27000	

Окончание табл. 1.2

Номер по списку группы	Размеры сечения колонны $b \times h$ , мм	Количество арматуры		Расположение арматуры		Модуль упругости бетона $E_b$ , МПа	Модуль упругости арматуры $E_s$ , МПа
		$A_{s1}^*$	$A_{s2}^*$	$y_{s1}$	$y_{s2}$		
21	350 × 800	3Ø 32	2Ø28	45	110	29000	
22	350 × 800	3Ø28	2Ø22	45	110	24000	
23	350 × 800	3Ø25	2Ø25	40	90	27000	
24	350 × 800	3Ø32	2Ø28	50	115	29000	

\* Площади арматуры приведены в приложении 1.

### ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 3

#### Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой

Наиболее распространенные изгибаемые элементы железобетонных конструкций – плиты и балки.

**Плитами** называют плоские элементы, толщина которых значительно меньше длины и ширины.

**Балками** называют линейные элементы, длина которых значительно больше поперечных размеров сечения.

Из плит и балок образуют многие железобетонные конструкции, чаще других – плоские покрытия и перекрытия, сборные и монолитные, а также сборно-монолитные.

Железобетонные балки могут быть прямоугольного (рис. 3.1, а), таврового (рис. 3.1, б и в), двутаврового (рис. 3.1, г), трапециевидного сечения и др.

При расчете различных конструктивных элементов их фактические (конструктивные) сечения приводят к эквивалентным.

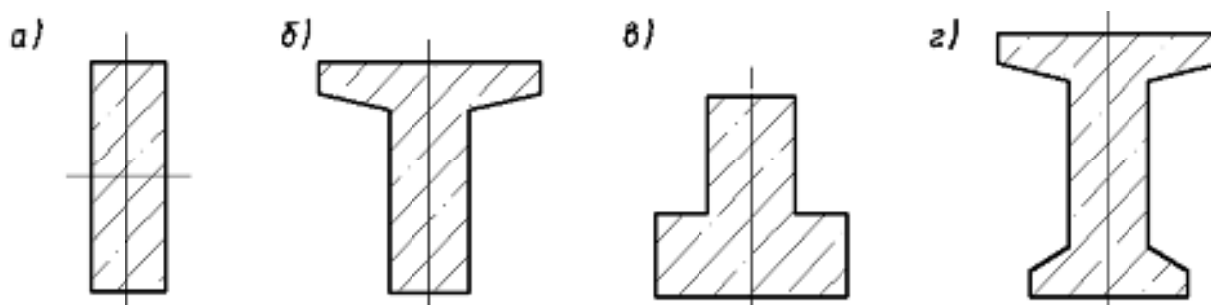


Рис. 3.1. Сечения изгибаемых элементов

На рисунках 3.2 и 3.3 приведены фактические и эквивалентные сечения ребристых и пустотных железобетонных плит.

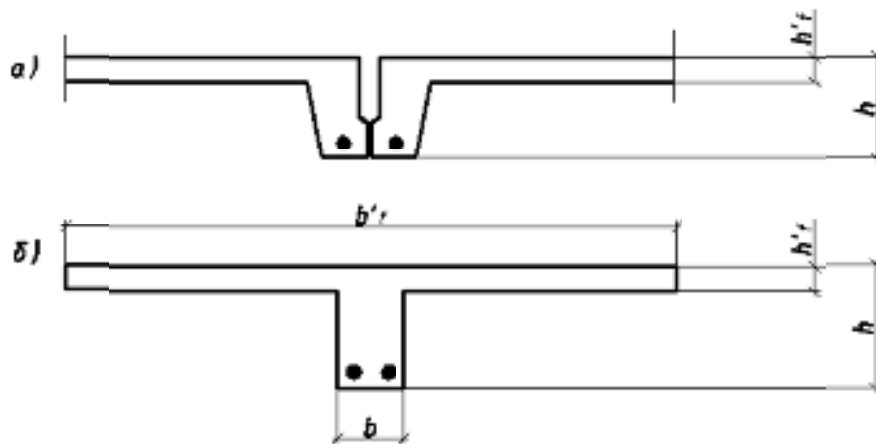


Рис. 3.2. Фактическое (а) и эквивалентное (б) сечения ребристых плит перекрытий и покрытий

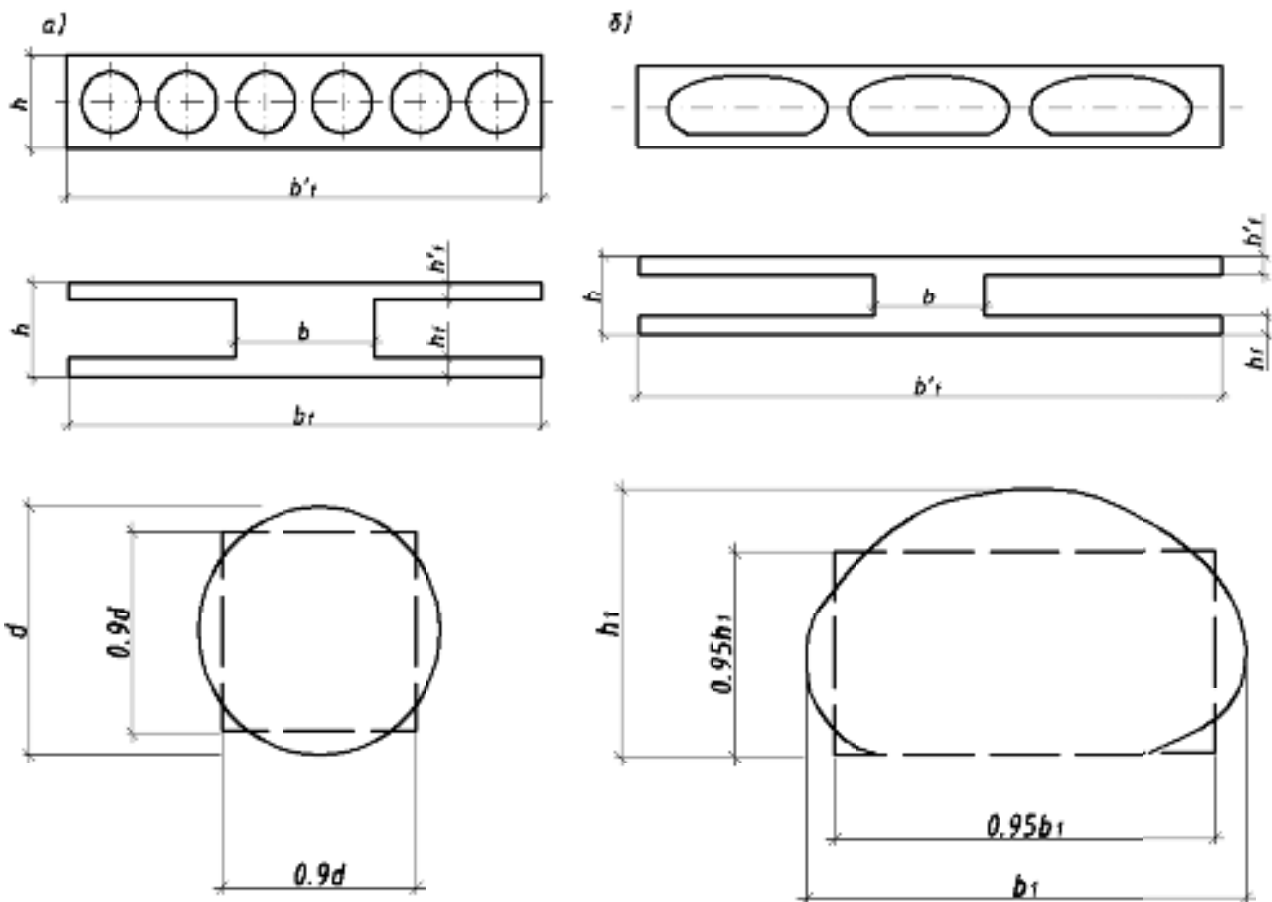


Рис. 3.3. Фактические и эквивалентные сечения:  
а – плит с круглыми пустотами; б – плит с овальными пустотами

### 3.1. Особенности работы железобетонных балок под нагрузкой

Вопросы работы и разрушения железобетонных изгибаемых элементов, а также получение расчетного аппарата и принципы армирования подробно освещены в лекционном (теоретическом) курсе. Поэтому в данном пособии в краткой иллюстративной форме (рис. 3.4 и 3.5) показаны основные характерные положения, принятые в вопросах осмысления работы железобетонных балок и получения расчетных формул.

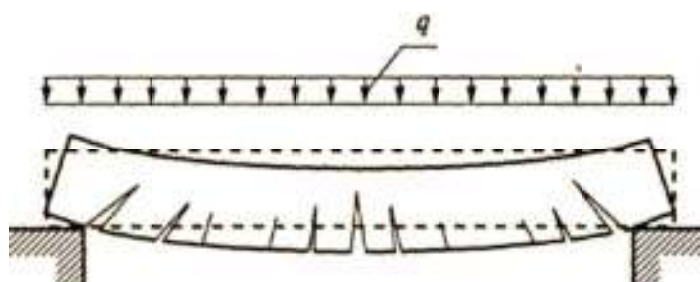


Рис. 3.4. Схема разрушения железобетонной балки (арматура условно не показана)

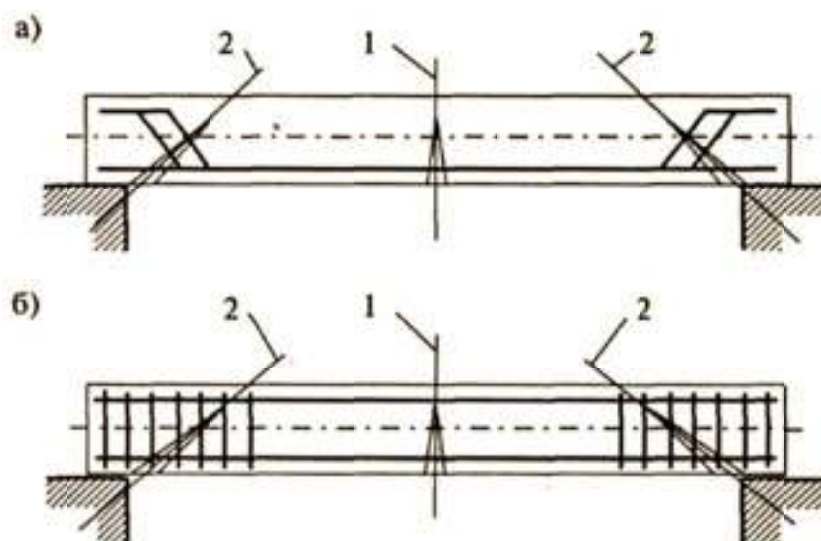


Рис. 3.5. Схемы армирования железобетонных балок:  
а – отгибамися продольной арматуры на опорах;  
б – поперечными стержнями (хомутами) на опорных участках;  
1 – нормальное сечение; 2 – наклонное сечение

Процесс проектирования включает в себя три составные части: 1) расчет; 2) конструирование и 3) разработка рабочих чертежей.

### 3.2. Основы расчета изгибаемых элементов

Для вывода расчетных формул приняты следующие предположения:

– напряженно-деформированное состояние расчетного сечения (сечения с трещиной) рассматривают в стадии разрушения (рис. 3.6);

– напряжения в материалах принимают равными расчетным: в бетоне  $\sigma_b = R_b$ ; в арматуре  $\sigma_s = R_s$ ;

– бетон растянутой зоны в работе не учитывают.

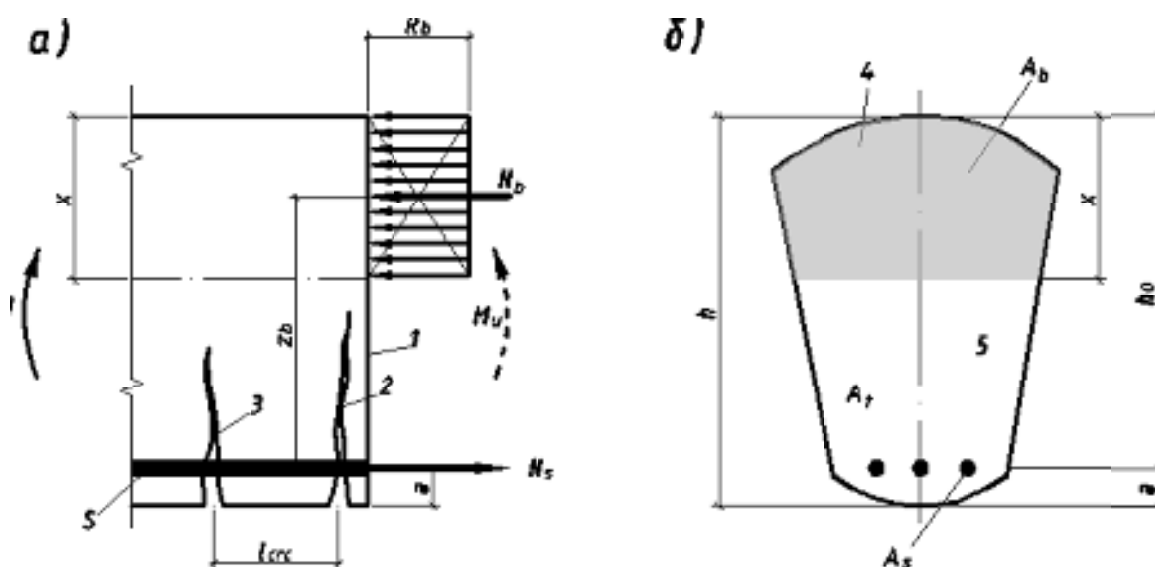


Рис. 3.6. Эпюры напряжений в расчетном сечении:

$M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки;

$M_u$  – уравновешивающий момент внутренних усилий (момент сечения);

$N_b$  – равнодействующая усилий в бетоне сжатой зоны сечения;

$N_s$  – равнодействующая усилий в растянутой арматуре;

1 – расчетное нормальное сечение элемента;

2, 3 – нормальные трещины; 4 – сжатая зона сечения ( $A_b$ );

5 – растянутая зона сечения ( $A_t$ )

На рисунках 3.7–3.11 показаны напряженно-деформированные состояния, рассматриваемые для получения расчетных формул для сечений прямоугольного профиля с одиночной арматурой (рис. 3.7), прямоугольного профиля с двойной арматурой (рис. 3.8), таврового профиля (рис. 3.9–3.11).

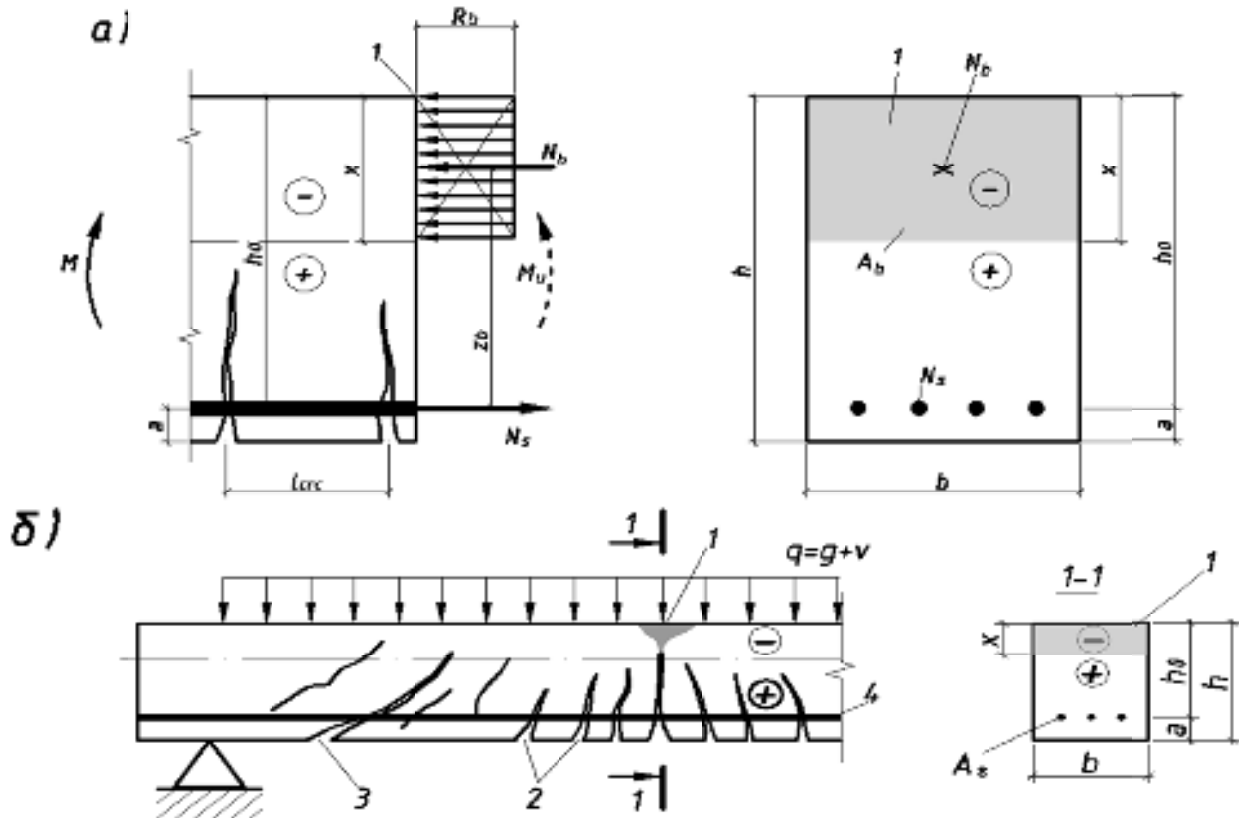


Рис. 3.7. К расчету изгибаемых элементов:

- a* – схема напряжений и усилий в нормальном расчетном сечении прямоугольных элементов с одиночной арматурой; *б* – схема разрушения по нормальному сечению; 1 – нормальное сечение;
- 2, 3 – соответственно нормальные и наклонные трещины;
- 4 – продольная рабочая арматура

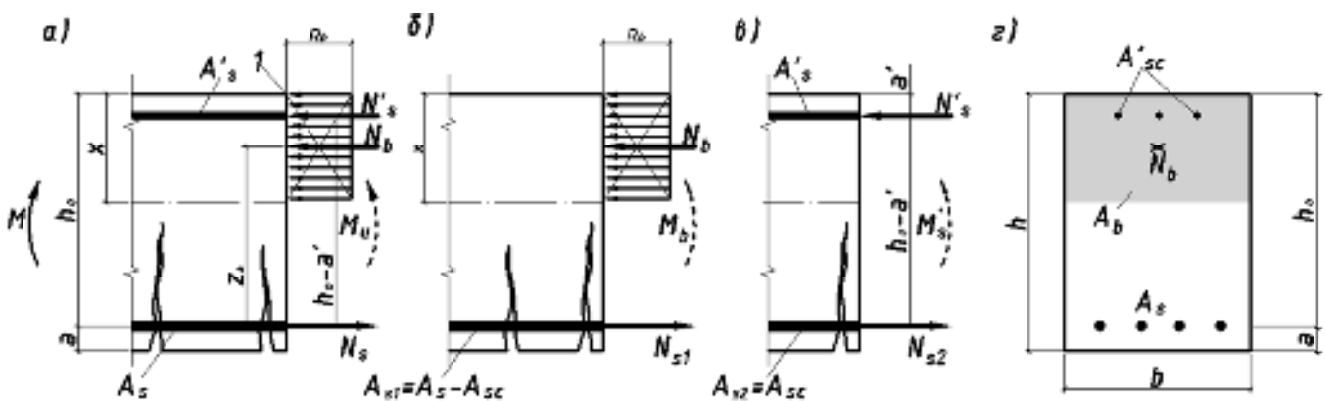


Рис. 3.8. Схема усилий и напряжений в нормальном расчетном сечении прямоугольных элементов с двойной арматурой:

- a* – общая схема; *б* – схема усилий, воспринимаемых бетоном сжатой зоны и частью растянутой арматуры; *в* – схема усилий, воспринимаемых сжатой арматурой и другой частью растянутой арматуры

При расчете изгибаемых элементов на прочность должно быть выполнено условие

$$M \leq M_u(M_{\text{сеч}}), \quad (3.1)$$

где  $M$  – изгибающий момент в расчетном сечении от внешней нагрузки (определяемый методами строительной механики в зависимости от расчетной схемы элемента или конструкции в целом);

$M_u(M_{\text{сеч}})$  – изгибающий момент, воспринимаемый сечением при  $\sigma_b = R_b$  и  $\sigma_s = R_s$ .

Для определения момента внутренних усилий  $M_u(M_{\text{сеч}})$  используют условия равновесия:

$$\sum M = 0; \quad \sum X = 0.$$

Вывод расчетных формул выполним для прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

Условные обозначения, принимаемые в расчетных формулах:

– геометрические характеристики сечений:

$b$  – ширина сечения;

$h$  – высота сечения,

$h_f$  – высота нижней (растянутой) полки таврового сечения;

$h'_f$  – высота верхней (сжатой) полки таврового сечения;

$b_f$  – ширина нижней (растянутой) полки таврового сечения;

$b'_f$  – ширина верхней (сжатой) полки таврового сечения;

$h_0$  – рабочая высота сечения (расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до верхней сжатой грани сечения);

$A_s$  – площадь сечения продольной растянутой арматуры;

– характеристики материалов:

$R_b$  – расчетная характеристика прочности бетона, МПа;

$R_s$  – расчетная характеристика прочности арматурной стали, МПа.

Согласно рисунку 3.7 равнодействующая сжимающих напряжений в сжатой зоне бетона

$$N_b = R_b b x;$$

равнодействующая усилий в растянутой арматуре

$$N_s = R_s A_s;$$

сумма проекций внутренних усилий на горизонтальную ось

$$R_b b x = R_s A_s; \quad (3.2)$$

сумма моментов всех усилий относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$M - R_b b x (h_0 - 0,5x) = 0.$$

Условие прочности можно записать в виде

$$M \leq M_u = R_b b x (h_0 - 0,5x), \quad (3.3)$$

сумма моментов всех внутренних усилий относительно центра тяжести сжатой зоны бетона

$$M - R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 0. \quad (3.4)$$

Формулы (3.1)–(3.4) могут быть использованы для расчета изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой при

$$x \leq x_R, \quad (3.5)$$

где  $x_R$  – граничное (предельное) значение высоты сжатой зоны.

В практике проектирования возникает необходимость решать задачи по определению несущей способности железобетонных изгибаемых элементов. В этом случае могут быть использованы формулы (3.1)–(3.4). Однако при решении другой практической задачи по проектированию железобетонных изгибаемых элементов, т. е. по определению требуемого армирования, эти формулы неудобны, и поэтому их преобразуют, введя значения:

$\xi = x/h_0$  – относительной высоты сжатой зоны бетона;

$\eta = 1 - 0,5\xi$  – относительного плеча пары внутренних усилий;

$A_0 = \xi (1 - 0,5\xi)$  – относительного статического момента площади сжатой зоны бетона относительно центра тяжести растянутой арматуры.

После преобразования получим расчетные формулы для расчета прямоугольных сечений с одиночной арматурой:

$$M \leq A_0 R_b b h_0^2; \quad (3.6)$$

$$M \leq R_s A_s \eta h_0; \quad (3.7)$$

$$R_s A_s = R_b b \xi h_0. \quad (3.8)$$



Преобразованные формулы можно использовать при решении любых практических задач. При этом следует помнить, что обязательно должны быть выполнены условия

$$\xi \leq \xi_R; A_0 \leq A_R. \quad (3.9)$$

Значение  $\xi_R$  может быть вычислено по формула (8.1) [9]; принимая  $\varepsilon_{s,el} = R_s/E_s$ ;  $\varepsilon_{b2} = 0,0035$  (для бетонов В60 и ниже – см. [9, п. 6.1.20]), получим:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0,8}{1 + 0,001429R_s}; \quad (3.10)$$

$$A_R = \xi_R(1 - 0,5 \xi_R). \quad (3.11)$$

В практике проектирования железобетонных конструкций используют табулированные значения  $\xi_R$ ,  $A_R$ ,  $\xi$ ,  $\eta$  и  $A_0$  (табл. 3.1 и 3.2).

Таблица 3.1

Значения коэффициентов  $\xi_R$  и  $A_R$ 

Коэффициент	Класс арматуры		
	A400 (A-III) $R_s = 350$ МПа	A240(A-I) $R_s = 210$ МПа	B500 (B <sub>p</sub> -I) $R_s = 415$ МПа
$\xi_R$	0,531	0,612	0,502
$A_R$	0,390	0,425	0,376

Таблица 3.2

Значения коэффициентов  $\xi$ ,  $\eta$ ,  $A_0$ 

$\xi$	$\eta(\zeta)$	$A_0(\alpha_m)$	$\xi$	$\eta(\zeta)$	$A_0(\alpha_m)$
0,01	0,995	0,01	0,12	0,94	0,113
0,02	0,99	0,02	0,13	0,935	0,121
0,03	0,985	0,03	0,14	0,93	0,13
0,04	0,98	0,039	0,15	0,925	0,139
0,05	0,975	0,048	0,16	0,92	0,147
0,06	0,97	0,058	0,17	0,915	0,155
0,07	0,965	0,067	0,18	0,91	0,164
0,08	0,96	0,077	0,19	0,905	0,172
0,09	0,955	0,085	0,2	0,9	0,18
0,1	0,95	0,095	0,21	0,895	0,188
0,11	0,945	0,104	0,22	0,89	0,196

Окончание табл. 3.2

$\xi$	$\eta(\zeta)$	$A_0(\alpha_m)$	$\xi$	$\eta(\zeta)$	$A_0(\alpha_m)$
0,23	0,885	0,203	0,47	0,765	0,359
0,24	0,88	0,211	0,48	0,76	0,365
0,25	0,875	0,219	0,49	0,755	0,37
0,26	0,87	0,226	0,5	0,75	0,375
0,27	0,865	0,236	0,51	0,745	0,38
0,28	0,86	0,241	0,52	0,74	0,385
0,29	0,855	0,248	0,53	0,735	0,39
0,3	0,85	0,255	0,54	0,73	0,394
0,31	0,845	0,262	0,55	0,725	0,399
0,32	0,84	0,269	0,56	0,72	0,403
0,33	0,835	0,275	0,57	0,715	0,408
0,34	0,83	0,282	0,58	0,71	0,412
0,35	0,825	0,289	0,59	0,705	0,416
0,36	0,82	0,295	0,6	0,7	0,42
0,37	0,815	0,301	0,61	0,695	0,424
0,38	0,81	0,309	0,62	0,69	0,428
0,39	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,4	0,8	0,32	0,64	0,68	0,435
0,41	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,42	0,79	0,332	0,66	0,67	0,442
0,43	0,785	0,337	0,67	0,665	0,446
0,44	0,78	0,343	0,68	0,66	0,449
0,45	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,46	0,77	0,354	0,7	0,65	0,455

*Примечание.* В учебной литературе по расчету железобетонных конструкций могут приниматься разные обозначения коэффициентов: коэффициент  $\eta$  может обозначаться буквой  $\zeta$ ; коэффициент  $A_0$  обозначается  $\alpha_m$ .

В практике строительства могут возникнуть две практические задачи:

- 1) задача использования готовых балок (или других элементов) в зданиях или сооружениях;
- 2) проектирование изгибаемых элементов, т. е. подбор сечения элемента и его армирования.

В первом случае необходимо определить несущую способность балки, т. е. максимальный изгибающий момент, который могут воспринимать нормальные (перпендикулярные продольной оси) сечения балки с фактическими размерами и армированием.

Для решения такой задачи о балке должно быть известно всё! Информацию о балке можно получить из рабочих чертежей, по которым эта балка была изготовлена: размеры сечения, класс бетона, количество стержней, их диаметр и класс арматурной стали; размещение рабочей продольной арматуры.

*При отсутствии рабочих чертежей всю эту информацию получают экспериментальным путем: измеряют, определяют класс бетона и арматуры и т. д.*

Определяют несущую способность балки, используя формулы (3.2)–(3.5) либо формулы (3.6)–(3.9).

Во втором случае, при проектировании железобетонных конструкций или их элементов, необходимо назначить размеры поперечных сечений изгибаемых элементов и рассчитать требуемое количество арматуры.

При решении такого рода задач может быть известен только изгибающий момент от внешних нагрузок.

Предварительно размеры сечений могут быть вычислены при использовании формулы (3.6).

Принимая  $b = (0,4...0,5)h_0$  и  $A_0 = 0,35...0,4 \leq A_R$ , а также выбрав виды и классы материалов, получим

$$h_0 = 1,83 \sqrt{\frac{M}{R_b}}. \quad (3.12)$$

Размеры сечений балок принимают кратными 50 мм (150×300, 200×400, 250×500, 300×600 и т. д.)

В реальном проектировании учитывают также архитектурно-конструктивные решения узлов и соединений с другими элементами.

Расчет производят, используя формулы (3.6)–(3.9).

### **3.3. Проверка прочности изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой**

#### **Пример расчета**

Определить несущую способность балки  $M_u$  ( $M_{сеч}$ ) (см. рис. 3.7, а).

**Исходные данные:** сечение балки 300×600 мм; рабочая высота  $h_0 = 0,55$  м; бетон класса В20; расчетное сопротивление бетона –  $R_b = 11,5$  МПа (табл. П1.2), с учетом коэффициента условий работы бетона  $\gamma_{b1} = 0,9$  [9, п. 6.1.12];  $R_b = 11,5 \times 0,9 = 10,35$  МПа; рабочая (продольная) арматура – 5Ø25А400; площадь сечения  $A_s = 24,54$  см<sup>2</sup> (табл. П1.1).

### Решение

Из уравнения (3.8) находим высоту сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{350 \cdot 24,54 \cdot 10^{-4}}{10,35 \cdot 0,3} = 0,277 \text{ м.}$$

Проверяем условие (3.5)  $x \leq x_R$ , где  $x_R = \xi_R h_0$ .

По таблице 3.2 находим  $\xi_R = 0,531$ .

$x = 0,277$  м  $\leq x_R = \xi_R h_0 = 0,531 \cdot 0,55 = 0,293$  м, условие (3.5) выполнено.

Несущую способность балки определим по формуле (3.3):

$$\begin{aligned} M_u &= R_b b x (h_0 - 0,5x) = \\ &= 10,35 \cdot 0,3 \cdot 0,277 (0,55 - 0,5 \cdot 0,277) = 0,354 \text{ МН}\cdot\text{м.} \end{aligned}$$

### Задания для самостоятельной работы

**Задача 3.1.** Определить несущую способность  $M_u$  ( $M_{сеч}$ ) железобетонной балки. Исходные данные принять по таблице 3.3. Во всех примерах принять  $\gamma_{b1} = 0,9$ .

Таблица 3.3

Исходные данные к задаче 3.1

Номер по списку группы	Размеры сечения		Рабочая продольная арматура	Класс бетона
	ширина $b$ , мм	высота (рабочая высота) $h$ ( $h_0$ ), мм		
1	200	400 (350)	4Ø16 А400	В15
2			4Ø18 А500	В20
3			4Ø20 А400	В25
4			4Ø25 А500	В 15
5	250	500 (450)	4Ø20 А500	В20
6			4Ø25 А400	В25
7			4Ø28 А400	В15
8			4Ø25 А400	В20

Окончание табл. 3.3

Номер по списку группы	Размеры сечения		Рабочая продольная арматура	Класс бетона
	ширина $b$ , мм	высота (рабочая высота) $h$ ( $h_0$ ), мм		
9	300	600 (530)	4Ø22 A500	B25
10			5Ø28 A500	B15
11			6Ø20 A400	B20
12			6Ø32 A500	B25
13			6Ø28 A400	B15
14			5Ø32 A500	B20
15	200	500 (450)	4Ø16 A400	B25
16			4Ø16 A500	B15
17			4Ø16 A400	B20
18			4Ø16 A500	B25
19	400	800 (730)	6Ø25 A500	B15
20			8Ø32 A600	B20
21			6Ø28 A600	B25
22	400	700 (630)	6Ø36 A500	B15
23			8Ø32 A600	B20
24			6Ø32 A500	B25
25	350	600 (530)	5Ø28 A500	B15

При выполнении задания необходимо:

- 1) вычертить эскиз сечения;
- 2) вычислить значение высоты сжатой зоны и выделить сжатую зону на эскизе;
- 3) проверить условие (3.9), не переармирована ли балка;
- 4) выполнить расчеты;
- 5) сформулировать вывод.

### **3.4. Расчет изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой (проектирование балки: назначение размеров сечения, расчет требуемого количества арматуры)**

#### **Пример расчета**

Определить размеры поперечного сечения изгибаемого элемента и рассчитать требуемое количество арматуры.

**Исходные данные:** изгибающий момент  $M = 120$  кН·м; рабочая (продольная) арматура класса А400, расчетное сопротивление арматуры  $R_s = 350$  МПа (см. табл. П1.1); бетон класса В20, расчетное сопротивление бетона  $R_b = 11,5$  МПа (см. табл. П1.2), с учетом коэффициента условий работы бетона  $\gamma_{b1}$  [9, п.6.1.12]  $R_b = 11,5 \times 0,9 = 10,35$  МПа.

### Решение

Определим размеры поперечного сечения элемента, предварительно вычислив

$$h_0 = 1,8 \sqrt[3]{\frac{M}{R_b}} = 1,8 \sqrt[3]{\frac{0,12}{10,35}} = 0,4074 \text{ м.}$$

Назначаем размеры сечения  $200 \times 500$  мм.

$$h_0 = h - a = 500 - 50 = 450 \text{ мм.}$$

С учетом принятых размеров сечения вычисляем

$$A_0 = M / (R_b b h_0^2) = 0,12 / (10,35 \cdot 0,2 \cdot 0,45^2) = 0,286.$$

Проверим условие:  $A_0 = 0,286 \leq A_R = 0,390$ . Условие выполнено.

По таблице 3.2 при  $A_0 = 0,286$  находим (по интерполяции)  $\xi = 0,345$ .

Значение  $\xi$  можно вычислить по формуле  $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2A_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,286} = 0,345$ .

Требуемую площадь арматуры вычислим, используя формулу (3.7):

$$A_s = R_b b \xi h_0 / R_s = 10,35 \cdot 0,2 \cdot 0,345 \cdot 0,45 / 350 = 9,18 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 9,18 \text{ см}^2.$$

По сортаменту принимаем  $2\emptyset 25$  А400 с  $A_{s, \text{факт}} = 9,82 \text{ см}^2$ , или  $3\emptyset 20$  А400 с  $A_{s, \text{факт}} = 9,41 \text{ см}^2$ , или  $4\emptyset 18$  А400 с  $A_{s, \text{факт}} = 10,18 \text{ см}^2$ .

Окончательный выбор количества и диаметра стержней производят при конструировании элемента.

### Задания для самостоятельной работы

**Задача 3.2.** Назначить размеры сечения балки, рассчитать требуемое количество арматуры.

Исходные данные принять по таблице 3.4. Во всех примерах принять  $\gamma_{b1} = 0,9$ .

Таблица 3.4

## Исходные данные к задаче 3.2

Номер по списку группы	Класс бетона	Класс арматуры	$M$ , кНм	Номер по списку группы	Класс бетона	Класс арматуры	$M$ , кНм
1	B15	A400	170	13	B15	A500	161
2	B20	A500	180	14	B20	A400	187
3	B25	A400	182	15	B25	A500	196
4	B15	A500	175	16	B15	A400	166
5	B20	A400	185	17	B20	A500	196
6	B25	A500	193	18	B25	A400	180
7	B15	A400	151	19	B15	A500	180
8	B20	A500	165	20	B20	A400	190
9	B25	A400	175	21	B25	A500	215
10	B15	A500	172	22	B15	A400	190
11	B20	A400	182	23	B20	A500	195
12	B25	A500	180	24	B25	A500	201

При выполнении задания необходимо:

- 1) определить (предварительно) размеры поперечного сечения балки;
- 2) выполнить расчеты;
- 3) вычертить эскиз сечения;
- 4) уточнить размер рабочей высоты сечения;
- 5) при необходимости выполнить поверочный расчет.

#### ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 4

##### Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов таврового профиля

Аналогично получают расчетные формулы для других видов сечений как с одиночным, так и с двойным армированием (рис. 4.1–4.3). При этом формулы для расчета тавровых сечений могут быть использованы как универсальные; принимая  $b'_f = b$ , получим формулы для расчета прямоугольных сечений с двойной арматурой, принимая  $b'_f = b$   $A'_s = 0$ , получим формулы для расчета прямоугольных сечений с одиночной арматурой.

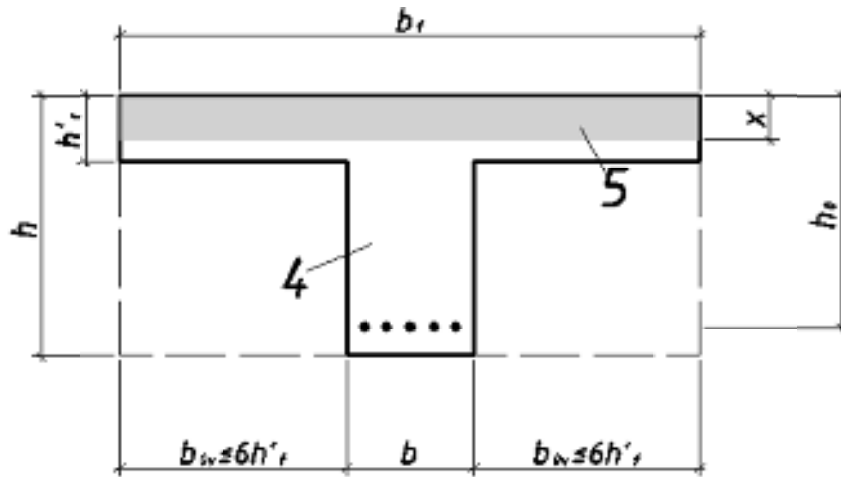


Рис. 4.1. Тавровое сечение с одиночной арматурой.

1-й случай (сжатая зона сечения находится выше ребра, т. е. нулевая линия проходит в пределах полки): 4 – ребро балки; 5 – полка балки

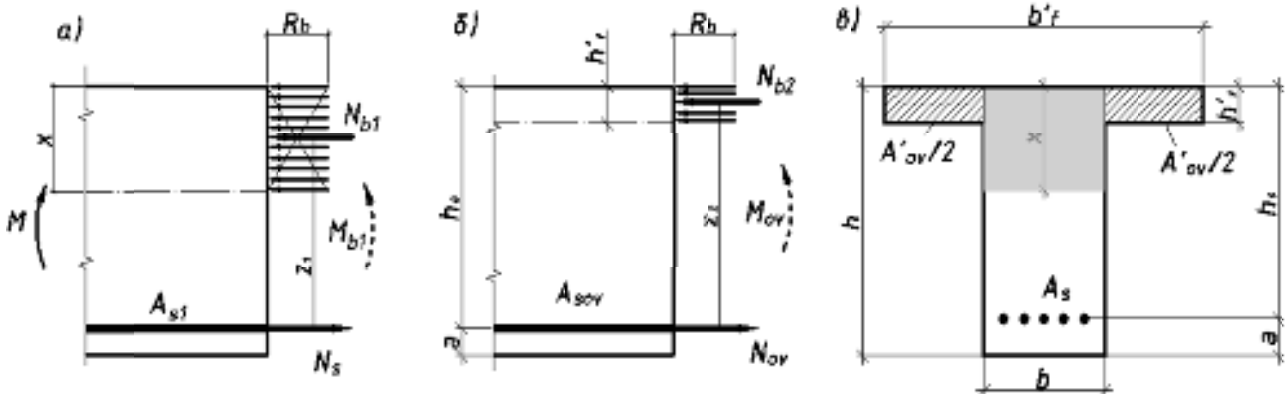


Рис. 4.2. Тавровое сечение с одиночной арматурой.

2-й случай (нулевая линия проходит в пределах ребра): а – схема напряжений и усилий в ребре балки; б – схема напряжений и усилий в свесах полок балки; в – нормальное сечение балки

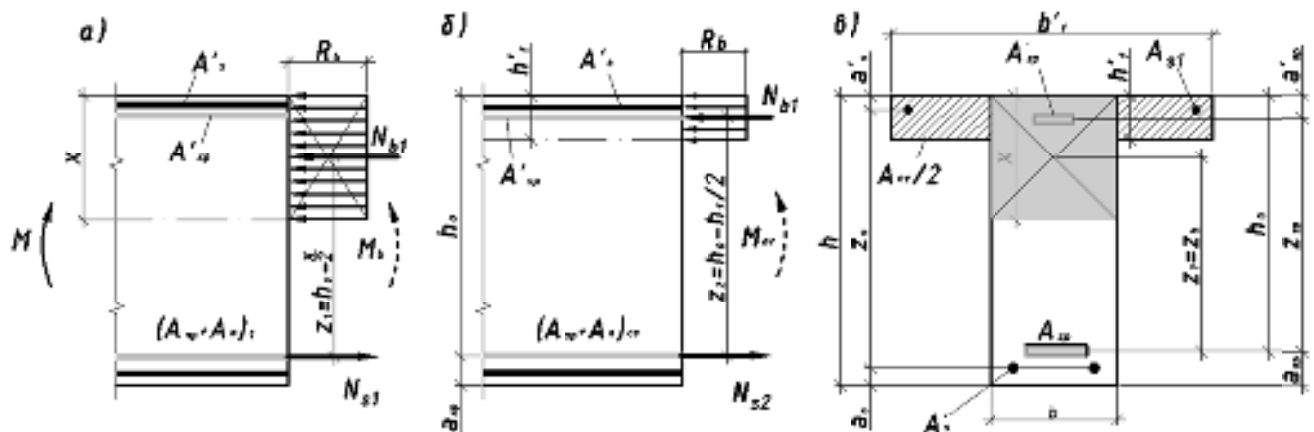


Рис. 4.3. Схема усилий и напряжений в нормальном расчетном сечении таврового профиля с двойной арматурой



При расчете изгибаемых элементов таврового профиля возможны два случая положения нулевой линии (границы между сжатой и растянутой зонами):

- 1) нулевая линия находится в полке (см. рис. 3.9);
- 2) нулевая линия находится в ребре (см. рис. 3.10).

В первом случае расчет тавровых сечений выполняют по формулам для расчета прямоугольных сечений, принимая в них  $b = b'_f$ .

Во втором случае расчет ведут по формулам

$$M \leq A_0 R_b b h_0^2 + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) + A_s' R_s' (h_0 - a'); \quad (4.1)$$

$$R_s A_s = R_b b \xi h_0 + R_b (b'_f - b) h'_f + A_s' R_s'. \quad (4.2)$$

Формулы (4.1) и (4.2) можно использовать при решении любых практических задач, в том числе и для случая положения нулевой линии в полке, принимая в них  $b = b'_f$ ; при отсутствии верхней арматуры принимают  $A_s' = 0$ .

Следует помнить, что во всех случаях обязательно должны быть выполнены условия (3.9).

Для определения случая расчета (положения нулевой линии) можно из формулы (4.2) вычислить значение относительной высоты сжатой зоны  $\xi$ , принимая  $b = b'_f$ .

Если  $x = \xi h_0 \leq h'_f$ , нулевая линия расположена в полке (1 случай); если  $x = \xi h_0 > h'_f$ , нулевая линия расположена в ребре (2 случай).

#### 4.1. Проверка прочности железобетонных балок таврового профиля (определение несущей способности $M_u$ )

Условие прочности  $M \leq M_u$ , где  $M$  – изгибающий момент от внешних усилий.

Проверку прочности нормальных сечений элементов таврового профиля (известны размеры сечения, класс бетона, количество стержней, их диаметр и класс арматурной стали; размещение рабо-

чей продольной арматуры) выполняют в следующей последовательности:

1) устанавливают случай расчета, т. е. определяют положение границы сжатой зоны бетона (нулевой линии);

2) вычисляют значение относительной величины сжатой зоны  $\xi$  по формуле (4.1) для 1-го случая расчета (при  $b = b'_f$ ), по формуле (4.2) – для 2-го случая расчета;

3) определяют значение  $A_0$  по таблице 3.2 или по формуле

$$A_0 = \xi (1 - 0,5\xi); \quad (4.3)$$

4) определяют несущую способность  $M_u$  ( $M_{сеч}$ ) по формуле (3.1);

$$M_u = A_0 R_b b h_0^2 + R_b(b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) + A_s' R_s'(h_0 - a');$$

5) при  $A_0 > A_R$  ( $\xi > \xi_R$ ) определяют предельную несущую способность по формуле

$$M_{u.lim} = A_R R_b b h_0^2 + R_b(b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) + A_s' R_s'(h_0 - a'). \quad (4.4)$$

При выполнении индивидуальных заданий следует помнить, что вводимая в расчет ширина полки  $b'_f$  зависит от соотношения  $h'_f$  и  $h$ .

Ширину свесов полки в каждую сторону от ребра принимают не более 1/6 пролета балки и не более следующих величин:

– при  $h'_f > 0,1 h - 6 h'_f$ , т. е.  $b'_f = b + 2 \cdot 6 h'_f$ ;

– при  $0,05h \leq h'_f < 0,1h - 3 h'_f$ , т. е.  $b'_f = b + 2 \cdot 3 h'_f$ ;

– при  $h'_f < 0,05h$  – свесы не учитывают.

Более подробную информацию по учету свесов полок в элементах таврового профиля можно найти в [1, с. 251].

### Задания для самостоятельной работы

**Задача 4.1.** Проверить несущую способность ( $M \leq M_u$  ( $M_{сеч}$ )) железобетонной балки таврового профиля.

Исходные данные принять по таблице 4.1. Во всех примерах принять  $\gamma_{b1} = 0,9$ .

Таблица 4.1

## Исходные данные к задаче 4.1

Номер по списку группы	M, кНм	Геометрические характеристики сечения, мм					Класс бетона	$A_s$
		$b$	$h$	$h_0$	$b_f'$	$h_f'$		
1	230	250	500	450	400	70	B15	4Ø 18 A400
2	200	250	500	450	400	70	B20	4Ø 18 A400
3	250	250	500	450	400	70	B25	4Ø 18 A400
4	200	250	500	450	500	60	B15	4Ø 20 A400
5	320	250	500	450	500	100	B20	4Ø 20 A400
6	380	250	500	450	500	120	B25	4Ø 20 A400
7	120	200	500	450	400	100	B15	4Ø 22A400
8	100	200	500	450	400	100	B20	4Ø 22 A400
9	210	200	500	465	500	90	B25	4Ø 22 A400
10	115	200	500	430	500	70	B15	6Ø 16 A500
11	230	200	500	430	500	140	B20	6Ø 16 A500
12	270	200	500	430	400	160	B25	6Ø 16 A500
13	125	200	500	430	400	90	B15	6Ø 18 A500
14	225	200	500	430	400	70	B20	6Ø 18 A500
15	240	200	500	430	400	80	B25	6Ø 18 A500
16	120	200	400	330	500	80	B15	4Ø 25 A500
17	310	200	400	330	500	120	B20	4Ø 25 A500
18	420	200	400	350	500	150	B25	4Ø 25 A400
19	215	250	500	450	500	60	B15	4Ø 28 A400
20	280	250	500	450	500	60	B20	4Ø 28 A500
21	315	250	500	450	400	60	B25	4Ø 28 A400
22	200	250	500	450	400	70	B15	4Ø 32 A400
23	280	250	500	450	400	60	B20	4Ø 32 A500
24	250	250	500	425	400	60	B25	4Ø 32 A500

При выполнении задания необходимо:

- 1) вычертить эскиз сечения;
- 2) вычислить значение высоты сжатой зоны и выделить сжатую зону на эскизе;
- 3) проверить условие (3.9), не переармирована ли балка?
- 4) выполнить расчеты;

- 4) проверить условие  $M \leq M_u (M_{сеч})$ ;
- 5) сформулировать вывод.

#### **4.2. Проектирование изгибаемых элементов таврового профиля с одиночной арматурой (расчет рабочей продольной арматуры)**

При проектировании изгибаемых элементов, когда известен расчетный изгибающий момент, а также заданы (или известны) размеры сечения, положение нулевой линии можно определить следующим образом.

Вычислим изгибающий момент  $M'_f$  («полочный момент»), воспринимаемый сечением при  $x = h'_f$ :

$$M'_f = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5 h'_f). \quad (4.5)$$

Если  $M \leq M'_f$ , нулевая линия проходит в полке (1 случай); если  $M > M'_f$ , нулевая линия походит в ребре (2 случай).

Затем вычисляют значение  $A_0$  по формуле (4.1). Для первого случая принимаем  $b'_f = b$ .

Во всех случаях проверяют условие (3.9).

Требуемое количество продольной рабочей арматуры определяют:

– для 1-го случая по формуле

$$A_s = R_b b \xi h_0 / R_s; \quad (4.6)$$

– для 2-го случая по формуле

$$A_s = (R_b b \xi h_0 + R_b (b'_f - b) h'_f) / R_s. \quad (4.7)$$

#### **Задания для самостоятельной работы**

**Задача 4.2.** Рассчитать требуемое количество продольной рабочей арматуры и подобрать по сортаменту диаметр и количество стержней в железобетонной балке таврового профиля.

Исходные данные принять по таблице 4.2.

Таблица 4.2

## Исходные данные к задаче 4.2

Номер по списку группы	$M$ , кНм	Геометрические характеристики сечения, мм					Класс бетона	Класс арматуры
		$b$	$h$	$h_0$	$b_f'$	$h_f'$		
1	125	250	500	450	400	70	B15	A400
2	225	250	500	450	400	70	B20	A500
3	240	250	500	450	400	70	B25	A400
4	120	250	500	450	500	60	B15	A500
5	310	250	500	450	500	100	B20	A400
6	420	250	500	450	500	120	B25	A500
7	215	200	500	425	400	100	B15	A400
8	280	200	500	330	400	100	B20	A500
9	315	200	500	330	500	90	B25	A400
10	200	200	500	330	500	70	B15	A500
11	280	200	500	325	500	140	B20	A400
12	250	200	500	325	400	160	B25	A500
13	230	200	500	330	400	90	B15	A400
14	200	200	500	430	400	70	B20	A500
15	250	200	500	430	400	80	B25	A400
16	200	200	400	330	500	80	B15	A500
17	320	200	400	430	500	120	B20	A400
18	380	200	400	425	500	150	B25	A500
19	120	250	500	450	500	60	B15	A400
20	100	250	500	450	500	60	B20	A500
21	210	250	500	450	400	60	B25	A400
22	115	250	500	450	400	70	B15	A500
23	230	250	500	450	400	60	B20	A400
24	270	250	500	425	400	60	B25	A500

Во всех примерах принять  $\gamma_{b1} = 0,9$ .

При выполнении задания необходимо:

- 1) вычертить эскиз сечения;
- 2) вычислить значение  $M_f'$  («полочного момента») – установить случай расчета;
- 3) вычислить значение  $A_0$ ;
- 4) проверить условие (3.9);
- 5) выполнить расчет требуемого количества арматуры;

- 6) по сортаменту подобрать количество и диаметр арматуры;
- 7) на эскизе показать размещение подобранных стержней, уточнить значение рабочей высоты сечения  $h_0$ ;
- 8) при необходимости выполнить поверочный расчет (при  $h_0$  менее принятого в расчете).

### ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 5

#### Расчет прочности наклонных сечений

В изгибаемых элементах при действии нагрузок возникают изгибающие моменты и поперечные силы. На рисунке 5.1 показаны эпюры моментов и поперечных сил при трех вариантах схем нагружения.

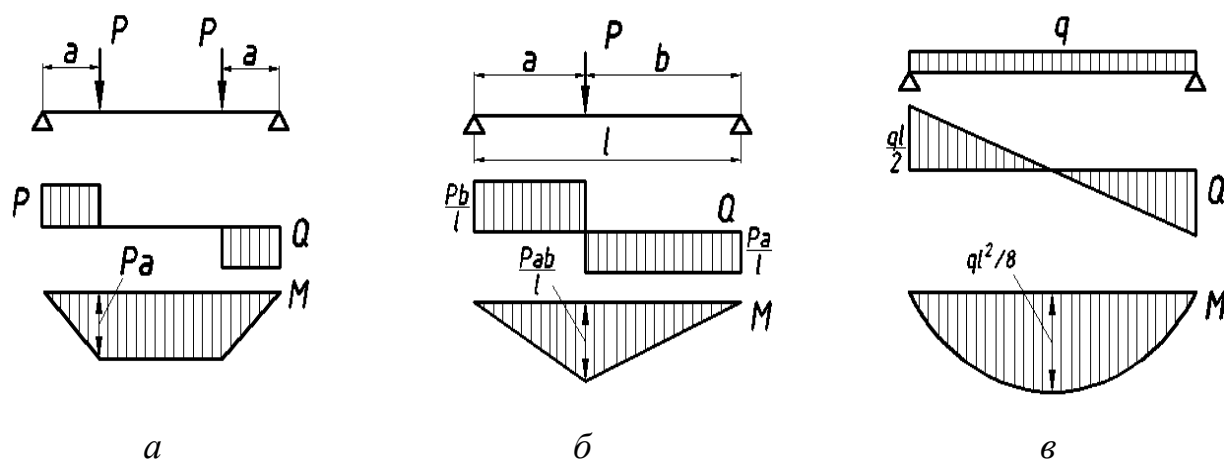


Рис. 5.1. Эпюры поперечных сил и изгибающих моментов для различных схем приложения нагрузок

При одновременном действии моментов ( $M$ ) и поперечных сил ( $Q$ ) на пропорциональных участках, как правило, может произойти разрушение. Характер разрушений зависит от соотношения  $M$  и  $Q$ . На рисунке 5.2 показан характер разрушения изгибаемых элементов по наклонному сечению.

Прочность стенки элементов между наклонными трещинами (см. рис. 5.1, в) обеспечена, если соблюдено условие (условие достаточности размеров поперечного сечения)

$$Q \leq 0,3 R_b b h_0. \quad (5.1)$$

Если условие (5.1) не выполнено, следует увеличить размеры сечения (или повысить класс бетона).

Для восприятия усилий и предотвращения двух других случаев разрушения устанавливают, помимо продольной, поперечную арматуру. По установившейся традиции с давних лет очень часто ее называют **хомутами**.

Необходимость установки поперечной арматуры по расчету проверяют из условия

$$Q \leq 2,5 R_{bt} b h_0. \quad (5.2)$$

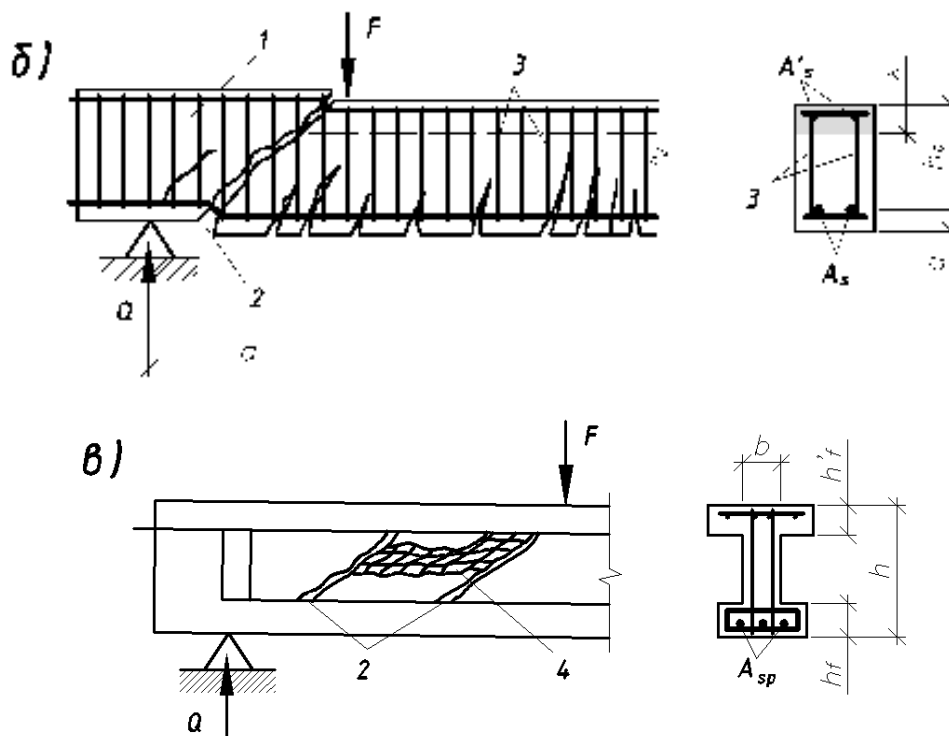


Рис. 5.2. Схемы разрушения изгибаемых элементов по наклонному сечению:

- а – от доминирующего действия изгибающего момента;
- б – от доминирующего действия поперечной силы;
- в – по сжатой полосе между наклонными трещинами;
- 1 – нулевая линия; 2 – наклонная трещина; 3 – хомуты;
- 4 – раздробление сжатой полосы стенки между трещинами

Если условие (5.1) выполнено, поперечную силу воспринимает бетон, поперечная арматура по расчету не нужна и её устанавливают по конструктивным требованиям.

### 5.1. Конструктивные требования

В балочных конструкциях высотой  $h > 150$  мм должна устанавливаться поперечная арматура.

Поперечную арматуру устанавливают на приопорных участках:

- 1) при равномерно распределенной нагрузке на 1/4 пролета;
- 2) при сосредоточенных нагрузках на расстоянии от опоры до груза, но не менее 1/4 пролета, с шагом:

- при  $h \leq 450$  мм не более  $h/2$  и не более 150 мм;
- при  $h > 450$  мм не более  $h/3$  и не более 500 мм;

на остальной части пролета:

- при  $h > 300$  мм не более  $3/4 h$  и не более 500 мм.

Диаметр поперечных стержней (в сварных сетках и каркасах) назначают не менее допустимого по условиям сварки (табл. 5.2).

Таблица 5.1

Соотношения диаметров стержней по условиям сварки

Диаметр продольных стержней, мм	3–12	14, 16	18, 20	22	25–32	36, 40
Наименьший допустимый диаметр поперечных стержней, мм	3	4	5	6	8	10

Расчетная схема усилий в наклонном сечении железобетонной балки показана на рисунке 5.3.

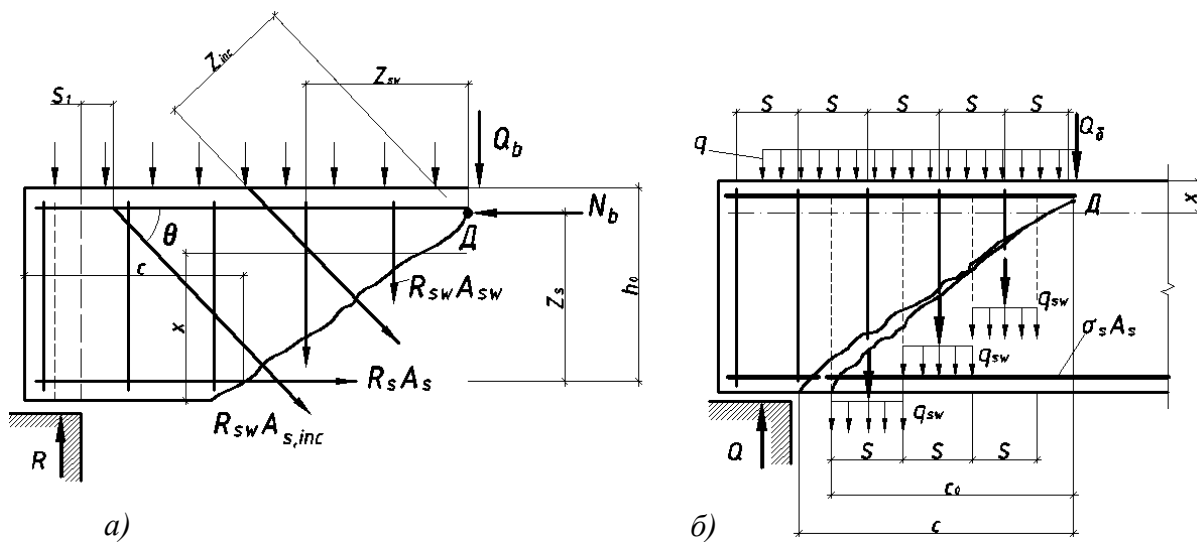


Рис. 5.3. Расчетная схема усилий в наклонном сечении: *а* – схема усилий в сечении с отгибами; *б* – схема усилий в сечении без отгибов

В общем случае (см. рис. 5.3, *а*) должно быть выполнено условие

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}, \quad (5.3)$$



где  $Q_b$  – поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны;

$Q_{sw}$  – поперечная сила, воспринимаемая хомутами (поперечными стержнями);

$Q_{s,inc}$  – поперечная сила, воспринимаемая отгибами (если таковые установлены).

Рассмотрим наклонное сечение элемента прямоугольного профиля, в котором предусмотрены поперечные стержни (хомуты), а отгибы отсутствуют (см. рис. 5.3, б).

В этом случае должно быть выполнено условие

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}. \quad (5.4)$$

Поперечную силу, воспринимаемую бетоном, определяют по формуле

$$Q_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / c < 2,5 R_{bt} b h_0,$$

но не менее  $0,5 R_{bt} b h_0$ , (5.5)

где  $c$  – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения (см. рис. 5.3, б);  $\varphi_{b2} = 1,5$  (для тяжелого бетона)

Анализ формулы (5.5) показывает, что длина проекции опасного наклонного сечения для вычисления силы, воспринимаемой бетоном сжатой зоны, должна быть более  $0,6h_0$  и менее  $3h_0$  ( $0,6 h_0 < c \leq 3 h_0$ ).

Расчет производят для ряда расположенных по длине элемента наклонных сечений при  $c$  не менее  $h_0$  и не более  $2h_0$ .

Усилие  $Q_{sw}$  для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} \cdot c_0, \quad (5.6)$$

где  $q_{sw}$  – усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента (иначе – интенсивность поперечного армирования).

Значение  $q_{sw}$  определяют по формуле

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s}, \quad (5.7)$$

где  $A_{sw}$  – площадь сечения поперечных стержней;

$s$  – шаг поперечных стержней.

При назначении шага стержней следует соблюдать условие

$$s \leq s_{\max} = R_{bt} b h_0^2 / Q. \quad (5.8)$$

## 5.2. Порядок решения практических задач

В практике строительства и проектирования строительных конструкций могут возникнуть две практические задачи:

– задача проверки прочности наклонных сечений при использовании готовых балок (или других элементов) в зданиях или сооружениях, а также при оценке прочности наклонных сечений при изменении схемы нагружения в процессе эксплуатации конструкций;

– проектирование изгибаемого элемента, т. е. подбор размеров и армирования его наклонного сечения.

Порядок решения практических задач рассмотрим на конкретных примерах.

**Пример 5.1.** Проверить прочность наклонного сечения.

**Исходные данные:** эпюра поперечных сил в балке (рис. 5.4)  $Q_{\max} = 162$  кН;  $q = 54$  кН/м; размеры сечения:  $b = 200$  мм;  $h = 400$  мм;  $h_0 = 350$  мм; площадь сечения поперечной арматуры ( $2\text{Ø}8\text{A}240$ )  $A_{sw} = 1,01$  см<sup>2</sup>; шаг поперечных стержней  $s = 150$  мм; прочностные характеристики материалов:  $R_b = 8,5$  МПа;  $R_{bt} = 0,75$  МПа,  $R_{sw} = 175$  МПа.

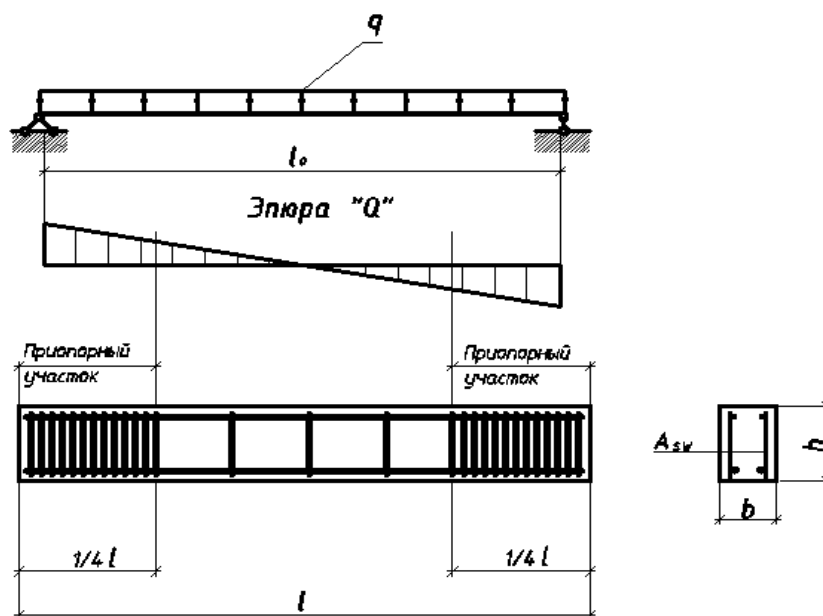


Рис. 5.4. Расчетная схема балки, эпюра  $Q$  и схема армирования

**Решение**

1. Проверим условие достаточности размеров поперечного сечения при  $Q$  в конце проекции наклонного сечения:

$$Q = Q_{\max} - qh = 162 - 54 \cdot 0,4 = 140,4 \text{ кН};$$

$$Q = 140,4 \text{ кН} \leq 0,3 R_b b h_0 =$$

$$= 0,3 \cdot 8,5 \cdot 0,2 \cdot 0,35 = 0,1785 \text{ МН} = 178,5 \text{ кН}.$$

Условие выполнено, размеры сечения достаточны!  
Принимаем проекцию наклонного сечения равной

$$C = 2h_0 = 2 \cdot 0,35 = 0,7 \text{ м}.$$

Вычислим поперечную силу, воспринимаемую бетоном:

$$Q_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / c =$$

$$= 1,5 \cdot 0,75 \cdot 0,2 \cdot 0,35^2 / 0,7 = 0,039375 \text{ МН} = 39,375 \text{ кН}.$$

Определим интенсивность принятого поперечного армирования по формуле (5.7):

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} = \frac{175 \cdot 1,01 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 0,11736 \text{ МН/м} = 117,36 \text{ кН/м}.$$

Определим поперечную силу, воспринимаемую поперечными стержнями по формуле (5.6):

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c = 0,75 \cdot 117,36 \cdot 0,7 = 61,61 \text{ кН}.$$

Проверим условие прочности наклонного сечения:

$$Q = 140,4 \text{ кН} \leq Q_b + Q_{sw} = 39,375 + 61,61 = 100,99 \text{ кН}.$$

Условие не выполнено. Прочность наклонного сечения не обеспечена.

При проектировании балки следует увеличить либо диаметр стержней, либо принять более прочную сталь, либо уменьшить шаг поперечных стержней.

Увеличим класс поперечной арматуры, примем сталь класса А400 (2Ø8А400)  $R_{sw} = 280$  МПа.

Тогда

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} = \frac{280 \cdot 1,01 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 0,18853 \text{ МН/м} = 188,53 \text{ кН/м}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными стержнями из стали класса А400:

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c = 0,75 \cdot 188,53 \cdot 0,7 = 98,98 \text{ кН.}$$

Проверим условие прочности наклонного сечения:

$$Q = 140,4 \text{ кН} \leq Q_b + Q_{sw} = 54,85 + 98,98 = 153,83 \text{ кН.}$$

Прочность наклонного сечения обеспечена. Окончательно следует принять поперечное армирование на приопорных участках  $2\varnothing 8A400$  с шагом 150 мм.

**Пример 5.2. Расчет поперечной арматуры (проектирование балки)**

**Исходные данные:** эпюра поперечных сил в балке (рис. 5.5)  $Q_{\max} = 241 \text{ кН}$ ;  $q = 41,4 \text{ кН/м}$ ; размеры сечения:  $b = 250 \text{ мм}$ ,  $h = 500 \text{ мм}$ ,  $h_0 = 450 \text{ мм}$ ; продольная рабочая арматура  $\varnothing 28A600$ ; прочностные характеристики материалов: бетон класса В15  $R_b = 8,5 \text{ МПа}$ ;  $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$ ; арматура класса А240  $R_{sw} = 170 \text{ МПа}$ .

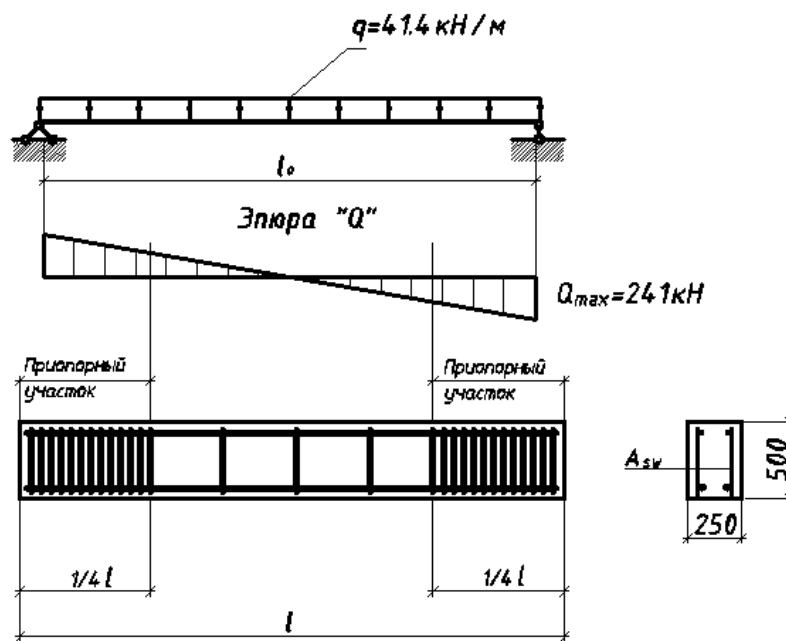


Рис. 5.5. Расчетная схема балки, эпюра  $Q$  и схема армирования

**Решение**

1. Проверим условие достаточности размеров поперечного сечения по формуле (5.1):

$$Q = Q_{\max} - q \cdot h = 241 - 41,4 \cdot 0,5 = 220,3 \text{ кН.}$$

$$Q = 220,3 \text{ кН} \leq 0,3 R_b b h_0 = 0,3 \cdot 8,5 \cdot 0,25 \cdot 0,45 =$$

$$= 0,287 \text{ МН} = 287 \text{ кН.}$$

Условие выполнено, размеры сечения достаточны!

2. Проверим необходимость установки поперечной арматуры по расчету по формуле

$$\begin{aligned} Q &= 220 \text{ кН} \leq 2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 0,75 \cdot 0,25 \cdot 0,45 = \\ &= 0,21094 \text{ МН} \cong 211 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Условие не выполнено, поперечная арматура требуется по расчету!

3. Определим поперечную силу, воспринимаемую бетоном, предварительно принимая  $c = 2h_0 = 2 \cdot 0,45 = 0,9$  м:

$$\begin{aligned} Q_b &= \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / c = 1,5 \cdot 0,75 \cdot 0,25 \cdot 0,45^2 / 0,9 = \\ &= 0,06328 \text{ МН} = 63,28 \text{ кН.} \end{aligned}$$

5. Определим поперечную силу, воспринимаемую поперечными стержнями:

$$Q_{sw} = Q - Q_b = 220 - 63,28 = 156,72 \text{ кН.}$$

6. Определим требуемую интенсивность поперечного армирования, используя формулу (5.5):

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{0,75c} = \frac{156,72}{0,75 \cdot 0,9} = 232,18 \text{ кН/м.}$$

Учитывая диаметр продольных стержней ( $\varnothing 28A600$ ), из условий сварки назначаем поперечные стержни  $\varnothing 10$  мм,  $A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$  ( $2\varnothing 10A240$ ).

Используя формулу (5.7), определим требуемый шаг поперечных стержней:

$$s = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{170 \cdot 0,000157}{0,23218} = 0,115 \text{ м} = 115 \text{ мм.}$$

По конструктивным требованиям при высоте балки  $h = 500 \text{ мм} > 450 \text{ мм}$  шаг поперечных стержней должен быть  $s \leq h/3 = 500/3 = 166,7 \text{ мм}$  и  $\leq 500 \text{ мм}$ .

Принимаем  $s = 100 \text{ мм}$  (с учетом расчетного  $s = 115 \text{ мм}$ ).

**Задания для самостоятельной работы**

**Задача 5.1.** Рассчитать требуемое количество поперечной арматуры.

Исходные данные принять по таблице 5.1. Во всех примерах принять  $\gamma_{b2} = 1$ .

Таблица 5.1

Исходные данные

Номер по списку группы	$M_{max}$ , кНм	$L_0$ , м	$q$ , кН/м	Класс поперечной арматуры	Размеры сечения			Кол., класс и диаметр продольной арматуры	Класс бетона
					$b$	$h$	$h_0$		
1	170	4	8М/л <sup>2</sup>	В <sub>p</sub> 500	Данные выписать из решения задачи 3.2				
2	180	4,8		A240					
3	182	4,4		A400					
4	175	4		В <sub>p</sub> 500					
5	185	5		A240					
6	193	5,4		A400					
7	151	4,8		В <sub>p</sub> 500					
8	165	4,8		A240					
9	175	5		A400					
10	172	5,4		B500					
11	182	6		A240					
12	180	4,8		A400					
13	161	5		В <sub>p</sub> 500					
14	187	4		A240					
15	196	6		A400					
16	166	5,3		В <sub>p</sub> 500					
17	196	4,9		A240					
18	180	4,1		A400					
19	180	4,7		В <sub>p</sub> 500					
20	190	5,1		A240					
21	215	6,4		A400					
22	190	4,8		B500					
23	195	5,6		A240					
24	201	6		A400					

Выполнить эскиз поперечного армирования балки!

## ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 6

**Конструирование (армирование) однопролетной железобетонной балки прямоугольного сечения**

Для конструирования балки исходными данными являются результаты расчетов по прочности нормальных и наклонных сечений:

- размеры сечений, рабочая высота сечения ( $h_0$ );
- количество, диаметр и класс продольной арматуры;
- диаметр, количество, класс и шаг поперечной арматуры;
- класс бетона.

При конструировании железобетонных элементов должны быть выполнены требования СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции», изложенные в п. 10.

Продольную и поперечную арматуру объединяют в каркасы и затем устанавливают в опалубку (форму), в которой формируется изделие. Для обеспечения свободной укладки каркаса в форму его размеры должны быть меньше размера балки, как правило, на 10 мм (рис. 6.1).

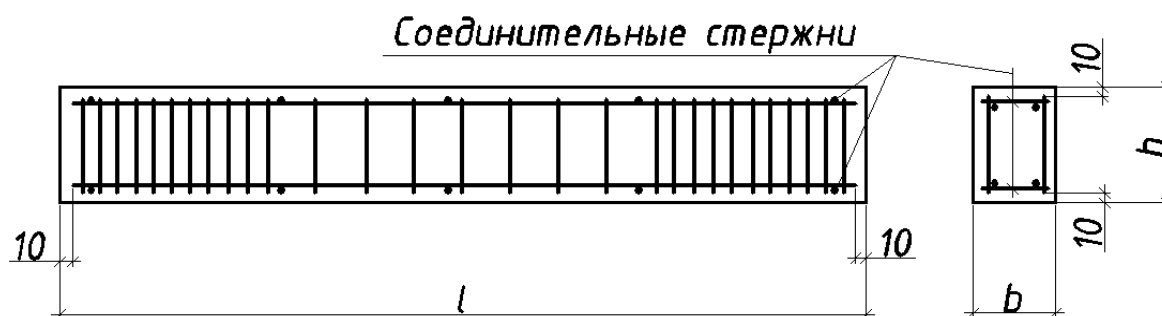


Рис. 6.1. Размеры каркаса

Каркас состоит из плоских сеток и соединительных стержней. При ширине балки до 150 мм можно устанавливать одну сетку, при большей ширине балки количество сеток в каркасе должно быть не менее двух (рис. 6.2).

При размещении рабочей арматуры должен быть обеспечен защитный слой бетона  $a_b$ .

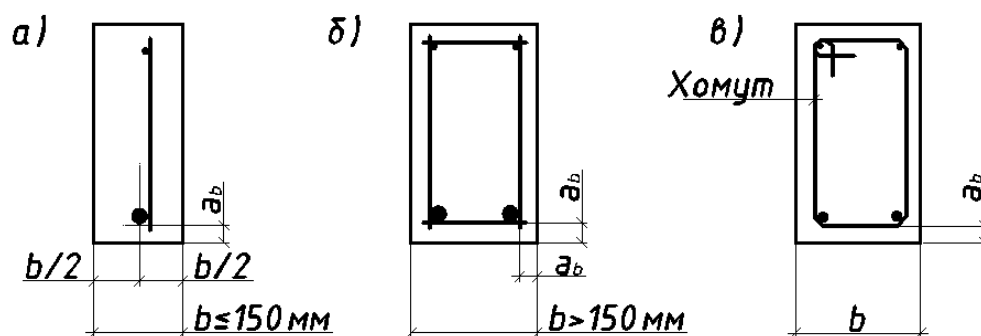


Рис. 6.2. Постановка каркасов в балке: *a*, *б* – сварные каркасы; *в* – вязанные каркасы

Толщину защитного слоя бетона для сборных элементов следует принимать с учетом роли арматуры в конструкциях (рабочая или конструктивная), типа конструкции (плиты, балки, колонны и т. п.), диаметра и вида арматуры, условий эксплуатации. В закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности воздуха для сборных элементов минимальное значение толщины защитного слоя бетона для рабочей арматуры должно быть не менее 15 мм, а также не менее диаметра стержня, для конструктивной арматуры минимальное значение толщины защитного слоя бетона принимают на 5 мм меньше по сравнению с требуемым для рабочей арматуры.

Стержни продольной рабочей арматуры должны размещаться равномерно по ширине сечения балки и, как правило, не более чем в три ряда, при этом в третьем ряду должно быть не менее двух стержней. Размещение стержней последующих рядов над просветами (в пролетах) или под просветами (на опорах) предыдущих рядов запрещается. Размещение продольной арматуры показано на рисунке 6.3.

Диаметр и количество поперечных стержней в поперечном сечении балки устанавливают расчетом, при этом могут быть использованы одно-, двух-, трех- и четырехсрезные хомуты (поперечные стержни). Схемы армирования поперечной арматурой показаны на рисунке 6.4.

Количество стержней продольной арматуры определяют расчетом в наиболее опасном нормальном сечении при действии мак-





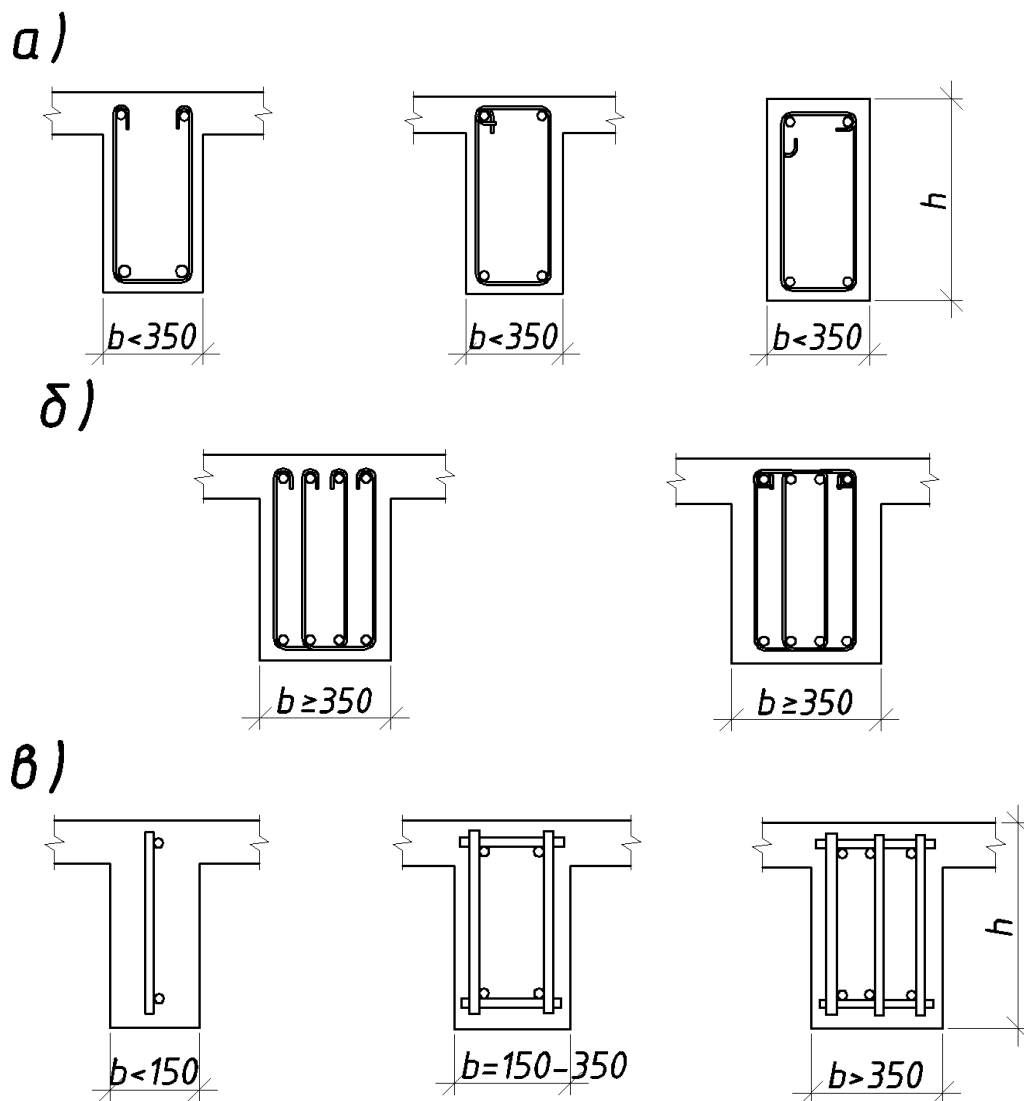


Рис. 6.4. Схемы армирования сечений балок: а – вязаной арматурой, двухсрезными хомутами; б – то же, четырехсрезными хомутами; в – сварной арматурой

Вид эпюры материалов показан на рисунке 6.5.

Требуемую расчетную длину анкеровки арматуры  $l_{an}$  можно вычислить по формуле (с учетом формул (10.1)–(10.3) СП 63.13330.2012)

$$l_{an} = \frac{R_s A_s}{8R_{bt} d}, \quad (6.1)$$

где  $A_s$  – площадь сечения стержня;

$R_s$  – расчетное сопротивление арматуры растяжению;

$R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона на растяжение;

$d$  – диаметр обрываемой арматуры.

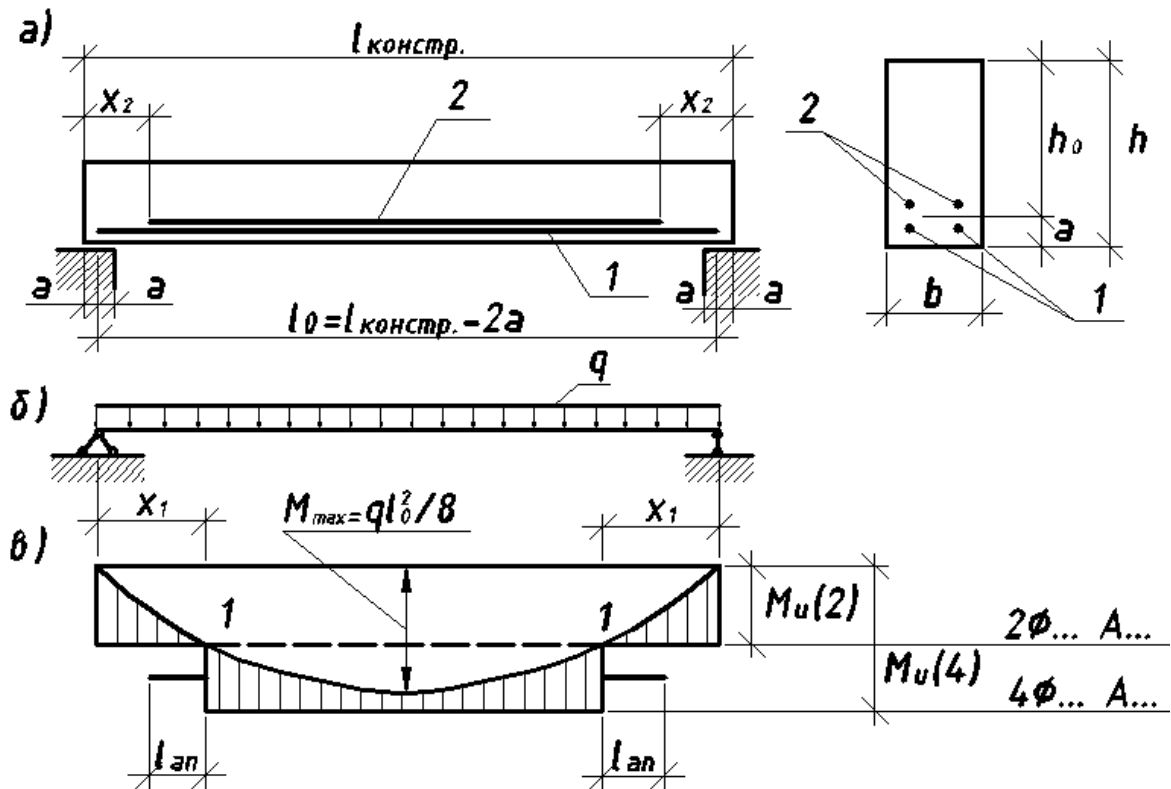


Рис. 6.5. К построению эпюры материалов: *а* – конструктивная схема балки; *б* – расчетная схема балки; *в* – эпюра материалов; 1 – точка теоретического обрыва;  $M_{u(4)}$  – изгибающий момент, воспринимаемый сечением с арматурой, поставленной по расчету;  $M_{u(2)}$  – изгибающий момент, воспринимаемый сечением с учетом обрываемых стержней;  $l_{\text{ан}}$  – длина зоны анкерования обрываемой арматуры

Более точно требуемую величину анкерования арматуры определяют по формулам (10.1)–(10.3) СП 63.13330.2012:

$$l_{\text{ан}} = \alpha l_{0,\text{ан}} \frac{A_{\text{с расч}}}{A_{\text{с факт}}},$$

где  $\alpha = 1$  для растянутых стержней;  $\alpha = 0,75$  для сжатых стержней;  $l_{0,\text{ан}}$  – базовая длина анкерования;

$$l_{0,\text{ан}} = \frac{R_s A_s}{R_{\text{bond}} u_s};$$

$R_{\text{bond}}$  – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном;

$$R_{\text{bond}} = \eta_1 \eta_2 R_{bt};$$

$\eta_1 = 2,5$  – для горячекатаной и термически арматуры;

$\eta_2 = 1$  при диаметре  $d_s \leq 32$  мм;  $\eta_2 = 0,9$  – при диаметре 36 и 40 мм;

$A_s$  – площадь сечения стержня,

$u_s$  – периметр стержня.

По результатам расчета и конструирования разрабатывают рабочие чертежи.

В состав рабочих чертежей железобетонной конструкции входят:

- опалубочные чертежи;
- чертеж армирования\* (сборочный чертеж);
- чертежи арматурных и закладных изделий.

*Примечание.* В учебной работе чертеж армирования можно совместить с опалубочным чертежом, т. е. на чертеже армирования (сборочном чертеже) проставить и опалубочные размеры.

Рабочие чертежи должны содержать:

- спецификации изделий (в том числе спецификацию балки, спецификацию арматурных и закладных изделий);
- ведомость расхода стали.

Основную надпись (штамп) на рабочих чертежах конструкций выполняют по форме 4.

## ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 7 Разработка рабочего чертежа балки

### Пример выполнения рабочих чертежей.

Расчетные данные для разработки рабочих чертежей:

- размеры сечения балки  $b = 200$  мм,  $h = 400$  мм,  $l_{\text{констр}} = 5980$  мм;
- рабочая высота сечения  $h_0 = 350$  мм;
- рабочая продольная арматура  $2\varnothing 25$  А400;
- поперечная арматура  $2\varnothing 8$  А400 (с шагом 150 мм на расстоянии 1,5 м от торцов балки, с шагом 300 мм в середине пролета);
- бетон класса В15;
- монтажные петли  $\varnothing 10$  А240.

Образец выполнения рабочего чертежа сборной железобетонной балки приведен в приложении 2.

**Задание для самостоятельной работы**

**Задание 7.1.** Разработать рабочие чертежи балки по результатам расчетов, выполненных на практических занятиях № 3, 5 и 6.

Работу выполнять в следующей последовательности:

1. Внести изменения в образцы по результатам расчетов.
2. Вычертить рабочий чертеж балки (либо на компьютере, либо от руки).

Монтажные петли принять из арматуры класса А240, определив требуемую площадь сечения их по формуле

$$A_s = \frac{Q/210}{2},$$

где  $G$  – собственный вес балки с коэффициентами динамичности и надежности по нагрузке, кН;

$$G = bhl \cdot 25\gamma_d \gamma_f;$$

$\gamma_d = 1,5$  – коэффициент динамичности;

$\gamma_f = 1,1$  – коэффициент надежности по нагрузке.

Диаметр стержней подобрать по сортаменту.

## Часть 2

# ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Темы практических занятий могут быть увязаны с содержанием и заданием на курсовой проект. (До начала практических занятий студент должен получить задание на выполнение курсового проекта по установленной форме).

Ниже приведено содержание практических работ.

Содержание	Кол-во часов
8. Компоновка монолитного ребристого перекрытия над подвалом с балочными плитами, подсчет нагрузок на плиту, статический расчет монолитной балочной плиты. Армирование плиты вязаной арматурой	4
9. Назначение расчетной схемы главной балки монолитного ребристого перекрытия. Определение постоянных и временных нагрузок на балку. Статический расчет балки по методу предельного равновесия. Расчет прочности нормальных и наклонных сечений балки	4
10. Конструирование главной балки. Построение эпюры материалов	2
11. Компоновка сборного перекрытия над подвалом. Узлы сопряжения ригеля с колонной, колонны с фундаментом; стык колонн. Расчет и конструирование элемента сборного ригеля	2
	2
12. Расчет и конструирование железобетонной колонны подвального этажа многоэтажного здания	2
Итого	16

## **ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 8**

### **Проектирование монолитного ребристого перекрытия**

В течение практических занятий необходимо выполнить:

- 1) компоновку монолитного перекрытия с балочными плитами;
- 2) определение расчетных пролетов и нагрузок на плиту;
- 3) статический расчет монолитной балочной плиты;
- 4) армирование плиты вязаной арматурой.

Из всего разнообразия конструктивных решений перекрытий на практическом занятии студент должен получить навыки проектирования монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами в здании с несущими кирпичными стенами, т. е. с неполным железобетонным каркасом.

*Для интересующихся вопросами проектирования других видов перекрытий можно рекомендовать самостоятельную работу с технической литературой [1, 2, 3, 12 и др.].*

#### **8.1. Компоновка перекрытия**

Цель компоновки перекрытия состоит в назначении сетки колонн, выборе расположения основных несущих элементов, определении габаритных размеров и размеров поперечных сечений этих элементов, а также в разработке узлов сопряжений элементов.

При компоновке монолитных ребристых перекрытий выбор сетки колонн и расположения главных и второстепенных балок зависит от многих факторов (назначения здания, конфигурации и размеров помещений в плане, размещения технологического оборудования и др.). Одним из основных показателей, характеризующих экономичность перекрытий, является расход материалов на их возведение.

О расходе железобетона судят по приведенной толщине перекрытия, принимая под ней толщину слоя железобетона, необходимого для изготовления колонн, плиты, второстепенных и главных балок, распределенного по всей площади перекрытия.

Методика сравнения вариантов конструктивных решений по приведенной толщине перекрытий приведена в учебных пособиях [21; 25].

В индивидуальном задании на курсовой проект заданы размеры здания в плане ( $B \times L$ ).

На практическом занятии студент должен, используя рекомендуемые оптимальные пролеты главных ( $l_{mb} = 6 \dots 9$  м) и второстепенных ( $l_{sb} = 5 \dots 8$  м) балок, назначить в этом здании сетку колонн, выбрать направление главных балок, принять шаг второстепенных балок.

Шаг второстепенных балок ( $l_s$ ) должен быть назначен таким образом, чтобы  $l_s \leq l_{sb} / 2$  (только при отношении  $l_{sb} / l_s \geq 2$  плита в монолитном перекрытии работает по балочной схеме [21, с. 5–6]).

Пример компоновки перекрытия приведен на рисунке 8.1.

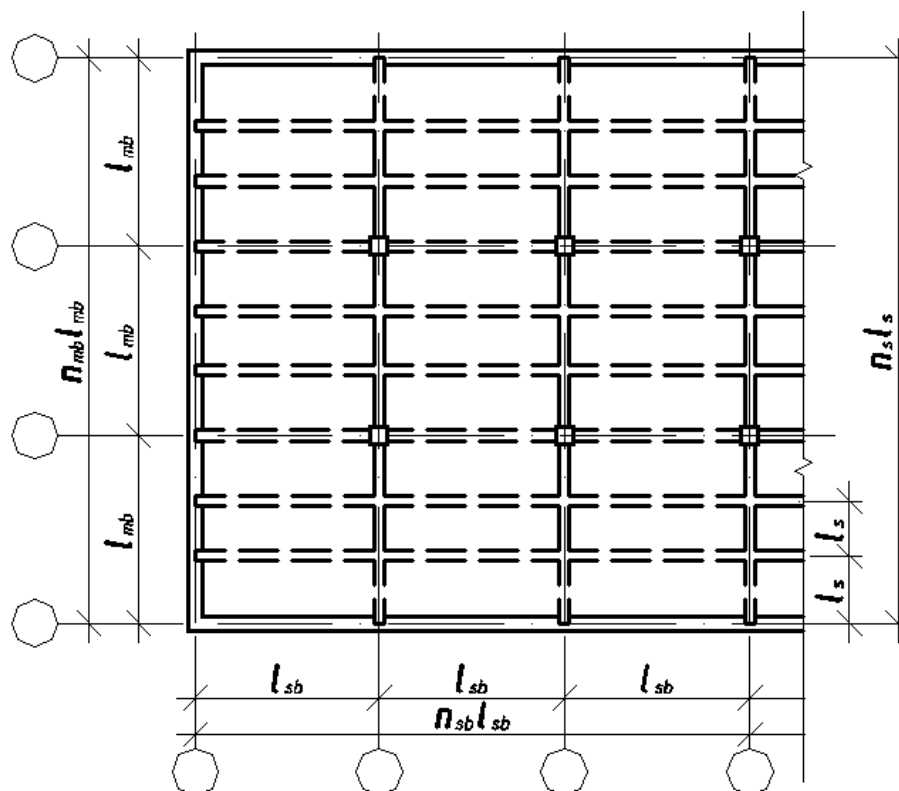


Рис. 8.1. Схема расположения балок монолитного перекрытия

Для выбранного варианта перекрытия размеры поперечных сечений плиты, балок и колонн (см) можно вычислять по следующим формулам:

– толщина плиты

$$h_s = 2,8l_s \sqrt{(l_s + q_n) / R_b}; \quad (8.1)$$

– высота второстепенной балки



$$h_{sb} = 5,54l_s \sqrt{(0,45l_{sb} + q_n) / R_b} ; \quad (8.2)$$

– высота главной балки

$$h_{mb} = 7,78 \sqrt{(0,4l_{mb}^2 + q_n l_{sb}) l_{mb} / R_b} ; \quad (8.3)$$

– сторона квадратного сечения колонны

$$h_c = b_c = 9l_s \sqrt{(1,7l_s + q_n) n_{fl} / R_b} . \quad (8.4)$$

Величину  $R_b$  подставляют в мегапаскалях, пролеты плиты и балок – в метрах, нагрузку  $q_n$  – в килопаскалях.

Ширину сечений балок следует принимать равной  $0,4h \dots 0,5h$  высоты.

Окончательные размеры элементов монолитного перекрытия и колонн необходимо назначать унифицированными в соответствии с перечисленными ниже конструктивными требованиями.

Толщина плит монолитных ребристых перекрытий должна быть не менее 50 мм в жилых и общественных зданиях и не менее 60 мм в производственных зданиях. Рекомендуемые величины толщины плит, мм: 50, 60, 70, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 250, 300, далее кратно 100 мм.

Балки монолитных перекрытий (главные и второстепенные) следует конструировать прямоугольного поперечного сечения.

Рекомендуемые размеры прямоугольных сечений балок, мм: 150×300, 150×400, 200×400, 200×500, 200×600, 300×600, 300×700, 300×800, 400×800, 400×1000, 400×1200, 500×1000, 500×1200, 600×1200. Далее ширину сечения балок следует назначать кратной 100 мм, высоту – кратной 300 мм.

## 8.2. Проектирование балочной плиты

### 8.2.1. Расчетная схема и нагрузки

Одним из важных вопросов строительного проектирования является назначение расчетной схемы, наиболее близко отвечающей принятому конструктивному решению.

Для расчетной схемы следует определить пролеты плиты. В крайних ячейках плиты в качестве расчетного пролета принимают расстояние от грани крайней балки до оси опоры на стене

(рис. 8.2); в средних ячейках плиты за расчетный пролет принимают расстояние в свету между балками.

Расчетную схему принимают в виде многопролетной неразрезной балки с расчетной шириной 1 м, на которую действует равномерно распределенная нагрузка  $q = p + v$  (табл. 8.1). На крайних опорах предусматривают шарнирное закрепление, а возможное частичное защемление плиты в стене следует учесть при конструировании.

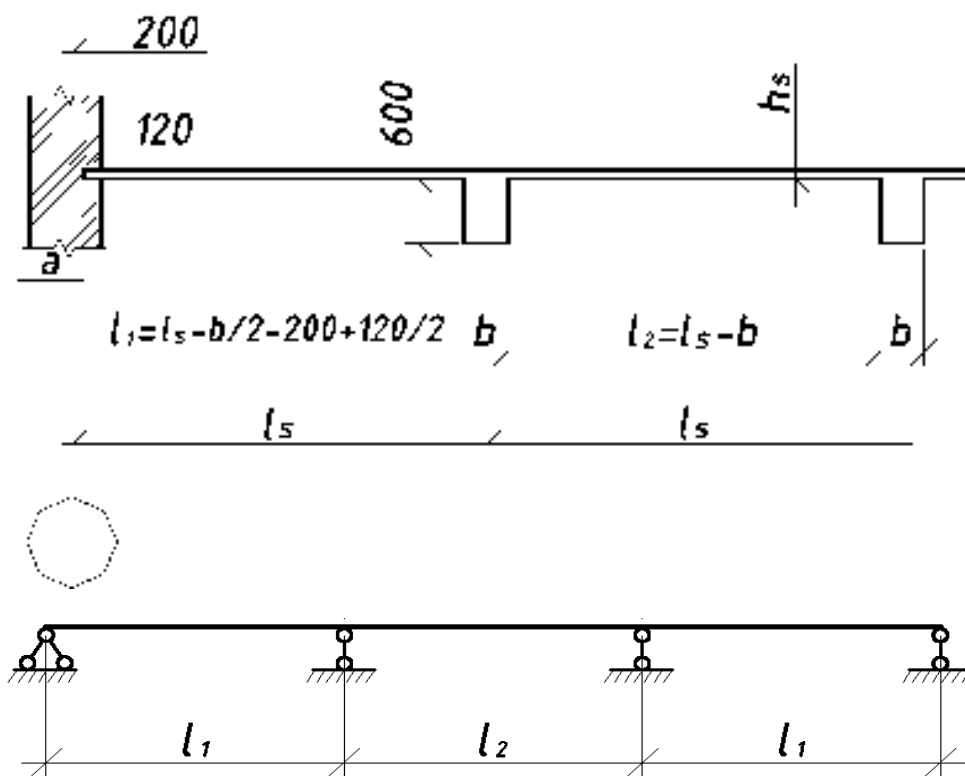


Рис. 8.2. К назначению расчетных пролетов плиты

Таблица 8.1

Нагрузки на плиту

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	Расчетная нагрузка при $\gamma_f = 1$ , кПа	$\gamma_f > 1$	Расчетная нагрузка при $\gamma_f > 1$ , кПа
1. Постоянная: Плиточный пол Цементный раствор ( $\gamma = 22 \text{ кН/м}^3$ , $t = 20 \text{ мм}$ )	0,3	0,3	1,1	0,330
	0,44	0,44	1,3	0,572

Окончание табл. 8.1

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	Расчетная нагрузка при $\gamma_f = 1$ , кПа	$\gamma_f > 1$	Расчетная нагрузка при $\gamma_f > 1$ , кПа
Собственный вес плиты ( $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$ , $t = 70 \text{ мм}$ )	1,75	1,75	1,1	1,925
Итого постоянная $p$	2,49	2,49	–	2,827
2. Временная $v$ В том числе длительная $v_l$	7,5	7,5	1,2	8,550
	5,0	5,0	1,2	5,700
3. Полная $q = p + v$ В том числе продолжительно действующая	9,99	9,99	–	11,377
$q_l = p + v_l$	7,49	7,49	–	8,527

Значение расчетных нагрузок на плиту определить с учетом коэффициента надежности по ответственности здания [5, п. 7, ст. 16].

Пример расчета поверхностной нагрузки на плиту для здания нормального уровня ответственности  $\gamma_n = 1$ .

Погонная нагрузка  $q$  на балочную плиту шириной 1 м численно равна распределенной по площади.

### 8.2.2. Статический расчет монолитной плиты

Изгибающие моменты определяют в наиболее напряженных сечениях плиты с учетом перераспределения усилий [23] по формулам:

– в крайних пролетах

$$M = ql^2/11; \quad (8.5)$$

– на первых промежуточных опорах, учитывая длину большего смежного пролета

$$M = ql^2/11; \quad (8.6)$$

– в средних пролетах и на средних опорах

$$M = ql^2/16. \quad (8.7)$$

При  $l_s < 30h_s$  в средних пролетах и на средних опорах плит, окаймленных по всему контуру балками, можно учесть влияние распора, уменьшая моменты на 20%.

### 8.2.3. Расчет прочности сечений плиты (расчет продольной рабочей арматуры)

При решении данной задачи из расчета прочности нормальных сечений плиты требуется определить количество рабочей арматуры  $A_s$ .

Расчетные сечения плиты показаны на рисунке 8.3.

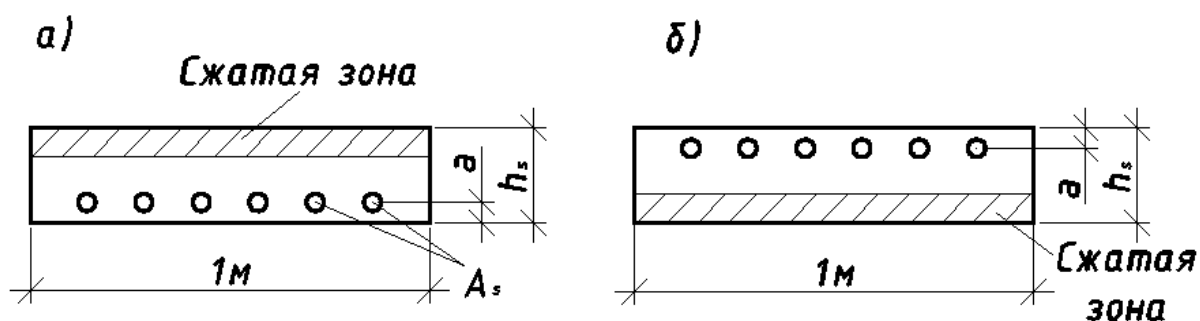


Рис. 8.3. Расчетные сечения плиты: а – в пролете; б – на опоре

При отсутствии нагрузок малой суммарной продолжительности расчетное сопротивление бетона следует определить с коэффициентом условий работы бетона  $\gamma_{b1} = 0,9$ .

Расчетное сопротивление бетона плиты принять в соответствии с заданием на курсовой проект.

В качестве рабочей арматуры принимают стержни из стали класса А400 или В<sub>р</sub>500 (по заданию на КП).

Алгоритм расчета, формулы и вспомогательные материалы см. задачу 3.2.

По результатам расчета составить таблицу по нижеприведенной форме (табл. 8.2)

Таблица 8.2

## Результаты расчета сечений плиты

Рассматриваемые сечения плиты	$M$ , МН·м	$\alpha_0$	$\nu$	$A_s$ , см <sup>2</sup>
В крайних пролетах				
У первых промежуточных опор				
В средних пролетах и у средних опор неокаймленных плит				
В средних пролетах и у средних опор окаймленных плит				

**8.2.4. Конструирование плиты**

Перед выполнением данной части работы авторы настоятельно рекомендуют познакомиться с основными правилами конструирования, изложенными в учебном пособии [21, п. 1.5].

Армирование железобетонных конструкций может выполняться с использованием индустриальных изделий (сварные сетки и каркасы, изготавливаемые на заводах стройиндустрии), а также с использованием отдельных стержней, свариваемых или связываемых непосредственно на строительной площадке.

Авторы считают, что конструирование монолитных ребристых перекрытий с вязаной арматурой (возводимых на ранней стадии возведения железобетонных перекрытий и других конструкций в конце XIX и в начале XX века) позволяет усвоить основные правила конструирования – назначение защитного слоя бетона, расположение стержней рабочей и конструктивной арматуры в сечении элемента и др.

На данном практическом занятии армирование плиты выполнить в виде вязаных арматурных сеток из отдельных стержней.

При толщине плиты менее 120 мм применяют раздельное армирование, т. е. все стержни пролетной арматуры доводят до опор, а над опорами устанавливают свою, независимую арматуру. При этом нижние пролетные рабочие стержни конструируют сквозными, пропуская их через несколько опор, а в крайних пролетах, где по расчету требуется больше арматуры, устанавливают дополнительные стержни. Поэтому сначала подбирают арматуру для средних пролетов плиты, затем – для крайних.

Подбор арматуры производят в соответствии с расчетом, используя данные таблицы 8.3.

Таблица 8.3

Данные для подбора рабочей арматуры плит

Шаг стержней, мм	Площадь поперечного сечения арматуры на 1 м ширины плиты, см <sup>2</sup> , при диаметре стержней, мм								
	3	4	5	6	8	10	12	14	16
100	0,71	1,26	1,96	2,83	5,03	7,85	11,21	15,39	20,11
125	0,57	1,01	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,31	16,08
150	0,47	0,84	1,31	1,89	3,35	5,23	7,54	10,26	13,40
200	0,35	0,63	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05
250	0,28	0,50	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04
300	0,23	0,42	0,35	0,94	1,68	2,61	3,77	5,13	6,70
350	0,20	0,36	0,56	0,81	1,44	2,24	3,23	4,44	5,74
400	0,18	0,32	0,49	0,71	1,25	1,96	2,2	3,50	5,02
500	0,14	0,25	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02

Распределительную арматуру можно принять по таблице 8.4 в зависимости от принятой рабочей арматуры.

Таблица 8.4

Данные для подбора распределительной арматуры

Диаметр стержней рабочей арматуры, мм	Диаметр (числитель) и шаг (знаменатель), мм, стержней распределительной арматуры при шаге стержней рабочей арматуры, мм			
	100	125	150	200
3-4	3/400	3/400	3/400	3/400
5	3/350	3/350	3/350	3/350
6	4/350	4/350	3/350	3/350
8	5/350	5/350	4/350	4/350
10	6/350	6/350	5/350	5/350
12	6/250	6/300	6/350	6/350
14	8/300	8/350	8/350	6/300
16	8/250	8/300	8/350	8/350

Кроме основной рабочей арматуры, предусматривают опорную арматуру в нерабочем направлении: над главными балками и у стен для восприятия моментов частичного защемления. Ко-

личество этой арматуры принимают не менее 1/3 арматуры в крайних пролетах плиты.

Результаты подбора представить в табличной форме (табл. 8.5).

Таблица 8.5

## Подбор арматуры плиты

Рассматриваемые сечения плиты	$A_s, \text{см}^2$ , по расчету	Принятое армирование				
		Рабочие стержни			Распределительные стержни	
		диаметр, мм, и класс	шаг, мм	$A_s, \text{см}^2$	диаметр, мм, и класс	шаг, мм
У первых промежуточных опор	2,44	Ø6A400	100	2,83	Ø3Bp500	350
В средних пролетах и у средних опор неокантованных плит	1,62	Ø6A400	150	1,89	Ø3Bp500	350
В крайних пролетах неокантованных плит	2,21	Ø6A400	150 500	2,43	Ø4Bp500	350
В средних пролетах и у средних опор кантованных плит	1,27	Ø6A400	200	1,41	Ø3Bp500	350
В крайних пролетах кантованных плит	2,21	Ø6A400	200 350	2,22	Ø4Bp500	350
В нерабочем направлении у опор возле стен и над главными балками	2,21:3= =0,74	Ø5Bp500	200	0,98	Ø3Bp500	350

Длину надпорных стержней определяют из условия, что их горизонтальные участки в каждую сторону от грани балки равны четверти пролета плиты (рис. 8.4). Для надпорных стержней у стен длину горизонтальных участков от стен принимают равной 1/10 пролета плиты.

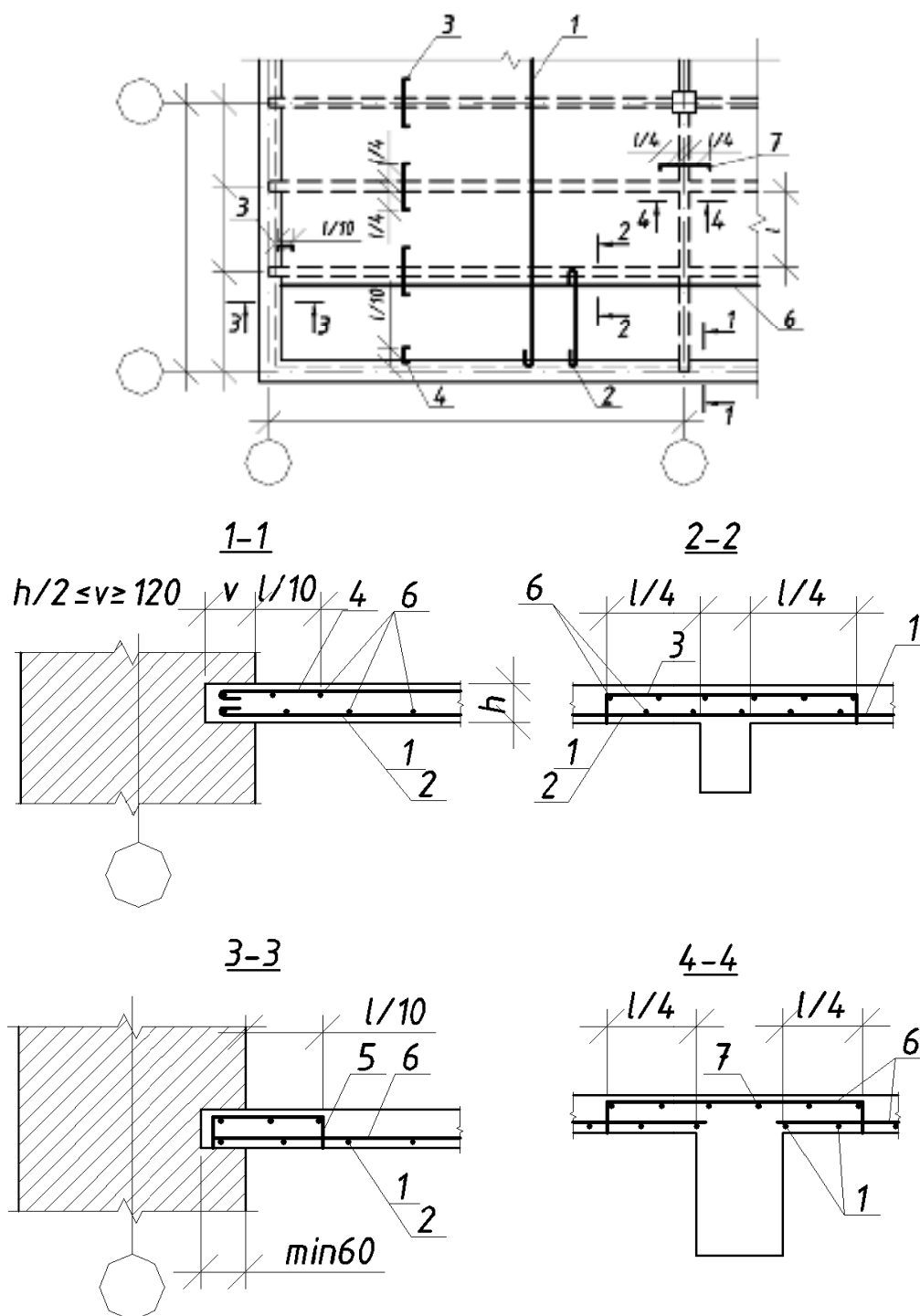


Рис. 8.4. Раздельное армирование монолитных балочных плит отдельными стержнями: 1, 2 – пролётная арматура в рабочем направлении; 3, 4 – надпорная арматура в рабочем направлении; 5, 6 – арматура в нерабочем направлении



## ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 9

### Проектирование главной балки

В течение практических занятий необходимо:

- назначить расчетную схему главной балки монолитного ребристого перекрытия;
- определить постоянные и временные нагрузки на балку;
- выполнить статический расчет балки по методу предельного равновесия;
- выполнить расчет прочности нормальных и наклонных сечений балки.

#### 9.1. Расчетная схема и нагрузки

Нагрузку на главную балку передают второстепенные балки в виде сосредоточенных сил  $P$  (постоянная) и  $V$  (временная) с грузовой площадью, равной произведению шага второстепенных балок на их пролет с учетом собственного веса участка главных балок, равного шагу второстепенных балок, т. е.

$$P = pl_s l_{sb} + G_{mb.1}; \quad (9.1)$$

$$V = vl_s l_{sb}, \quad (9.2)$$

где  $G_{mb.1}$  – собственный вес участка балки.

$$G_{mb.1} = b_{mb} h_{mb} l_s \cdot 25 \gamma_f. \quad (9.3)$$

Расчетные значения  $p$  и  $v$  приведены в таблице 8.1.

Расчетные пролеты главной балки принимают:

- в средних пролетах равными расстоянию между осями опор (колонн);
- в крайних пролетах равными расстоянию от оси колонны до середины опоры на стене.

Уместно заметить, что расчетный пролет равен расстоянию между точками приложения опорных реакций.

Пример расчетной схемы показан на рисунке 9.1.

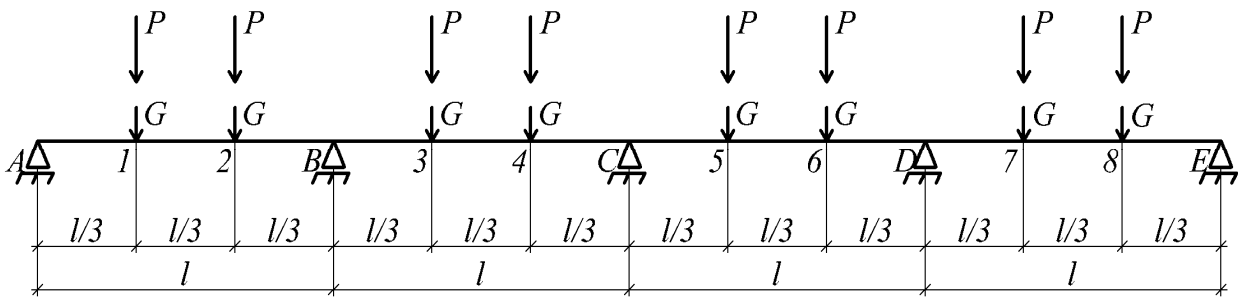


Рис. 9.1. Расчетная схема главной балки

## 9.2. Статический расчет балки по методу предельного равновесия

Расчет главной балки с учетом перераспределения усилий производят в следующей последовательности.

Сначала рассчитывают балку как упругую систему, в результате чего определяют изгибающие моменты в сечениях балки под сосредоточенными силами и на опорах. При этом рассматривают как действие постоянной нагрузки, приложенной во всех пролетах, так и действие временной нагрузки при различных ее положениях. Положение временной нагрузки принимают таким, чтобы получить наибольшие значения как пролетных, так и опорных моментов.

Для трехпролетной главной балки можно ограничиться следующими вариантами расположения временной нагрузки:

$V_1$  – нагружены 1-й и 3-й пролеты для определения  $M_1^{\max}$  и  $M_1^{\min}$ ;

$V_2$  – нагружен 2-й пролет для определения  $M_2^{\max}$ ;

$V_3$  – нагружены 1-й и 2-й пролеты для определения  $M_B^{\min}$ ;

$V_4$  – нагружены 2-й и 3-й пролеты для определения  $M_C^{\min}$ .

Нетрудно заметить, что последние два варианта зеркально симметричны, поэтому можно рассматривать лишь один из них.

Для четырехпролетной балки достаточно рассмотреть следующие варианты положения временной нагрузки:

$V_1$  – нагружены 1-й и 3-й пролеты ( $M_1^{\max}$  и  $M_3^{\max}$ );

$V_2$  – нагружены 2-й и 4-й пролеты ( $M_2^{\max}$  и  $M_4^{\max}$ );

$V_3$  – нагружены 1, 2 и 4-й пролеты ( $M_B^{\min}$ );

$V_4$  – нагружены 2-й и 3-й пролеты ( $M_C^{\min}$ );

$V_5$  – нагружены 1, 3 и 4-й пролеты ( $M_D^{\min}$ ).

Здесь варианты  $V_3$  и  $V_5$  также зеркально симметричны.

Для наиболее часто применяемых схем положения нагрузки изгибающие моменты можно определять по [23, прил. 1].

Далее составляют таблицу сочетаний нагружений главной балки в виде сумм изгибающих моментов от постоянной нагрузки и каждого из вариантов положения временной нагрузки (табл. 9.1). По этой таблице находят ординаты огибающей эпюры моментов главной балки по упругой стадии.

Для осуществления перераспределения усилий необходимо уяснить цель этого перераспределения. Как правило, в главных балках монолитных ребристых перекрытий перераспределение усилий производят с целью максимально возможного уменьшения опорных моментов, чтобы достичь как экономического эффекта (снижение общего расхода арматуры), так и производственного (уменьшение количества надопорной арматуры, что облегчает укладку бетона).

Перераспределение усилий выполняют обычно для каждого сочетания нагрузок. Изгибающие моменты перераспределяют, прибавляя к эпюрам моментов, полученным из расчета балки как упругой системы, дополнительные треугольные эпюры с произвольными по величине и знаку надопорными ординатами. Однако во избежание чрезмерного раскрытия трещин в бетоне и, следовательно, для обеспечения долговечности перекрытия изгибающие моменты можно уменьшать не более чем на 30% от величин, полученных из расчета балки как упругой системы.

Величину возможного сниженного изгибающего момента  $M'$  можно определять более точно по формуле  $M' = \chi M$ . Значение  $\chi$  определяют по формуле

$$\chi = (\varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s R_s) l_s / (a_{crc} E_s), \quad (9.4)$$

где значения буквенных обозначений приведены в СП 63.13330.2012 [9].

Пример расчета  $M'$  приведен в [21, с. 57].

Все расчеты выполнить в табличной форме. Пример оформления показан в таблице 9.2.

Таблица 9.1

## Изгибающие моменты в главной балке по упругой стадии

( $P = 84$  кН;  $V = 252$  кН;  $l = 6$  м; Множители  $Pl = 84 \cdot 6 = 504$  кН·м;  $Vl = 252 \cdot 6 = 1512$  кН·м)

Вид нагрузки и ее положение		Изгибающие моменты, кН·м, в сечениях										
		11	12	B	21	22	C	31	32	D	41	42
$P$ (все пролеты)	$\beta$	0,23870	0,14286	-0,28571	0,07937	0,11111	-0,19048	0,11111	9,07937	-0,28571	0,14286	0,23810
	$M$	120	72	-144	40	56	-96	56	40	-144	72	120
$V_1$ (1-й и 3-й пролеты)	$\beta$	0,28571	0,23810	-0,14286	-0,12698	-0,11111	-0,09524	0,22222	0,20635	-0,14286	-0,09524	-0,04762
	$M$	432	360	-216	-192	-168	-144	336	312	-216	144	-72
$V_2$ (2-й и 4-й пролеты)	$\beta$	-0,04762	-0,09524	-0,14286	0,20635	0,22222	-0,09524	-0,11111	-0,12698	-0,14286	0,23810	0,28571
	$M$	-72	-144	-216	312	336	-144	-168	-192	-216	360	432
$V_3$ (1, 2 и 4-й пролеты)	$\beta$	0,22619	0,11905	-0,32143	0,10317	0,19444	-0,04762	-0,08333	-0,11905	-0,15476	0,23016	0,28175
	$M$	342	180	-486	156	294	-72	-126	-180	-234	348	426
$V_4$ (2-й и 3-й пролеты)	$\beta$	-0,03175	-0,06349	-0,09524	0,17460	0,11111	-0,28571	0,11111	0,17460	-0,09524	-0,06349	-0,03175
	$M$	-48	-96	-144	264	168	-432	168	264	-144	-96	-48
$V_5$ (1, 3 и 4-й пролеты)	$\beta$	0,28175	0,23016	-0,15476	-0,11905	-0,08333	-0,04762	0,19444	0,10317	-0,32143	0,11905	0,22619
	$M$	426	348	-234	-180	-126	-72	294	156	-486	180	342
$P + V_1$	$M$	552	432	-360	-152	-112	-240	392	352	-360	-72	48
$P + V_2$		48	-72	-360	352	392	-240	-112	-152	-360	432	552
$P + V_3$		462	252	-630	196	350	-168	-70	-140	-378	420	546
$P + V_4$		72	-24	-288	304	224	-528	224	304	-288	-24	72
$P + V_5$		546	420	-378	-140	-70	-168	350	196	-630	252	462
Ординаты огibaющей	$M^{\min}$	-	-72	-630	-152	-112	-528	-112	-152	-630	-72	-
	$M^{\max}$	552	432	-	352	392	-	392	352	-	432	552

Таблица 9.2

## Перераспределение моментов в главной балке

Сочетание нагрузок	Характер эпюры моментов	Изгибающие моменты, кН·м, в сечениях ригеля										
		1	2	B	3	4	C	5	6	D	7	8
$P+V_1$	По упругой стадии	552	432	-360	-152	-112	-240	392	352	-360	-72	48
	Дополнительная	-27	-54	-81	-97,2	-113,4	-129,6	-113,4	-97,2	-81	-54	-27
	Перераспределенная	525	378	-441	-249,2	-225,4	-369,6	278,6	254,8	-441	-126	21
$P+V_2$	По упругой стадии	48	-72	-360	352	392	-240	-112	-152	-360	432	552
	Дополнительная	-27	-54	-81	-97,2	-113,4	-129,6	-113,4	-97,2	-81	-54	-27
	Перераспределенная	21	-126	-441	254,8	278,6	-369,6	-225,4	-249,2	-441	378	525
$P+V_3$	По упругой стадии	462	252	-630	196	350	-168	-70	-140	-378	420	546
	Дополнительная	63	126	189	58,8	-71,4	-201,6	-115,4	-109,2	-63	-42	-21
	Перераспределенная	525	378	-441	254,8	278,6	-369,6	-225,4	-249,2	-441	378	525
$P+V_4$	По упругой стадии	72	-24	-288	304	224	-528	224	304	-288	-24	72
	Дополнительная	-51	-102	-153	-49,2	54,6	158,4	54,6	-42	-153	-102	-51
	Перераспределенная	21	-126	-441	254,8	278,6	-369,6	278,6	254,8	-441	-126	21
$P+V_5$	По упругой стадии	546	420	-378	-140	-70	-168	350	196	-630	252	462
	Дополнительная	-21	-42	-63	-109,2	-155,4	-201,6	-71,4	58,8	189	126	63
	Перераспределенная	525	378	-441	-249,2	-225,4	-369,6	278,6	254,8	-441	378	525
Ординаты огибающей после перераспределения	$M^{\min}$	-	-126	-441	-249,2	-225,4	-369,6	-225,4	-249,2	-441	-126	-
	$M^{\max}$	525	378	-	254,8	278,6	-	278,6	254,8	-	378	525

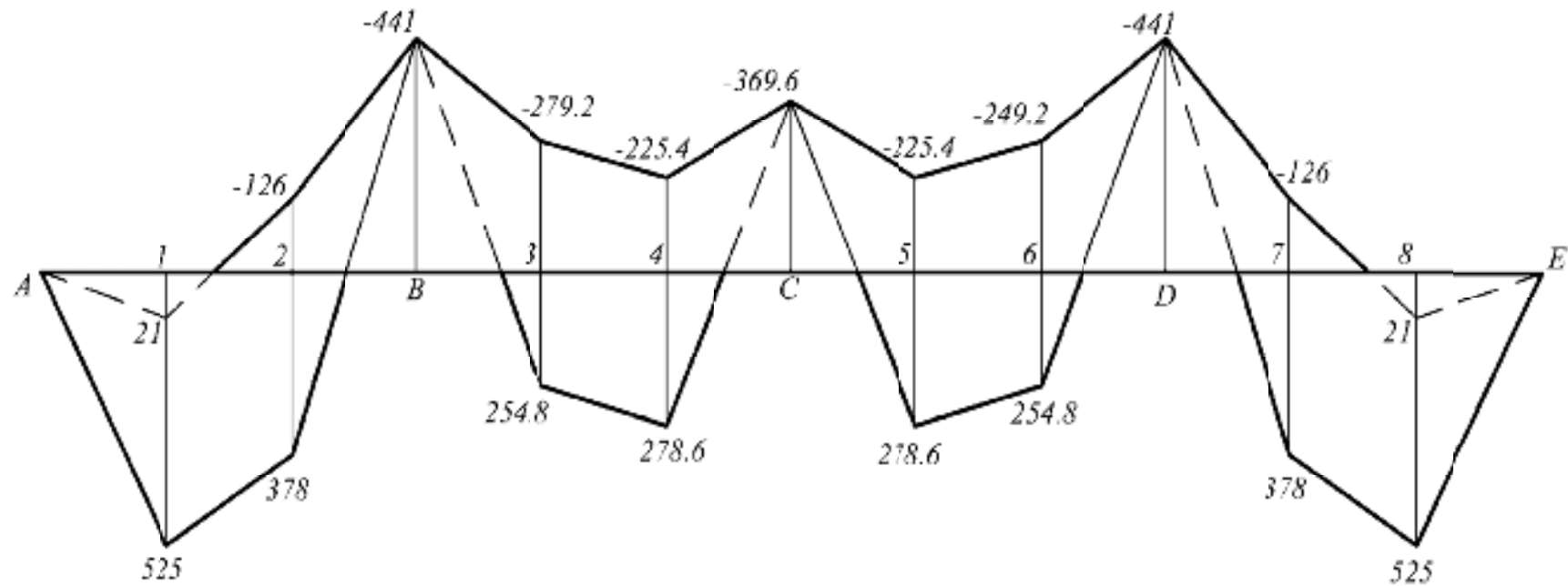


Рис. 9.3. Огибающая эпюра моментов, кН·м, после перераспределения усилий

Таблица 9.3

## Поперечные силы в главной балке

Сочетание нагрузок	Поперечные силы, кН, на участках											
	A-1	I-2	2-B	B-3	3-4	4-C	C-5	5-6	6-D	D-7	7-8	8-E
$G+P_1$	262,5	-73,5	-409,5	95,9	11,9	-72,1	324,1	-11,9	-347,9	157,5	73,5	-10,5
$G+P_2$	10,5	-73,5	-157,5	347,9	11,9	-324,1	72,1	-11,9	-95,9	409,5	73,5	-262,5
$G+P_3$	262,5	-73,5	-409,5	347,9	11,9	-324,1	72,1	-11,9	-95,9	409,5	73,5	-262,5
$G+P_4$	10,5	-73,5	-157,5	347,9	11,9	-324,1	324,1	-11,9	-347,9	157,5	73,5	-10,5
$G+P_5$	262,5	-73,5	-409,5	95,9	11,9	-72,1	324,1	-11,9	-347,9	409,5	73,5	-262,5
Величины Q для расчёта наклонных сечений балки	262,5	73,5	409,5	347,9	11,9	324,1	324,1	-11,9	347,9	409,5	73,5	262,5

Практически перераспределение следует выполнять так.

Используя максимальное значение надпорного момента, найти величину допустимого снижения этого момента (30%). Затем вычислить ординаты дополнительной треугольной эпюры. Произвести сложение ординат эпюры моментов для этого сочетания, вычисленных по упругой стадии с величинами моментов дополнительной эпюры. Таким образом, в результате будет получена эпюра перераспределенных моментов для этого сочетания нагрузок.

Для других сочетаний нагрузок целесообразно «подтянуть» величины опорных моментов до ранее вычисленного момента, составляющего 70% от максимального. Вычислить ординаты эпюр дополнительных моментов. Произвести сложение эпюр и получить эпюры изгибающих перераспределенных моментов для всех сочетаний нагрузок.

Результаты расчета приведены в таблице 9.2. Огибающая эпюра моментов после перераспределения усилий (образец) показана на рисунке 9.3.

Значения поперечных сил на каждом участке определить как тангенс угла наклона эпюры моментов после их перераспределения по формуле

$$Q = \frac{M_r - M_l}{l}, \quad (9.5)$$

где  $M_r$  и  $M_l$  – величины моментов на границах рассматриваемого сечения справа (*right*) и слева (*left*);

$l$  – длина участка, на котором определяется значение  $Q$ .

Вычисленные значения поперечных сил по участкам представить в табличной форме (табл. 9.3).

### **9.3. Расчет прочности нормальных и наклонных сечений балки**

#### **9.3.1. Расчет прочности нормальных сечений**

Размеры поперечного сечения балки назначены при компоновке. Поскольку плита монолитно связана с балкой, на действие положительных моментов принимаем тавровое сечение в сжатой зоне. Вводимая в расчет ширина полки



$$b'_f = 2l_{mb}/6 + b_{mb}; h'_f = h_s. \quad (9.6)$$

Рабочую высоту сечения можно принять равной  $0,9h_{mb}$ .

Для элементов монолитного железобетонного перекрытия из обычного тяжелого бетона используют бетоны классов В12,5, В15, В20 и В25 и арматуру классов А240, А400 и Вр500.

Расчетные характеристики материалов, используемых для монолитных железобетонных перекрытий, приведены в таблицах 9.4 и 9.5. Более полная информация о характеристиках бетона и арматуры приведена в СП 63.13330.2012 [9].

Таблица 9.4

#### Расчетные характеристики тяжелых бетонов

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления бетона, МПа, для предельных состояний первой группы при классе бетона по прочности на сжатие			
	В 12,5	В15	В20	В25
Сжатие осевое $R_b$ (призменная прочность)	7,5	8,5	11,5	14,5
Растяжение осевое $R_{bt}$	0,66	0,75	0,90	1,05

Таблица 9.5

#### Расчетные характеристики арматуры

Класс арматуры*	Расчетные сопротивления арматуры, МПа, для предельных состояний первой группы		
	растяжению		сжатию $R_{sc}$
	продольной $R_s$	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) $R_{sw}$	
А240	210	170	210
А400	350	280	350
В500	435	300	415
Вр500	415	—	390

Расчетные сопротивления бетона используют с коэффициентом условий работы  $\gamma_{b1}$  в зависимости от характера действия нагрузок. При отсутствии нагрузок малой суммарной длительности  $\gamma_{b1} = 0,9$ .

Приступая к расчету прочности сечений, прежде всего необходимо проверить достаточность принятых размеров из условия

прочности бетона ребра по сжатой полосе между наклонными трещинами. Проверяют сечение у опоры, где действует наибольшая поперечная сила по условию

$$Q \leq 0,3 R_b b h_0. \quad (9.7)$$

Если условие (9.7) не выполнено, следует увеличить размеры сечения.

После окончательного назначения размеров сечения таврового профиля следует выполнить расчет требуемого количества продольной рабочей арматуры в сечениях балки в пролетах и над опорами (см. рис. 9.4).

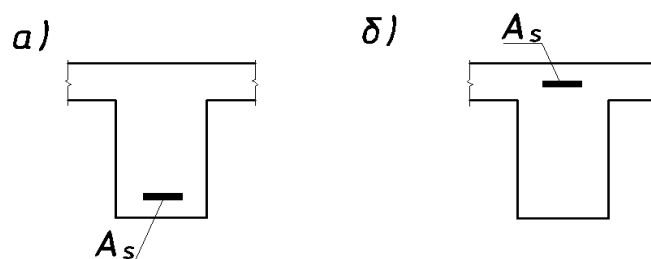


Рис. 9.4. К расчету сечений: *a* – пролетного; *б* – опорного

С алгоритмом и формулами для расчета продольной арматуры из условия прочности элементов таврового профиля студент познакомился и получил первоначальные навыки, выполняя задания для самостоятельной работы на практическом занятии № 4.

Особо следует отметить, что в опорных сечениях используют большие изгибающих моменты, действующих по граням колонн и определяемых по формулам:

$$M_{B,e} = M_B + 0,5Qh_c; \quad (9.8)$$

$$M_{C,e} = M_C + 0,5Qh_c \quad (9.9)$$

( $M_B$  и  $M_C$  со знаком «минус»).

Результаты расчетов представить в табличной форме (табл. 9.6).

Таблица 9.6

Результаты расчета нормальных сечений балки

Номер расчетного сечения	$M$ , МН·м	$b$ , м	$h_0$ , м	$\alpha_0$	$\eta$	$A_{s,2}$ , см <sup>2</sup>
В 1-м пролете						
На опоре В						
Во 2-м пролете						

На опоре С						
------------	--	--	--	--	--	--

### 9.3.2. Расчет прочности наклонных сечений

Первоначальные навыки расчета прочности наклонных сечений были получены студентом на практическом занятии № 5. В рамках данного практического занятия следует выполнить расчет прочности наклонных сечений на приопорных участках у опор А, В и С.

Расчетные значения поперечных сил принять по результатам статического расчета главной балки с учетом перераспределения усилий в соответствии с заданием на курсовой проект.

Требуемую площадь сечения хомутов (поперечных стержней) в одной плоскости можно определить по формуле

$$A_{sw} = q_{sw} S_{sw} / R_{sw}, \quad (9.10)$$

приняв шаг  $S_{sw}$  в соответствии с конструктивными требованиями.

Если известно или принято количество и диаметр поперечных стержней в одной плоскости (в сечении), можно определить шаг поперечных стержней (хомутов) по формуле

$$S_{sw} = A_{sw} R_{sw} / q_{sw}. \quad (9.11)$$

На пролетных участках балки поперечное армирование назначить в соответствии с конструктивными требованиями. Результаты расчетов представить в табличной форме (табл. 9.7).

Таблица 9.7

Результаты расчета наклонных сечений балки

Определяемая величина	Ед. изм.	Положение наклонного сечения балки			
		у опоры А	у опоры В слева	у опоры В справа	у опоры С
$Q$	МН				
$\Phi_f$	—				
$c_b$	м				
$Q_b$	МН				
$c_d$	м				
$c_{sw}$	м				
$q_{sw}$	МН/м				
$S_{max}$	м				

$S_{sw}$	М				
----------	---	--	--	--	--

### 9.3.3. Расчет на отрыв

В местах примыкания второстепенных балок сосредоточенные нагрузки приложены в пределах высоты главной балки. Чтобы предотвратить отрыв нижней части главной балки от верхней, предусматривают постановку дополнительных (сверх требуемых по расчету наклонного сечения) хомутов на длине отрыва  $l_1$  (рис. 9.5).

При расчете второстепенной балки вычислено значение высоты сжатой зоны  $x$  (в курсовом проекте принять  $x = 0,3 h_{sb}$ ). Следовательно,

$$h_s = h_{omb} - h_{sb} + 0,5 x.$$

Отрывающее усилие равно величине сосредоточенной нагрузки на главную балку:

$$F = P + V. \quad (9.12)$$

Требуемую площадь сечения дополнительных хомутов находим по формуле

$$\sum A_{sw} = F(1 - h_s/h_0)/R_{sw}. \quad (9.13)$$

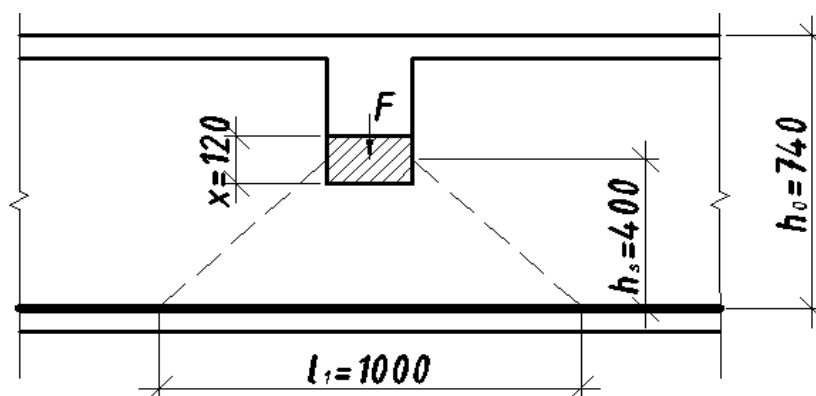


Рис. 9.5. Схема отрыва в главной балке

Если основание пирамиды отрыва ( $l_1$ ) не позволяет разместить дополнительные хомуты, возможен другой способ предотвращения отрыва с помощью вутов (подвесок – гнутых стержней).

Требуемую площадь сечения **вuwов** (подвесок) определяют по формуле (при  $R_{sw} = 290$  МПа – А400)

$$A_{sinc} = F / (2 \sin \alpha \cdot R_{sw}), \quad (9.14)$$

где  $\alpha$  – угол наклона гнутых стержней  $45\text{--}60^\circ$ .

Схема отрыва и установки гнутых подвесок показана на рисунке 9.6.

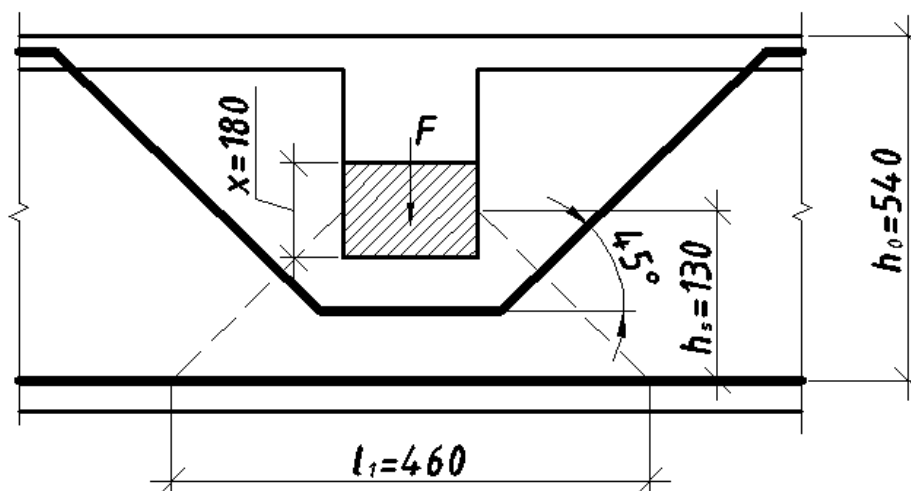


Рис. 9.6. Схема отрыва в главной балке

### ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 10 Конструирование главной балки. Построение эпюры материалов

**Цель практического занятия** – по результатам выполнения практической работы № 9 построить эпюру материалов, разработать эскизы сечений балки (не менее 3-х).

Эпюра материалов – это эпюра изгибающих моментов, воспринимаемых сечениями балки с фактически поставленной в них арматурой.

С помощью эпюры материалов достигается экономичное армирование балки с наглядным отображением обеспечения несущей способности балки во всех ее сечениях.

В связи с этим уместно заметить, что при построении эпюры материалов должно быть выполнено обязательное условие: эпюра материалов нигде не должна врезаться в эпюру изгибающих моментов от внешней нагрузки.

### Порядок выполнения работы

1. Для построения эпюры материалов необходимо выполнить расчеты несущей способности сечений ( $M_u$ ) с подобранным по сортаменту количеством арматуры, а также с уменьшенным количеством. Данные для построения эпюры материалов выполнить в табличной форме (табл. 10.1).

2. На миллиметровой бумаге вычертить строго в масштабе эпюру (оггибающую) изгибающих моментов в балке, вычисленных с учетом перераспределения усилий, т. е. по методу предельного равновесия (табл. 9.2).

Рекомендуемые масштабы: горизонтальный (линейный) – 1:50, вертикальный (силовой) – в 1 мм 20 кН·м.

3. На этом же чертеже провести линии моментов, воспринимаемых сечениями балки с максимальным и с уменьшенным количеством арматуры (следует учесть, что до опоры в растянутой зоне должно быть доведено не менее половины стержней от максимального их количества и, кроме того, необходимо обрывать стержни таким образом, чтобы не нарушить симметрию сечения относительно плоскости изгиба). Точки пересечения этих линий с линиями эпюры изгибающих моментов называются точками теоретического обрыва стержней.

Обрываемые стержни должны быть заведены за точки теоретического обрыва на величину зоны анкеровки, вычисленной по формуле (с учетом формул (10.1)–(10.3) СП 63.13330.2012)

$$l_{an} = \frac{R_s A_s}{8R_{bt} d}, \quad (10.1)$$

где  $A_s$  – площадь сечения стержня;

$R_s$  – расчетное сопротивление арматуры растяжению;

$R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона на растяжение;

$d$  – диаметр обрываемой арматуры.

4. Вычислить расстояния от координационных осей до точек теоретического обрыва не представляет труда. В рамках выполнения работы на практических занятиях допускается определить эти величины по масштабу.

5. Выполнить выноску арматурных стержней, указав номера позиций и их длину. Параллельно вычертить эскизы армирования сечений балки.

Образец построения эпюры материалов с выносной арматурных стержней показан на рисунке 10.1.

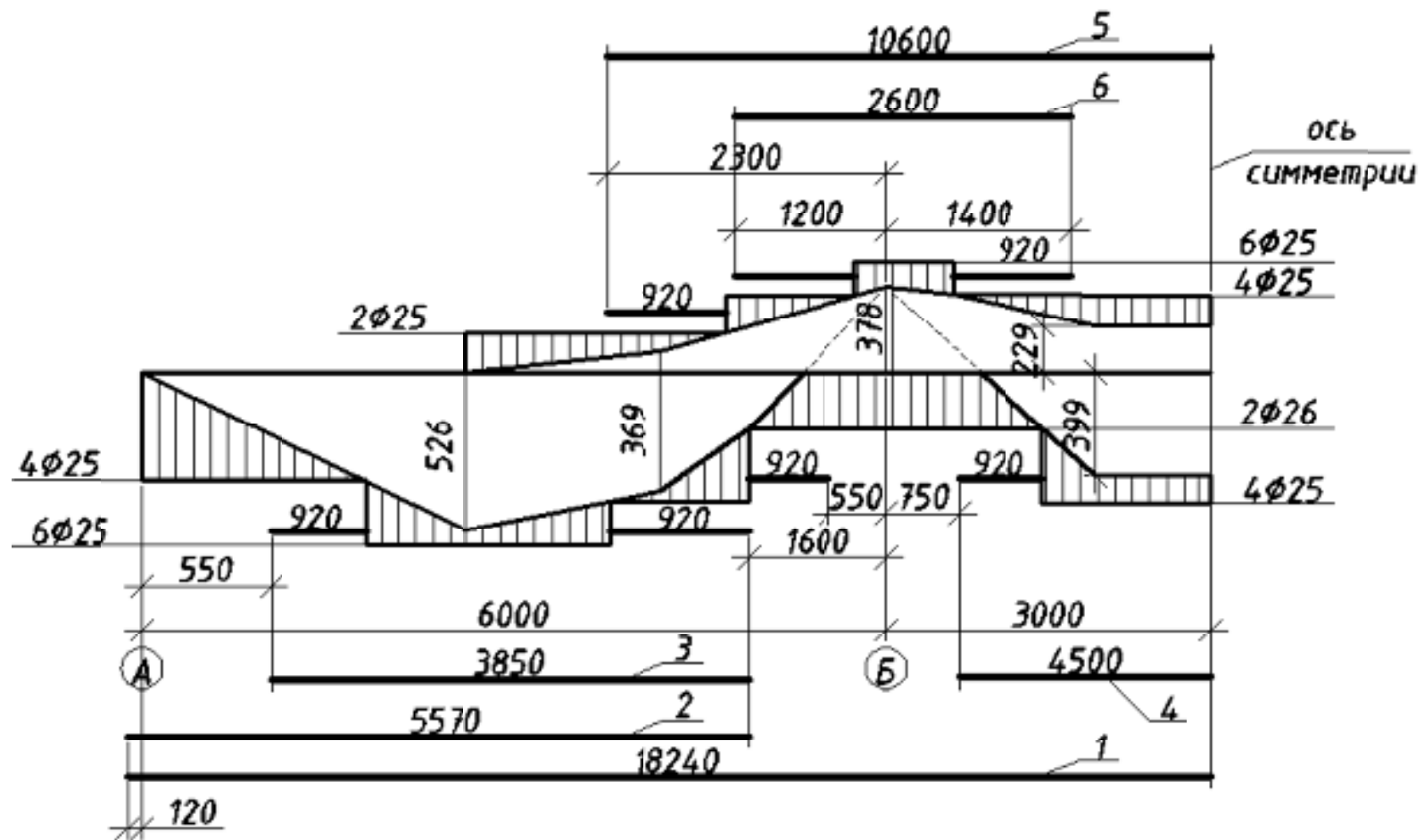


Рис. 10.1. Эпора материалов с выносной арматуры



Таблица 10.1

## Данные к построению эпюры материалов (образец)

Количество и диаметр стержней	$A_s$ см <sup>2</sup>	$a$ , м	$h_0$ , м	$\nu$	$M_u$ , кН·м	Расстояние, м, от точек теоретического обрыва до опоры*		Количество обрываемых или отгибаемых стержней
						слева	справа	
Крайний пролет, $b = 2,3$ м								
6Ø25 А400	29,45	0,057	0,543	0,966	563,8	—	—	—
4Ø25 А400	19,63	0,04	0,56	0,969	384,2	—	—	2Ø25 А400
2Ø25 А400	9,82	0,04	0,56	0,989	193,5	—	—	2Ø25 А400
Средний пролет, $b = 2,3$ м								
2Ø25 А400 2Ø20 А400	15,20	0,04	0,56	0,985	306,0	—	—	—
2Ø20А400	7,60	0,04	0,56	0,991	153,9	—	—	2Ø20А400
Первая промежуточная опора, $b = 0,3$ м								
6Ø25 А400	29,45	0,057	0,543	0,738	444,3	—	—	—
4Ø25 А400	19,63	0,04	0,56	0,830	333,0	—	—	2Ø25 А400
2Ø25 А400	9,82	0,04	0,56	0,915	183,7	—	—	2Ø25 А400

\* Расстояние (м) от точек теоретического обрыва до опоры может быть вычислено вручную или получено в процессе использования системы AutoCAD.

В продолжение этого практического занятия должен быть разработан рабочий чертеж главной балки (с учетом использования опыта выполнения практического занятия № 7).

Рабочий чертеж главной балки показан на рис. 2.8 [21], 2.27 [25].

*Примечание.* При наличии эпюры материалов с выноской арматуры, выполненной как показано на рисунке 10.1, на рабочем чертеже главной балки эпюру и выноску арматурных стержней можно не показывать, однако привязка концов обрываемых стержней к координационным осям обязательна.

## **ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 11**

### **Проектирование сборного перекрытия**

В ходе практического занятия необходимо выполнить:

- 1) компоновку сборного перекрытия над подвалом;
- 2) разработать узлы сопряжения ригеля с колонной, колонны с фундаментом, стык колонн;
- 3) расчет и конструирование элемента сборного ригеля.

#### **11.1. Компоновка сборного перекрытия над подвалом**

Компоновку сборного перекрытия над подвалом выполнить следующим образом:

- принять расположение сборных ригелей таким же, как и главных балок (т. е. заменить монолитный ригель на сборный);
- разложить ребристые сборные плиты; раскладку начать с укладки связевых плит, т. е. плит, расположенных по координационным осям, затем назначить размеры (ширину) рядовых плит, расположенных между связевыми плитами. Ширину плит принять в пределах 1–1,5 м. Длину плит назначить с учетом монтажных зазоров.

Ребристые плиты перекрытия опирают на полки ригелей. Высоту сечения плит можно определить по формуле

$$h_s = 0,075 \cdot l_s \sqrt{q_n / R_b}, \quad (11.1)$$

где  $l_s$  – длина плиты, м;

$q_n$  – нормативное значение временной нагрузки на перекрытие, кПа;

$R_b$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа.

Наиболее распространенные типы поперечных сечений сборных ригелей приведены на рисунке 11.1.

Поперечное сечение ригеля принять тавровым с полкой внизу.

Экономически целесообразную высоту сечений ригеля можно определить по формуле

$$h = 0,11\sqrt[3]{q_n s l^2 / R_b}, \quad (11.2)$$

где  $q_n$  – нормативное значение временной нагрузки на перекрытии, кПа;

$s$  – шаг ригелей, м;

$l$  – пролет ригеля, м;

$R_b$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа.

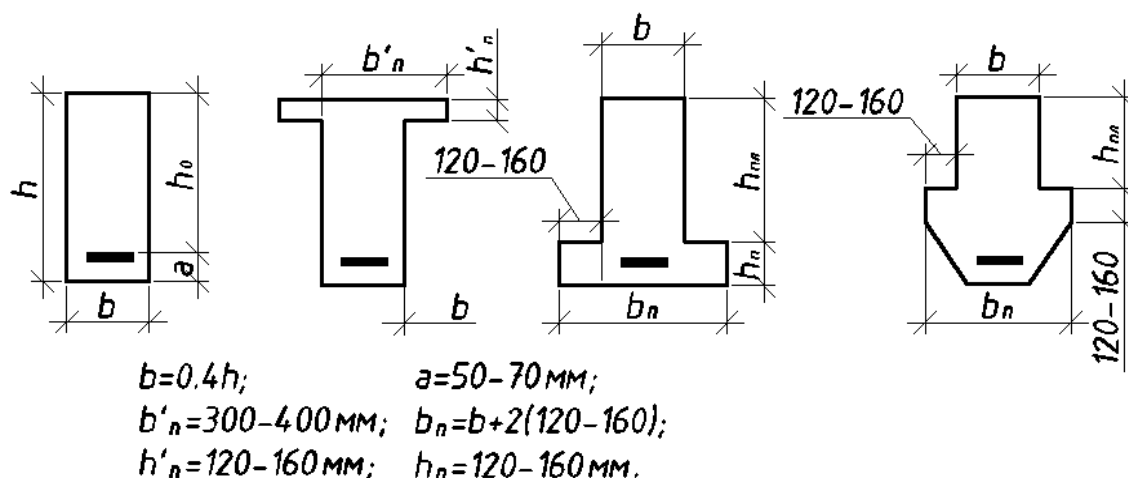


Рис. 11.1. К назначению размеров сечений ригелей

Высоту сечения ригеля определить по формуле

$$h_{mb} = 0,11\sqrt[3]{q_n s l_{stb}^2 / R_b}, \quad (11.3)$$

где  $s$  – шаг ригелей, м;

$l_{stb}$  – пролет ригеля, м (принять равным расстоянию между координационными осями).

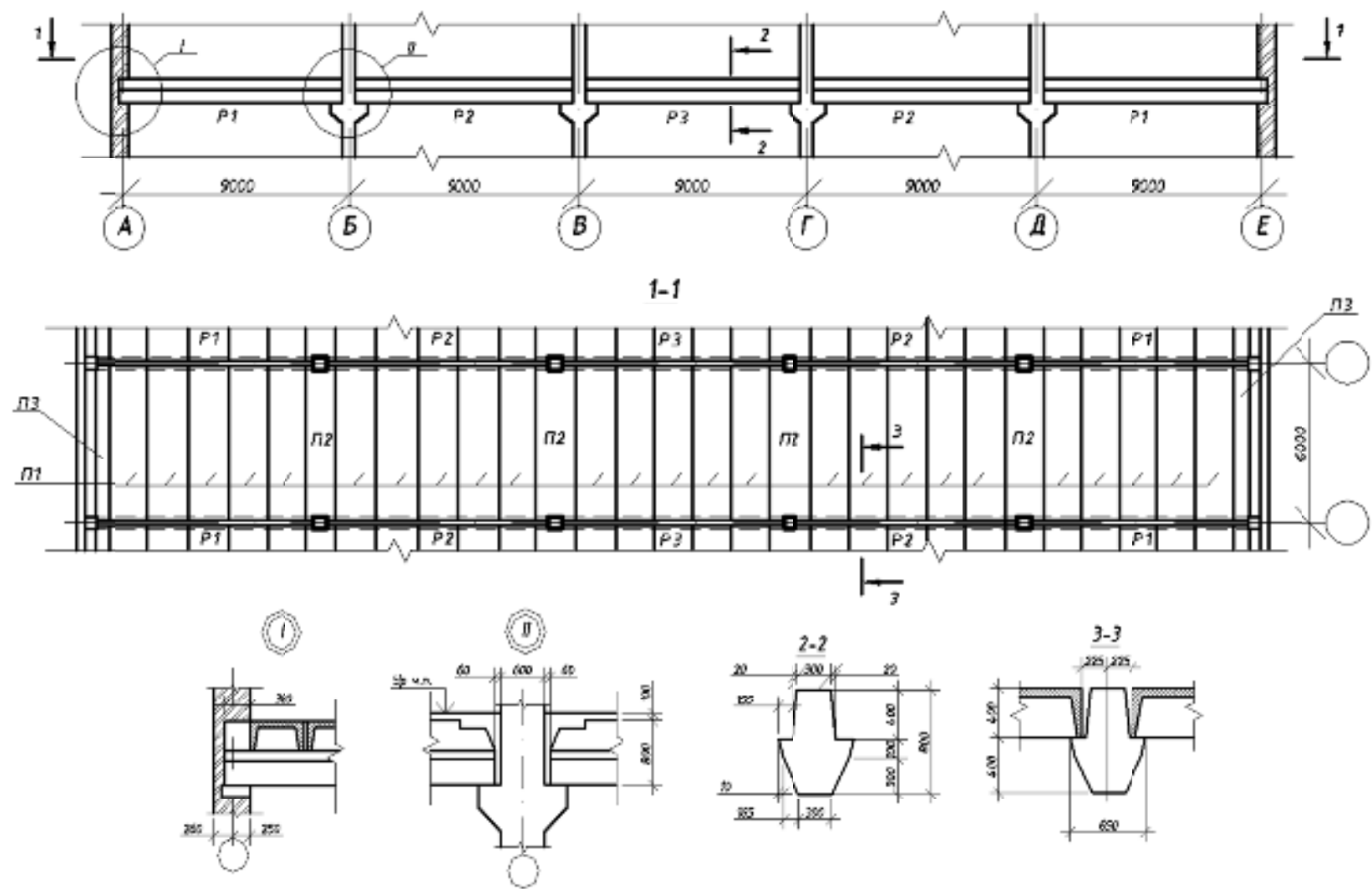


Рис. 11.2. Конструктивная схема сборного перекрытия. Узлы сопряжения элементов

Соединение плит с ригелями предусматривают путем приварки закладных деталей, установленных в полке ригеля с шагом 1–1,5 м (в соответствии с шириной принятых ребристых плит) и в ребрах плит перекрытия (снизу).

Для обеспечения неразрезности ригеля принять обетонированный стык ригеля с колонной с надпорными (соединительными) стержнями.

Конструктивная схема перекрытия и узлы сопряжения сборных элементов приведены на рисунке 11.2.

Для назначения длины элементов ригеля необходимо определить предварительные размеры сечения колонн. Площадь прямоугольного сечения колонны можно определить по формуле

$$A = 0,002 n_{fl} q_n s l / (R_b + 0,01 R_{sc}), \quad (11.4)$$

где  $q_n$  – нормативное значение временной нагрузки на перекрытие,

$R_b$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа;

$R_{sc}$  – расчетное сопротивление арматуры осевому сжатию, МПа.

Размеры сечения колонн должны быть такими, чтобы их гибкости в любом направлении удовлетворяли условию  $l_0/i \leq 120$  (для прямоугольных сечений  $l_0/h \leq 35$ ). Размеры сечений следует принимать унифицированными, для колонн многоэтажных зданий они равны, мм: 300×300, 400×400, 400×600, 500×500, 500×700, 600×600, 600×800, 800×800, 1000×1000.

## 11.2. Расчет и конструирование элемента сборного ригеля

Поскольку время выполнения практической работы ограничено, конструктивный расчет (расчет продольной и поперечной арматуры в сечениях ригеля) выполним, используя результаты статического расчета главной балки.

*Примечание.* Конечно, если подходить строго, то и нагрузки, и расчетная схема ригеля будут отличаться от указанных для главной балки монолитного ребристого перекрытия. При выполнении курсового проекта студент может выполнить статический расчет ригеля, руководствуясь [21; 23], а также используя специальные программы расчета на ЭВМ.

Алгоритм и формулы для расчета продольной и поперечной арматуры в сечениях ригеля (элемента таврового профиля – см. практическое занятие № 4) студенту уже известен.

### 11.3. Расчет полки ригеля

Полки ригеля испытывают изгиб под действием нагрузок от опирающихся на них сборных панелей. Расчетную схему полки принимаем в виде защемленной консоли (рис. 11.3). Нагрузка на полку ригеля составляет половину распределенной нагрузки на сборную плиту.

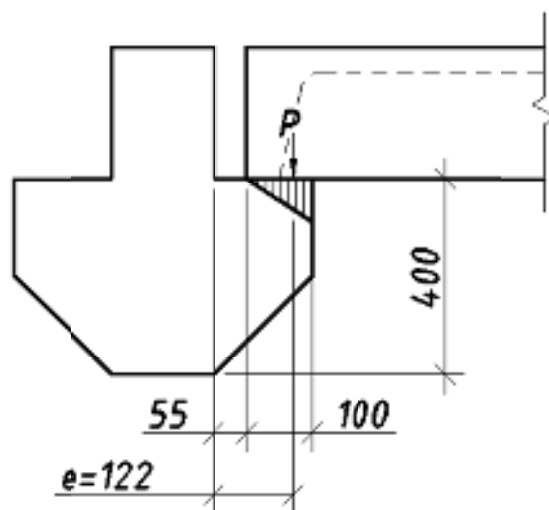


Рис. 11.3. Схема нагружения полки ригеля

Расчетную ширину полки принимают равной 1 м.

Эксцентриситет приложения нагрузки

$$e = 0,055 + 0,1 \cdot 2:3 = 0,122 \text{ м.}$$

Изгибающий момент в заделке  $M = Pe$  (кН·м).

Общий вид и схема армирования ригеля приведены на рисунке 11.4.

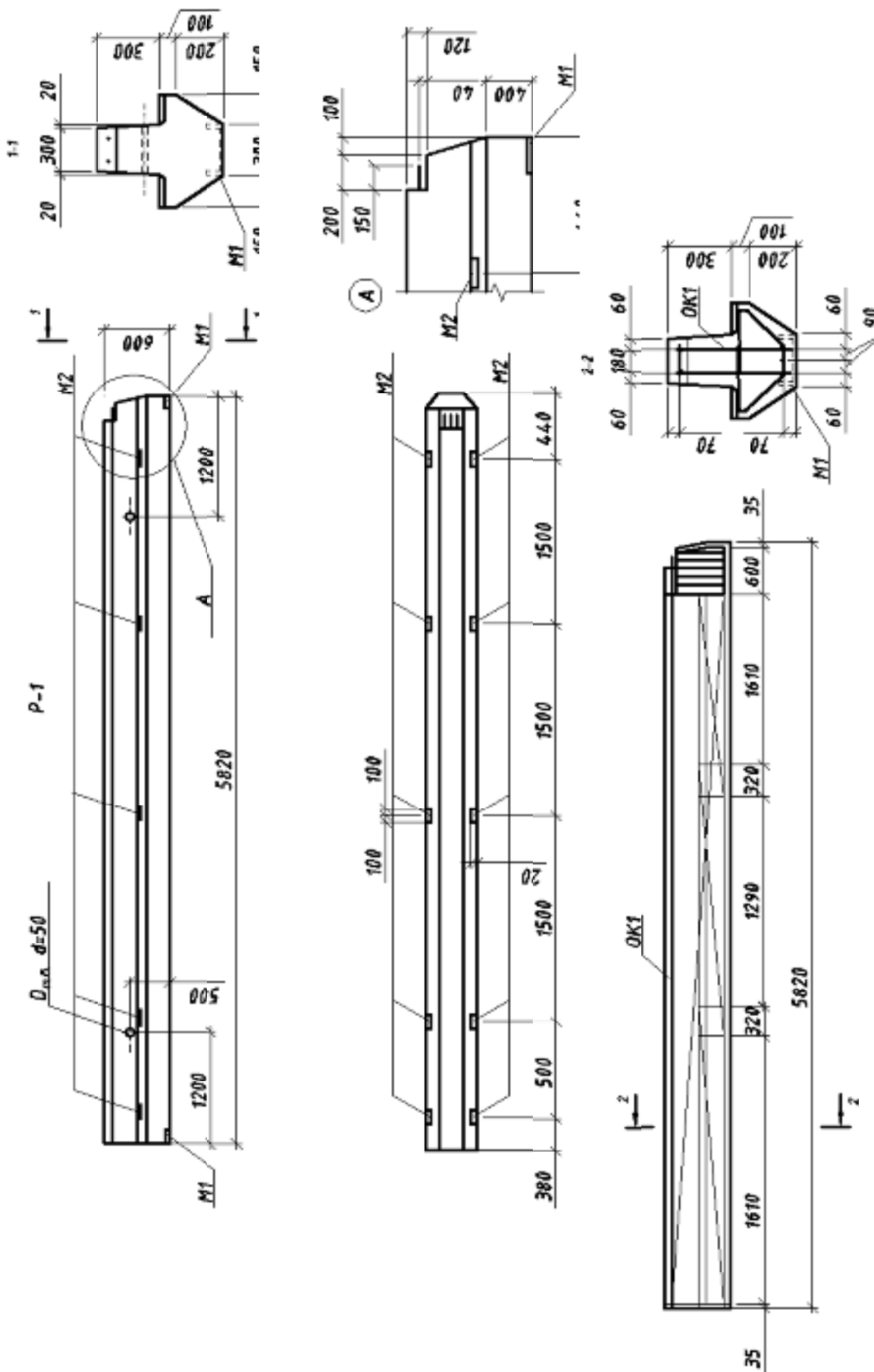


Рис. 1.1.4. Сборный элемент ригеля Р1

## ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 12

### Расчет и конструирование железобетонной колонны подвального этажа многоэтажного здания

При выполнении практического занятия необходимо:

- 1) назначить расчетную схему многоэтажной сборной колонны;
- 2) определить расчетные нагрузки (полную и длительно действующую);
- 3) выполнить расчет рабочей продольной арматуры колонны;
- 4) выполнить расчет рабочей продольной арматуры и армирования консоли.

#### 12.1. Расчетная схема колонны подвального этажа

Расчетную схему колонны в здании с неполным каркасом (с несущими кирпичными стенами) при одинаковых пролетах ригеля принимают в виде стержня высотой от обреза фундамента до чердачного перекрытия. Колонна жестко заземлена в стакане фундамента и имеет шарнирно-неподвижные опоры в уровне всех междуэтажных перекрытий. Расчетную длину участка колонны подвального этажа принимают равной

$$l_0 = \mu(H_n + a), \quad (12.1)$$

где  $H_n$  – высота подвала;

$a$  – расстояние от пола подвала до обреза фундамента;

$\mu = 0,7$  (при жестком защемлении колонны в фундаменте и шарнирно-неподвижной опоре в уровне перекрытия над подвалом).

Нагрузки на колонну собирают с грузовой площади, равной расстоянию между осями колонн в обоих направлениях (рис. 12.1), т. е.  $A_{\omega} = l_1 l_2$ .

На колонну действуют следующие нагрузки:

- 1) постоянные от веса перекрытий по всем этажам и покрытия при  $\gamma_f > 1 - \sum P_i$ ;
- 2) собственный вес колонны при  $\gamma_f > 1 - \sum G_i$ ;
- 3) снеговая нагрузка при  $\gamma_f > 1 - P_s$ ;
- 4) временная нагрузка по всем этажам при  $\gamma_f > 1 - \sum V_i$ , в том числе ее длительная часть  $\sum V_{li}$ .



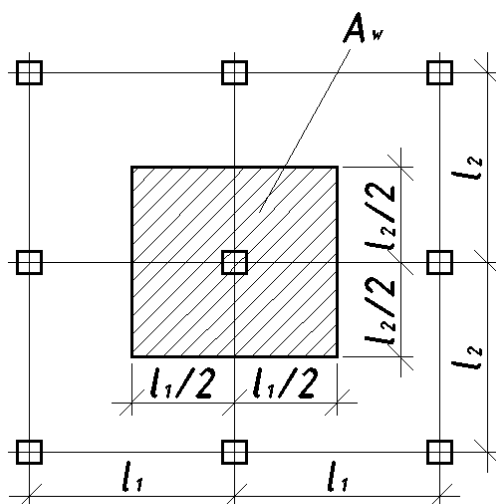


Рис. 12.1. К определению грузовой площади колонны

Полная нагрузка на колонну:

$$N = \sum P + \sum G_i + P_s + \sum V_i; \quad (12.2)$$

$$N_l = \sum P + \sum G_i + P_s + \sum V_{li}. \quad (12.3)$$

Расчетные нагрузки приложены с начальным эксцентриситетом  $e_0$  по отношению к вертикальной оси элемента. Даже при отсутствии изгибающих моментов расчет колонны должен быть выполнен как внецентренно сжатой с малым эксцентриситетом.

С учетом ограниченного времени на выполнение как практических аудиторных работ, так и на выполнение курсового проекта выполним расчет колонны как условно центрально сжатой (при симметричном армировании стержнями из стали классов А240, А400 при  $l_0 \leq 20h_c$ ).

## 12.2. Расчет продольной арматуры колонны

Расчет продольной арматуры выполнить в соответствии с п. 8.1.16 [9] из условия

$$N = \varphi(R_b A_b + R_{sc} A_{s,tot}). \quad (12.4)$$

Значение коэффициента  $\varphi$ , учитывающего гибкость элемента и продолжительность действия нагрузок, можно определить по таблице 8.1 [9]. В нашем случае для классов бетона В20-В55:

– при  $l_0/h_c = 6$  значение  $\varphi = 0,92$ ;

- при  $l_0/h_c = 10$  значение  $\varphi = 0,90$ ;
- при  $l_0/h_c = 15$  значение  $\varphi = 0,83$ ;
- при  $l_0/h_c = 20$  значение  $\varphi = 0,70$ .

Для промежуточных значений гибкости ( $l_0/h_c$ ) величины  $\varphi$  определяют по интерполяции.

Оптимальный коэффициент армирования колонн

$$\mu = A_s/A_b = 0,01 \dots 0,02$$

(при  $\mu > 0,03$  следует увеличить размеры сечения колонны или класс бетона).

Для элементов сборных колонн диаметр продольных стержней следует принимать не менее 16 мм.

### 12.3. Расчет короткой консоли колонны

На данном занятии необходимо выполнить расчет короткой консоли, входящей в жесткий узел рамной конструкции с замоноличиванием стыка (рис. 12.2).

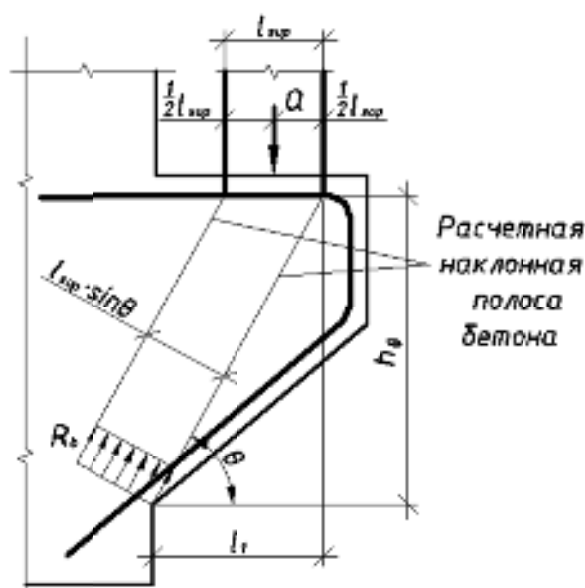


Рис. 12.2. Расчетная схема для короткой консоли ( $l_1 \leq h_0$ ) при действии поперечной силы

Расчет других видов консолей при других условиях сопряжений, входящих в узел элементов, рекомендован в [9, прил. Ж].

Расчет коротких консолей на действие поперечной силы должен производиться из условия

$$Q_{\max} \leq 0,8\varphi_{w2} R_b b_c l_{sup} \sin^2 \theta, \quad (12.5)$$

но не более  $3,5 R_{bt} b h_0$  и не менее  $2,5 R_{bt} b h_0$ .

$$\sin^2 \theta = h_0^2 / (h_0^2 - l_1^2); \quad (12.6)$$

$$\varphi_{w2} = 1 + E_s A_{sw} / (E_b b_c s_w), \quad (12.7)$$

где  $A_{sw}$  – площадь сечения хомутов;

$s_w$  – шаг хомутов.

Вылет консоли (из условия (12.5)) определяют по формуле

$$l_1 = c + l_{sup} = c + Q / (0,8\varphi_{w2} R_b b_c \sin^2 \theta), \quad (12.8)$$

где  $c$  – зазор между торцом ригеля и гранью колонны (для обетонированного стыка принимают  $c = 60$  мм).

Вылет консоли принимают не менее 200 мм.

В первом приближении принять  $\varphi_{w2} \sin \theta = 1$ .

Площадь сечения продольной арматуры определяют из условия прочности консоли по формуле

$$R_s A_s = Ql / h_0 - (M + 0,5Ql_{sup}) / h_{ob}, \quad (12.9)$$

где  $h_{ob}$  – рабочая высота ригеля,

$M, Q$  – соответственно момент и поперечная сила в нормальном сечении ригеля на краю консоли.

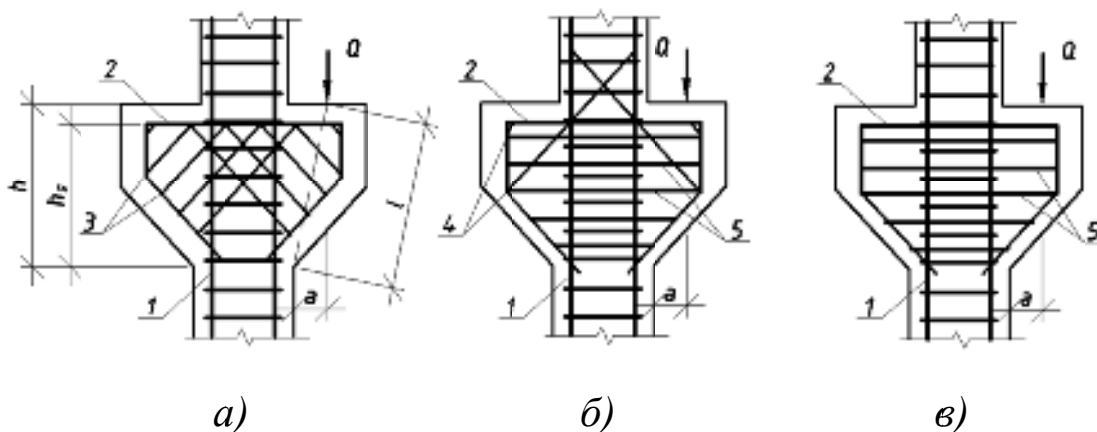


Рис. 12.3. Схемы армирования консолей: 1 – каркас колонны; 2 – продольная арматура консоли; 3 – наклонные поперечные стержни; 4 – отгибы; 5 – горизонтальные поперечные стержни

Поперечное армирование коротких консолей выполняют следующим образом:

– при  $h < 2,5a$  консоль армируют наклонными стержнями по всей высоте (рис. 12.3, а);

- при  $h > 2,5a$  консоль армируют наклонными и горизонтальными поперечными стержнями по всей высоте (рис. 12.3, б);
- при  $h > 3,5a$  и  $Q < R_{bt}bh_0$  наклонные стержни можно не устанавливать (рис. 12.3, в).

Шаг горизонтальных поперечных стержней в пределах консоли должен быть не более  $h/4$  и не более 150 мм. Диаметр наклонных стержней должен быть не более  $1/15$  длины этого стержня и не менее 25 мм (см. рис. 12.3).

### 12.4. Проектирование стыка колонн

Стык элементов колонны из удобства производства монтажных работ располагают на 700–1000 мм выше отметки чистого пола.

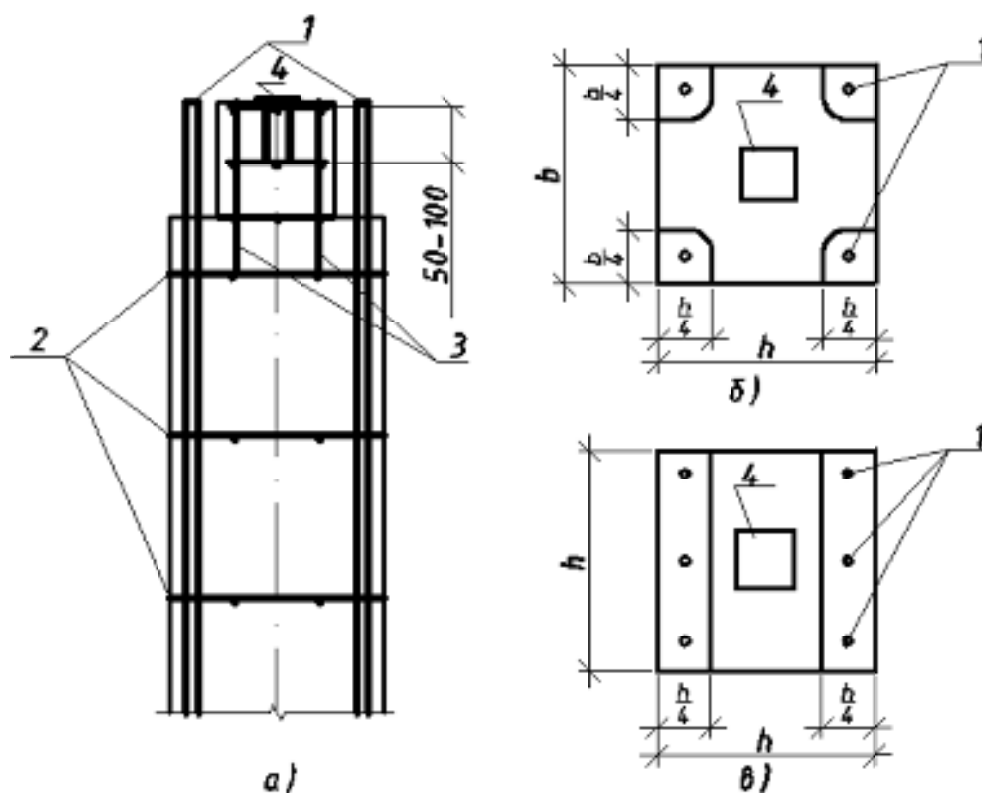


Рис. 12.4. Конструирование торца колонны:

- a* – расположение арматуры в торце; *б* – расположение подрезок при четырех рабочих продольных стержнях колонны; *в* – то же, при шести стержнях;
- 1 – рабочая арматура; 2 – сетки; 3 – монтажные стержни;  
4 – центрирующая прокладка

Стыки колонн многоэтажных производственных зданий могут выполняться в виде (рис. 12.4):

– сварного стыка с торцовыми стальными оголовками, приваренными к ним стыковыми стержнями, и центрирующей прокладкой (при значительном количестве стержней);

– стыка, выполняемого ванной сваркой выпусков продольной арматуры, расположенной в подрезках колонн, с последующим замоноличиванием подрезок бетоном.

Последний стык наиболее экономичен по расходу стали и трудоемкости, поэтому наиболее часто его используют при монтаже конструкций.

Размеры в плане центрирующей прокладки (бетонного выступа) принимают не более  $1/4$  соответствующего размера сечения колонны и толщиной 20–25 мм. Размеры прокладки в виде стальной пластины назначают аналогично.

## Часть 3

# ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Темы практических занятий по третьей части пособия могут быть увязаны с содержанием и заданием на курсовой проект. (До начала практических занятий студент должен получить задание на выполнение курсового проекта по установленной форме).

Ниже приведено содержание практических работ.

Содержание	Кол-во часов
13. Компоновка поперечной рамы одноэтажного промышленного здания	2
14. Статический расчет поперечной рамы	4
15. Расчет и конструирование колонны промздания	6
16. Расчет и конструирование внецентренно нагруженного фундамента стаканного типа	6
Итого	18

### ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 13

#### Компоновка поперечной рамы одноэтажного промышленного здания

**Цель практического занятия** – выполнить компоновку поперечной рамы в соответствии с индивидуальным заданием на курсовой проект.

Компоновка поперечной рамы одноэтажного промышленного здания состоит из двух этапов.

На первом этапе решают вопросы объемно-планировочного решения, т. е. выбирают сетку колонн, отметку консоли колонны, грузоподъемность крана и т. д. Как правило, эти вопросы решают архитекторы совместно с технологами. (В курсовом проекте эти параметры заданы.)

На втором этапе вычисляют отметку низа стропильной конструкции в зависимости от габаритов крана, выбирают предвари-

тельные размеры сечений колонн, привязку наружных граней крайних колонн к координационным осям здания; решают вопросы сопряжения конструкций между собой: колонны с фундаментом, подкрановой балки, стропильной конструкции (указанной в задании на проектирование) и стеновых конструкций с колонной.

В результате выполняют разрез поперечной рамы, фрагмент плана и узлы сопряжения конструкций (пример показан на рис. 13.1 и 13.2).

Для выполнения компоновки принять следующий порядок работы:

1. Вычертить фрагмент (эскиз) разреза здания (см. рис. 13.2).
2. Выписать из таблицы ПЗ.1 характеристики крана. Предлагаемая форма таблицы приведена ниже (табл. 13.1).

Таблица 13.1

## Характеристики крана

Грузоподъемность	Пролет крана	Габариты, мм			Максимальное давление колеса	Масса тележки	Масса крана с тележкой
		ширина	база	высота			
$Q$ , т	$L_{cr}$ , м	$B$	$A$	$H$	$p_{max}$ , кН	$G_b$ , т	$G_{cr}$ , т

Так как в задании на курсовой проект указана отметка низа стропильной конструкции, необходимо вычислить отметку подкрановой консоли, приняв высоту подкрановой балки 1000 мм при шаге рам  $s = 6$  м и 1400 мм при шаге рам  $s = 12$  м, высоту подкранового рельса 150 мм. Расстояние от верхней точки крана до низа стропильной конструкции принять не менее 100 мм.

3. Назначить предварительные размеры сечений надкрановой и подкрановой частей колонны (рис. 13.3).

4. Вычертить узлы сопряжения конструкций (рис. 13.4).

В состав исходных данных наряду с крановыми нагрузками входят величины нагрузок от снега и ветра, которые в соответствии с индивидуальным заданием на курсовой проект следует принять по приложению 4 (табл. П4.4 и П4.5).





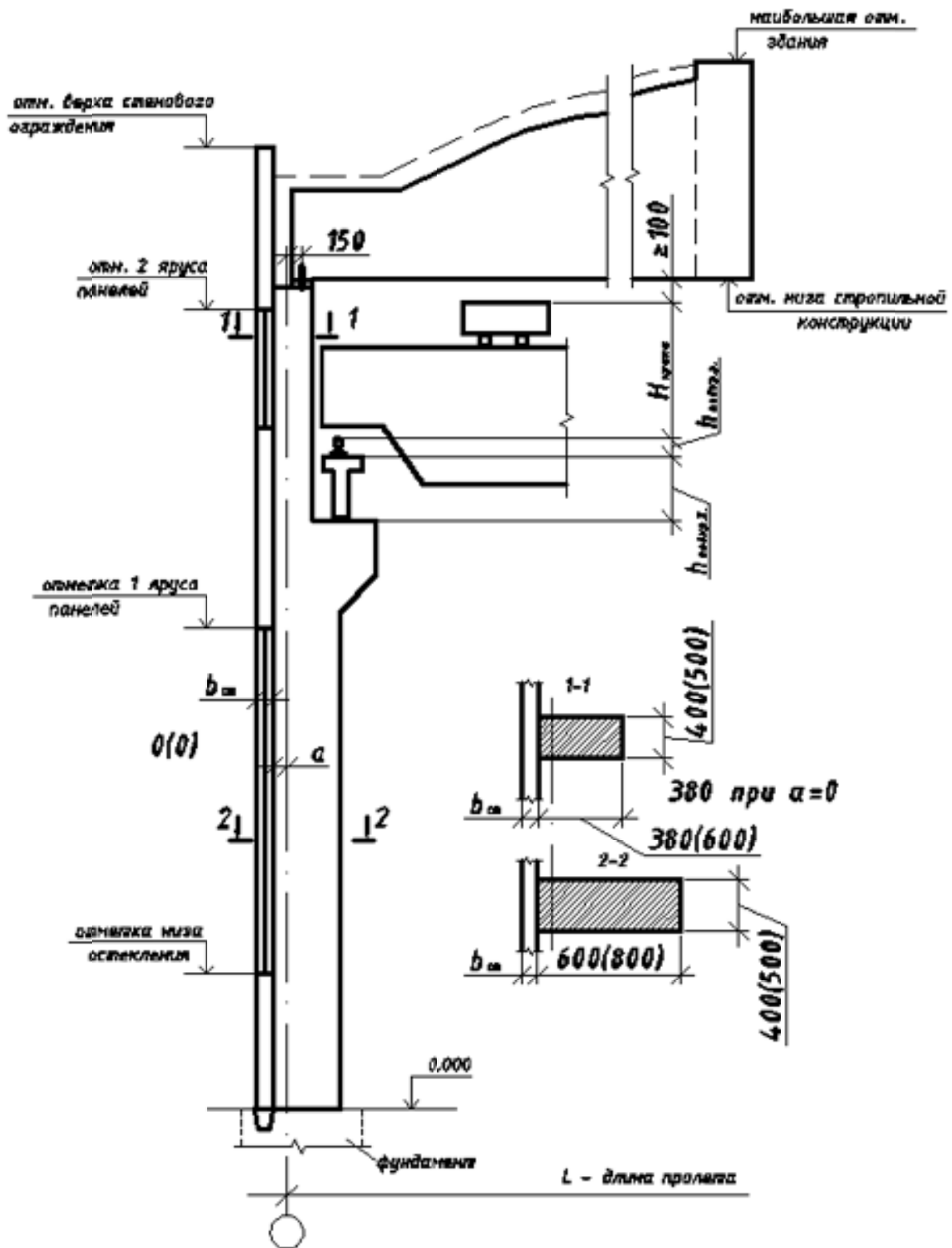


Рис. 13.2. Фрагмент разреза

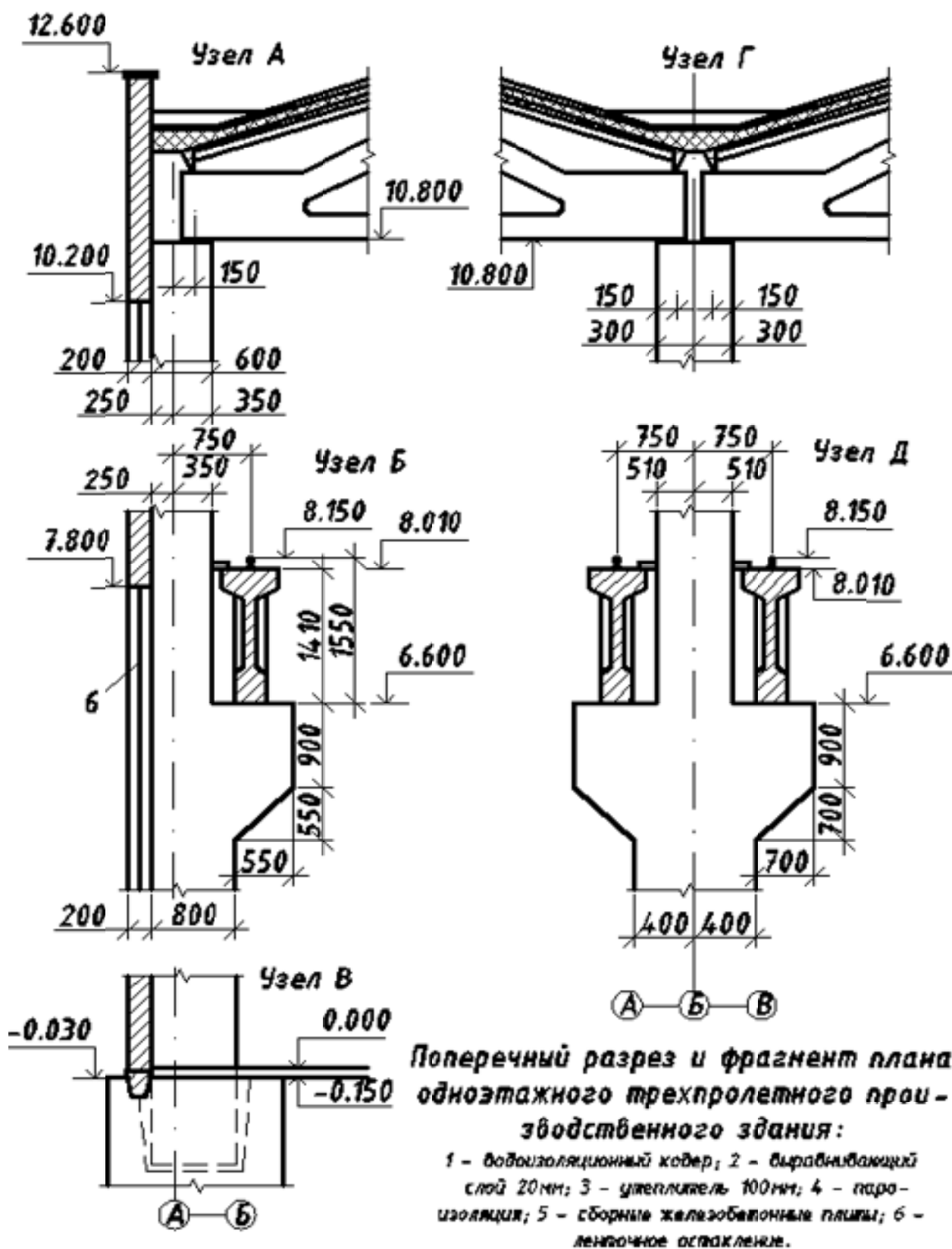


Рис. 13.3. Узлы сопряжения элементов поперечной рамы

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОЛОННЫ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ ДЛЯ ЗАДАНИЙ БЕЗ ОГОРНЫХ КРАНОВ И С КРАНАМИ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТЬЮ 10;  
(СЕРИЯ КЗ-01-49)

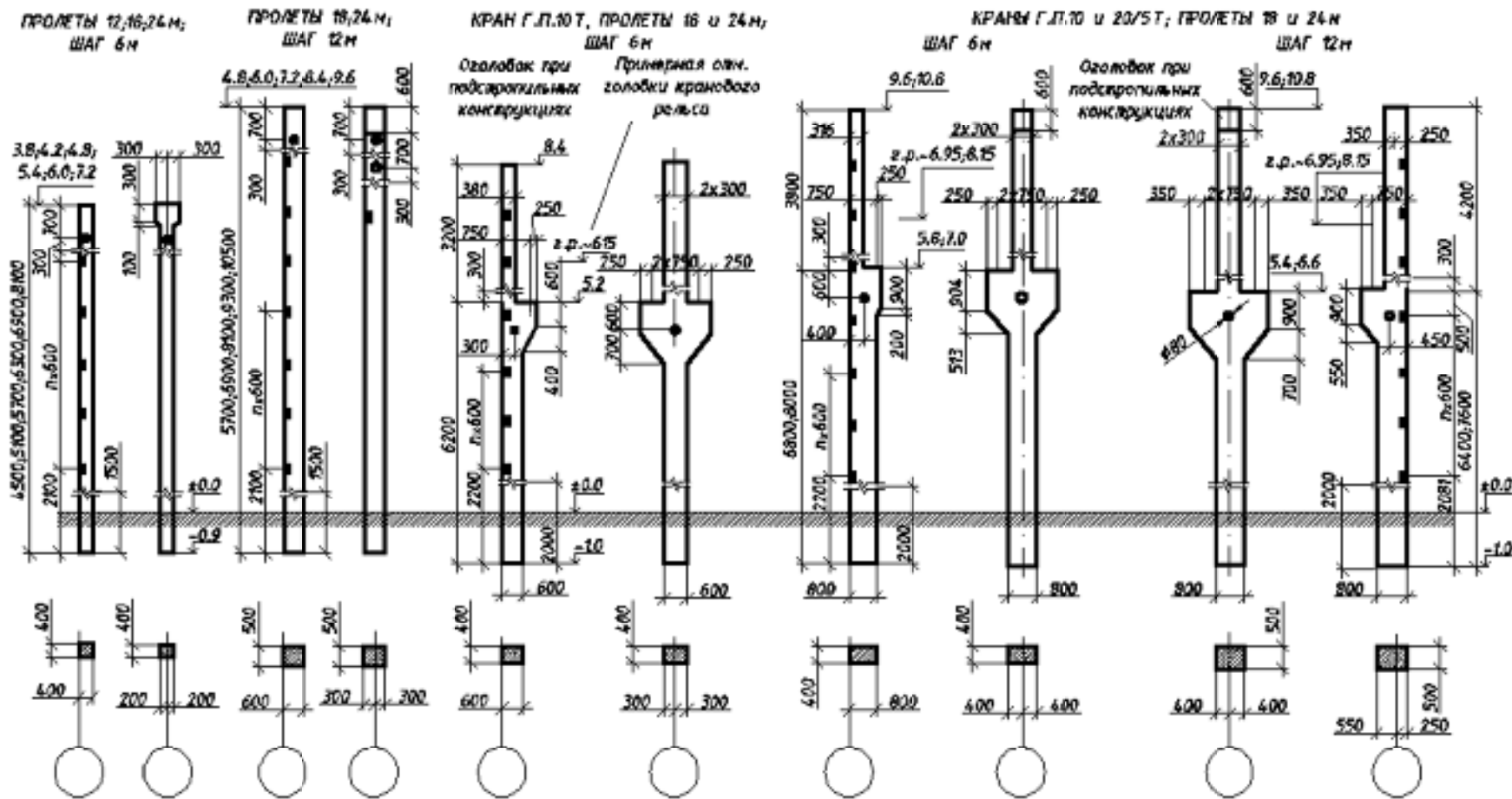


Рис. 13.4. К назначению размеров сечений колонны и привязки наружной грани крайней колонны к координационной оси здания

Нагрузки от веса подкрановой балки, покрытия, стеновых панелей можно принять, используя нижеприведенные рекомендации:

1) вес подкрановой балки:

при  $l = 6$  м 60 кН; при  $l = 12$  м 110 кН;

2) вес стропильных конструкций:

– ферм сегментных (ФС):

при  $l = 18$  м 80 кН; при  $l = 24$  м 110 кН;

при  $l = 27$  м 120 кН; при  $l = 30$  м 130 кН;

– ферм с параллельными поясами (ФПП):

при  $l = 24$  м 135 кН; при  $l = 30$  м 150 кН;

– стропильных балок:

при  $l = 18$  м 90 кН; при  $l = 24$  м 120 кН; при  $l = 27$  м 135 кН.

Толщину стеновых панелей принять равной 0,2–0,4 м в зависимости от района строительства.

Нагрузку от веса покрытия принять в зависимости от района строительства и принятой конструкции покрытия. Пример расчета нагрузки от покрытия (для строительства в г. Курске) приведен в таблице 13.2.

Таблица 13.2

## Постоянные нагрузки на покрытие

Элементы покрытия	Нормативная нагрузка, Па	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка при $\gamma_f > 1$ , Па
Водоизоляционный ковер	85	1,3	110,5
Асфальтовая стяжка ( $\gamma = 16,6$ кН/м <sup>3</sup> ; $t = 20$ мм)	332	1,3	431,6
Минераловатный плитный утеплитель ( $\gamma = 3,7$ кН/м <sup>3</sup> ; $t = 100$ мм)	370	1,3	481
Пароизоляция	47	1,3	61,1
Плита покрытия 3×12 м	2220	1,1	2442
Итого	3054	-	3526,4

## ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 14

### Статический расчет поперечной рамы

Целью статического расчета является определение усилий  $M$ ,  $N$  и  $Q$  в элементах конструкции от действия внешних нагрузок.

При расчете поперечной рамы (как и при расчете других конструкций) реальный объект заменяют его идеализированной моделью или так называемой расчетной схемой.

Для поперечной рамы одноэтажного производственного здания расчетную схему обычно принимают в виде стоек (колонн), защемленных внизу (у обреза фундамента) и шарнирно связанных по верху ригелями покрытия.

Пример расчетной схемы приведен на рисунке 14.1.

Такие рамы рассчитывают методами строительной механики. Проще всего рассчитывать по методу сил, допуская некоторое упрощение действительной (деформированной) работы каркаса.

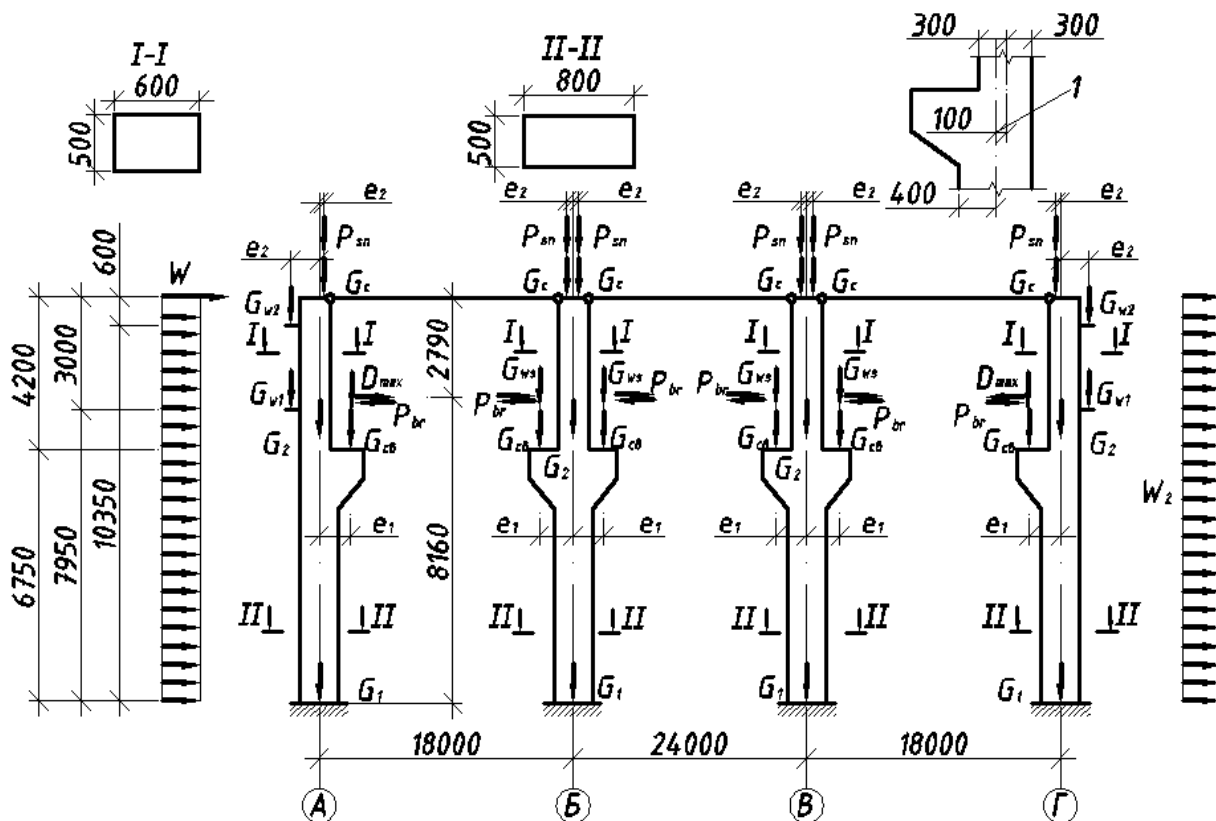


Рис. 14.1. Расчетная схема поперечной рамы и схема нагрузок

Для расчета поперечной рамы на ПЭВМ разработана программа РАМПО (В.П. Полищук, А.М. Крыгина), которая позволяет

студенту с меньшими затратами времени и труда определить усилия в стойках рамы от различного вида нагрузок, получить навыки подготовки исходных данных для пользования стандартными программами.

Для выполнения расчета студент должен подготовить исходные данные по форме, приведенной ниже.

Затем в соответствии с инструкцией выполнить определенный порядок работы и получить распечатку таблицы усилий от различного вида нагрузок и самостоятельно составить таблицу наибольших возможных усилий в расчетных сечениях [22, рис. 2.5] колонны для двух основных сочетаний нагрузок.

(Методическую помощь для определения наибольших возможных усилий в колонне см. прил. 4).

В 1-е сочетание включить постоянные нагрузки и одну кратковременную нагрузку (снеговую, крановую или ветровую) с коэффициентом сочетаний  $\Psi = 1$ , во 2-е сочетание – постоянные и две или более кратковременные нагрузки с коэффициентом сочетания  $\Psi_i$  (см. прил. 4).

Вертикальное давление крана и горизонтальное торможение тележки считают одной нагрузкой.

Для каждого сочетания нагрузок рассмотреть следующие комбинации усилий:

- наибольший положительный момент  $M_{\max}$  и соответствующая ему продольная сила;
- наибольший отрицательный момент  $M_{\min}$  и соответствующая ему продольная сила;
- наибольшая продольная сила  $N_{\max}$  и соответствующий ей момент.

В сечении IV–IV вычислить величину поперечной силы  $Q$ , необходимую для расчета фундамента. Для расчета оснований под фундаментами колонн по деформациям определены расчетные усилия в сечении IV–IV при значении коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$ .

Для постоянных нагрузок принимаем  $\gamma_f \geq 1,1$ , для ветровой и крановых нагрузок –  $\gamma_f = 1,4$ , нормативное значение снеговой нагрузки получим умножением расчетного значения на 0,7.

**Исходные данные для программы РАМПО**

1. Количество пролетов – \_\_\_\_\_
2. Признак положения колонны – 1 (1 – крайняя, 2 – средняя)
3. Количество панелей подкрановой части колонны – 1
4. Модуль упругости бетона – \_\_\_\_\_ МПа.
5. Грузоподъемность крана – \_\_\_\_\_ кН
6. Максимальное давление колеса крана – \_\_\_\_\_ кН
7. Масса крана – \_\_\_\_\_ т
8. Масса тележки – \_\_\_\_\_ т.
9. Вес подкрановой балки – \_\_\_\_\_ кН
10. Ширина сечения колонны – \_\_\_\_\_ м
11. Высота сечения подкрановой части колонны – \_\_\_\_\_ м
12. Высота сечения надкрановой части колонны – \_\_\_\_\_ м
13. Высота ветви- 0. м (сплошные колонны – 0)
14. Эксцентриситет нагрузки от веса покрытия – \_\_\_\_\_ м
15. Эксцентриситет нагрузки от веса подкрановой балки – \_\_\_\_\_ м
15. Толщина стеновых панелей – \_\_\_\_\_ м
16. Длина пролета – \_\_\_\_\_ м
17. Продольный шаг колонн – \_\_\_\_\_ м
18. Ширина крана – \_\_\_\_\_ м
19. База крана – \_\_\_\_\_ м
20. Отметка верха колонны – \_\_\_\_\_ м
21. Отметка подкрановой консоли – \_\_\_\_\_ м
22. Отметка верха подкрановой балки – \_\_\_\_\_ м
23. Отметка низа первого снизу яруса стеновых панелей – \_\_\_\_\_ м
24. Отметка низа второго снизу яруса стеновых панелей – \_\_\_\_\_ м
25. Отметка низа ленточного остекления – \_\_\_\_\_ м
26. Отметка верха стенового ограждения – \_\_\_\_\_ м
27. Наибольшая отметка здания – \_\_\_\_\_ м
28. Нагрузка от веса покрытия – \_\_\_\_\_ кПа
29. Вес снегового покрова – \_\_\_\_\_ кПа
30. Вес стропильной конструкции – \_\_\_\_\_ кН
31. Вес фонаря – кН (0)
32. Вес подкранового пути – 1,5 кН/м
33. Удельный вес стеновых панелей – \_\_\_\_\_ кН/м<sup>3</sup>
34. Нагрузка отвеса оконных переплетов с остеклением – \_\_\_\_\_ 0,5 кПа
35. Скоростной напор ветра – \_\_\_\_\_ кПа

**Инструкция по работе с программой RAMRO**

Все нагрузки вводятся нормативными!

1. Скопировать на рабочий стол программу.
2. Запустить программу (подвести мышь и дважды щелкнуть по ней).
3. На экране высветится надпись «Шифр студента». Ввести любые 4 цифры. Нажать Enter.
4. На экране появится первый вопрос: «Количество пролетов», ввести соответствующую цифру и нажать Enter.
5. Далее после ввода данных каждой строки нажимать Enter и вводить числа на каждый последующий запрос.

После введения всех исходных данных на экране высветится UNIT 28? Сразу после этого запроса ввести латинскими буквами имя файла (лучше фамилию студента) и нажать Enter. После этого файл будет создан на рабочем столе.

Открывать файл через блокнот (WordPad).

*Внимание!* Начиная с 7 пункта все числа вводятся как в Фортране, т. е. даже целое число вводится с точкой в конце (20500.). Дробные вводятся как обычно (19.5).

В результате 13-го и 14-го практических занятий студент должен выполнить эскизы компоновки одноэтажного промышленного здания и получить таблицу расчетных усилий в 4-х сечениях колонны [22, рис. 2.5], а также усилия, действующие на фундамент.

**ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 15****Расчет и конструирование колонны промздания**

В соответствии с заданием на курсовой проект выполнить конструктивный расчет колонны.

Ранее (при выполнении практических занятий №13 и 14) выбран тип колонны и назначены размеры сечений верхней (надкрановой) и нижней (подкрановой) частей колонны; выполнен статический расчет поперечной рамы, т. е. определены усилия в четырех сечениях колонны от наибольших возможных усилий для двух основных сочетаний нагрузок.



На практическом занятии следует выполнить расчет армирования колонны.

Пример расчета крайней колонны сплошного сечения поперечной рамы одноэтажного промздания приведен в учебном пособии [22], там же приведен расчет двухветвевой колонны.

Ниже приведен пример расчета колонны из учебного пособия [22]. Все ссылки на формулы, таблицы и рисунки смотреть в учебном пособии [22].

По характеру действующих усилий колонны поперечной рамы представляют собой внецентренно сжатые элементы. Гибкость рассматриваемой колонны прямоугольного сечения составляет  $l_0/h_c = 12,7 : 20,5$ . В соответствии с конструктивными требованиями площадь сечения каждой из арматур  $S$  и  $S'$  следует принимать не менее, чем 0,2% от площади расчетного сечения бетона.

Колонна по оси А представляет собой стойку с несмещаемыми опорами, поэтому в сечениях I–I и IV–IV отсутствует влияние изгибающих моментов на увеличение эксцентриситета продольной силы. Сечения II–II и III–III расположены в средней трети высоты колонны, т. к.  $H_2 = 4,2 \text{ м} > H/3 = 10,95/3 = 3,65 \text{ м}$ , поэтому учет этого влияния необходим.

Следовательно, для сечений I–I и IV–IV принимаем  $\eta = 1$ , для сечений II–II и III–III величину  $\eta$  вычисляем в соответствии с требованиями норм [9].

Колонна по оси А имеет несимметричную форму. В надкрановой части колонны действуют значительно отличающиеся по величине положительные и отрицательные моменты [22, табл. 2.3]. Подкрановая часть испытывает действие изгибающих моментов, различных по знаку, но близких по величине. Поэтому для надкрановой части принимаем несимметричное армирование, для подкрановой – симметричное.

### **15.1. Надкрановая часть**

Размеры прямоугольного сечения надкрановой части:  $b_c = 0,5 \text{ м}$ ;  $h_c = 0,6 \text{ м}$ . Для продольной арматуры принимаем  $a = a' = 0,04 \text{ м}$ , тогда рабочая высота сечения  $h_0 = 0,6 - 0,04 = 0,56 \text{ м}$ .

**Расчет в плоскости изгиба.** Подбор арматуры производим по усилиям в сечении II–II.

Расчетная длина надкрановой части колонны в плоскости изгиба: при учете крановых нагрузок  $l_0 = 2H_2 = 2 \cdot 4,2 = 8,4$  м; без учета крановых нагрузок  $l_0 = 2,5H_2 = 2,5 \cdot 4,2 = 10,5$  м.

Так как  $l_0/h_c = 8,4:0,6 = 14 > 10$ , необходим учет влияния прогиба на величину эксцентриситета продольной силы.

Из таблицы 2.3 [22] следует, что в сечении II–II величина продольной силы  $N$  примерно одинакова при любой комбинации, в то время как наибольший по абсолютной величине изгибающий момент, определяющий эксцентриситет этой силы, может действовать при комбинации усилий II (второе сочетание нагрузок). Поэтому подбор продольной арматуры производим для этой комбинации усилий.

Выписываем из таблиц 2.2 и 2.3 [22] усилия:

– от всех нагрузок  $M = -257,92$  кН·м;  $N = 570,29$  кН;

– от всех нагрузок, но без учета крановой и ветровой

$$M' = -16,81 \text{ кН·м}; N' = 570,29 \text{ кН};$$

– от продолжительно действующих нагрузок (в данном случае постоянной)  $M_l = -16,81$  кН·м;  $N_l = 570,29$  кН.

Поскольку в рассматриваемой комбинации усилий учтены нагрузки, суммарная продолжительность действия которых мала (крановая и ветровая), для определения коэффициента условий работы бетона  $\gamma_{b1}$  проверяем условие (1.12) [22]:

$$M_{II} = M + N(0,5h_c - a) = 257,92 + 570,29(0,5 \cdot 0,6 - 0,04) = 406,2 \text{ кН·м};$$

$$M_I = M' + N'(0,5h_c - a) = 16,81 + 570,29(0,5 \cdot 0,6 - 0,04) = \\ = 165,08 \text{ кН·м} < 0,77M_{II} = 0,77 \cdot 406,2 = 302,77 \text{ кН·м}.$$

Условие (1.12) [22] выполнено, принимаем  $\gamma_{b1} = 1,1$ . Расчетное сопротивление бетона  $R_b = 1,1 \cdot 11,5 = 12,65$  МПа.

Эксцентриситет продольной силы

$$e_0 = M/N = 257,92: 570,29 = 0,452 \text{ м} > e_a = h_c/30 = 0,6:30 = 0,02 \text{ м}.$$

Переходим к определению величины условной критической силы  $N_{cr}$  и значения коэффициента  $\eta$ .

В соответствии с СП 63.13330.2012 (см. п. 8.1.15)

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{l_0^2} [k_b E_b J + k_s E_s J_s],$$

$$\delta = e_0/h_c = 0,452:0,6 = 0,753 < 1,5 \text{ и } > 0,15;$$

$$M_1 = M_{II} = 406,2 \text{ кНм};$$

$$M_{1,1} = M_1 + N_l(0,5h_c - a) = 16,81 + 570,29(0,5 \cdot 0,6 - 0,04) = 165,08 \text{ кНм};$$

$$\varphi_1 = 1 + M_{1,1}/M_1 = 1 + 165,08:406,2 = 1,406.$$

$$k_b = \frac{0,15}{\varphi_1(0,3 + \delta_e)} = \frac{0,15}{1,406(0,3 + 0,753)} = 0,101.$$

В первом приближении принимаем  $\mu_s = 0,005$ , тогда

$$\alpha_s J_s = \mu_s b_c h_c (0,5h_c - a)^2 E_s / E_b =$$

$$= 0,0005 \cdot 0,5 \cdot 0,6 (0,5 \cdot 0,6 - 0,004)^2 \cdot 200000 : 27500 = 0,694 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$J_b = J_2 = 9 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4;$$

$$N_{cr} = \frac{3,14^2}{8,4^2} [0,101 \cdot 27500 \cdot 9 \cdot 10^{-3} + 0,7 \cdot 200000 \cdot 0,694 \cdot 10^{-3}] =$$

$$= 17,27 \text{ МН} = 17270 \text{ кН}.$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} = \frac{1}{1 - 570,29 : 17270} = 1,03.$$

Следовательно,

$$e = e_0 \eta + 0,5h_c - a = 0,452 \cdot 1,03 + 0,5 \cdot 0,6 - 0,04 = 0,726 \text{ м}.$$

Вычисляем требуемую площадь сечения арматуры класса А400 в сжатой зоне:

$$A'_s = \frac{Ne - 0,4R_b b_c h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} =$$

$$= \frac{0,57029 \cdot 0,726 - 0,4 \cdot 12,65 \cdot 0,6 \cdot 0,56^2}{350(0,56 - 0,04)} = -0,00296 \text{ м}^2 < 0.$$

В сжатой зоне арматура по расчету не нужна, поэтому ее сечение назначаем в соответствии с конструктивными требованиями:

$$A'_s = 0,002 b_c h_0 = 0,002 \cdot 0,5 \cdot 0,56 = 0,00056 \text{ м}^2 = 5,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем 3Ø16 А400,  $A'_s = 6,03 \text{ см}^2$ .

Определяем относительную высоту сжатой зоны с учетом принятой величины  $A'_s$ , а затем находим требуемую площадь сечения арматуры растянутой зоны:

$$B_0 = \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b_c h_0^2} =$$

$$= \frac{0,57029 \cdot 0,726 - 350 \cdot 0,000603 (0,56 - 0,04)}{12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,56^2} = 0,153; \xi = 0,17;$$

$$A_s = (\xi R_b b_c h_0 - N + R_{sc} A'_s) / R_s =$$

$$= (0,17 \cdot 12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,56 - 0,57029 + 350 \cdot 0,000603) : 350 =$$

$$= 0,000694 \text{ м}^2 = 6,94 \text{ см}^2 > 0,002 b_c h_0 = 5,6 \text{ см}^2.$$

В растянутой зоне также принимаем  $3\text{Ø}18 \text{ A}400$ ,  $A_s = 7,63 \text{ см}^2$ . Коэффициент армирования сечения

$$\mu_s = \frac{A_s + A'_s}{b_c h_c} = \frac{0,000763 + 0,000763}{0,5 \cdot 0,6} = 0,005087$$

незначительно отличается от предварительно принятого  $\mu_s = 0,005$ . Следовательно, уточнение расчета можно не производить.

Окончательно принимаем с каждой стороны колонны  $3\text{Ø}18 \text{ A}400$ ;  $A_s = A'_s = 7,63 \text{ см}^2$ .

**Расчет из плоскости изгиба.** За высоту сечения принимаем его размеры из плоскости изгиба, т. е.  $h_c = 0,5 \text{ м}$ . Расчетная длина надкрановой части колонны из плоскости изгиба:

$$l_0 = 1,5H_2 = 1,5 \cdot 4,2 = 6,3 \text{ м}.$$

Так как отношение  $l_0/h_c = 6,3:0,5 = 12,6$  превышает ту же величину в плоскости изгиба ( $l_0/h_c = 10,5$ ), необходим расчет колонны из плоскости изгиба, принимая эксцентриситет продольной силы равным случайному. Поскольку  $l_0 = 6,3 \text{ м} < 20h_c = 20 \cdot 0,5 = 10 \text{ м}$ , несущую способность надкрановой части колонны проверяем как условно центрально сжатого элемента.

В пределах высоты надкрановой части колонны действуют вертикальные нагрузки: от конструкций покрытия  $422,88 \text{ кН}$ ; от массы стен и оконных переплетов  $43,08 \text{ кН}$  и  $70,33 \text{ кН}$ ; от снегово-

го покрова 190,51 кН. Следовательно, величина продольной силы от всех нагрузок составляет

$$N = 422,88 + 43,08 + 70,33 + 190,51 = 726,8 \text{ кН,}$$

в том числе от постоянных нагрузок (длительную снеговую не учитываем, она учтена как кратковременная)

$$N_l = 422,88 + 43,08 + 70,33 = 536,29 \text{ кН.}$$

В соответствии с п. 8.1.16 и таблицей 8.1 [9] при  $N_l / N = 536,29 : 726,8 = 0,738$ ;  $l_0 / h_c = 12,6$  находим  $\varphi_b = 0,86$ .

Проверяем условие (см. формулу (8.17) [9]):

$$\begin{aligned} N &= 0,7268 \text{ МН} < \varphi [R_b A_b + R_{sc} (A_s + A'_s)] = \\ &= 0,86 [12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,6 + 350(0,000603 + 0,000603)] = 3,627 \text{ МН.} \end{aligned}$$

Прочность сечения из плоскости изгиба обеспечена.

## 15.2. Подкрановая часть

Размеры прямоугольного сечения подкрановой части:  $b_c = 0,5$  м;  $h_c = 0,8$  м. Для продольной арматуры принимаем  $a = a' = 0,04$  м, тогда рабочая высота сечения  $h_0 = 0,8 - 0,04 = 0,76$  м.

Подбор сечения продольной арматуры произведем по усилиям, действующим в сечении IV–IV (см. табл. 2.3 [22]) комбинаций усилий I и II в первом сочетании нагрузок.

*(В этих комбинациях усилий изгибающие моменты при приблизительно равных абсолютных значениях имеют разные знаки и, кроме того, в этих комбинациях усилий больший эксцентриситет ( $e = M/N$ ), чем в других).*

Рассмотрим сначала комбинацию усилий I. Выписываем действующие усилия:

– от всех нагрузок  $M = 272,33$  кНм;  $N = 797,87$  кН;

– от всех нагрузок, но без учета ветровой  $M' = -8,31$  кН·м;  $N' = 797,87$  кН.

Моменты внешних усилий относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры соответственно с учетом и без учета ветровой нагрузки:

$$M_{II} = M + N(0,5h_c - a) = 272,33 + 797,87 (0,5 \cdot 0,8 - 0,04) = 559,56 \text{ кН·м;}$$

$$M_I = M' + N'(0,5h_c - a) = 8,31 + 797,87 (0,5 \cdot 0,8 - 0,04) =$$

$$= 295,54 \text{ кН}\cdot\text{м} < 0,77M_{II} = 0,77 \cdot 559,56 = 430,86 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Условие (1.12) [22] выполнено, поэтому  $\gamma_{b1} = 1,1$  и расчетное сопротивление бетона  $R_b = 12,65$  МПа.

Поскольку сечение IV-IV расположено у заделки колонны, принимаем  $\eta = 1$ . Эксцентриситет продольной силы  $e_0 = M/N = 272,33 : 797,87 = 0,34$  м. Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре растянутой зоны до продольной силы  $N$ :

$$e = e_0\eta + 0,5h_c - a = 0,34 \cdot 1 + 0,5 \cdot 0,8 - 0,04 = 0,7 \text{ м}.$$

Находим относительную величину продольной силы, предполагая симметричное армирование прямоугольного сечения подкрановой части колонны:

$$a_n = \frac{N}{R_b b_c h_0} = \frac{0,79787}{12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,76} = 0,165.$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны определим по формуле (8.1) с учетом п. 6.1.20 [9]:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s / E_s}{0,0035}} = \frac{0,8}{1 + \frac{350 / 200000}{0,0035}} = 0,533.$$

Так как  $a_n = 0,165 < \xi_R = 0,533$ , то вычисляем величины

$$a_{m1} = \frac{Ne}{R_b b_c h_0^2} = \frac{0,79787 \cdot 0,7}{12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,76^2} = 0,153;$$

$$\delta = a' / h_0 = 0,04 : 0,76 = 0,053$$

и находим требуемую площадь сечения симметричной арматуры:

$$A'_s = A_s = \frac{R_b b_c h_0}{R_s} \cdot \frac{a_{m1} - a_n (1 - 0,5a_n)}{1 - \delta} = \frac{12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,76}{350} \times \\ \times \frac{0,153 - 0,165(1 - 0,5 \cdot 0,165)}{1 - 0,053} = 0,000018 \text{ м}^2 = 0,18 \text{ см}^2.$$

Минимально необходимое армирование колонны по конструктивным требованиям находим в зависимости от гибкости подкрановой части. В рассматриваемой комбинации усилий крановые нагрузки отсутствуют, поэтому  $l_0 = 1,2 H = 1,2 \cdot 10,95 = 13,14$  м.

При  $l_0/h_c = 13,14 : 0,8 = 16,43 < 24$  находим минимальную площадь сечения продольной арматуры:

$$A'_s = 0,002b_ch_0 = 0,002 \cdot 0,5 \cdot 0,76 = 0,00076 \text{ м}^2 = 7,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4Ø16 А400 как с наружной, так и с внутренней стороны колонны ( $A_s = A'_s = 8,04 \text{ см}^2$ ).

Аналогичным образом производим подбор арматуры и по комбинации усилий II во втором сочетании:

– от всех нагрузок  $M = -281,44 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $N = 931,23 \text{ кН}$ ;

– от всех нагрузок, но без учета ветровой и снеговой:

$M' = -8,31 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $N' = 797,87 \text{ кН}$ ;  $M_{II} = 616,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;

$M_I = 295,54 \text{ кН}\cdot\text{м} < 0,77M_{II} = 474,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

$\gamma_{b1} = 1,1$ ,  $\eta = 1$ ;  $e_0 = 0,302 \text{ м}$ ;  $e = 0,662 \text{ м}$ ;  $a_n = 0,194 < \xi_R = 0,533$ ;

$a_{m1} = 0,077$ ;  $A_s = A'_s = -0,0014 \text{ м}^2 < 0$ ; продольная арматура по

расчету не нужна.

Оставляем армирование, принятое по комбинации усилий I.

Проверяем необходимость расчета из плоскости изгиба. Расчетная длина колонны из плоскости изгиба для здания с мостовыми кранами  $l_0 = 0,8H_1 = 0,8 \cdot 6,75 = 5,4 \text{ м}$ . Так как гибкость  $l_0/h_c = 5,4 : 0,5 = 10,8$  меньше минимальной гибкости в плоскости изгиба ( $10,8 < 12,66$ ), расчет из плоскости изгиба не производим.

### 15.3. Расчет подкрановой консоли

На подкрановую консоль колонны по оси А действует сосредоточенная сила  $Q_c$  (рис. 15.1), вызванная весом подкрановой балки и вертикальной крановой нагрузкой:

$$Q_c = 146 + 547,7 = 693,7 \text{ кН}.$$

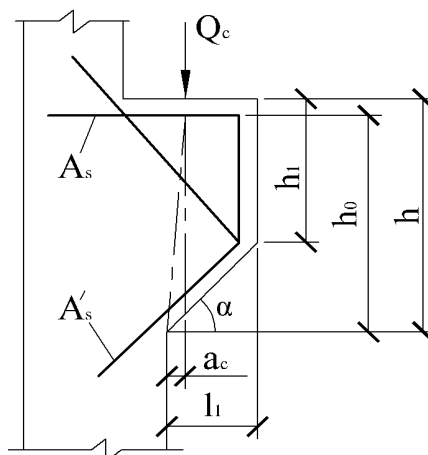


Рис. 15.1. Подкрановая консоль

Принимаем размеры консоли:  $b = 0,5$  м;  $h = 1,45$  м;  $a = a' = 0,04$  м;  $h_0 = 1,41$  м;  $l_1 = 0,55$  м;  $a_c = 0,2$  м.

Подкрановые балки шириной  $0,34$  м установлены поперек консоли, поэтому  $l_{sup} = 0,34$  м. Так как на консоль в числе прочих действуют нагрузки малой суммарной продолжительности (крановая), принимаем  $\gamma_{bt} = 1,1$ ;  $R_b = 12,65$  МПа;  $R_{bt} = 0,99$  МПа.

Проверяем прочность консоли по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой в предположении, что поперечная арматура отсутствует, т. е.  $A_w = 0$  и  $\mu_w = 0$ . Тогда

$$Q_c = 0,6937 \text{ МН} < 0,75(1 + 10\alpha_w\mu_w)(1 - \alpha_c/h_0)R_b b l_{sup} = \\ = 0,75(1+0)(1 - 0,2:1,41) \cdot 12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,34 = 1,384 \text{ МН.}$$

С другой стороны,

$$Q_c = 0,6937 \text{ МН} < 2,5R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 0,99 \cdot 0,5 \cdot 1,41 = 1,74 \text{ МН.}$$

Следовательно, прочность консоли по наклонному сечению обеспечена. Поперечное армирование назначаем в соответствии с конструктивными требованиями.

Проверяем прочность бетона на смятие:

$$\sigma_{loc} = Q_c / (b l_{sup}) = 0,6937 : (0,5 \cdot 0,34) = 4,08 \text{ МПа} < R_b = 12,65 \text{ МПа.}$$

Прочность бетона на смятие обеспечена.

Изгибающий момент на грани примыкания консоли к колонне  $M_c = Q_c \alpha_c = 0,6937 \cdot 0,2 = 0,139$  МН·м. Принимаем одинаковое содержание продольной арматуры в растянутой и сжатой зонах консоли. Площадь сечения этой арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{1,25M_c}{R_s(h_0 - a')} = \frac{1,25 \cdot 0,139}{350(1,41 - 0,04)} = 0,000362 \text{ м}^2 = 3,62 \text{ см}^2.$$

Принимаем  $3\text{Ø}12 \text{ A}400$ ;  $A_s = A'_s = 3,39 \text{ см}^2$ .

### ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 16

#### Расчет и конструирование внецентренно нагруженного фундамента стаканного типа

На данном практическом занятии, используя результаты статического расчета поперечной рамы и ранее принятое конструк-



тивное решение узла сопряжения колонны с фундаментом, следует определить размеры подошвы фундамента, высоту фундамента и его ступеней, армирование подошвы и подколонника. При необходимости внести изменения в ранее принятые размеры.

Усилия, действующие на фундамента, выписать из таблицы расчетных усилий для сечения IV–IV. Кроме того, необходимо учесть нагрузку на фундамента, передаваемую непосредственно через фундамента балку.

Ниже приведен пример расчета фундамента из учебного пособия [22]. Все ссылки на формулы, таблицы и рисунки смотреть в учебном пособии [22].

### 16.1. Определение усилий

Вследствие симметрии фундамента относительно геометрической оси подкрановой части колонны в расчете достаточно учесть только две возможные комбинации усилий, действующих на фундамента:

1) комбинацию с наибольшим (по абсолютной величине) изгибающим моментом  $M_{\max}$  ( $M_{\min}$ ) относительно оси, проходящей через центр тяжести фундамента, и соответствующими ему продольной силой  $N_{corr}$  и поперечной силой  $Q_{corr}$ ;

2) комбинацию с наибольшей продольной силой  $N_{\max}$  и соответствующими ей изгибающим моментом  $M_{cor}$  и поперечной силой  $Q_{cor}$ .

Грунт основания – суглинок, условное расчетное давление на грунт  $R_0 = 230$  кПа. Средний удельный вес фундамента с засыпкой грунта на его уступах  $\gamma_m = 20$  кН/м<sup>3</sup>.

Принимаем глубину заложения фундамента  $h = 1,8$  м. Под фундаментом предусмотрена бетонная подготовка.

На уровне верха фундамента в сечении колонны IV-IV действуют усилия (см. табл. 2.3 [22]):

– расчетные усилия при  $\gamma_f > 1$ :

$$M_{\min} = -374,5 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_{corr} = 1468,8 \text{ кН}; Q_{corr} = -84,06 \text{ кН};$$

– расчетные усилия при  $\gamma_f = 1$ :

$$M_{\min} = -280,17 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_{corr} = 1268,71 \text{ кН}; Q_{corr} = -65,79 \text{ кН}.$$

Нагрузка на фундамент от веса стены  $G_w$  до отметки 7.800 приведена в таблице 16.1.

Таблица 16.1

Нагрузка на фундамент  $G_w$  [22]

Элементы конструкции	Нормативная нагрузка, кН	Расчетная нагрузка при $\gamma_f = 1$ , кН	Коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f$	Расчетная нагрузка при $\gamma_f > 1$ , кН
Фундаментные балки $0,5(0,24 + 0,30)0,4 \cdot 10,7 \cdot 25 = 28,9$	28,9	28,9	1,1	31,79
Стеновые панели подоконной части (2,22 кПа) $1,20 \cdot 12,0 \cdot 2,22 = 32,0$	32,0	32,0	1,1	35,2
Заполнение оконных проемов (0,5 кПа) $6,60 \cdot 12,0 \cdot 0,5 = 39,6$	39,6	39,6	1,1	43,56
Итого	100,5	100,5	–	110,55

Нагрузка от веса стены выше отметки 7.800 учтена ранее при расчете поперечной рамы.

Расстояние от линии действия нагрузки от веса стены до оси фундамента (совпадающей с осью колонны)

$$e_w = -0,5(0,2 + 0,8) = -0,5 \text{ м.}$$

Моменты от веса стены относительно оси фундамента:

– при  $\gamma_f > 1$   $M_w = -110,55 \cdot 0,5 = -55,28 \text{ кН} \cdot \text{м};$

– при  $\gamma_f = 1$   $M_w = -100,5 \cdot 0,5 = -50,25 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Высота фундамента  $H_f = 1,80 - 0,15 = 1,65 \text{ м}$ . Расчетные усилия, действующие относительно оси симметрии в уровне подошвы фундамента (без учета веса фундамента и грунта на нем):

– при  $\gamma_f > 1$

$$M_f = M_{\min} + Q_{\text{corr}} H_f + M_w =$$

$$= -374,5 - 84,06 \cdot 1,65 - 55,28 = -568,48 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_f = N_{\text{corr}} + G_w = 1468,8 + 110,55 = 1579,35 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– при  $\gamma_f = 1$

$$M_f = -280,27 - 65,79 \cdot 1,65 - 50,25 = -438,97 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_f = 1268,71 + 100,5 = 1369,2 \text{ кН}.$$

## 16.2. Определение размеров фундамента

Сначала определим размеры подошвы фундамента, используя усилия при  $\gamma_f = 1$ . Назначаем соотношение сторон подошвы фундамента  $m = b/l = 2/3$ . Эксцентриситет продольной силы

$$e_0 = M_f/N_f = 438,97:1369,2 = 0,32 \text{ м.}$$

Для определения величины  $\gamma_R$  по формулам (1.20)–(1.23) [22] вычисляем коэффициенты  $\varphi_i$ , полагая  $R = R_0 = 230$  кПа:

$$\varphi_1 = 36e_0^2 mR/N_f = 36 \cdot 0,32^2 (2/3) 230:1369,2 = 0,413;$$

$$\varphi_2 = 1 + 3\varphi_1 \gamma_m h/R = 1 + 3 \cdot 0,413 \cdot 20 \cdot 1,8:230 = 1,194;$$

$$\varphi_3 = 2,4 + 3\varphi_1 (\gamma_m h/R)^2 = 2,4 + 3 \cdot 0,413 (20 \cdot 1,8:230)^2 = 2,43;$$

$$\varphi_4 = 1,44 + \varphi_1 (\gamma_m h/R)^3 = 1,44 + 0,413 (20 \cdot 1,8:230)^3 = 1,4402.$$

Уравнение (1.19) [22] принимает вид:

$$0,413\gamma_R^3 - 1,194\gamma_R^2 + 2,43\gamma_R - 1,4402 = 0, \text{ откуда } \gamma_R = 0,811.$$

Длину подошвы фундамента определяем по формуле (1.18) [22]:

$$l = \sqrt{\frac{N_f}{m(\gamma_R R - \gamma_m h)}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 1369,2}{2(0,811 \cdot 230 - 20 \cdot 1,8)}} = 3,69375 \text{ м.}$$

Ширина подошвы  $b = ml = 2/3 \cdot 3,69375 = 2,46$  м. Принимаем унифицированные (кратные 300 мм) размеры подошвы фундамента:  $b = 2,7$  м;  $l = 3,6$  м. Тогда

$$A_f = bl = 2,7 \cdot 3,6 = 9,72 \text{ м}^2; \quad W_f = bl^2/6 = 2,7 \cdot 3,6^2:6 = 5,832 \text{ м}^3.$$

Проверяем напряжения в грунте основания (см. условия (1.15)–(1.17) [22]):

$$p_{\max} = N_f/A_f + \gamma_m h + M_f/W_f = 1369,2:9,72 + 20 \cdot 1,8 + 438,97:5,832 = \\ = 215,62 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 230 = 276,0 \text{ кПа.}$$

$$p = N_f/A_f + \gamma_m h = 1369,2:9,72 + 20 \cdot 1,8 = 176,9 \text{ кПа} < R = 230 \text{ кПа.}$$

$$p_{\min} = N_f/A_f + \gamma_m h - M_f/W_f = 1369,2:9,72 + 20 \cdot 1,8 - 438,97:5,832 = \\ = 101,6 \text{ кПа} > 0.$$

Условия выполнены, следовательно, принятые размеры подошвы фундамента достаточны.

Учитывая значительное заглубление фундамента, принимаем его конструкцию ступенчатого типа с подколонником под сборную прямоугольную колонну. Высоту ступеней назначаем  $h_1 = h_2 = 300 \text{ мм} = 0,3 \text{ м}$ . Высота плитной части  $H = h_1 + h_2 = 0,6 \text{ м}$ . Высота подколонника  $h_{cf} = 1,65 - 0,3 - 0,3 = 1,05 \text{ м}$ . Размеры ступеней в плане:  $l_1 = l = 3,6 \text{ м}$ ;  $b_1 = b = 2,7 \text{ м}$ ;  $l_2 = 2,7 \text{ м}$ ;  $b_2 = 1,8 \text{ м}$  (рис. 16.1) [22].

Толщину армированных стенок стакана поверху назначаем равной 250 мм, а зазор между колонной и стаканом – 100 мм. Учитывая размеры сечения колонны ( $b_c = 500 \text{ мм}$ ;  $h_c = 800 \text{ мм}$ ), находим размеры подколонника в плане:

$$b_{cf} = 500 + 2 \cdot 250 + 2 \cdot 100 = 1200 \text{ мм} = 1,2 \text{ м};$$

$$l_{cf} = 800 + 2 \cdot 250 + 2 \cdot 100 = 1500 \text{ мм} = 1,5 \text{ м}.$$

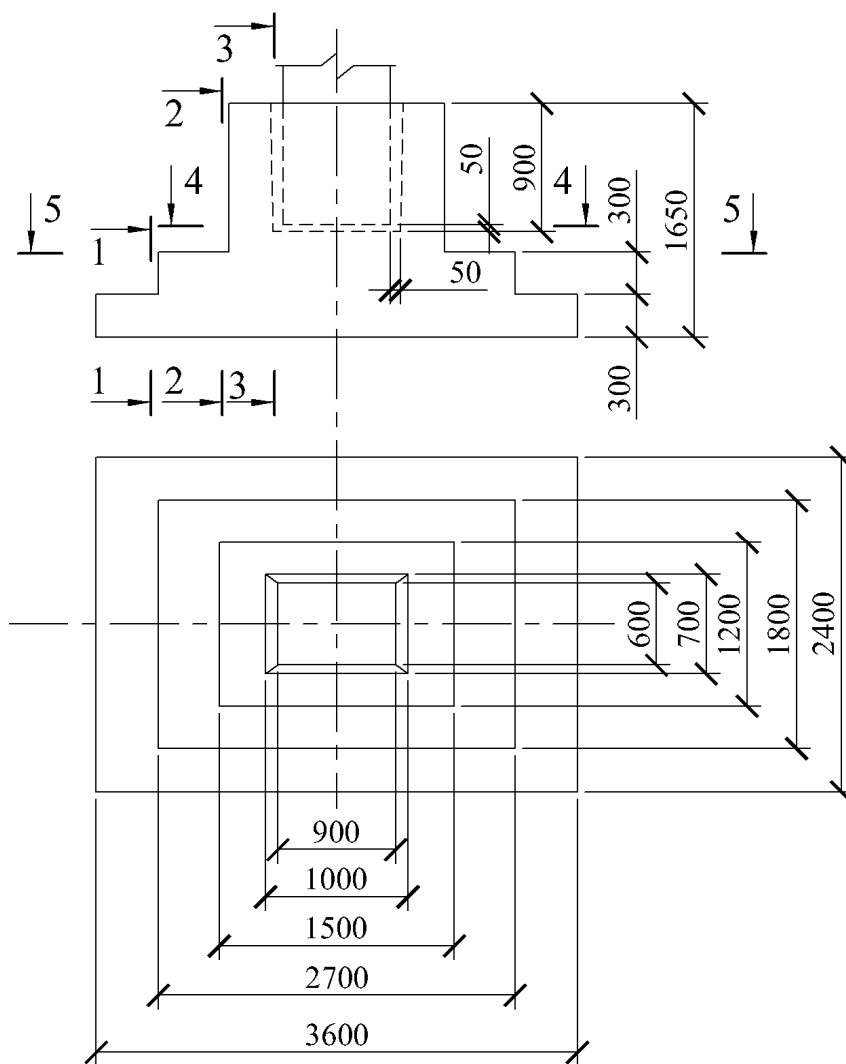


Рис. 16.1. К расчету фундамента

Глубину стакана назначаем из условий надежной анкеровки колонны и ее продольной арматуры в стакане.

Поскольку

$$e_0 = M/N = 374,5:1468,8 = 0,255 \text{ м} < 2h_c = 2 \cdot 0,8 = 1,6 \text{ м},$$

по условию (1.43) [22] находим  $h_f = h_c = 0,8 \text{ м}$ .

Кроме того, принимая для фундамента бетон класса В15 и учитывая, что для колонн применена продольная арматура  $\text{Ø}16\text{A}400$ , по таблице 1.5 [22] определяем  $h_f = 30d = 30 \cdot 16 = 480 \text{ мм} = 0,48 \text{ м}$ . Назначаем глубину заделки колонны  $h_f = 0,85 \text{ м}$  и определяем глубину стакана:

$$h_h = 0,85 + 0,05 = 0,9 \text{ м}.$$

Размеры стакана в плане  $b_h = 0,6 \text{ м}$ ;  $l_h = 0,9 \text{ м}$ . Толщина фундамента от подошвы до дна стакана  $h_b = H_f - h_h = 1,65 - 0,9 = 0,75 \text{ м}$ .

Размеры фундамента, принятые для дальнейшего расчета, показаны на рисунке 16.1.

### 16.3. Расчет на продавливание

При расчете тела фундамента по несущей способности используем усилие при  $\gamma_f > 1$ , а расчетные сопротивления бетона с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_{b1} = 1,1$ :  $R_b = 9,35 \text{ МПа}$  и  $R_{bt} = 0,825 \text{ МПа}$ .

Толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры подошвы фундамента при наличии бетонной подготовки должна быть не менее 35 мм. Так как диаметр стержней указанной арматуры пока неизвестен, предварительно принимаем  $a = 80 \text{ мм} = 0,08 \text{ м}$ ; тогда рабочая высота дна стакана  $h_{ob} = 0,75 - 0,08 = 0,67 \text{ м}$ .

Проверяем условие (1.24) [22]:

$$h_b = 0,75 \text{ м} > H + 0,5(b_{cf} - b_c) = 0,6 + 0,5(1,2 - 0,5) = 0,95 \text{ м};$$

$$h_b = 0,75 \text{ м} > H + 0,5(l_{cf} - h_c) = 0,6 + 0,5(1,5 - 0,8) = 0,95 \text{ м}.$$

Так как эти условия не выполнены, производим расчет на продавливание фундамента колонной от дна стакана, а также расчет на раскалывание фундамента колонной. При этом учитываем только нормальную силу  $N = 1,469 \text{ МН}$ , действующую в сечении колонны у обреза фундамента (см. табл. 2.3) [22].

По формуле (1.33) [22] вычисляем площадь  $A_{f0}$ :

$$A_{f0} = 0,5b(l - h_h - 2h_{0b}) - 0,25(b - b_h - 2h_{0b})^2 = \\ = 0,5 \cdot 2,4(3,6 - 0,9 - 2 \cdot 0,67) - 0,25(2,4 - 0,6 - 2 \cdot 0,67)^2 = 1,58 \text{ м}^2.$$

Проверяем условие (1.32) [22]:

$$N = 1,469 \text{ МН} < R_{bt}(b_h + h_{0b})h_{0b}bl/A_{f0} = \\ = 0,825(0,6 + 0,67)0,67 \cdot 2,4 \cdot 3,6 : 1,58 = 3,84 \text{ МН}.$$

Условие выполнено, следовательно, прочность дна стакана на продавливание обеспечена.

Для расчета на раскалывание фундамента колонной вычисляем площадь вертикальных сечений фундамента в плоскостях, проходящих по осям сечения колонны (рис. 2.20) [22]:

$$A_{fb} = 1,05 \cdot 1,2 + 0,3 \cdot 1,8 + 0,3 \cdot 2,7 - 0,9 \cdot 0,5(0,7 + 0,6) = 2,025 \text{ м}^2;$$

$$A_{fl} = 1,05 \cdot 1,5 + 0,3 \cdot 2,7 + 0,3 \cdot 3,6 - 0,9 \cdot 0,5(1,0 - 0,9) = 2,61 \text{ м}^2.$$

Так как  $A_{fb}/A_{fl} = 2,025 : 2,61 = 0,776 > b_c/h_c = 0,5 : 0,8 = 0,625$ , проверку фундамента по прочности на раскалывание производим из условия (1.34) [22]:

$$N = 1,469 \text{ МН} \leq 0,975 A_{fl} R_{bt} (1 + b_c/h_c) = \\ = 0,975 \cdot 2,61 \cdot 0,825 (1 + 0,625) = 3,41 \text{ МН}.$$

Условие выполнено, прочность фундамента на раскалывание обеспечена.

Поскольку предусмотрено армирование стакана, расчет на продавливание от верха стакана не производим.

#### 16.4. Подбор арматуры подошвы фундамента

Определяем давление на грунт в наиболее нагруженной точке (у края фундамента), а также в сечениях 1-1, 2-2 и 3-3 (см. рис. 2.20) [22], используя усилия, действующие в уровне подошвы  $N_f$  и  $M_f$  при  $\gamma_f > 1$ :

$$p_{\max} = N_f/A_f + M_f/W_f = 1579,35 : 9,72 + 568,48 : 5,832 = \\ = 162,48 + 97,48 = 260,0 \text{ кПа};$$

$$p_{1-1} = 162,48 + 97,48 \cdot 1,35 : 1,8 = 235,6 \text{ кПа};$$

$$p_{2-2} = 162,48 + 97,48 \cdot 0,75 : 1,8 = 203,1 \text{ кПа};$$

$$p_{3-3} = 162,48 + 97,48 \cdot 0,4 : 1,8 = 184,1 \text{ кПа}.$$

Изгибающие моменты на 1 м ширины фундамента в тех же сечениях находим по формуле (1.36):

$$M_{1-1} = (l - l_2)^2(p_{1-1} + 2p_{\max})/24 = \\ = (3,6 - 2,7)^2(235,6 + 2 \cdot 260,0):24 = 25,5 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$M_{2-2} = (l - l_{cf})^2(p_{2-2} + 2p_{\max})/24 = \\ = (3,6 - 1,5)^2(203,1 + 2 \cdot 260,0):24 = 132,87 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$M_{3-3} = (l - h_c)^2(p_{3-3} + 2p_{\max})/24 = \\ = (3,6 - 0,8)^2(184,1 + 2 \cdot 260,0):24 = 230,0 \text{ кН} \cdot \text{м/м}.$$

Принимая  $a = 0,08$  м, определяем рабочую высоту сечения фундамента: первой ступени  $h_{01} = 0,30 - 0,08 = 0,22$  м; второй ступени  $h_{02} = 0,60 - 0,08 = 0,52$  м; подколонника  $h_{03} = 1,65 - 0,08 = 1,57$  м. Вычисляем требуемую площадь арматуры класса А400 вдоль длинной стороны фундамента:

$$A_{s1} = \frac{M_{1-1}}{0,9h_{01}R_s} = \frac{0,0255}{0,9 \cdot 0,22 \cdot 350} = 0,000368 \text{ м}^2/\text{м} = 3,68 \text{ см}^2/\text{мм};$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2-2}}{0,9h_{02}R_s} = \frac{0,13287}{0,9 \cdot 0,52 \cdot 350} = 0,000811 \text{ м}^2/\text{м} = 8,11 \text{ см}^2/\text{мм};$$

$$A_{s3} = \frac{M_{3-3}}{0,9h_{03}R_s} = \frac{0,23}{0,9 \cdot 1,57 \cdot 350} = 0,000465 \text{ м}^2/\text{м} = 4,65 \text{ см}^2/\text{мм}.$$

Следовательно, вдоль длинной стороны на 1 м ширины фундамента принимаем 5Ø16 А400,  $A_s = 10,05 \text{ см}^2/\text{м}$ ; стержни арматуры устанавливаем с шагом 200 мм.

В направлении меньшей стороны фундамента армирование подошвы определяем по среднему давлению на грунт  $p = 162,48$  кПа, принимая в формуле (1.36) [22]  $p_x = p_{\max} = p$ . Изгибающие моменты на 1 м длины фундамента для сечений на грани второй ступени, на грани подколонника и на грани колонны:

$$M'_{1-1} = (b - b_2)^2 p / 8 = (2,7 - 1,8)^2 \cdot 162,48 : 8 = 16,45 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$M'_{2-2} = (b - b_{cf})^2 p / 8 = (2,7 - 1,2)^2 \cdot 162,48 : 8 = 45,7 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$M'_{3-3} = (b - b_c)^2 p / 8 = (2,7 - 0,5)^2 \cdot 162,48 : 8 = 98,3 \text{ кН} \cdot \text{м/м}.$$

Требуемая площадь сечения арматуры вдоль короткой стороны фундамента:

$$A'_{s1} = \frac{M'_{1-1}}{0,9h_{01}R_s} = \frac{0,01645}{0,9 \cdot 0,22 \cdot 350} = 0,000237 \text{ м}^2/\text{м} = 2,37 \text{ см}^2/\text{м};$$

$$A'_{s2} = \frac{M'_{2-2}}{0,9h_{02}R_s} = \frac{0,0457}{0,9 \cdot 0,52 \cdot 350} = 0,000279 \text{ м}^2/\text{м} = 2,79 \text{ см}^2/\text{м};$$

$$A'_{s3} = \frac{M'_{3-3}}{0,9h_{03}R_s} = \frac{0,0983}{0,9 \cdot 1,57 \cdot 350} = 0,000199 \text{ м}^2/\text{м} = 1,99 \text{ см}^2/\text{м}.$$

В соответствии с конструктивными требованиями на 1 м длины фундамента (вдоль короткой стороны) принимаем 5Ø10 А400,  $A'_s = 3,93 \text{ см}^2/\text{м}$ , шаг стержней 200 мм.

По условию (1.37) [22] проверим анкеровку продольной арматуры вдоль длинной стороны фундамента:

– расчетное сопротивление сцепления арматуры класса А400 с бетоном

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

– базовая длина анкеровки

$$l_{0.an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{350 \cdot 0,0002011}{1,875 \cdot 0,05024} = 0,746 \text{ м};$$

$$l_{an} = l_{0.an} \frac{A_{s.расч}}{A_{s.факт}} = 0,746 \cdot \frac{0,000811}{0,001005} = 0,602 \text{ м}.$$

Определим длину участка  $l_b$ , на котором прочность наклонных сечений обеспечена бетоном:

$$l_b = 0,75 h_1 \sqrt{R_{bt} / p_s} = 0,75 \cdot 0,3 \sqrt{0,75 / 0,2356} = 0,401 \text{ м},$$

где  $h_1$  – высота нижней ступени фундамента;

$p_s$  – краевое давление на грунт, определенное по формуле (1.29) [22].

Так как  $l_{an} = 0,602 \text{ м} > l_b = 0,401 \text{ м}$ , следует либо предусмотреть дополнительные поперечные стержни на участке равном  $l_b$ , либо проверить прочность наклонных сечений в плитной части фундамента, либо увеличить высоту нижней ступени.



Увеличим высоту нижней ступени, приняв  $h_1 = 0,45$  м, и проверим условие  $l_{an} < l_b$ :

$$l_{an} = 0,602 \text{ м} \leq l_b = 0,75 \cdot 0,45 \sqrt{0,75 / 0,2356} = 0,602.$$

Условие выполнено. Таким образом, анкеровка стержней вдоль длинной стороны фундамента будет обеспечена при высоте первой ступени 450 мм.

Вдоль короткой стороны фундамента:  $R_{bond} = 1,875$  МПа,

$$l_{0.an} = \frac{350 \cdot 0,0000785}{1,875 \cdot 0,0314} = 0,467 \text{ м}; \quad l_{an} = 0,467 \frac{0,000279}{0,000393} = 0,331 \text{ м}.$$

Определим длину участка  $l_b$ , на котором прочность наклонных сечений обеспечена бетоном:

$$l_b = 0,75 h_1 \sqrt{R_{bt} / p_s} = 0,75 \cdot 0,45 \sqrt{0,75 / 0,16248} = 0,725 \text{ м}.$$

Так как  $l_{an} < l_b$  анкеровка арматуры также обеспечена.

### 16.5. Расчет подколонника и его стаканной части

Армирование подколонника определяем из расчета на внецентренное сжатие двух сечений: коробчатого сечения стаканной части в плоскости заделанного торца колонны (сечение 4-4 на рис. 2.20 [22]) и прямоугольного сечения подколонника в месте примыкания его к плитной части фундамента (сечение 5-5).

Размеры коробчатого сечения стаканной части, преобразованного в эквивалентное двутавровое:

$$b = 0,6 \text{ м}; \quad h = 1,5 \text{ м}; \quad b_f = b'_f = 1,2 \text{ м}; \quad h_f = h'_f = 0,3 \text{ м}; \\ a = a' = 0,04 \text{ м}; \quad h_0 = 1,46 \text{ м}; \quad \delta = a'/h_0 = 0,027.$$

Расчетные усилия в сечении 4-4 при  $\gamma_f > 1$ :

$$M = M_{\min} + Q_{corr} h_h + M_w = -374,5 - 84,06 \cdot 0,9 - 55,28 = -505,43 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ N = N_{corr} + G_w + G_{cf} = 1468,8 + 110,55 + 1,5 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 1,1 = 1623,9 \text{ кН}.$$

Эксцентриситет продольной силы

$$e_0 = |M|/N = 505,43 : 1623,9 = 0,311 \text{ м} > e_a = h/30 = 1,5 : 30 = 0,05;$$

случайный эксцентриситет не учитываем. Расстояние от центра тяжести сечения растянутой арматуры до силы  $N$

$$e = 0,311 + 0,5 \cdot 1,5 - 0,04 = 1,02 \text{ м}.$$

Проверяем положение нулевой линии. Так как  $R_b b h'_f = 9,35 \cdot 1,2 \cdot 0,3 = 3,366 \text{ МН} > N = 1,624 \text{ МН}$ , граница сжатой зоны проходит в полке и расчет сечения производим как для прямоугольного шириной  $b'_f$ .

Принимаем симметричное армирование. Тогда

$$a_n = \frac{N}{R_b b_c h_0} = \frac{1,624}{9,35 \cdot 1,2 \cdot 1,46} = 0,099.$$

Так как  $a_n = 0,099 < \xi_R = 0,533$ , то вычисляем величины

$$a_{m1} = \frac{Ne}{R_b b_c h_0^2} = \frac{1,624 \cdot 1,02}{9,35 \cdot 1,2 \cdot 1,46^2} = 0,069; \quad \delta = a'/h_0 = 0,04:1,46 = 0,027,$$

и находим требуемую площадь сечения симметричной арматуры

$$A'_s = A_s = \frac{R_b b_c h_0}{R_s} \cdot \frac{a_{m1} - a_n(1 - 0,5a_n)}{1 - \delta} = \frac{9,35 \cdot 1,2 \cdot 1,46}{350} \times \\ \times \frac{0,069 - 0,099(1 - 0,5 \cdot 0,099)}{1 - 0,027} = -0,0012 \text{ м}^2 = -12,0 \text{ см}^2.$$

Следовательно, продольная арматура по расчету не нужна. Армирование назначаем в соответствии с конструктивными требованиями:

$$A_s = A'_s = 0,0005 b'_f h_0 = 0,0005 \cdot 1,2 \cdot 1,46 = 0,000876 \text{ м}^2 = 8,76 \text{ см}^2.$$

С каждой стороны подколонника принимаем  $5\text{Ø}16 \text{ A}400$ ,  $A_s = A'_s = 10,05 \text{ см}^2$ . У длинных сторон подколонника назначаем продольные стержни  $5\text{Ø}12 \text{ A}400$ .

Прочность сечения 5-5 не проверяем, т. к. усилия от полученных выше отличаются незначительно.

Поперечное армирование подколонника определяем по расчету на момент действующих усилий относительно оси, проходящей через точку поворота колонны.

Так как  $0,5h_c = 0,5 \cdot 0,8 = 0,4 > e_0 = 0,264 \text{ м} > h_c/6 = 0,8:6 = 0,133 \text{ м}$ , поперечное армирование определяем по формулам (1.39) и (1.42) [22]. По высоте стакана предусматриваем 6 сеток с шагом 150 мм; верхнюю сетку устанавливаем на расстоянии 50 мм от верха стакана, т. е. до точки ее поворота:

$$y_t = 0,85 + 0,15 = 1,0 \text{ м}.$$

Момент всех усилий относительно точки поворота колонны:

$$\begin{aligned} M_{k2} &= M_{\min} + Q_{corr}y_t - 0,7N_{corr}e_0 = \\ &= 374,5 + 84,06 \cdot 1,0 - 0,7 \cdot 1468,8 \cdot 0,311 = 138,8 \text{ кНм.} \end{aligned}$$

Сумма расстояний от точки поворота колонны до сеток поперечного армирования подколонника:

$$\sum z_i = 0,80 + 0,65 + 0,50 + 0,35 + 0,20 + 0,05 = 2,55 \text{ м.}$$

Площадь сечения арматуры класса А-240, расположенной в одном уровне, определяем по формуле (1.42) [22]:

$$A_w = \frac{M_{k2}}{R_s \sum z_i} = \frac{0,1388}{210 \cdot 2,55} = 0,000259 \text{ м}^2 = 2,59 \text{ см}^2.$$

Необходимая площадь сечения одного рабочего стержня (при 4 стержнях в каждой сетке):  $A_w = 2,59 : 4 = 0,65 \text{ см}^2$ .

Принимаем Ø10 А240,  $A_w = 0,785 \text{ см}^2$ .

# СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

## Учебные издания

1. Железобетонные и каменные конструкции [Текст]: учеб. для строит. спец. вузов / В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко [и др.]; под ред. В.М. Бондаренко. – 5-е изд., стер. – М.: Высш. шк., 2008. – 887 с.
2. Железобетонные конструкции [Текст]: учеб. Ч. 1 / О.Г. Кумпяк [и др.]; под ред. О.Г. Кумпяка. – М.: АСВ, 2003. – 280 с.
3. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс [Текст]: учеб. для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
4. Еременок, П.Л. Каменные и армокаменные конструкции [Текст]: учеб. для вузов / И.П. Еременок. – Киев: Вища шк., Головное изд-во, 1981. – 224 с.

## Нормативные документы

5. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений [Электронный ресурс]: федер. закон от 30 дек. 2009 г. № 384-ФЗ. – Доступ из справ.-правовой системы «КонсультантПлюс».
6. СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81\* [Текст]: введ. 2013-01-01: взамен СНиП 11-22-81\*. – М.: ФАУ «ФЦС», 2012.
7. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* [Текст]: введ. 2011-05-20: взамен СНиП 2.01.07-85\*. – М.: ОАО «ЦПП», 2011.
8. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\* [Текст]: введ. 2011-05-20: взамен СНиП 2.02.01-83\*. – М.: ОАО «ЦПП», 2011.
9. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 [Текст]: введ. 2013-01-01: взамен СНиП 52-01-2003\*. – М.: ФАУ «ФЦС», 2012.
10. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения

арматуры (к СП 52–101–2003) / ЦНИИ Промзданий; НИИЖБ. – М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. – 214 с.

11. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52.102-2004) / ЦНИИ Промзданий; НИИЖБ. – М.: ОАО «ЦНИИ Промзданий», 2005. – 52 с.

### **Научные, учебные и учебно-методические издания**

12. Проектирование железобетонных конструкций: справ. пособие [Текст] / А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук [и др.]; под ред. А.Б. Голышева. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев: Будивельник, 1990. – 544 с. (Б-ка проектировщика).

13. Бедов, А.И. Проектирование каменных и армокаменных конструкций [Текст]: учеб. пособие для студ. вузов / А.И. Бедов, Т.А. Щепетьева. – М.: АСВ, 2003. – 240 с.

14. Заикин, А.И. Проектирование железобетонных конструкций многоэтажных промышленных зданий (примеры расчета) [Текст]: учеб. пособие для студентов вузов / А.И. Заикин. – М.: АСВ, 2003. – 200 с.

15. Заикин, А.И. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий [Текст]: учеб. пособие / А.И. Заикин. – М.: АСВ, 2004. – 272 с.

16. Кузнецов, В.С. Расчет и конструирование стыков и узлов элементов железобетонных конструкций. Курсовое и дипломное проектирование [Текст]: учеб. пособие / В.С. Кузнецов. – М.: АСВ, 2000. – 128 с.

17. Проектирование железобетонных, каменных и армокаменных конструкций [Текст]: учеб. пособие / А.И. Бедов, В.Н. Шпанова, А.Ю. Родина [и др.]. – М.: АСВ, 2004. – 176 с.

18. Проектирование железобетонных, каменных и армокаменных конструкций [Текст]: учеб. пособие. – М.: АСВ, 2001. – 170 с.

19. Сильванович, Т.Г. Альбом схем и справочных таблиц по курсу «Железобетонные и каменные конструкции» [Текст]: учеб. пособие для студентов вузов. Ч. 1 / Т.Г. Сильванович. – М.: Изд-во АСВ, 2003. – 168 с.

20. Сперанский, И.М. Примеры расчета железобетонных конструкций: учеб. пособие / И.М. Сперанский, С.Г. Сташевская, С.В. Бондаренко. – М.: Высш. шк., 1989. – 176 с.

21. Полищук, В.П. Проектирование междуэтажных перекрытий [Текст]: учеб. пособие / В.П. Полищук, Р.П. Черняева. – Тула: ТПИ, 1984. – 104 с.

22. Полищук, В.П. Проектирование железобетонных конструкций производственных зданий [Текст]: учеб. пособие / В.П. Полищук, Р.П. Черняева; Юго-Зап. гос. ун-т. – 2-е изд., перераб. и доп. – Курск, 2014. – 116 с.

23. Черняева, Р.П. Статический расчет железобетонных балок по методу предельного равновесия [Текст]: учеб. пособие / Р.П. Черняева, В.П. Полищук; Юго-Зап. гос. ун-т. – Курск, 2011. – 72 с.

24. Меркулов, С.И. Проектирование железобетонных конструкций [Текст]: учеб. пособие / С.И. Меркулов, В.М. Дворников; Курск. гос. техн. ун-т. – Курск, 2005. – 216 с.: ил.

25. Меркулов С.И. Проектирование железобетонных конструкций многоэтажных зданий [Текст]: учеб. пособие / С.И. Меркулов, А.М. Крыгина; Курск. гос. техн. ун-т. – Курск, 2007. – 206 с.: ил.

## ПРИНЯТЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ (в соответствии с принятыми в нормативных документах и научно-технической литературе)

$M$  – изгибающий момент (*moment*)

$M_0$  – изгибающий момент в свободно лежащей балке

$M_{\text{пр}}$  – изгибающий момент в пролете

$M^{\text{add}}$  – дополнительный изгибающий момент (дополнительный – *additional*)

$Q$  – поперечная сила

$Q^l$  – поперечная сила слева от ... (слева – *left*)

$Q^r$  – поперечная сила справа от ... (справа – *right*)

$P$  – сила или нагрузка от ... (*Poids* – вес)

$q$  – полная равномерно распределенная нагрузка

$g$  – постоянная равномерно распределенная нагрузка

$p$  – временная равномерно распределенная нагрузка (временный – *provisional*)

$G$  – постоянная сосредоточенная нагрузка

$R_s$  – расчетное сопротивление стальной арматуры (стали – *steel*)

$E_s$  – начальный модуль упругости стальной арматуры

$\sigma_s$  – предел текучести стальной арматуры (текучесть – *yield*)

$\sigma_b$  – напряжения в бетоне

$R_b$  – расчетное сопротивление бетона

$E_b$  – начальный модуль упругости бетона

$l_s$  – пролет плиты (*length, slab*)

$l_{sb}$  – пролет второстепенной балки (*length, secondary beam*)

$l_{mb}$  – пролет главной балки (*length, main beam*)

$z_b$  – плечо внутренней пары сил

$A_s$  – площадь стальной арматуры (*area, steel*)

$b$  – ширина прямоугольного сечения или ребра таврового и двутаврового сечений

$h_0, h'_0$  – рабочая высота нормального сечения, равная

$$h_0 = h - a, \quad h'_0 = h - a'$$

---

$\mu$  – коэффициент армирования ( $\mu = A_s / A_b$ )

$d$  – диаметр арматурных стержней

$a_{crc}$  – ширина раскрытия трещин

$\varphi_l$  – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки

$l_{stb}$  – пролет ригеля (*stb* – *straining beam* – ригель)





Окончание табл. П1.1

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см <sup>2</sup> , при числе стержней										Масса, кг/м	Сортамент горячекатаной арматуры периодического профиля из стали классов						Сортамент арматурной проволоки	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		A240 A-I	A400 (A-III)	A500 (A-IV)	A600 (A-V)	A800 (A-VI)	A1000 (A <sub>r</sub> -VI)	B <sub>p</sub> 500 (B <sub>p</sub> -I)	B <sub>p</sub> 1200* (B <sub>p</sub> -II)
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,4	1,998	X	X	X	X	-	-	-	-
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,4	2,466	X	X	-	X	-	-	-	-
22	3,801	7,60	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,0	2,984	X	X	-	X	-	-	-	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,1	3,853	X	X	-	-	-	-	-	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,6	4,834	X	X	-	-	-	-	-	-
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,4	6,313	X	X	-	-	-	-	-	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,990	X	X	-	-	-	-	-	-
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,5	113,04	125,6	9,870	X	X	-	-			-	-

\* Для арматуры B<sub>p</sub>1400 – Ø 4, 5, 6 мм; B<sub>p</sub>1500 – Ø 3мм; B<sub>p</sub>1600 – Ø 3–5 мм.

## Данные по арматуре

Характеристика арматуры, ГОСТ на сортамент		Класс арматуры	Номинальные диаметры, мм, стержней арматуры данного класса, выпускаемые промышленностью	Пример условного обозначения
Стержневая горячекатаная арматура, гладкая, ГОСТ 5781-82*		A240	6,8,10,12,14,16,18,20,22,25,28,32,36,40	3Ø12A240
Стержневая горячекатаная арматура периодического профиля, ГОСТ 5781-82*		A400 A500 A600 A800 A1000	6,8,10,12,14,16,18,20,22,25,28,32,36,40 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32,36,40 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32	4Ø20A400 3Ø28A500 5Ø22A600 6Ø25A800 4Ø32A1000
Стержневая термомеханически и терми- чески упрочненная арматура периоди- ческого профиля, ГОСТ 10884-94		A <sub>T</sub> 400 A <sub>T</sub> 500 A <sub>T</sub> 600 A <sub>T</sub> 800 A <sub>T</sub> 1000	6,8,10,12,14,16,18,20,22,25,28,32,36,40 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32,36,40 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32	4Ø20A <sub>T</sub> 400 3Ø28A <sub>T</sub> 500 5Ø22A <sub>T</sub> 600 6Ø25A <sub>T</sub> 800 4Ø32A <sub>T</sub> 1000
Проволока обыкно- венная холоднотянутая, ГОСТ 6727-80	Гладкая Периодического профиля	B500	3,4,5	10Ø4 B500
		B <sub>p</sub> 500	3,4,5	8Ø5 B <sub>p</sub> 500
Проволока высоко- прочная холоднотянутая, ГОСТ 7348-81	Периодического профиля	B <sub>p</sub> 1200	8	12Ø8 B <sub>p</sub> 1200
		B <sub>p</sub> 1400	4,5,6	18Ø5 B <sub>p</sub> 1400
		B <sub>p</sub> 1500	3	16Ø3 B <sub>p</sub> 1500
		B <sub>p</sub> 1600	3,4,5	24Ø5 B <sub>p</sub> 1600
Канаты арматурные (K7), ГОСТ 13840		K1500 K1400	6,9,12 15	8Ø9 K1500 6Ø15 K1400
Канаты арматурные (K19), ТУ 14-4-22-71		K1400	14	4Ø14 K1400

Таблица П1.3

Расчетные характеристики бетона  
(извлечения из таблиц 6.7, 6.8 и 6.11 [9])

Класс бетона	Нормативные сопротивления тяжелого бетона, МПа		Расчетные сопротивления тяжелого бетона, МПа		Начальный модуль упругости, МПа
	$R_{b.n}, R_{b.ser}$	$R_{bt.n}, R_{bt.ser}$	$R_b$	$R_{bt}$	
B12,5	9,5	1,00	7,5	0,66	21500
B15	11	1,10	8,5	0,75	24000
B20	15	1,35	11,5	0,90	27500
B25	18,5	1,55	14,5	1,05	30000
B30	22	1,75	17,0	1,15	32500
B35	25,5	1,95	19,5	1,30	34500
B40	29	2,10	22	1,40	36000
B45	32	2,25	25	1,50	37000
B50	36	2,45	27,5	1,60	38000
B55	39,5	2,60	30	1,70	39000
B60	43	2,75	33	1,80	39500

Таблица П1.4

Расчетные характеристики арматуры  
(извлечения из таблиц 6.13, 6.14 и п. 6.2.12 [9])

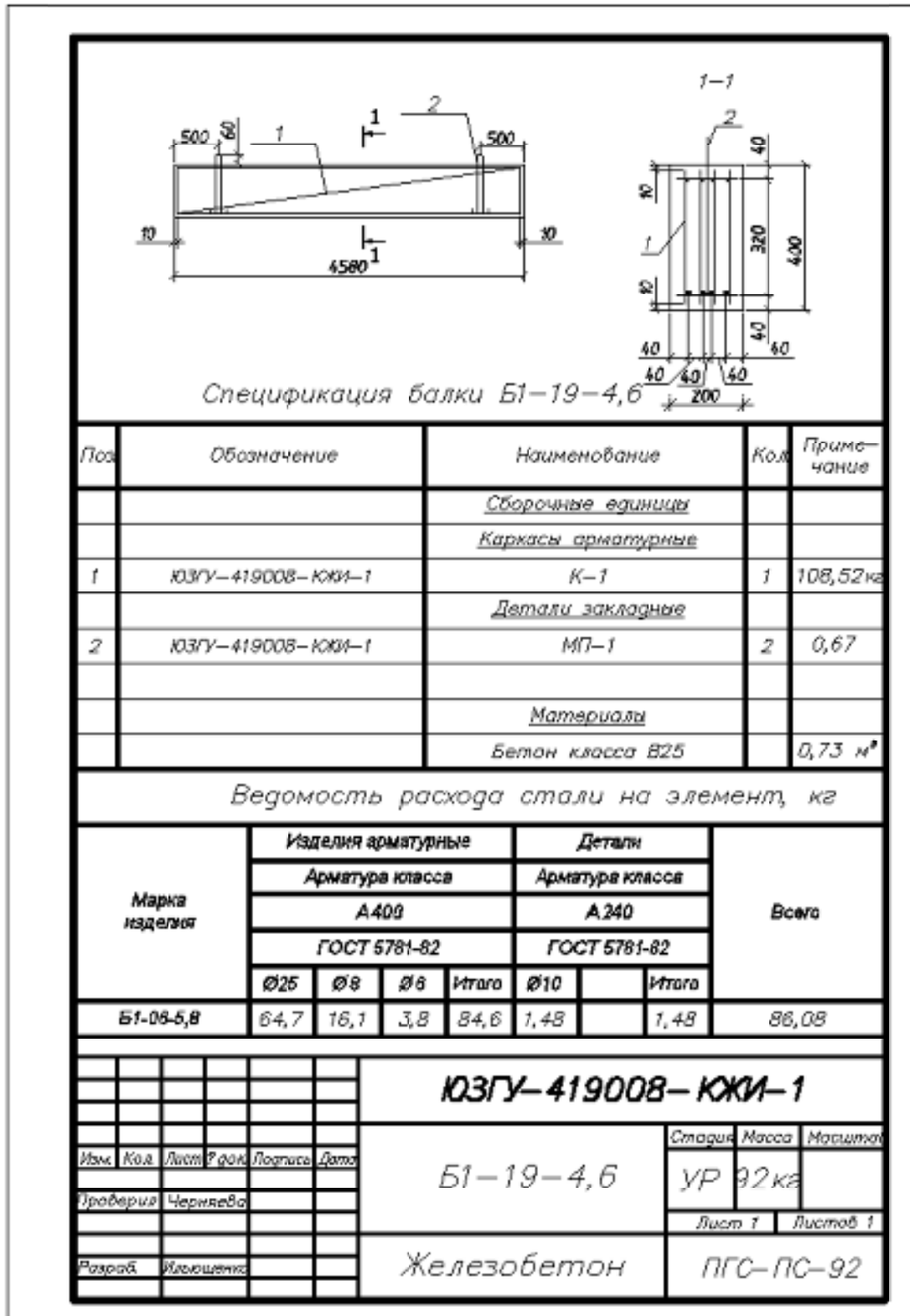
Класс арматуры	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативное сопротивление растяжению арматуры, МПа	Расчетное сопротивление растяжению арматуры, МПа		Расчетное сопротивление поперечной арматуры, МПа	Модуль упругости арматуры, МПа
			$R_s$	$R_{sc}$		
A240	6–40	240	210	210	170	200000
A400	6–40	400	350	350	280	
A500	10–40	500	435	435	300	
A600	10–40	600	520	470	–	
A800	10–32	800	695	500	–	
A1000	10–32	1000	870	500	–	
B500	3–16	500	435	415	300	
B <sub>p</sub> 500	3–5	500	415	390	–	

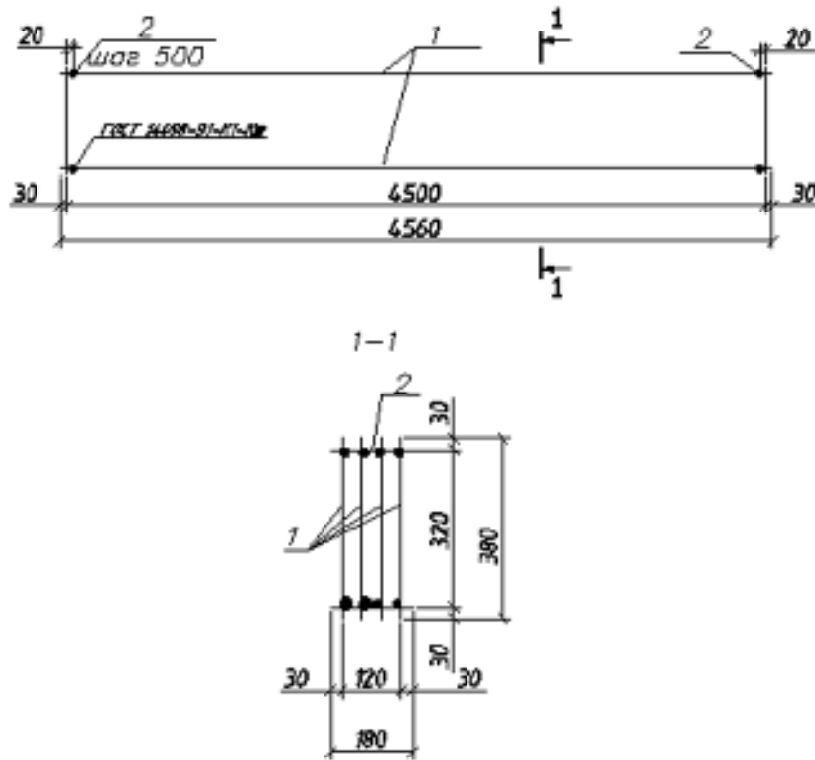
Окончание табл. П1.4

Класс арматуры	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативное сопротивление растяжению арматуры, МПа	Расчетное сопротивление растяжению арматуры, МПа		Расчетное сопротивление поперечной арматуры, МПа	Модуль упругости арматуры, МПа
			$R_{s.n}, R_{s.ser}$	$R_s$   $R_{sc}$		
В <sub>p</sub> 1200	8	1200	1050	500	—	
В <sub>p</sub> 1400	4,5,6	1400	1215		—	
В <sub>p</sub> 1500	3	1500	1300		—	
В <sub>p</sub> 1600	3–5	1600	1390		—	
К1400	15	1400	1215		—	195000
К1500	6–18	1500	1300		—	
К1600	6, 9, 12, 15	1600	1390		—	
К1700	6–9	1700	1475		—	

## ПРИЛОЖЕНИЕ 2

### Образец выполнения рабочего чертежа сборной железобетонной балки

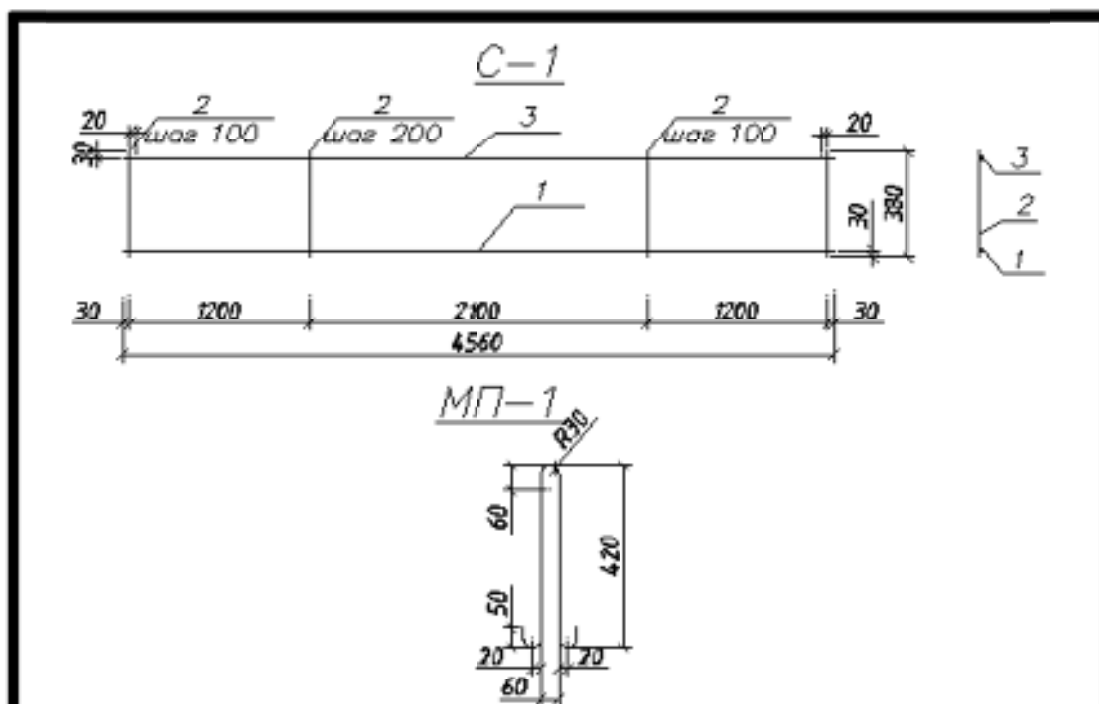




Спецификация каркаса К-1

Поз	Обозначение	Наименование	Кол	Примечание
		<u>Сборочные единицы</u>		
		<u>Сетки арматурные</u>		
1	ЮЗГУ-419008-КЖИ-3	С-1	4	26,95 кг
		<u>Детали</u>		
2		Ø6А400 ГОСТ 6727-80 l=180	20	0,04 кг
		Итого:		108,6 кг

<b>ЮЗГУ-419008-КЖИ-1-А1</b>					
<b>Каркас К-1</b>			Стадия	Масса	Масштаб
			УР		
Изм			Лист 1	Листов 1	
Проверил Черняева					
Разработчик Илющенко			См. спецификацию		
			ПГС-ПС-92		



Спецификация сетки С-1, детали МП-1

Поз	Обозначение	Наименование	Кол	Примечание
		<u>С-1</u>		
		<u>Детали</u>		
1		Ø25A400 ГОСТ 5781-82 l=4560	1	17,5
2		Ø8A400 ГОСТ 5781-82 l=380	36	0,15
3		Ø12A400 ГОСТ 5781-82 l=4560	1	4,05
		итого		26,95
		<u>МП-1</u>		
		<u>Детали</u>		
2		Ø10A240 ГОСТ 5781-82 l=1100	1	0,67

**ЮЗГУ-419008-ЮЖИ-1-А2**

**Сетка С-1.  
Монтажная петля  
МП-1**

Стади	Масса	Масштаб
УР		
Лист 1	Листов 1	

Изм.	Кол.	Лист	Угол	Подпись	Дата
Проверил	Челышев				
Разработ	Ильющенко				

См. спецификацию

ПГС-ПС-92



## ПРИЛОЖЕНИЕ 3

### Характеристики мостовых кранов для режимов работы 4К, 5К, 6К

Крановые нагрузки и габариты мостовых электрических кранов среднего режима работы приведены в таблице ПЗ.1 и на рисунке ПЗ.1.

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  (коэффициент перегрузки) для крановых нагрузок равен 1,2 для всех режимов работы [3, п. 9.8].

Нормативная горизонтальная нагрузка от торможения тележки равна 0,05 суммы грузоподъемности крана и веса тележки, передается на одну балку кранового пути и распределяется поровну между всеми опирающимися на нее колесами крана.

Полная величина крановой нагрузки относится к категории кратковременных; к длительным относятся нагрузки от одного крана, умноженные на коэффициент 0,5 (средний режим работы).

Вертикальная нагрузка принимается на каждом пути от двух-наиболее неблагоприятных по воздействию кранов с умножением на коэффициент сочетаний  $\gamma_c = 0,85$ , а при учете совмещения в одном створе кранов разных пролетов – от четырех наиболее неблагоприятных по воздействию кранов с умножением на коэффициент сочетаний  $\gamma_c = 0,7$ .

Горизонтальная нагрузка принимается от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов, расположенных на одном крановом пути или на разных путях в одном створе, при этом коэффициент сочетаний  $\gamma_c = 0,85$ .

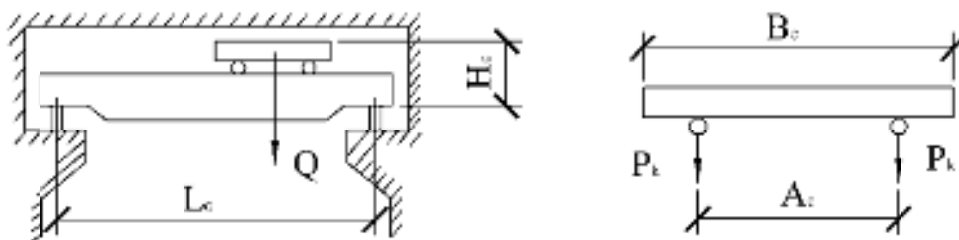


Рис. ПЗ.1. Габариты мостовых электрических кранов

Таблица ПЗ.1

## Нагрузки и габариты мостовых кранов среднего режима работы

Грузо- подъемность крана $Q$ , т (кН)	Пролет здания $L$ , м	Пролет крана $L_c$ , м	Основные габаритные размеры, мм			Нормативное давление колеса на подкрановый рельс $p_k$ , кН	Масса, т	
			ширина крана $B_c$	база крана $A_c$	высота крана $H_c$		тележки $G_{ct}$	крана с тележкой $G_c$
15/3 (147/29)	12	11	5600	4400	2300	152	7,0	22,5
	15	14	5600	4400	2300	162	7,0	24,5
	18	17	5600	4400	2300	172	7,0	26,5
	24	23	5600	4400	2300	186	7,0	34,0
	30	29	6200	5000	2300	216	7,0	43,5
16/3,2 (157/31) модернизи- рованные	12	10,5	5600	4400	2300	141	6,0	18,2
	15	13,5	5600	4400	2300	144	6,0	19,5
	18	16,5	5600	4400	2300	154	6,0	21,5
	24	22,5	5600	4400	2300	161	6,0	26,0
	30	28,5	6200	5000	2300	181	6,0	34,2
20/5 (196/49)	12	10,5	5600	4400	2400	172	8,5	23,5
	15	13,5	5600	4400	2400	181	8,5	25,5
	18	16,5	5600	4400	2400	191	8,5	28,5
	24	22,5	5600	4400	2400	216	8,5	36,0
	30	28,5	6200	5000	2400	250	8,5	46,5
20/5 (196/49) модернизи- рованные	12	10,5	5600	4400	2400	168	7,0	19,1
	15	13,5	5600	4400	2400	175	7,0	20,5
	18	16,5	5600	4400	2400	184	7,0	22,5
	24	22,5	5600	4400	2400	191	7,0	27,5
	30	28,5	6200	5000	2400	230	7,0	38,5

Окончание табл. ПЗ.1

Грузо- подъемность крана $Q$ , т (кН)	Пролет здания $L$ , м	Пролет крана $L_c$ , м	Основные габаритные размеры, мм			Нормативное давление колеса на подкрановый рельс $p_k$ , кН	Масса, т	
			ширина крана, $B_c$	база крана, $A_c$	высота крана, $H_c$		тележки $G_{ct}$	крана с тележкой $G_c$
30/5 (294/49)	12	10,5	6300	5100	2750	250	12,0	35,0
	15	13,5	6300	5100	2750	265	12,0	39,0
	18	16,5	6300	5100	2750	275	12,0	42,5
	24	22,5	6300	5100	2750	309	12,0	52,0
	30	28,5	6300	5100	2750	338	12,0	62,0
32/5 (314/49) модернизи- рованные	12	10,5	6300	6100	2750	221	9,6	27,2
	15	13,5	6300	6100	2750	230	9,6	28,8
	18	16,5	6300	6100	2750	255	9,6	30,5
	24	22,5	6300	6100	2750	270	9,6	35,5
	30	28,5	6300	6100	2750	299	9,6	45,2

## ПРИЛОЖЕНИЕ 4

### К определению расчетных усилий в элементах рамы (стойках) одноэтажного промышленного здания

В соответствии с СП 20.13330.2011 [7] расчет конструкций и оснований по предельным состояниям первой и второй групп следует выполнять с учетом неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий.

В соответствии с п. 6.2 [7] основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных:

$$C_m = P_d + (\Psi_{l1}P_{l1} + \Psi_{l2}P_{l2} + \Psi_{l3}P_{l3} + \dots) + (\Psi_{t1}P_{t1} + \Psi_{t2}P_{t2} + \Psi_{t3}P_{t3} + \dots),$$

где  $C_m$  – нагрузка для основного сочетания;

$P_d$  – постоянные нагрузки;

$P_l$  – длительные нагрузки;

$P_t$  – кратковременные нагрузки;

$\Psi_{li}$  ( $l = 1, 2, 3, \dots$ ) – коэффициенты сочетаний для длительных нагрузок;

$\Psi_{ti}$  ( $l = 1, 2, 3, \dots$ ) – коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок.

Для основных сочетаний нагрузок коэффициент сочетаний длительных нагрузок  $\Psi_{li}$  определяется следующим образом:

$$\Psi_{l1} = 1; \Psi_{l2} = \Psi_{l3} = \dots = 0,95;$$

коэффициент сочетаний кратковременных нагрузок –

$$\Psi_{t1} = 1; \Psi_{t2} = 0,9; \Psi_{t3} = \Psi_{t4} = \dots = 0,7.$$

Определение усилий выполним для двух основных сочетаний нагрузок: 1) при учете постоянных, одной кратковременной нагрузки с коэффициентом сочетаний  $\Psi_{t1} = 1$ , одной длительной с коэффициентом сочетаний  $\Psi_{l1} = 1$ ; 2) при учете постоянных, двух

или более кратковременных нагрузок с  $\Psi_{t1} = 1$ ;  $\Psi_{t2} = 0,9$ ;  $\Psi_{t3} = 0,7$  и длительных с  $\Psi_{l1} = 1$ ;  $\Psi_{l2} = 0,95$ .

Для каждого сочетания нагрузок должны быть рассмотрены следующие комбинации усилий:

I – наибольший положительный момент  $M_{\max}$  и соответствующая ему продольная сила  $N_{\text{corr}}$ ;

II – наибольший отрицательный момент  $M_{\min}$  и соответствующая ему продольная сила  $N_{\text{corr}}$ ;

III – наибольшая продольная сила  $N_{\max}$  и соответствующий ей изгибающий момент  $M_{\text{corr}}$ .

Усилия в сечениях колонны (стойки рамы) могут быть выполнены вручную любым из известных методов строительной механики или с использованием программ расчета на ЭВМ. В курсовом или дипломном проекте может быть использована учебная программа РАМПО.

Результаты вычисления усилий в сечениях колонны (стойках рамы) следует записать в таблицу (табл. П4.1), где приведены значения усилий от каждого вида нагружения. Для сечения IV-IV усилия приведены как при значениях коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f > 1$ , так и при  $\gamma_f = 1$ . Последние могут быть получены путем деления вычисленных ранее усилий (при  $\gamma_f > 1$ ) на величины коэффициентов  $\gamma_f$ .

Определение расчетных усилий в элементах рамы от возможных сочетаний нагрузок требует большого внимания проектировщика, является длительным и кропотливым делом, не исключающим возможность ошибки.

С целью систематизации и организации процесса вычислений предложено составить вспомогательную таблицу П4.2. Таблицу составить как для первого, так и для второго сочетания нагрузок.

Запись значений усилий во вспомогательную таблицу производить в следующей последовательности:

– в графу 1 записать номер сочетания (первое или второе сочетание);





Окончание табл. ПЗ.1

				Пост.	Кратковременные			Длительные			Итого
$\Psi$				$P_d$	$\Psi_{i1}P_{i1}$	$\Psi_{i1}P_{i1}$	$\Psi_{i1}P_{i1}$	$\Psi_{i1}P_{i1}$	$\Psi_{i2}P_{i2}$	$\Psi_{i3}P_{i3}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
			№								
			$M_{\min}$		*	*	*	*	*	*	
			$N_{\text{соор}}$								
			Q								
			№								
			$M_{\text{соор}}$								
			$N_{\max}$		*	*	*	*	*	*	
			Q								

Виды нагрузжений, входящие в состав рассмотренных комбинаций, указать в логической последовательности, учитывающей значимость данной нагрузки непосредственно над усилиями.



Таблица П4.2

Пример записи вычисленных величин усилий при действии нагрузок

Сечение колонны	Вид усилия	Единица измерения	Величины усилий при действии нагрузок						
			Постоянных	Снеговой		Крановых			
			$G$	$P_{sn}$	$P_{sn,l}$	$D$	$D_l$	$P_{br}$	$P$
			1	2а	2б	4а	4б	8а	8б
I-I	$M$	кН·м	+42,3	+19,05	+13,34	0,0	0,0	0,0	0,0
	$N$	кН	422,88	190,51	133,36	0,0	0,0	0,0	0,0
II-II	$M$	кН·м	-16,81	+15,48	+10,84	-149,56	-48,76	±21,49	±6,0
	$N$	кН	570,29	190,51	133,36	0,0	0,0	0,0	0,0
III-III	$M$	кН·м	+17,16	-3,57	-2,50	+179,04	+54,19	±21,49	±6,0
	$N$	кН	716,29	190,51	133,36	547,67	171,58	0,0	0,0
IV-IV при $\gamma_f > 1$	$M$	кН·м	-8,31	-9,31	-6,52	-61,32	-24,18	±33,66	±10,0
	$N$	кН	797,87	190,51	133,36	547,67	171,58	0,0	0,0
	$Q$	кН	-3,27	-0,85	-0,60	-35,61	±11,61	±8,17	±2,0
	$\gamma_f$		1,1	1,4	1,4	1,1	1,1	1,1	1,1
IV-IV при $\gamma_f = 1$	$M$	кН·м	-7,55	-6,65	-4,66	-55,75	-21,98	±30,60	±8,0
	$N$	кН	725,34	136,08	95,26	497,9	156,0	0,0	0,0
	$Q$	кН	±2,97	-0,61	-0,43	±32,37	-10,55	±7,43	±2,0

Таблица П4.3

Пример записи вычисленных величин усилий от сочетания нагрузок

Сечение колонны	Вид усилия	Единица измерения	Первое сочетание			Второе сочетание	
			Комбинации усилий				
			I ( $M_{max}$ )	II ( $M_{min}$ )	III ( $N_{max}$ )	I ( $M_{max}$ )	II ( $M_{min}$ )
I-I	M N	кН·м кН	1+2a	–	1+2a	–	–
			61,35 613,39	– –	61,35 613,39	–	–
II-II	M N	кН·м кН	1+11+2б	1+4a+8a	1+2a+4б+8б	1+2a+11	1+4a+8a
			32,94 703,65	–173,21 570,29	–56,22 760,8	36,03 741,75	–211,29 570,29
III-III	M N	кН·м кН	1+4a+8a	1+12+2б	1+4a+8a+2б	1+4a+8a+11	1+4a+8a
			217,69 1263,96	–53,57 849,65	215,19 1397,32	252,71 1263,96	–53,57 849,65
IV-IV при $\gamma_f > 1$	M N Q	кН·м кН кН	1+11	1+12+2б	1+4a+8a+2б	1+11	1+12+2б
			207,33 797,87 33,34	–211,29 931,23 –32,38	–109,81 1478,9 –47,65	207,33 797,87 33,34	–211,29 931,23 –32,38
			1+11	1+12+2б	1+2б+4a+8a	1+11	1+12+2б
IV-IV при $\gamma_f = 1$	M N Q	кН·м кН кН	146,48 725,34 23,18	–147,88 725,34 –23,33	–93,39 1232,24 –42,77	146,48 725,34 23,21	–147,88 725,34 –23,33

Таблица П4.4

Вес снегового покрова  $S_g$  на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли [7, пп. 10.2; 10.4.3; 10.11]

Снеговые районы	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	
$S_g$ , кПа	0,8	1,2	1,8	2,4	3,2	4,0	4,8	5,6	
Нормативные значения, кПа	$S_{gn}$	0,56	0,84	1,26	1,68	2,24	2,80	3,36	3,92
	$S_{gl}$	0,39	0,59	0,88	1,18	1,57	1,96	2,35	2,74

Примечание.  $S_{gl}$  – значения длительной нормативной нагрузки приведены для районов со средней температурой января  $-5^{\circ}\text{C}$  и ниже.

Положение района строительства устанавливается по карте 1. «Районирование территории Российской Федерации по весу снегового покрова» [7, прил. Ж].

Ниже приведены данные по размещению некоторых городов Российской Федерации по районам:

I район: Благовещенск, Чита.

II район: Абакан, Волгоград, Иркутск, Кызыл, Махачкала, Новороссийск, Пятигорск.

III район: Белгород, Братск, Брянск, Воронеж, Екатеринбург, Железногорск, Калуга, Красноярск, Курган, Курск, Липецк, Москва, Омск, Орел, Пенза, Псков, Рязань, Санкт-Петербург, Саранск, Саратов, Смоленск, Сызрань, Тамбов, Тула, Тюмень, Челябинск;

IV район: Архангельск, Барнаул, Вологда, Иваново, Казань, Кемерово, Кострома, Магнитогорск, Нижний Новгород, Новосибирск, Оренбург, Самара, Тверь, Тольятти, Томск, Ульяновск, Ярославль.

V район: Ижевск, Киров, Пермь, Салехард, Сыктывкар.

VI район: Дудинка, Игарка.

VII район: Петропавловск-Камчатский.

VIII район: Белогорск, Норильск.

Таблица П4.5

Нормативное значение ветрового давления  $W_0$   
[7, пп. 10.2; 10.4.3; 10.11]

Ветровые районы	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
$W_0$ , кПа	0,17	0,23	0,30	0,38	0,48	0,60	0,73	0,85

Положение района строительства устанавливается по карте 3 «Районирование территории Российской Федерации по давлению ветра» [7, прил. Ж].

Ниже приведены данные по размещению некоторых городов Российской Федерации по районам в соответствии с давлении ветра:

Ia район: Бодайбо, Кропоткин.

I район: Брянск, Вологда, Екатеринбург, Иваново, Ижевск, Калуга, Киров, Кострома, Москва, Нижний Новгород, Пермь, Псков, Рязань, Смоленск, Тверь, Тула, Тюмень, Ярославль.

II район: Архангельск, Благовещенск, Братск, Волгоград, Воронеж, Железногорск, Игарка, Казань, Курган, Курск, Липецк, Магнитогорск, Омск, Орел, Пенза, Саранск, Сыктывкар, Тамбов, Ульяновск, Уфа, Челябинск, Чита.

III район: Абакан, Барнаул, Белгород, Иркутск, Кемерово, Красноярск, Кызыл, Новосибирск, Оренбург, Самара, Сызрань, Санкт-Петербург, Саратов, Тольятти, Томск.

IV район: Дудинка, Салехард.

VI район: Магадан.

VII район: Чукотский полуостров.

Нормативное значение средней составляющей  $W_m$  в зависимости от эквивалентной высоты здания  $Z_B$  над поверхностью земли следует определять по формуле

$$W_m = W_0 K_{(Z_B)} C,$$

где  $W_0$  – нормативное значение ветрового давления;

$K_{(Z_B)}$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления и зависящий от эквивалентной высоты здания  $Z_B$  (табл. П4.6).

$C$  – аэродинамический коэффициент, определяемый по [7, прил. Д].

Эквивалентная высота  $Z_B$  для зданий определяется следующим образом:

а) при  $h \leq d \rightarrow Z_B = h$ ;

б) при  $h < 2d$ :

для  $z \geq h - d \rightarrow Z_B = h$ ;

для  $0 < z < h - d \rightarrow Z_B = d$ ;

в) при  $h > 2d$ :

для  $z \geq h - d \rightarrow Z_B = h$ ;

для  $d < z < h - d \rightarrow Z_B = Z$ ;

для  $0 < z \leq d \rightarrow Z_B = d$ ,

где  $z$  – высота от поверхности земли;

$d$  – размер здания (без учета стилобатной части) в направлении, перпендикулярном расчетному направлению ветра (поперечный размер);

$h$  – высота здания.

В соответствии с [7, п. 11.1.12] коэффициент надежности по ветровой нагрузке следует принимать равным 1,4.

Таблица П4.6

Значение коэффициента  $K_{(Z_e)}$ , учитывающего изменение ветрового давления для высоты  $Z_e$  (извлечение из табл. 11.2 [7])

Тип местности	Высота над поверхностью земли $Z_e$ , м						
	$\leq 5$	10	20	40	60	80	100
А. Открытые побережья морей, озер и водохранилищ, сельские местности, в том числе с постройками высотой менее 10 м, пустыни, степи, лесостепи, тундра	0,75	1,00	1,25	1,50	1,70	1,85	2,00
В. Городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м	0,50	0,65	0,85	1,10	1,30	1,45	1,60
С. Городские районы с плотной застройкой зданиями высотой более 25 м	0,40	0,40	0,55	0,80	1,00	1,15	1,25

*Научное издание*

**Черняева Руфина Петровна  
Горностаев Сергей Иванович**

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ  
И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

Практикум

Редактор *Н.В. Комардина*  
Компьютерная верстка и макет *О.В. Кофановой*

Подписано в печать 20.11.2014. Формат 60x84 1/16. Бумага офсетная.  
Усл. печ. л. 8,6. Уч.-изд. л. 7,8. Тираж 100 экз. Заказ .  
Юго-Западный государственный университет.  
305040, г. Курск, ул. 50 лет Октября, 94.  
Отпечатано в ЮЗГУ.