

**МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

**КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНОСТРО-  
ИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ**

**И.Т. Мирсаяпов, Р.И. Минзянов**

## **ОСНОВЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ**  
к выполнению расчетно-графической работы по дисциплине  
«Основы строительных конструкций» для студентов всех  
направлений подготовки. Квалификация выпускника: бакалавр

Казань  
2021

УДК 624.012

ББК 38.5

М63

**Мирсаяпов И.Т., Минзянов Р.И.**

М63 Основы строительных конструкций: Учебно-методическое пособие к выполнению расчетно-графической работы по дисциплине «Основы строительных конструкций» для студентов всех направлений подготовки. Квалификация выпускника: бакалавр / И.Т. Мирсаяпов, Р.И. Минзянов. – Казань: Изд-во Казанск. гос. архитектур.-строит. ун-та, 2021. – 118 с.

Печатается по решению Редакционно-издательского совета Казанского государственного архитектурно-строительного университета

В учебно-методическом пособии приводятся методы расчета и проектирования несущих строительных конструкций малоэтажных зданий в соответствии с действующими нормами.

Пособие содержит рекомендации к выполнению расчетно-графической работы и предназначены для использования студентами при освоении дисциплины «Основы строительных конструкций».

Рецензенты:

Кандидат технических наук, доцент кафедры МКИИС КазГАСУ

**А.В. Исаев**

Кандидат технических наук, главный специалист строительного отдела № 23, АО «Казанский Гипростройавиапром» им. В.И. Тихомирова

**В.Д. Симаков**

УДК 624.012

ББК 38.5

© Казанский государственный архитектурно-строительный университет, 2021

© Мирсаяпов И.Т.,  
Минзянов Р.И., 2021

## СОДЕРЖАНИЕ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О РАБОТЕ.....	5
Конструктивное и объемно-планировочное решения.....	5
Задание на проектирование.....	7
Требования к оформлению результатов расчета .....	7
Исходные данные.....	8
1. СБОР НАГРУЗОК .....	13
1.1. Постоянные нагрузки .....	13
1.2. Полезные нагрузки.....	14
1.3. Снеговые нагрузки.....	14
2. РАСЧЕТ ДЕРЕВЯННЫХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ КРОВЛИ .....	15
2.1. Определение расчетных параметров древесины .....	15
2.2. Определение геометрических размеров элементов кровли.....	16
2.3. Определение сечения стропил.....	17
2.4. Сбор нагрузок на стропила .....	18
2.5. Статический расчет стропил.....	19
2.6. Определение геометрических характеристик сечения стропил..	21
2.7. Проверка прочности стропил.....	22
2.8. Проверка жесткости стропил.....	23
2.9. Определение сечения подкосов.....	24
2.10. Определение сечения прогонов.....	24
2.11. Определение сечения стоек .....	27
3. РАСЧЕТ СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ .....	28
3.1. Сбор нагрузок на железобетонную балку .....	28
3.2. Статический расчет железобетонной балки и определение размеров сечения .....	30
3.3. Подбор продольного армирования балки.....	31
3.4. Подбор поперечной арматуры и проверка прочности наклонных сечений .....	34
3.5. Расчет железобетонной балки по образованию трещин .....	37
3.6. Расчет железобетонной балки по раскрытию трещин .....	38

3.7. Расчет железобетонной балки по деформациям.....	40
4. РАСЧЕТ СТАЛЬНОЙ БАЛКИ .....	42
4.1. Сбор нагрузок на стальную балку.....	42
4.2. Подбор сечения стальной балки.....	43
4.3. Расчет прочности стальной балки.....	44
4.4. Проверка жесткости стальной балки .....	45
5. РАСЧЕТ КИРПИЧНОГО ПРОСТЕНКА ВНУТРЕННЕЙ СТЕНЫ.....	46
5.1. Сбор нагрузок на кирпичный простенок.....	46
5.2. Проверка прочности кирпичного простенка.....	46
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	48
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	50
<i>Приложение А. Пример выполнения расчетно-графической работы.....</i>	<i>50</i>
<i>Приложение Б. Конструкции перекрытий.....</i>	<i>97</i>
<i>Приложение В. Нагрузки и воздействия .....</i>	<i>99</i>
<i>Приложение Г. Деревянные конструкции .....</i>	<i>104</i>
<i>Приложение Д. Железобетонные конструкции .....</i>	<i>107</i>
<i>Приложение Е. Стальные конструкции.....</i>	<i>112</i>
<i>Приложение Ж. Каменные конструкции.....</i>	<i>117</i>

## ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О РАБОТЕ

### Конструктивное и объемно-планировочное решения

В расчетно-графической работе рассматривается двухэтажный индивидуальный жилой дом с несущими стенами. Схематический план 1-го этажа показан на рис. 1, разрез – на рис. 2.

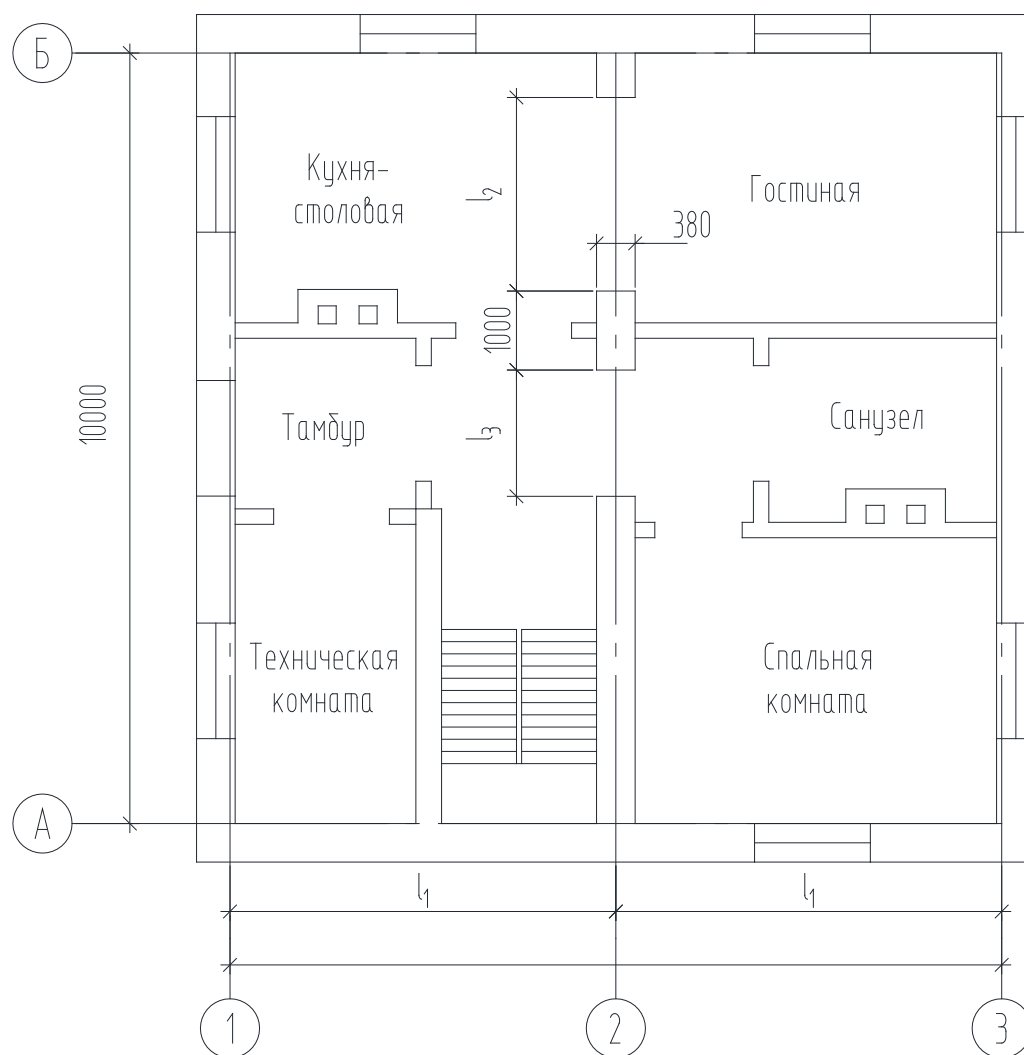


Рис. 1. Схематический план 1-го этажа

Несущую систему здания образуют сборные плиты перекрытия, наружные и внутренние несущие кирпичные стены.

Класс сооружения КС-2 [7], степень огнестойкости III [2].

За условную отметку 0,000 принимается уровень пола 1-го этажа.

Фундаменты ленточные, из сборных бетонных блоков.

Наружные стены толщиной 570 мм – из керамических блоков Р38 (380 мм) с утеплителем минвата (50 мм), вентзазор (20 мм), со стороны улицы облицовочный керамический кирпич КУЛПу 1НФ/150/1.4/50/ГОСТ 530-2012 (120 мм).

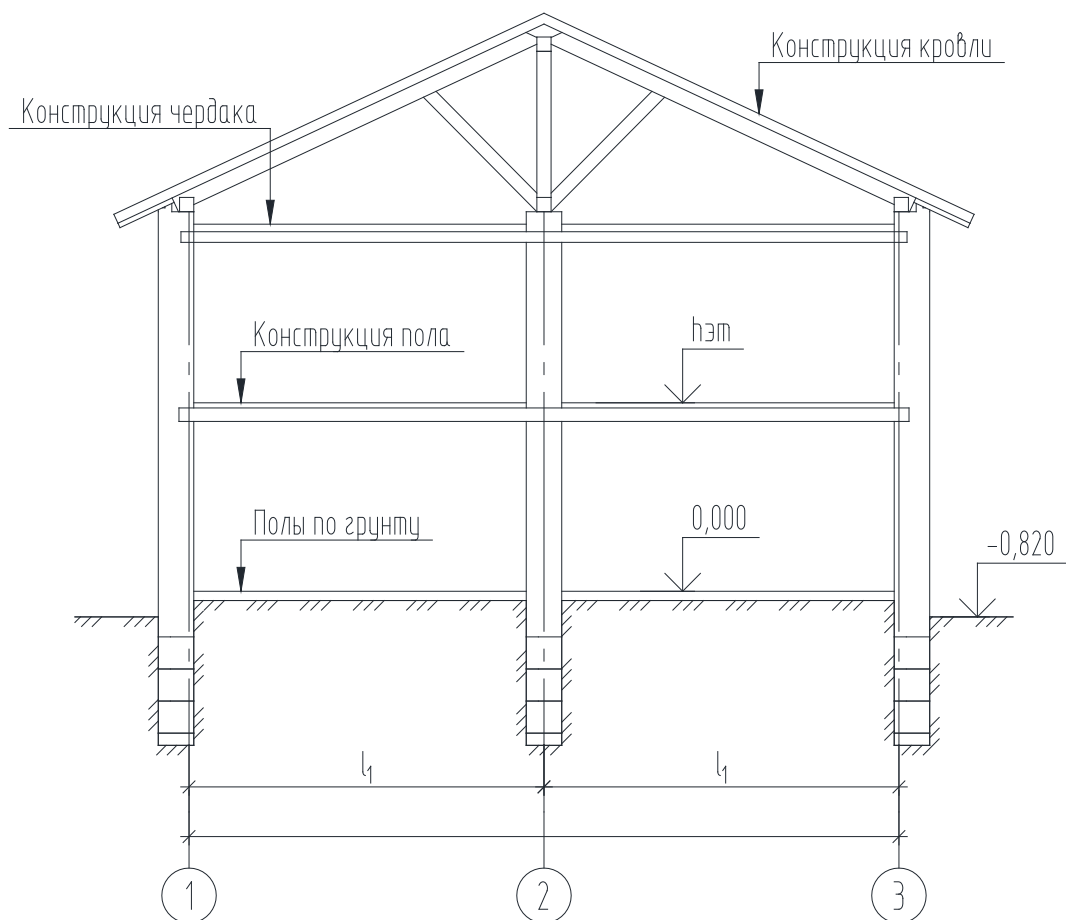


Рис. 2. Схематический разрез здания

Цоколь до отм. -0,270 – из кирпича КОРПо 1НФ/125/2.0/25/ГОСТ 530-2012, марка по морозостойкости F50 на растворе марки М75.

Кровля – металлочерепица. Стропильная система кровли из пиломатериалов. Система водостока – наружное водоотведение.

Внутренние стены толщиной 380 мм – из (керамического или силикатного – по заданию) кирпича марки М1 (по заданию) (КОРПо 1НФ/М1/2.0/25/ГОСТ 530-2012) на цементно-песчаном растворе марки М2 (по заданию).

Перегородки толщиной 120 мм – из керамического кирпича марки КОРПо 1НФ/125/2.0/25/ГОСТ 530-2012 на цементно-песчаном растворе марки 75 с соблюдением поперечной перевязки с примыкающими перегородками.

Участки стен с вентканалами – из полнотелого керамического кирпича КОРПо 1НФ/100/2.0/25/ГОСТ 530-2012 на глиняном либо цементно-песчаном растворе.

Перекрытия оконных и дверных проемов – сборные железобетонные, уложенные по слою цементно-песчаного раствора марки 75.

Перекрытия – сборные железобетонные многопустотные плиты (перекрытие 1-го этажа) и деревянные балки (перекрытие 2-го этажа).

Окна – пластиковые индивидуального изготовления с заполнением двухкамерным стеклопакетом из обычного стекла.

Лестница внутренняя – деревянные ступени по стальным косоурам.

Перекрытие проема между кухней-столовой и гостиной (пролет  $l_2$  – по заданию) – сборная железобетонная балка прямоугольного сечения.

Перекрытие проема в коридоре (пролет  $l_3$  – по заданию) – стальная балка из прокатных элементов.

### **Задание на проектирование**

Требуется выполнить расчет и конструирование следующих строительных конструкций здания.

1. Деревянные несущие конструкции кровли:

- а) расчет стропил;
- б) расчет подкосов;
- в) расчет прогонов;
- г) расчет стоек.

2. Сборная железобетонная балка перекрытия проема между кухней-столовой и гостиной (пролет  $l_2$  – по заданию):

- а) расчет по нормальным сечениям;
- б) расчет по наклонным сечениям;
- в) расчет по образованию и раскрытию нормальных трещин;
- г) расчет по деформациям.

3. Стальная балка перекрытия проема в коридоре (пролет  $l_3$  – по заданию):

- а) подбор сечения;
- б) расчет по деформациям.

4. Кирпичный простенок внутренней стены (размером 380x1000 мм):

- а) проверка прочности сечения.

### **Требования к оформлению результатов расчета**

Результаты расчета оформляются в виде расчетно-графической работы (РГР), выполняемой на форматах, установленных соответствующими стандартами Единой системы конструкторской документации (ЕСКД), то есть на листах писчей белой бумаги размером 297x210 мм (формат А4), на которые нанесены рамки рабочего поля. Эти рамки отстоят от внешней стороны листа слева на 20 мм, а от других сторон на 5 мм.

РГР может быть оформлена одним из следующих способов:

а) с применением печатающих и графических устройств вывода ЭВМ (ГОСТ 2.004-88), при этом разрешается использовать компьютерные возможности акцентирования внимания на определённых терминах, формулах, применяя шрифты разной гарнитуры. Цвет шрифта должен быть чёрным, высота букв, цифр и других знаков – кегль 12, тип шрифта Times New Roman. Под текстом не допускается использовать фон;

б) рукописным – черной пастой или чернилами чертёжным шрифтом по ГОСТ 2.304-81 с высотой букв или цифр не менее 2,5 мм.

Все рисунки, приведенные в тексте данного пособия, должны быть выполнены в РГР в полном объеме с нанесением размеров и подписанными выносными линиями.

Пример оформления РГР приведен в приложении А.

### Исходные данные

Исходные данные для выполнения РГР принимаются в зависимости от номера зачетной книжки ( $N_1$  – предпоследняя цифра,  $N_2$  – последняя цифра) и первой буквы фамилии студента. Например, если у студента Петрова И.И. номер зачетной книжки 0314056, то для выбора исходных данных принимаются  $N_1 = 5$ ,  $N_2 = 6$  и буква П.

1. Пролет  $l_1$  определяется по формуле (1):

$$l_1 = 4,2 + 0,3 \cdot (N_2 - m_1) \text{ (м)}, \quad (1)$$

где  $m_1 = 0$  при  $0 \leq N_2 \leq 4$  и  $m_1 = 5$  при  $5 \leq N_2 \leq 9$ .

2. Пролет  $l_2$  определяется по формуле (2):

$$l_2 = 3,0 + 0,2 \cdot N_1 \text{ (м)}. \quad (2)$$

3. Пролет  $l_3$  определяется по формуле (3):

$$l_3 = 2,0 + 0,2 \cdot N_2 \text{ (м)}. \quad (3)$$

4. Высота этажа  $h_{\text{эт}}$  определяется по табл. 1.

Таблица 1

Высота этажа	
$N_1$	Высота этажа
1, 3, 7	3,3 м
4, 6, 9	3,9 м
0, 2, 5, 8	3,6 м



5. Город строительства определяется по табл. 2.

Таблица 2

Город строительства

Первая буква фамилии	$N_1$	$N_2$	Город строительства
А, Ж, Н, Ф	0÷3	0÷4	Воронеж
		5÷9	Ульяновск
	4÷6	0÷4	Иркутск
		5÷9	Самара
	7÷9	0÷4	Тольятти
		5÷9	Пермь
Б, З, М, О, Х	0÷3	0÷4	Томск
		5÷9	Новосибирск
	4÷6	0÷4	Рязань
		5÷9	Челябинск
	7÷9	0÷4	Омск
		5÷9	Тюмень
В, И, П, Ц, Э	0÷3	0÷4	Барнаул
		5÷9	Красноярск
	4÷6	0÷4	Екатеринбург
		5÷9	Хабаровск
	7÷9	0÷4	Кемерово
		5÷9	Нижний Новгород
Г, Й, Р, Ч, Ю	0÷3	0÷4	Москва
		5÷9	Пенза
	4÷6	0÷4	Махачкала
		5÷9	Саратов
	7÷9	0÷4	Симферополь
		5÷9	Уфа
Д, К, С, Ш, Я	0÷3	0÷4	Астрахань
		5÷9	Волгоград
	4÷6	0÷4	Чебоксары
		5÷9	Новокузнецк
	7÷9	0÷4	Казань
		5÷9	Ярославль
Е, Л, Т, У, Щ	0÷3	0÷4	Санкт-Петербург
		5÷9	Владивосток
	4÷6	0÷4	Краснодар
		5÷9	Ижевск
	7÷9	0÷4	Ростов-на-Дону
		5÷9	Оренбург

6. Типы конструкций перекрытия 1-го и 2-го этажей (табл. Б1 и Б2 в приложении Б) определяются по табл. 3.

Таблица 3

Типы конструкций перекрытий

$N_1$	Тип конструкции перекрытия 1-го этажа	$N_2$	Тип конструкции перекрытия 2-го этажа
0	4	0	2
1	3	1	3
2	3	2	4
3	2	3	1
4	4	4	2
5	1	5	3
6	1	6	1
7	2	7	4
8	3	8	2
9	4	9	1

Конструкцию кровли для всех вариантов принять одинаковой:

- металлочерепица;
- деревянная обрешетка из досок 22x125 мм с шагом 350x350 мм;
- ориентированно-стружечная плита (ОСП);
- ветрозащитная пленка.

7. Угол наклона ската кровли определяется по табл. 4.

Таблица 4

Угол наклона ската кровли

$N_1$	$\alpha_{\text{кров, Град.}}$
1, 5	25
4, 8	26
2, 9	27
3, 6	28
0, 7	29

8. Шаг стропил определяется по формуле (4):

$$b_1 = 0,5 + 0,1 \cdot (N_1 + 1) \text{ (м)}. \quad (4)$$

9. Шаг стоек определяется по формуле (5):

$$b_2 = 2,0 + 0,1 \cdot (N_2 + 1) \text{ (м)}. \quad (5)$$

10. Материалы стропильных конструкций определяются по табл. 5.

Таблица 5

Материал стропильных конструкций

Первая буква фамилии	$N_1$	Сорт	$N_2$	Древесная порода
А, З, П, Ч	0÷4	1	0÷4	Дуб
			4÷9	Кедр Красноярского края
	5÷9	2	0÷4	Бук
			4÷9	Ясень
Б, И, Р, Ш	0÷4	2	0÷4	Сосна
			4÷9	Ильм
	5÷9	1	0÷4	Пихта
			4÷9	Береза
В, Й, С, Щ	0÷4	1	0÷4	Граб
			4÷9	Клен
	5÷9	2	0÷4	Тополь
			4÷9	Ель
Г, К, Т	0÷4	1	0÷4	Лиственница (европ.)
			4÷9	Дуб
	5÷9	2	0÷4	Липа
			4÷9	Вяз
Д, Л, У	0÷4	2	0÷4	Ясень
			4÷9	Ольха
	5÷9	1	0÷4	Береза
			4÷9	Кедр сибирский
Е, М, Ф, Э	0÷4	2	0÷4	Пихта
			4÷9	Сосна
	5÷9	1	0÷4	Вяз
			4÷9	Лиственница (не европ.)
Н, Х, Ю	0÷4	2	0÷4	Осина
			4÷9	Бук
	5÷9	1	0÷4	Кедр Красноярского края
			4÷9	Липа
Ж, О, Ц, Я	0÷4	1	0÷4	Сосна
			4÷9	Акация
	5÷9	2	0÷4	Кедр сибирский
			4÷9	Ель

11. Материалы железобетонных конструкций определяются по табл. 6.

Таблица 6

Материалы железобетонных конструкций

$N_1$	Класс бетона	$N_2$	Класс арматуры
0, 2, 5, 8	B20	0, 6, 7, 9	A400C
1, 3, 7	B15	2, 4, 8	A500СП
4, 6, 9	B25	1, 3, 5	A500C

12. Материалы стальных конструкций определяются по табл. 7.

Таблица 7

Материалы стальных конструкций

$N_1$	Сталь	$N_2$	Профиль
3, 4, 9	C345	0, 5, 6	Двутавр с уклоном полок
0, 2, 5	C245	1, 9	Швеллер с уклоном полок
1, 7	C255	2, 7, 8	Двутавр нормальный (Б)
6, 8	C345	3, 4	Швеллер с параллельными гранями полок

13. Материалы каменных конструкций определяются по табл. 8.

Таблица 8

Материалы каменных конструкций

Первая буква фамилии	Вид кирпича	Вид раствора	$N_1$	Марка кирпича	$N_2$	Марка раствора
А÷З	Керамический пластического прессования	Цементно-песчаный	0÷3	M100	0÷3	M50
			4÷6	M125	4÷6	M75
			7÷9	M150	7÷9	M100
И÷С	Силикатный		0÷3	M125	0÷3	M75
			4÷6	M150	4÷6	M100
			7÷9	M100	7÷9	M50
Т÷Я	Керамический полусухого прессования		0÷3	M150	0÷3	M100
			4÷6	M125	4÷6	M50
			7÷9	M100	7÷9	M75

Для всех вариантов толщину внутренней стены принять равной 380 мм.

# 1. СБОР НАГРУЗОК

На здание действуют постоянные  $P_d$  и временные (длительные  $P_l$ , кратковременные  $P_t$ , особые  $P_s$ ) нагрузки.

В РГР учитываются постоянные нагрузки от веса частей сооружений, в том числе несущих и ограждающих строительных конструкций; кратковременные нагрузки от веса людей, животных, оборудования, а также снеговая нагрузка (ветровая нагрузка в данной РГР не учитывается).

## 1.1. Постоянные нагрузки

Нормативное значение веса конструкций заводского изготовления следует определять на основании стандартов, рабочих чертежей или паспортных данных заводов-изготовителей, для других строительных конструкций и грунтов – по проектным размерам и удельному весу материалов и грунтов с учетом их влажности в условиях возведения и эксплуатации сооружений. Удельные веса строительных конструкции приведены в табл. В1 в приложении В.

Нормативное значение равномерно распределенных постоянных нагрузок определяется по формуле (1.1):

$$q_n = t \cdot \gamma, \quad (1.1)$$

где  $t$  – толщина конструкции;  
 $\gamma$  – удельный вес конструкции.

Расчетное значение нагрузок определяется по формуле (1.2):

$$q_p = q_n \cdot \gamma_f, \quad (1.2)$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке.

Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  для веса строительных конструкций и грунтов приведены в табл. 7.1 [13] и табл. В2 в приложении В.

## 1.2. Полезные нагрузки

Нормативные значения равномерно распределенных кратковременных нагрузок на плиты перекрытий, лестницы и полы на грунтах приведены в табл. 8.3 [13] и табл. В3 в приложении В.

Расчетное значение полезных нагрузок определяется по формуле (1.2).

Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  для равномерно распределенных нагрузок, следует принимать:

1,3 – при полном нормативном значении менее 2,0 кПа;

1,2 – при полном нормативном значении 2,0 кПа и более.

## 1.3. Снеговые нагрузки

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле (1.3):

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \quad (1.3)$$

где  $c_e$  – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с 10.5–10.9 [13] (в РГР принимается равным 1);

$c_t$  – термический коэффициент, принимаемый в соответствии с 10.10 [13] (в РГР принимается равным 1);

$\mu$  – коэффициент формы, учитывающий переход от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с 10.4 [13];

$S_g$  – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли.

Нормативное значение веса снегового покрова  $S_g$  на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли для отдельных населенных пунктов Российской Федерации принимают в соответствии с приложением К [13] или табл. В4 в приложении В.

Для остальной территории Российской Федерации нормативное значение веса снегового покрова  $S_g$  на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли следует принимать в зависимости от снегового района по данным табл. 10.1 [13].

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  для снеговой нагрузки следует принимать равным 1,4.

## 2. РАСЧЕТ ДЕРЕВЯННЫХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ КРОВЛИ

Требуется подобрать сечения деревянных стропил, подкосов, прогонов и стоек (рис. 2.1).

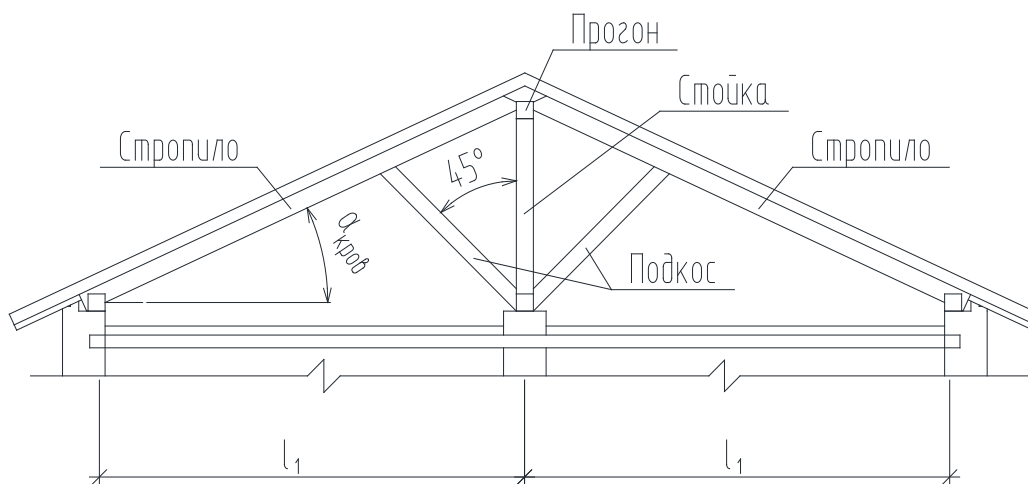


Рис. 2.1. Несущие конструкции кровли

### 2.1. Определение расчетных параметров древесины

Согласно п. 6.1 [15] расчетные сопротивления древесины сосны, ели и лиственницы европейской, отсортированной по сортам, определяются по формуле (2.1):

$$R^p = R^A \cdot m_{дл} \cdot Pm_i, \quad (2.1)$$

где  $R^A$  – расчетное сопротивление древесины, МПа (табл. 3 [15] или табл. Г1 в приложении Г), влажностью 12% для режима нагружения А (табл. 4 [15]), в сооружениях 2-го класса функционального назначения (табл. А3 [15]), при сроке эксплуатации не более 50 лет;

$m_{дл}$  – коэффициент длительной прочности, соответствующий режиму длительности загрузки (табл. 4 [15]) (в РГР принимается режим нагружения В,  $m_{дл} = 0,66$ );

$Pm_i$  – произведение коэффициентов условий работы (п. 6.9 [15]).

Расчетные сопротивления для других пород древесины устанавливаются путем умножения величин, приведенных в табл. 3 [15] или табл. Г1 в приложении Г, на переходные коэффициенты  $m_{п}$ , указанные в табл. 5 [15] или табл. Г2 в приложении Г.

При определении расчетного сопротивления в соответствующих случаях следует применять коэффициенты условий работы  $m_i$ :

а) для различных условий эксплуатации конструкций – коэффициент  $m_b$ , указанный в табл. 9 [15]. Класс условий эксплуатации определяется по табл. 1 [15] (по известной влажности). Дополнительные характеристики условий эксплуатации, кроме влажности по классам ДК, приведены в табл. А2 [15] (в РГР принимается нормальный режим помещений,  $m_b = 1$ );

б) конструкций, эксплуатируемых при установившейся температуре воздуха ниже плюс 35 °С, – коэффициент  $m_T = 1$ ; при температуре плюс 50 °С – коэффициент  $m_T = 0,8$ . Для промежуточных значений температуры коэффициент принимают по интерполяции (в РГР принимается  $m_T = 1$ );

в) изгибаемых, внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных элементов прямоугольного сечения высотой более 50 см значения расчетных сопротивлений изгибу и сжатию вдоль волокон – коэффициент  $m_b$ , указанный в табл. 10 [15] (в РГР высота элементов менее 50 см,  $m_b$  не учитывается);

г) растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении и изгибаемых элементов из круглых лесоматериалов с подрезкой в расчетном сечении – коэффициент  $m_o = 0,8$  (в РГР  $m_o$  не учитывается);

д) элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением, – коэффициент  $m_a = 0,9$  (в РГР принимаются элементы без глубокой пропитки антипиренами под давлением,  $m_a$  не учитывается);

е) изгибаемых, внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных деревянных элементов, в зависимости от толщины слоев, значения расчетных сопротивлений изгибу, скалыванию и сжатию вдоль волокон – коэффициент  $m_{сл}$ , указанный в табл. 11 [15] (в РГР принимаются неклееные элементы,  $m_{сл}$  не учитывается);

ж) гнутых элементов конструкций значения расчетных сопротивлений растяжению, сжатию и изгибу – коэффициент  $m_{гн}$ , указанный в табл. 12 [15] (в РГР гнутые элементы отсутствуют,  $m_{гн}$  не учитывается);

з) в зависимости от срока службы – коэффициент  $m_{с.с.}$ , указанный в табл. 13 [15] (в РГР принять срок службы не более 50 лет);

и) для смятия поперек волокон при режимах нагружения Г–К (табл. 4 [15]) – коэффициент  $m_{см} = 1,15$  (в РГР смятие не рассматривается,  $m_{см}$  не учитывается).

## 2.2. Определение геометрических размеров элементов кровли

Зная угол уклона кровли, длину проекции стропил, а также угол наклона подкосов (принимается 45°), из геометрических соображений можно получить все необходимые размеры (рис. 2.2).



Из рис. 2.2 определяем размер  $a_3$  по формуле (2.2):

$$a_3 = l_1 \cdot \operatorname{tg}(\alpha_{\text{кров}}). \quad (2.2)$$

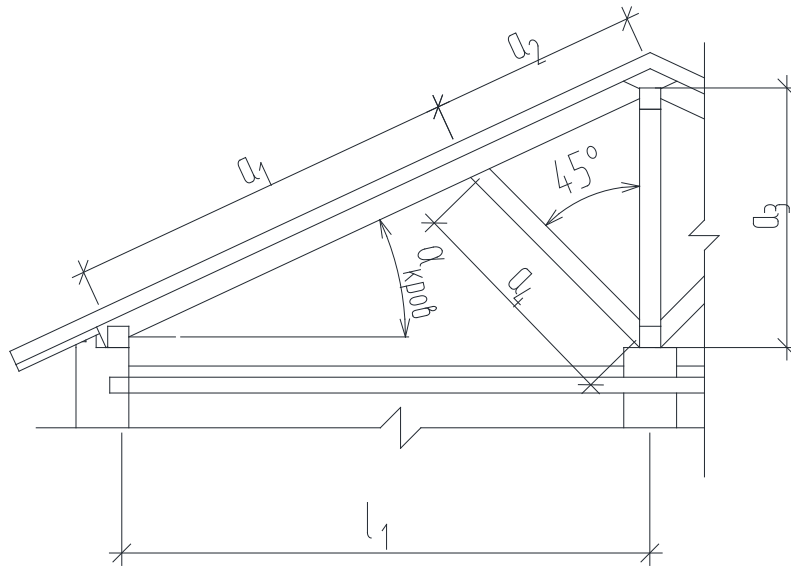


Рис. 2.2. К определению геометрических размеров конструктивной схемы

Для определения размеров  $a_1$  и  $a_2$  следует воспользоваться теоремой Пифагора (формула (2.3)), а также теоремой, согласно которой биссектриса внутреннего угла треугольник делит сторону, к которой она проведена, на части, пропорциональные прилежащим сторонам (формула (2.4)):

$$(a_1 + a_2)^2 = l_1^2 + a_3^2; \quad (2.3)$$

$$\frac{l_1}{a_3} = \frac{a_1}{a_2}. \quad (2.4)$$

Значение  $a_4$  можно найти из теоремы косинусов по формуле (2.5):

$$a_4^2 = a_1^2 + l_1^2 - 2 \cdot a_1 \cdot l_1 \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}). \quad (2.5)$$

### 2.3. Определение сечения стропил

Прочность стропил в первом приближении можно оценить по формуле (2.6):

$$\frac{M_{\text{п}}}{W_{\text{расч}}} \leq R_c, \quad (2.6)$$

где  $M_{\text{п}}$  – изгибающий момент, действующий в точке примыкания подкоса к стропилам, определяется по формуле (2.7):

$$M_B = \frac{q_p^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (a_1^3 + a_2^3)}{8 \cdot (a_1 + a_2)}, \quad (2.7)$$

$q_p^{\text{строп}}$  – расчетная нагрузка на 1 п.м стропил от кровли без учета собственного веса стропил, определяемая по формуле (2.8):

$$q_p^{\text{строп}} = g_p^{\text{кров}} \cdot b_1 \cdot \gamma_n, \quad (2.8)$$

$g_p^{\text{кров}}$  – расчетная нагрузка от конструкций кровли;

$b_1$  – шаг стропил;

$W_{\text{расч}}$  – момент сопротивления крайних фибр сечения стропил, определяемый по формуле (2.9):

$$W_{\text{расч}} = \frac{b \cdot h^2}{6}. \quad (2.9)$$

Задавшись значением высоты сечения стропил  $h \approx 0,05 \cdot a_1$  (из условия обеспечения предельной гибкости), решая совместно уравнения (2.6)–(2.9), учитывая дополнительное действие сжимающей нагрузки в виде уменьшения расчетного сопротивления на 15%, можно определить ширину сечения стропил  $b$  по формуле (2.10):

$$b = \frac{350 \cdot q_p^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (a_1^3 + a_2^3)}{(a_1 + a_2) \cdot a_1^2 \cdot R_c}. \quad (2.10)$$

Далее значения  $h$  и  $b$  округляются в большую сторону в соответствии с номинальными размерами толщины и ширины пиломатериалов (табл. Г3 в приложении Г). Как правило, стропила выполняются из досок. Доска – пиломатериал толщиной до 100 мм и шириной более двойной толщины [4].

## 2.4. Сбор нагрузок на стропила

Нормативная нагрузка от собственного веса стропил на 1 п.м определяется по формуле (2.11):

$$g_H^{\text{строп,св}} = b \cdot h \cdot \gamma_{\text{дер}} \cdot \gamma_n, \quad (2.11)$$

где  $b, h$  – размеры сечения доски;

$\gamma_{\text{дер}}$  – удельный вес древесины (по табл. В1 в приложении В);

$\gamma_n$  – коэффициент надежности по ответственности (для зданий КС-2 принимается равным 1,0).

Расчетная нагрузка от собственного веса стропил на 1 п.м определяется по формуле (2.12):

$$g_p^{\text{строп,св}} = g_H^{\text{строп,св}} \cdot \gamma_f, \quad (2.12)$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке для конструкций из дерева (принимается по табл. 7.1 [13] или табл. В2 в приложении В).

Нормативная нагрузка на 1 п.м стропил определяется по формуле (2.13):

$$q_n^{\text{строп}} = g_n^{\text{кров}} \cdot b_1 \cdot \gamma_n + g_n^{\text{строп,св}}, \quad (2.13)$$

где  $g_n^{\text{кров}}$  – нормативная нагрузка от конструкций кровли;  
 $b_1$  – шаг стропил.

Расчетная нагрузка на 1 п.м стропил определяется по формуле (2.14):

$$q_p^{\text{строп}} = g_p^{\text{кров}} \cdot b_1 \cdot \gamma_n + g_p^{\text{строп,св}}, \quad (2.14)$$

где  $g_p^{\text{кров}}$  – расчетная нагрузка от конструкций кровли;  
 $b_1$  – шаг стропил.

### 2.5. Статический расчет стропил

Расчётная схема стропил представляет собой двухпролетную балку, наклонную относительно горизонта, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой. Для удобства расчета балку приводят к горизонтально расположенной, а нагрузку раскладывают на вертикальную и горизонтальную составляющие в соответствии с рис. 2.3.

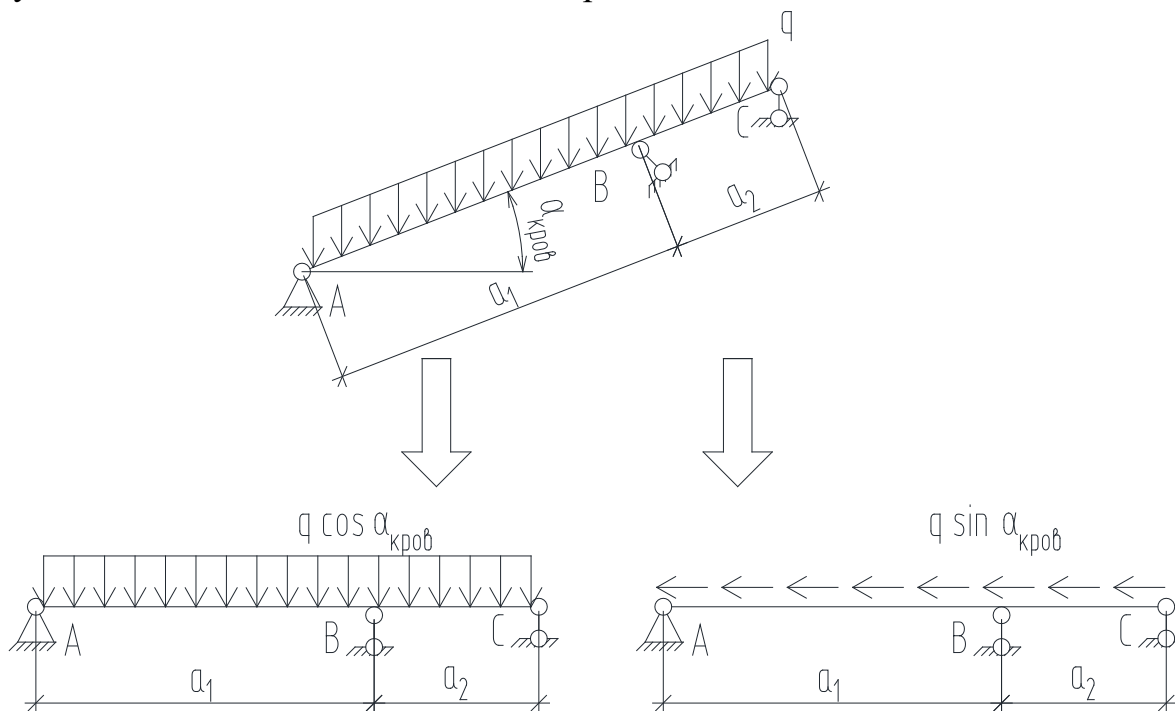


Рис. 2.3. Расчетная схема стропил

Для определения опорных реакций, значений внутренних усилий (изгибающего момента  $M$ , поперечной силы  $Q$  и продольной силы  $N$ ) следует воспользоваться общими принципами расчета статически неопределимых

систем строительной механики [20]. В данном примере даны готовые выражения для определения внутренних усилий. Опорные реакции и эпюры внутренних усилий представлены на рис. 2.4 и 2.5.

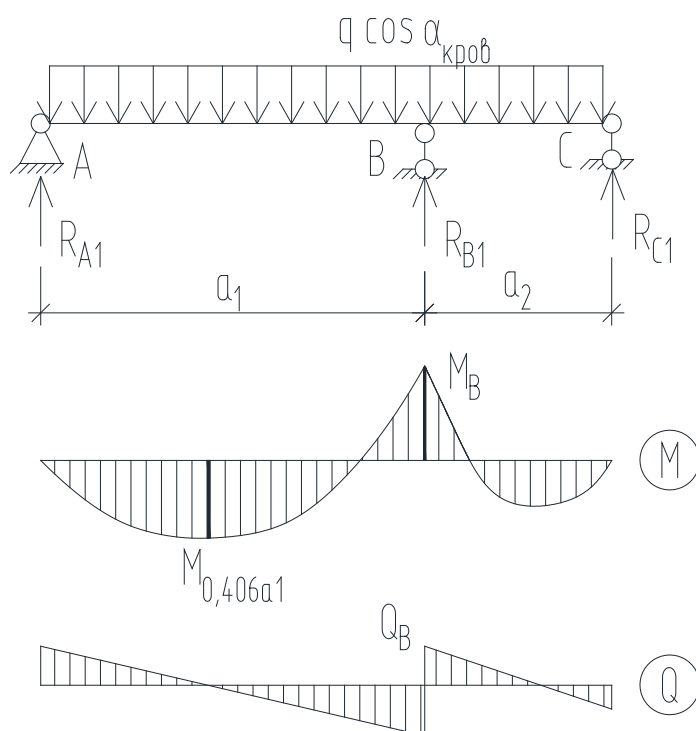


Рис. 2.4. Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил

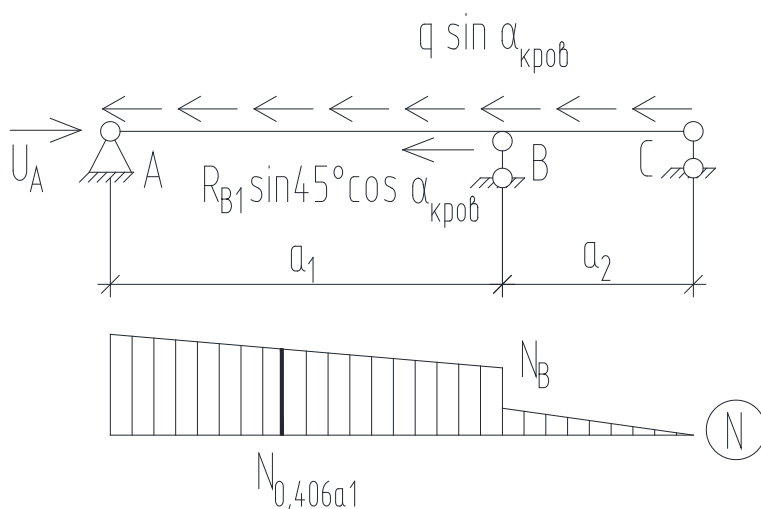


Рис. 2.5. Эпюра продольных сил

Наибольший изгибающий момент возникает на опоре В, однако продольная сила в этом сечении меньше, чем в первом пролете, где максимальный изгибающий момент действует в сечении, расположенном на расстоянии приблизительно  $0,406 \cdot a_1$  от точки А. Поэтому нужно проверить оба сечения.

Значения реакций опор можно определить по формулам (2.15)÷(2.17):

$$R_{A1} = \frac{q_p^{\text{строп}} \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot a_1}{2} - \frac{q_p^{\text{строп}} \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (a_1^3 + a_2^3)}{8 \cdot a_1 \cdot (a_1 + a_2)}. \quad (2.15)$$

$$R_{B1} = \frac{q_p^{\text{строп}} \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (a_1 + a_2)}{2} + \frac{q_p^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (a_1^3 + a_2^3)}{8 \cdot a_1 \cdot (a_1 + a_2)} + \frac{q_p^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (a_1^3 + a_2^3)}{8 \cdot a_2 \cdot (a_1 + a_2)}. \quad (2.16)$$

$$R_{C1} = \frac{q_p^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot a_2}{2} - \frac{q_p^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (a_1^3 + a_2^3)}{8 \cdot a_2 \cdot (a_1 + a_2)}. \quad (2.17)$$

Значения внутренних усилий можно определить по формулам (2.18)÷(2.22):

$$M_B = \frac{q_p^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (a_1^3 + a_2^3)}{8 \cdot (a_1 + a_2)}. \quad (2.18)$$

$$M_{0,406a_1} = R_{A1} \cdot 0,406 \cdot a_1 - \frac{q_p^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (0,406 \cdot a_1)^2}{2}. \quad (2.19)$$

$$N_B = q_p^{\text{строп}} \cdot \sin \alpha \cdot a_2 + R_{B1} \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}). \quad (2.20)$$

$$N_{0,406a_1} = q_p^{\text{строп}} \cdot \sin(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (a_2 + 0,594 \cdot a_1) + R_{B1} \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}). \quad (2.21)$$

$$Q_B = q_p^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot a_1 - R_{A1}. \quad (2.22)$$

## 2.6. Определение геометрических характеристик сечения стропил

Площадь сечения определяется по формуле (2.23):

$$F_{\text{расч}} = b \cdot h. \quad (2.23)$$

Момент сопротивления крайних фибр сечения определяется по формуле (2.24):

$$W_{\text{расч}} = \frac{b \cdot h^2}{6}. \quad (2.24)$$

Радиус инерции сечения определяется по формуле (2.24):

$$i = 0,289 \cdot h. \quad (2.25)$$

Момент инерции сечения определяется по формуле (2.26):

$$J_x = \frac{b \cdot h^3}{12}. \quad (2.26)$$

Статический момент сечения определяется по формуле (2.27):

$$S_x = \frac{b \cdot h^2}{8}. \quad (2.27)$$

## 2.7. Проверка прочности стропил

Стропила являются внецентренно-сжатыми элементами. Расчет на прочность по нормальным напряжениям таких элементов выполняют согласно требованиям п. 7.17 [15] по формуле (2.28):

$$\frac{N}{F_{\text{расч}}} + \frac{M_{\text{д}}}{W_{\text{расч}}} \leq R_c, \quad (2.28)$$

где  $R_c$  – расчётное сопротивление древесины сжатию;

$M_{\text{д}}$  – изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме. Для шарнирно-опертых сжато-изгибаемых и внецентренно сжатых элементов при симметричных эпюрах изгибающих моментов синусоидального, параболического, полигонального и близких к ним очертаний, а также для консольных элементов  $M_{\text{д}}$  допускается выполнять по формуле (2.29):

$$M_{\text{д}} = \frac{M}{\xi}, \quad (2.29)$$

где  $\xi$  – коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, рассчитываемый по формуле (2.30):

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{расч}}}, \quad (2.30)$$

где  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по указаниям п. 7.3 [15].

При гибкости  $\lambda \leq 70$  коэффициент  $\varphi$  определяется по формуле (2.31):

$$\varphi = 1 - 0,8 \cdot \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2, \quad (2.31)$$

при  $\lambda > 70$  – по формуле (2.32):

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2}. \quad (2.32)$$

Гибкость элемента определяется по формуле (2.33):

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, \quad (2.33)$$

где  $l_0$  – расчётная длина элемента.

Гибкость элемента не должна превышать предельную гибкость  $[\lambda] = 120$ .

Расчет элементов на прочность при скалывании выполняют в соответствии с п. 7.10 [15] по формуле (2.34):

$$\frac{Q_B \cdot S_x}{J_x \cdot b} \leq R_{ск}, \quad (2.34)$$

$R_{ск}$  – расчетное сопротивление скалыванию при изгибе.

Помимо расчета прочности требуется проверить устойчивость плоской формы деформирования стропил в соответствии с п. 7.14 [15] по формуле (2.35):

$$\frac{M}{\varphi_M \cdot W_{расч}} \leq R_{и}, \quad (2.35)$$

$\varphi_M$  – коэффициент, определяемый в соответствии с формулой (31) [15].

В рамках РГР расчет на устойчивость плоской формы деформирования не выполняется.

## 2.8. Проверка жесткости стропил

Проверка прогибов стропил выполняется по формуле (2.36):

$$f \leq f_{ult}, \quad (2.36)$$

где  $f$  – прогиб стропил, рассчитанный по деформированной схеме, допускается определять по формуле (2.37):

$$f = \frac{f_0}{\xi_{0,406a_1}}, \quad (2.37)$$

$f_0$  – прогиб стропил по недеформированной схеме, определяется по формуле (2.38):

$$f_0 = \frac{5 \cdot q_{н}^{строп} \cdot \cos(\alpha_{кров}) \cdot a_1^4}{384 \cdot E \cdot J_x}, \quad (2.38)$$

$E = 10$  ГПа – модуль упругости древесины;

$f_{ult}$  – предельно допустимый прогиб, определяемый в соответствии с приложением Д [13]. При пролете балки  $a_1 \leq 1$  м значение  $f_{ult}$  составляет  $a_1/120$ , при  $a_1 = 3$  м –  $f_{ult} = a_1/150$ , при  $a_1 = 6$  м –  $f_{ult} = a_1/200$ . Для промежуточных значений  $a_1$  значение  $f_{ult}$  определяется по линейной интерполяции.

## 2.9. Определение сечения подкосов

Нагрузка, действующая на подкос, определяется из статического расчета стропил, по формуле (2.39):

$$N_{\text{подкос}} = \frac{R_{B1}}{\cos(45^\circ - \alpha_{\text{кров}})} \quad (2.39)$$

где  $R_{B1}$  – реакция опоры в т. В.

Подкос является центрально-сжатым элементом, проверка прочности проверяется по формуле (2.40):

$$\frac{N_{\text{п,подкос}}}{\varphi \cdot F_{\text{расч}}} \leq R_c \quad (2.40)$$

Ширина сечения подкоса принимается такой же, как и ширина стропил, а высота в первом приближении – из условия обеспечения предельной гибкости:  $h \approx 0,03 \cdot a_4$ .

Нагрузку от собственного веса подкоса можно определить по формуле (2.41):

$$N_{\text{подкос}}^{\text{CB}} = b \cdot h \cdot a_4 \cdot \gamma_{\text{дер}} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \quad (2.41)$$

Полная нагрузка на подкос (с учетом собственного веса) можно определить по формуле (2.42):

$$N_{\text{п,подкос}} = N_{\text{подкос}} + N_{\text{подкос}}^{\text{CB}} \quad (2.42)$$

## 2.10. Определение сечения прогонов

Внутренние усилия, возникающие в сечениях прогонов, зависят от расположения стропил, опирающихся на прогон.

Схема опирания стропил на прогоны (при трех стропилах на прогон) показана на рис. 2.6.

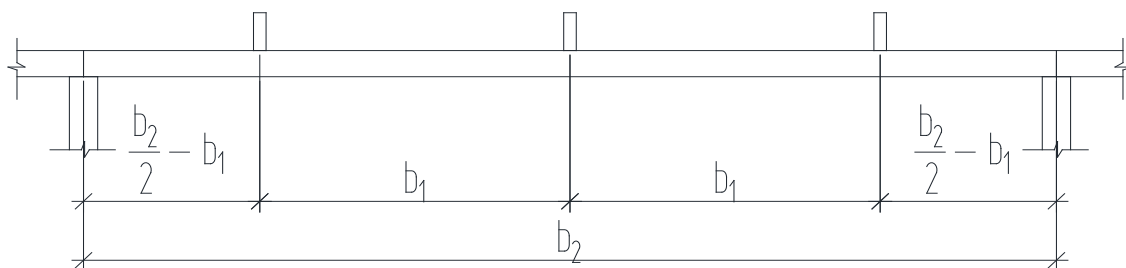


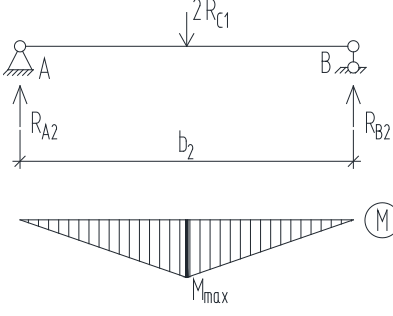
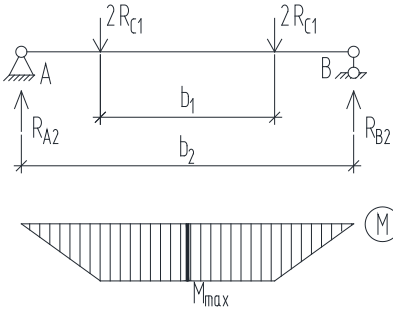
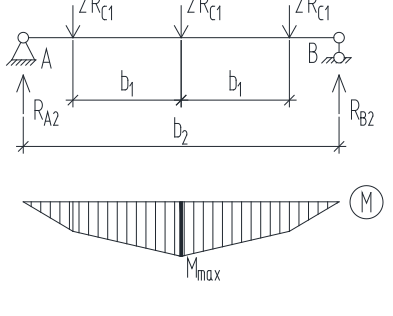
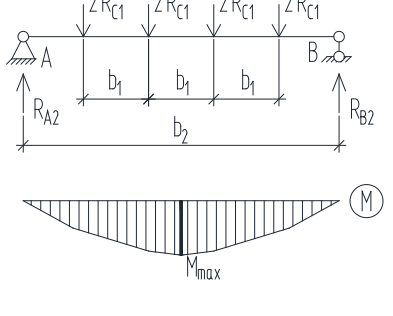
Рис. 2.6. Схема опирания стропил на прогоны



Расчетные схемы прогонов при различном расположении стропил приведены в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Расчетные схемы прогонов

Условие	Расчетная схема	$R_{A2}$	$M_{max}$
$b_1 \geq b_2$		$R_{c1}$	$R_{A2} \cdot \frac{b_2}{2}$
$b_1 < b_2 \leq 2 \cdot b_1$		$2 \cdot R_{c1}$	$R_{A2} \cdot \frac{b_2}{2} - 2 \cdot R_{c1} \cdot \frac{b_1}{2}$
$2 \cdot b_1 < b_2 \leq 3 \cdot b_1$		$3 \cdot R_{c1}$	$R_{A2} \cdot \frac{b_2}{2} - 2 \cdot R_{c1} \cdot b_1$
$3 \cdot b_1 < b_2 \leq 4 \cdot b_1$		$4 \cdot R_{c1}$	$R_{A2} \cdot \frac{b_2}{2} - 2 \cdot R_{c1} \cdot \frac{3 \cdot b_1}{2} - 2 \cdot R_{c1} \cdot \frac{b_1}{2}$

Прогон является изгибаемым элементом, условие прочности проверяется по формуле (2.43):

$$\frac{M_{\text{прогон}}}{W_{\text{расч}}} \leq R_{\text{и}}. \quad (2.43)$$

Из формулы (2.43) можно определить требуемый момент сопротивления сечения прогона (формула (2.44)), а из момента сопротивления – высоту сечения прогона, приняв брус квадратного сечения (формула (2.45)).

$$W_{\text{треб}} = \frac{M_{\text{max}}}{R_{\text{и}}}; \quad (2.44)$$

$$h_{\text{треб}} = \sqrt[3]{6 \cdot W_{\text{треб}}}. \quad (2.45)$$

Нормативная нагрузка от собственного веса прогона на 1 п.м определяется по формуле (2.11), расчетная нагрузка – по формуле (2.12).

Максимальный момент, возникающий в сечении от собственного веса прогона, определяется по формуле (2.46):

$$M^{\text{св}} = \frac{g_{\text{р}}^{\text{прогон,св}} \cdot b_2^2}{8}. \quad (2.46)$$

Максимальный момент с учетом собственного веса стропил составит (по формуле (2.47)):

$$M_{\text{прогон}} = M_{\text{max}} + M^{\text{св}}. \quad (2.47)$$

Прогон проверяется на прочность на действие изгибающего по формуле (2.43) и при скалывании по формуле (2.34). При этом геометрические характеристики сечения прогона определяются по формулам (2.23)÷(2.27).

Жесткость прогона проверяется аналогично проверки жесткости стропил (формулы (2.36)÷(2.38)).

Для определения прогибов прогона необходимо сосредоточенные нагрузки заменить на эквивалентную по моменту равномерно распределенную нагрузку. Для этого сначала нужно определить значение момента от нормативных нагрузок по формуле (2.48):

$$M_{\text{max}}^{\text{н}} = \frac{M_{\text{max}}}{q_{\text{р}}^{\text{строп}}} \cdot q_{\text{н}}^{\text{строп}}. \quad (2.48)$$

Значение эквивалентной нормативной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле (2.49):

$$g_{\text{н}}^{\text{прогон}} = \frac{8 \cdot M_{\text{max}}^{\text{н}}}{b_2^2}. \quad (2.49)$$

Нормативная равномерно распределенная нагрузка на прогон с учетом его собственного веса определяется по формуле (2.50):

$$g_{\text{н}}^{\text{п}} = g_{\text{н}}^{\text{прогон}} + g_{\text{н}}^{\text{прогон,св}}. \quad (2.50)$$

## 2.11. Определение сечения стоек

Подбор сечения стойки выполняется аналогично подбору сечения подкоса. Нагрузка, действующая на стойку, определяется по формуле (2.51):

$$N_{\text{стойка}} = 2 \cdot R_{A2} + 2 \cdot \frac{g_{\text{р}}^{\text{прогон,св}} \cdot b_2}{2}. \quad (2.51)$$

Высота стойки в первом приближении принимается из условия обеспечения предельной гибкости  $h \approx 0,03 \cdot a_3$ . По высоте стойки по формуле (2.25) определяется радиус инерции  $i$ , по формуле (2.33) – гибкость  $\lambda$ , по формулам (2.31) или (2.32) – коэффициент  $\varphi$ , а затем требуемую площадь сечения стойки из формулы (2.40).

Принимая стойку квадратного сечения, определяется требуемая высота сечения стойки по формуле (2.52):

$$h_{\text{треб}} = \sqrt{F_{\text{треб}}}. \quad (2.52)$$

По требуемой высоте назначаются размеры сечения стойки. Расчетная нагрузка от собственного веса стойки определяется по формуле (2.41).

Подобранное сечение проверяется на прочность по формуле (2.40).

### 3. РАСЧЕТ СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ

Требуется подобрать геометрические параметры сечения и армирование железобетонной балки, выполнить расчеты по нормальным и наклонным сечениям, расчеты по образованию и раскрытию нормальных трещин, расчет по деформациям (рис. 3.1).

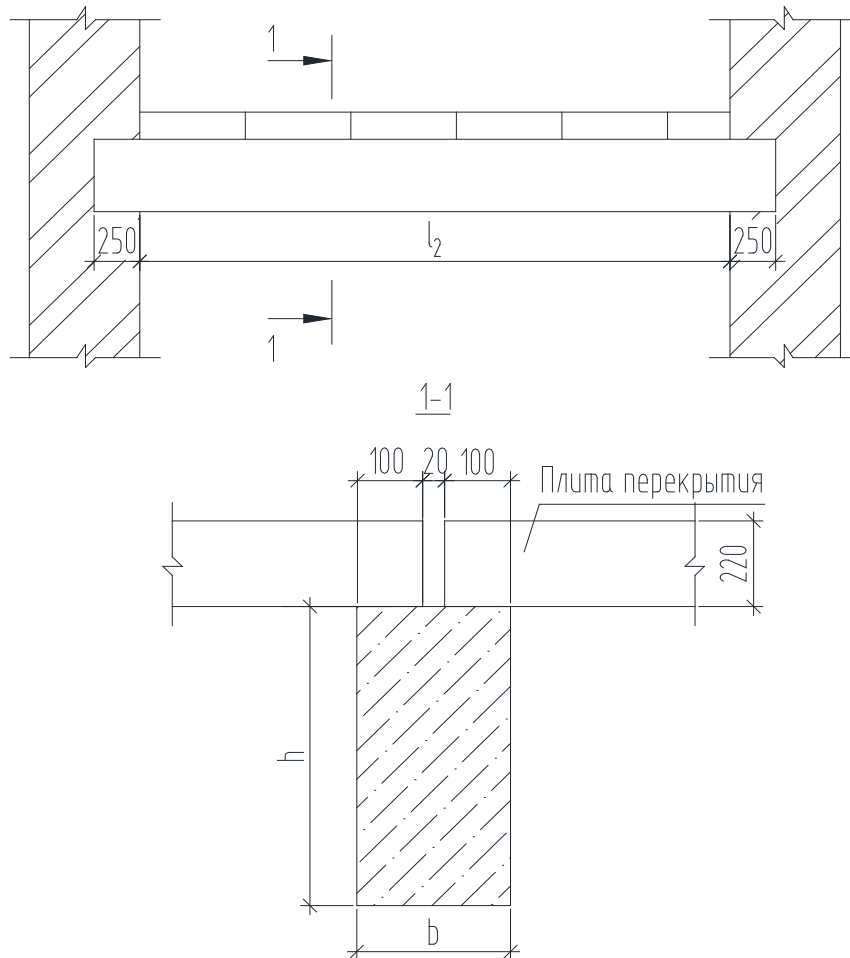


Рис. 3.1. К расчету сборной железобетонной балки

#### 3.1. Сбор нагрузок на железобетонную балку

Нагрузки, действующие на железобетонную балку следующие.

1. Нагрузка от кровли (принимается по результатам сбора нагрузок в п. 1).

2. Нагрузка от несущих конструкций кровли:

– от стропил:

$$g_{\text{н}}^{\text{строп}} = \frac{b \cdot h}{s} \cdot \gamma_{\text{дер}}; \quad (3.1)$$

$$g_{\text{р}}^{\text{строп}} = g_{\text{н}}^{\text{строп}} \cdot \gamma_f; \quad (3.2)$$

– ОТ ПОДКОСОВ:

$$g_{\text{Н}}^{\text{подкос}} = \frac{b \cdot h}{s} \cdot \gamma_{\text{дер}}; \quad (3.3)$$

$$g_{\text{р}}^{\text{подкос}} = g_{\text{Н}}^{\text{подкос}} \cdot \gamma_f; \quad (3.4)$$

– ОТ ПРОГОНОВ:

$$q_{\text{Н}}^{\text{прогон}} = 2b \cdot h \cdot \gamma_{\text{дер}}; \quad (3.5)$$

$$q_{\text{р}}^{\text{прогон}} = q_{\text{Н}}^{\text{прогон}} \cdot \gamma_f; \quad (3.6)$$

– ОТ СТОЕК:

$$q_{\text{Н}}^{\text{стойки}} = \frac{b \cdot h \cdot a_3}{s} \cdot \gamma_{\text{дер}}; \quad (3.7)$$

$$q_{\text{р}}^{\text{стойки}} = q_{\text{Н}}^{\text{стойки}} \cdot \gamma_f. \quad (3.8)$$

В формулах (3.1)÷(3.8):

$b, h$  – размеры поперечного сечения соответствующих конструкций;

$s$  – шаг соответствующих конструкций;

$\gamma_{\text{дер}}$  – удельный вес древесины;

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке.

3. Нагрузка от перекрытия 2-го этажа (принимается по результатам сбора нагрузок в п. 1).

4. Нагрузка от собственного веса кирпичной стены над балкой:

$$q_{\text{Н}}^{\text{стена}} = t \cdot h_{\text{эт}} \cdot \gamma_{\text{кирп}}; \quad (3.9)$$

$$q_{\text{р}}^{\text{стена}} = q_{\text{Н}}^{\text{стена}} \cdot \gamma_f, \quad (3.10)$$

где  $t$  – толщина внутренней стены;

$h_{\text{эт}}$  – высота этажа (принимается по заданию);

$\gamma_{\text{кирп}}$  – удельный вес кирпичной кладки.

5. Нагрузка от перекрытия 1-го этажа (принимается по результатам сбора нагрузок в п. 1).

Полная погонная нагрузка на железобетонную балку определяется по формуле (3.11):

$$q_{tot} = [g \cdot l_1 + q] \cdot \gamma_n, \quad (3.11)$$

где  $g$  – равномерно распределенная нагрузка, в кН/м<sup>2</sup>;

$q$  – погонная нагрузка, в кН/м;

$l_1$  – грузовая полоса, равная пролету  $l_1$ .

### 3.2. Статический расчет железобетонной балки и определение размеров сечения

Расчетная схема балки представлена на рис. 3.2

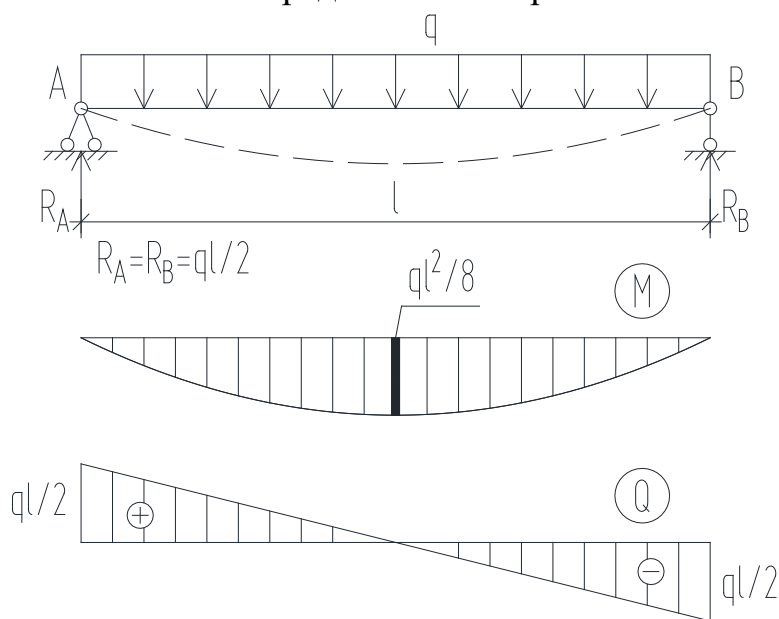


Рис. 3.2. Расчетная схема железобетонной балки

Приняв величину опирания балки на стены 250 мм, расчетный пролет балки составляет:

$$l = l_2(\text{мм}) + 250. \quad (3.12)$$

Расчетное сопротивление бетона сжатию  $R_b$  определяется по табл. Д2 в приложении Д в зависимости от класса бетона.

Максимальный изгибающий момент, действующий в балке (без учета его собственного веса), определяется по формуле (3.13):

$$M = \frac{q_p \cdot l^2}{8}, \quad (3.13)$$

где  $q_p$  – полная расчётная погонная нагрузка на балку.

Предварительно назначается ширина балки из условия опирания плит перекрытий (минимум 100 мм, зазор между плитами 20 мм):

$$b > 100 + 100 + 20 = 220 \text{ мм.}$$

Предварительная рабочая высота сечения определяется по формуле (3.14), принимая  $\xi = 0,35$ :

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi) \cdot R_b \cdot b}} \quad (3.14)$$

Предварительно принимается расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до нижней грани балки  $a = 35$  мм.

Предварительная высота сечения балки:

$$h = h_0 + a. \quad (3.15)$$

Предварительная ширина сечения балки принимается в диапазоне:

$$b = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot h. \quad (3.16)$$

После нахождения предварительных значений высоты и ширины балки,  $b$  и  $h$  уточняются, принимая их кратными 50 мм.

Определяется нагрузка от собственного веса балки (нормативная по формуле (3.17), расчетная по формуле (3.18)):

$$q_n^{CB} = b \cdot h \cdot \gamma_{жб}; \quad (3.17)$$

$$q_p^{CB} = q_n^{CB} \cdot \gamma_f, \quad (3.18)$$

где  $\gamma_{жб}$  – удельный вес железобетона.

Далее уточняются нагрузки, действующие на балку, с учетом собственного веса этой балки, и определяются внутренние усиления в соответствии с рис. 3.2.

### 3.3. Подбор продольного армирования балки

Для класса бетона, указанного в задании, определяется значение расчетного сопротивления бетона сжатию  $R_b$  (по табл. Д2 в приложении Д). Для заданного класса арматуры определяются значения расчетного сопротивления арматуры растяжению  $R_s$  и модуля деформаций арматуры  $E_s$  (по табл. Д6 в приложении Д).

Подбор продольного армирования балки выполняется в следующей последовательности.

1. Значение относительной деформации сжатого бетона  $\varepsilon_{b2}$  принимаем равным  $35 \cdot 10^{-4}$  (по п. 6.1.20 [14] для бетонов класса по прочности на сжатие В60 и ниже).

Относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных  $R_s$  определяется по формуле (3.19):

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}. \quad (3.19)$$

2. Относительная граничная высота сжатой зоны бетона определяется по формуле (3.20):

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}. \quad (3.20)$$

Коэффициент  $\alpha_R$ :

$$\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_R); \quad (3.21)$$

3. Определяем коэффициент  $\alpha_m$  по формуле (3.22):

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}, \quad (3.22)$$

если

$$\alpha_m \leq \alpha_R, \quad (3.23)$$

то принимаем элемент с одиночной арматурой (растянутая арматура устанавливается по расчету, сжатая – конструктивно), в противном случае – элемент с двойной арматурой (п. 3.3 [16]).

4. Определяем относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}). \quad (3.24)$$

5. Определяем требуемую площадь растянутой арматуры:

$$A_s^{\text{треб}} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \xi}{R_s}. \quad (3.25)$$

По сортаменту (табл. Д7 в приложении Д) принимается арматура, у которой фактическая площадь сечения больше требуемой. По конструктивным требованиям (п. 10.3 [14]) диаметр продольной растянутой арматуры принимается не менее 12 мм. В рамках РГР рекомендуется принимать от 2 до 4 стержней, устанавливаемых в один ряд.

6. Требуемая площадь сечения растянутой арматуры и площадь сечения фактически установленной арматуры не должны отличаться более, чем на 5%:

$$\Delta = \frac{A_s - A_s^{\text{треб}}}{A_s^{\text{треб}}} \cdot 100\% \leq 5\%. \quad (3.26)$$



Если при помощи стержней одинакового диаметра не получается уложиться в 5%, допускается принимать два разных диаметра. При этом стержни большего диаметра устанавливаются по краям балки, меньшего диаметра – в середине.

7. Сжатую арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям, указанным в п. 10.3 [14]. Диаметр принимается по условию свариваемости (табл. Д8 в приложении Д), класс В500.

Толщина защитного слоя бетона для растянутой арматуры определяется по формуле (3.27):

$$a - \frac{d_s}{2} \geq 20 \text{ мм}, \quad (3.27)$$

где 20 мм – минимальная толщина защитного слоя бетона рабочей арматуры для конструкций, эксплуатируемых в закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности (для конструктивной арматуры – 15 мм).

Если условие (3.27) не выполняется, нужно заново определить расстояние от нижней грани балки до центра тяжести продольной растянутой арматуры:  $a = 20 + d_s/2$ .

Расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до верхней грани балки определяется по формуле (3.28):

$$a' = 15 + \frac{d_s'}{2}. \quad (3.28)$$

Все вычисленные значения наносятся на рис. 3.3.

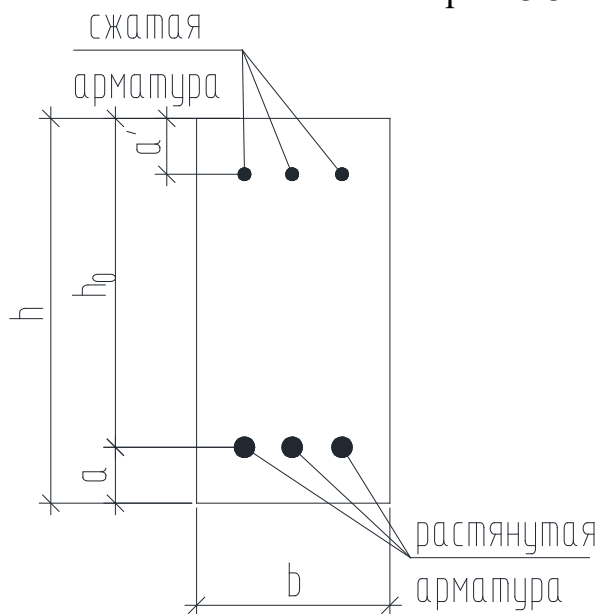


Рис. 3.3. Продольная арматура в железобетонной балке

### 3.4. Подбор поперечной арматуры и проверка прочности наклонных сечений

Поперечная арматура назначается по конструктивным требованиям (п. 10.3 [14]), а затем проверяется прочность наклонных сечений.

Диаметр принимается по условию свариваемости (табл. Д8 в приложении Д), количество такое же, как и продольная арматура, класс В500.

Шаг поперечной арматуры на опоре принимается не более  $0,5 \cdot h_0$  и не более 300мм.

Шаг поперечной арматуры в пролете принимается не более  $0,75 \cdot h_0$  и не более 500мм.

Для класса бетона, указанного в задании, определяется значение расчетного сопротивления бетона растяжению  $R_{bt}$  (по табл. Д2 в приложении Д). Для заданного класса арматуры определяются значения расчетного сопротивления поперечной арматуры  $R_{sw}$  (по табл. Д6 в приложении Д).

Проверка прочности полосы между наклонными трещинами выполняется в следующей последовательности.

1. Максимальная поперечная сила, которая может быть воспринята бетонной полосой между наклонными трещинами, определяется по формуле (3.29):

$$Q_{ult} = \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \quad (3.29)$$

где  $\varphi_{b1}$  – коэффициент, принимаемый равным 0,3 (п. 8.1.32 [14]).

2. Проверяется условие прочности по формуле (3.30):

$$Q_{max} \leq Q_{ult}. \quad (3.30)$$

Если условие выполняется, прочность полосы между наклонными трещинами обеспечена. Если условие не выполняется, необходимо увеличить класс бетона или геометрические размеры сечения (по согласованию с преподавателем).

Проверка прочности наклонного сечения по поперечной силе выполняется в следующей последовательности.

1. Определяется значение момента  $M_b$ :

$$M_b = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2, \quad (3.31)$$

где  $\varphi_{b2}$  – коэффициент, принимаемый равным 1,5 (п. 8.1.33 [14]).

2. Интенсивность установки поперечных стержней на опоре ( $q_{sw1}$ ) и в пролете ( $q_{sw2}$ ) составляет:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_{w1}}; \quad q_{sw2} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_{w2}}. \quad (3.32)$$

3. Определяется длина проекции наклонного сечения:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_p}}. \quad (3.33)$$

4. Проверяется условия по формуле (3.34):

$$c < \frac{2 \cdot h_0}{1 - 0,5 \cdot \frac{q_{sw1}}{R_{bt} \cdot b}}; \quad \frac{q_{sw1}}{R_{bt} \cdot b} > 2. \quad (3.34)$$

Если оба условия (3.34) не выполняются, то значение  $c$  не корректируем. Если хотя бы одно из условий выполняется, то значение  $c$  корректируем по формуле (3.35):

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75 \cdot q_{sw1} + q_p}}. \quad (3.35)$$

5. Проверяем условие:

$$c > 3 \cdot h_0. \quad (3.36)$$

Если условие не выполняется, значение  $c$  не корректируем (если условие выполняется, то  $c = 3 \cdot h_0$ ).

6. Длина проекции наклонной трещины  $c_0$  принимается равной  $c$ .

7. Проверяем условие:

$$c_0 > 2 \cdot h_0. \quad (3.37)$$

Если условие не выполняется, значение  $c_0$  не корректируем (если условие выполняется, то  $c_0 = 2 \cdot h_0$ ).

8. Поперечную арматуру учитываем в расчете, если соблюдается условие:

$$q_{sw1} \geq 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b. \quad (3.38)$$

В противном случае поперечная арматура в расчете на поперечную силу не участвует.

9. Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw1} \cdot c_0, \quad (3.39)$$

где  $\varphi_{sw}$  – коэффициент, принимаемый равным 0,75 (п. 8.1.33 [14]).

10. Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении:

$$Q_b = \frac{M_b}{c}. \quad (3.40)$$

При этом значение  $Q_b$  принимают не более  $2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$  и не менее  $Q_{b,min} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ .

11. Поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции  $c$  от внешних сил принимается в сечении, нормальном к продольной оси элемента, проходящем на расстоянии  $c$  от опоры, и определяется по формуле (3.41):

$$Q = Q_{max} - q_p \cdot c. \quad (3.41)$$

12. Проверяем условие:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}. \quad (3.42)$$

Если условие выполняется, прочность элемента по сечениям, наклонным к продольной оси элемента, обеспечена. Если не выполняется, необходимо изменить параметры сечения (по согласованию с преподавателем).

Определение участка с интенсивностью поперечной арматуры  $q_{sw1}$

При уменьшении интенсивности поперечной арматуры от опоры к пролету с  $q_{sw1}$  до  $q_{sw2}$ , вызванным увеличением шага поперечных стержней, длину участка с интенсивностью  $q_{sw1}$  следует принимать не менее  $\frac{1}{4}$  пролета балки и не менее значения  $l_1$  (не путать с пролетом  $l_1$  по заданию), определяемого в зависимости от значения  $\Delta q_{sw} = 0,75 \cdot (q_{sw1} - q_{sw2})$ . Если  $\Delta q_{sw} < q_p$ , то  $l_1$  определяется по формуле (3.43):

$$l_1 = c - \frac{\frac{M_b}{c} + 0,75 \cdot q_{sw1} \cdot c_0 - Q_{max} + q_p \cdot c}{\Delta q_{sw}}. \quad (3.43)$$

Если  $\Delta q_{sw} \geq q_p$ , то  $l_1$  определяется по формуле (3.44):

$$l_1 = \frac{Q_{max} - (Q_{b,min} + 1,5 \cdot q_{sw2} \cdot h_0)}{q_p} - 2 \cdot h_0. \quad (3.44)$$

Окончательно длину участка с интенсивностью  $q_{sw1}$  назначают кратно шагу  $s_{w1}$ .

Далее выполняется конструирование балки со всеми необходимыми спецификациями и ведомостями.

### 3.5. Расчет железобетонной балки по образованию трещин

Расчет железобетонной балки по образованию трещин производится в следующей последовательности.

1. Для класса бетона, указанного в задании, определяется значение расчетного сопротивления бетона растяжению для расчета по второй группе предельных состояний  $R_{bt,ser}$  (по табл. Д1 в приложении Д) и начальный модуль упругости бетона  $E_b$  (по табл. Д3 в приложении Д).

2. Определяется площадь поперечного сечения балки:

$$A_b = b \cdot h. \quad (3.45)$$

3. Коэффициент приведения арматуры к бетону:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}. \quad (3.46)$$

4. Приведенная площадь сечения балки:

$$A_{red} = A + \alpha \cdot (A_s + A_s'). \quad (3.47)$$

5. Приведенный статический момент сечения балки:

$$S_{red} = b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \alpha \cdot [A_s \cdot a + A_s' \cdot (h - a')]. \quad (3.48)$$

6. Расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани балки  $y_t$  и до верхней грани балки  $y_c$ :

$$y_t = \frac{S_{red}}{A_{red}}; \quad y_c = h - y_t. \quad (3.49)$$

7. Момент инерции бетонного сечения:

$$J_b = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(y_t - \frac{h}{2}\right)^2. \quad (3.50)$$

8. Момент инерции арматурных стержней:

$$J_s = \alpha \cdot [A_s \cdot (y_t - a)^2 + A_s' \cdot (y_c - a')^2]. \quad (3.51)$$

9. Приведенный момент инерции сечения балки:

$$J_{red} = J_b + J_s. \quad (3.52)$$

10. Приведенный момент сопротивления:

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y_t}. \quad (3.53)$$

11. Упругий момент сопротивления приведенного сечения:

$$W_{pl} = 1,3 \cdot W_{red}. \quad (3.54)$$

12. Момент образования трещин с учетом неупругих деформаций растянутого бетона:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl}. \quad (3.55)$$

13. Проверяем условие:

$$M_{crc} \geq M_H. \quad (3.56)$$

Если условие (3.56) не выполняется, то трещины образуются, необходимо выполнить расчет по определению ширины раскрытия трещин. В противном случае – расчет по определению ширины раскрытия трещин выполнять не нужно.

### 3.6. Расчет железобетонной балки по раскрытию трещин

Расчет по раскрытию трещин производят из условия:

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}, \quad (3.57)$$

где  $a_{crc}$  – ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки, определяемая согласно пп. 8.2.7, 8.2.15–8.2.17 [14];

$a_{crc,ult}$  – предельно допустимая ширина раскрытия трещин (из условия обеспечения сохранности арматуры классов А240...А600, В500 принимают 0,3 мм – при продолжительном раскрытии трещин; 0,4 мм – при непродолжительном раскрытии трещин).

Расчет железобетонных элементов следует производить по продолжительному и по непродолжительному раскрытию нормальных трещин. Ширину продолжительного раскрытия трещин определяют по формуле (3.58):

$$a_{crc} = a_{crc1}, \quad (3.58)$$

а ширину непродолжительного раскрытия трещин по формуле (3.59):

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}, \quad (3.59)$$

где  $a_{crc1}$  – ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$a_{crc2}$  – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок;

$a_{crc3}$  – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Ширину раскрытия нормальных трещин  $a_{crc,i}$  ( $i=1, 2, 3$ ) определяют по формуле (3.60):

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s, \quad (3.60)$$

где  $\sigma_s$  – напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки, определяемое согласно п. 8.2.16 [14];

$l_s$  – базовое (без учета влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами, определяемое согласно п. 8.2.17 [14];

$\psi_s$  – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами, определяемый по формуле 8.138 [14];

$\varphi_1$  – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки (принимается равным 1,0 – при непродолжительном действии нагрузки; 1,4 – при продолжительном действии нагрузки);

$\varphi_2$  – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры (принимается равным 0,5 – для арматуры периодического профиля и канатной; 0,8 – для гладкой арматуры);

$\varphi_3$  – коэффициент, учитывающий характер нагружения (принимается равным 1,0 – для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых; 1,2 – для растянутых элементов).

При определении  $a_{crc1}$  и  $a_{crc3}$  значение  $\psi_s$  равно:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{crc}}{M_{H,l}}. \quad (3.61)$$

При определении  $a_{crc2}$  значение  $\psi_s$  равно:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{crc}}{M_H}. \quad (3.62)$$

При определении  $a_{crc1}$  и  $a_{crc3}$  значение  $\sigma_s$  равно:

$$\sigma_s = \frac{M_{H,l}}{0,8 \cdot h_0 \cdot A_s}. \quad (3.63)$$

При определении  $a_{crc2}$  значение  $\sigma_s$  равно:

$$\sigma_s = \frac{M_H}{0,8 \cdot h_0 \cdot A_s}. \quad (3.64)$$

Значения базового расстояния между трещинами  $l_s$  определяют по формуле (3.65):

$$l_s = 0,5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s \quad (3.65)$$

и принимают не менее  $10 \cdot d_s$  и 100 мм и не более  $40 \cdot d_s$  и 400 мм,

где  $d_s$  – номинальный диаметр арматуры продольной растянутой арматуры;

$A_{bt}$  – площадь сечения растянутого бетона.

Значение  $A_{bt}$  определяем по формуле (3.66):

$$A_{bt} = k \cdot y_t \cdot b \quad (3.66)$$

и принимают не менее  $2 \cdot a \cdot b$  и не более  $0,5 \cdot h \cdot b$ ,

где  $k$  – коэффициент, принимаемый при прямоугольном сечении 0,9.

### 3.7. Расчет железобетонной балки по деформациям

Поскольку трещины в балке образуются, расчет по деформациям необходимо производить с учетом трещин в растянутой зоне.

Расчет железобетонных элементов по прогибам производят из условия:

$$f \leq f_{ult}, \quad (3.67)$$

где  $f_{ult}$  – значение предельно допустимого прогиба железобетонного элемента (п. 2.6);

$f$  – прогиб железобетонного элемента от действия внешней нагрузки, определенный по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых деформационных характеристик железобетонного элемента в сечениях по его длине (кривизн, углов сдвига и т.д.).

Для изгибаемых элементов постоянного сечения, имеющих трещины на каждом участке, в пределах которого изгибающий момент не меняет знак, допускается вычислять кривизну для наиболее напряженного сечения и принимать для остальных сечений такого участка кривизны изменяющиеся пропорционально значениям изгибающего момента. В этом случае для свободно опертых и консольных элементов максимальный прогиб определяют по формуле:

$$f = S \cdot l^2 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{max}, \quad (3.68)$$

где  $\left(\frac{1}{r}\right)_{max}$  – полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом, определяемая на участке с трещинами по п. 8.2.24 [14];

$S$  – коэффициент, принимаемый при равномерно распределённой нагрузке 5/48.



Полную кривизну изгибаемых элементов для участков с трещинами в растянутой зоне определяют по формуле (3.69):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{max} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3, \quad (3.69)$$

где  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$  – кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки, на которую производят расчет по деформациям;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$  – кривизна от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$  – кривизна от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Кривизну железобетонных элементов от действия соответствующих нагрузок определяют по формуле (3.70):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_i = \frac{M}{D}, \quad (3.70)$$

где  $M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки;

$D$  – изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента, определяемая по формуле (3.71):

$$D = E_{b1} \cdot J_{red}, \quad (3.71)$$

$J_{red}$  – момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести, определяемый с учетом наличия или отсутствия трещин (п. 8.2.27 [14]);

$E_{b1}$  – модуль деформации сжатого бетона, определяемый в зависимости от продолжительности действия нагрузки и с учетом наличия или отсутствия трещин (п. 8.2.27 [14]).

Значения модуля деформации бетона  $E_{b1}$  при непродолжительном действии нагрузки принимают равным:

$$E_{b1} = 0,85 \cdot E_b, \quad (3.72)$$

при продолжительном действии нагрузки:

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \quad (3.73)$$

$\varphi_{b,cr}$  – коэффициент ползучести бетона, принимаемый по табл. Д4 в приложении Д (в РГР принимается нормальный влажностный режим эксплуатации балки).

## 4. РАСЧЕТ СТАЛЬНОЙ БАЛКИ

Требуется подобрать сечение стальной балки, проверить уровни нормальных и касательных напряжений, выполнить расчет по деформациям (рис. 4.1).

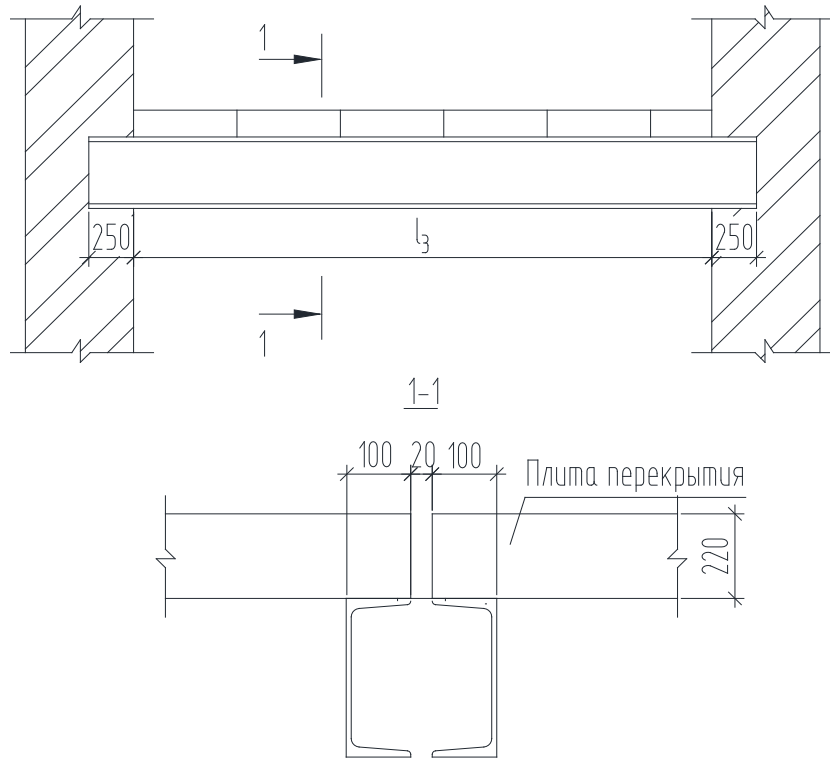


Рис. 4.1. К расчету стальной балки

### 4.1. Сбор нагрузок на стальную балку

Нагрузки, действующие на стальной прогон, аналогичны нагрузкам, действующим на железобетонную балку. Поскольку балка составная из двух элементов, то каждый элемент балки воспринимает половину нагрузки.

Геометрические характеристики сечений необходимо принимать по соответствующим ГОСТам, приведенным в табл. 4.1. Геометрические характеристики прокатных профилей приведены в приложении Е.

Таблица 4.1

Сортаменты стальных прокатных элементов

Профиль	ГОСТ	Приложение Е
Двутавр с уклоном полок	ГОСТ 8239-89	Табл. Е1
Двутавр нормальный (Б)	ГОСТ Р 57837-2017	Табл. Е2
Швеллер с уклоном полок (У)	ГОСТ 8240-97	Табл. Е3
Швеллер с параллельными гранями полок (П)	ГОСТ 8240-97	Табл. Е4

Нормативная нагрузка от собственного веса прокатного элемента определяется по формуле (4.1):

$$q_n^{CB} = m \cdot \gamma_n, \quad (4.1)$$

где  $m$  – масса 1 п.м, в кг, прокатного элемента, приведенная в сортаменте.

Расчетная нагрузка от собственного веса прокатного элемента:

$$q_p^{CB} = q_n^{CB} \cdot \gamma_f. \quad (4.2)$$

Приняв величину опирания балки на стены 250 мм, расчетный пролет балки составляет:

$$l = l_3(\text{мм}) + 250. \quad (4.3)$$

Значения изгибающего момента и поперечной силы от расчетных нагрузок определяются так же, как и для железобетонной балки (п. 3.2).

#### 4.2. Подбор сечения стальной балки

Для класса стали по заданию определяется расчетное сопротивление, взятое по пределу текучести, в соответствии табл. В.5 [12] или табл. Е5 в приложении Е.

Коэффициент условий работы конструкции  $\gamma_c$  принимается по табл. 1 [12]. Для балки, рассчитываемой в РГР,  $\gamma_c = 1$ .

Подбор сечения выполняется в следующей последовательности.

1. Определяем требуемый момент сопротивления сечения:

$$W_x^{\text{треб}} = \frac{M_{\text{max}}}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (4.4)$$

2. По сортаменту прокатных профилей (приложение Е) определяем профиль, имеющий момент сопротивления равный или несколько больший требуемого.

3. Уточняем нагрузку от собственного веса.

4. Уточняем значения изгибающего момента и поперечной силы от расчетных нагрузок.

### 4.3. Расчет прочности стальной балки

Расчет стальных конструкций при изгибе производится на основании раздела 8 [12].

Расчет на прочность балки на действии момента выполняют в соответствии с п. 8.2.1 [12] по формуле (4.5):

$$\frac{M_{max}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (4.5)$$

Расчет на прочность балки на действии поперечной силы выполняют в соответствии с п. 8.2.1 [12] по формуле (4.6):

$$\frac{Q_{max} \cdot S_x}{J_x \cdot t_w \cdot 0,58 \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (4.6)$$

где  $t_w$  – толщина стенки.

Расчет на прочность балки при одновременном действии в стенке балки момента и поперечной силы выполняют в соответствии с п. 8.2.1 [12] по формуле (4.7) и (4.8):

$$\frac{0,87}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 1; \quad (4.7)$$

$$\frac{\tau_{xy}}{0,58 \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (4.8)$$

где  $\sigma_x$  – нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, параллельное продольной оси балки;

$\sigma_y$  – нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, перпендикулярное продольной оси балки;

$\tau_{xy}$  – касательное напряжение в стенке.

В рамках РГР расчет балки при одновременном действии в стенке балки момента и поперечной силы не выполняется.

Расчет на общую устойчивость выполняют в соответствии с п. 8.4.1 [12] по формуле (4.9):

$$\frac{M_{max}}{\varphi_b \cdot W_{cx} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (4.9)$$

При этом, согласно п. 8.4.4 [12], общая устойчивость балок считается обеспеченной, если нагрузка на балку передается через сплошной жесткий настил (железобетонные плиты из тяжелого, легкого и ячеистого бетонов и т.д.), непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки.

Расчет на местную устойчивость балки выполняют по указаниям п. 8.5 [12]. При этом она также считается обеспеченной при действии на балку только равномерно распределённой нагрузки.

В балке следует предусмотреть поперечные ребра в случае, если, согласно п. 8.5.9, условная гибкость стенки превышает 3,2. Условная гибкость стенки определяется по формуле (4.10):

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (4.10)$$

Поперечные ребра жесткости следует устанавливать на опорах и вдоль балки, чтобы расстояние между ними не превышало  $2 \cdot h_w$  при  $\bar{\lambda}_w > 3,2$  и  $2,5 \cdot h_w$  при  $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$ . Ширина ребра принимается не менее, чем  $b_p \geq h_w/30 + 40$  (мм). Толщина ребра принимается не менее, чем  $2 \cdot b_p \cdot \sqrt{R_y/E}$ .

Если все условия выполняются, прочность обеспечена. В противном случае необходимо принять большее сечение и повторить расчет.

#### 4.4. Проверка жесткости стальной балки

Расчет стальной балки по деформациям выполняем аналогично расчету прогибов стропил, принимая значение модуля деформаций стали  $2,06 \cdot 10^4$  кН/см.

Определяем прогиб по формуле (4.11):

$$f = \frac{5 \cdot q_n \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J_x}. \quad (4.11)$$

Проверяем условие по формуле (4.12):

$$f \leq f_{ult}. \quad (4.12)$$

## 5. РАСЧЕТ КИРПИЧНОГО ПРОСТЕНКА ВНУТРЕННЕЙ СТЕНЫ

Требуется проверить прочность неармированного кирпичного простенка внутренней стены (рис. 5.1).

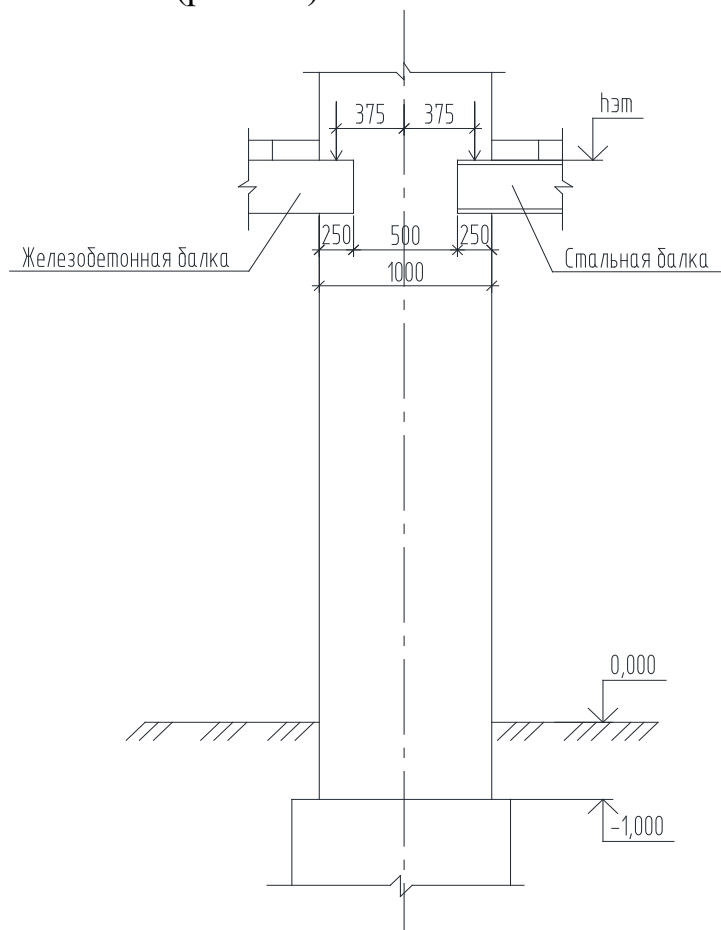


Рис. 5.1. Конструктивная схема кирпичного простенка

### 5.1. Сбор нагрузок на кирпичный простенок

На простенок действует нагрузка от железобетонной и стальной балок. Эксцентриситет приложения этих сил равен 0,375 м. Они создают в простенке усилие сжатия  $N$ , равное сумме сил, и изгибающий момент  $M$ , равный разности сил, умноженной на эксцентриситет.

Расчетная нагрузка от собственного веса простенка:

$$N_{с.в.} = b \cdot h \cdot H \cdot \gamma_{кирп} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n, \quad (5.1)$$

где  $H = h_{эт} + 1000$  (мм) – высота простенка.

### 5.2. Проверка прочности кирпичного простенка

Расчет прочности внецентренно сжатых неармированных элементов каменных конструкций выполняют по формуле (5.2):

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega, \quad (5.2)$$

где  $A_c$  – площадь сжатой части сечения при прямоугольной эпюре напряжений, определяемая из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения расчетной продольной силы  $N$ . Положение границы площади  $A_c$  определяется из условия равенства нулю статического момента этой площади относительно ее центра тяжести для прямоугольного сечения, и определяется по формуле (5.3):

$$A_c = A \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{h}\right), \quad (5.3)$$

$A = b \cdot h$  – площадь сечения элемента;

$e_0 = M/N$  – эксцентриситет расчетной силы  $N$  относительно центра тяжести сечения;

$\varphi_1$  – коэффициент, определяемый по формуле (5.4):

$$\varphi_1 = \frac{(\varphi + \varphi_c)}{2}, \quad (5.4)$$

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента, определяемый по расчетной высоте элемента, по п. 7.2 [11];

$\varphi_c$  – коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определяемый по фактической высоте элемента по табл. 19 [11] в плоскости действия изгибающего момента при отношении

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c}, \quad (5.5)$$

$h_c$  – высота сжатой части поперечного сечения  $A_c$  в плоскости действия изгибающего момента, для прямоугольного сечения:

$$h_c = h - 2 \cdot e_0; \quad (5.6)$$

$m_g$  – коэффициент, определяемый по формуле 16 [11], при высоте сечения больше 300 мм, принимается равным единице;

$\omega$  – коэффициент, определяемый по табл. 20 [11]. Для кладки из керамических кирпичей принимается равным 1, для кладки из силикатных кирпичей при прямоугольном сечении определяется по формуле:

$$1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45; \quad (5.7)$$

$R$  – расчетное сопротивление сжатию кладки, определяемое по табл. 2–10 [11].

Коэффициенты  $\varphi, \varphi_c$  определяются в зависимости от упругой характеристики кладки, указанной в табл. 16 [11]: для силикатного кирпича  $\alpha = 750$ , для керамического кирпича пластического прессования  $\alpha = 1000$ , для керамического кирпича полусухого прессования  $\alpha = 500$ .

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Федеральный закон «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» от 30.12.2009 № 384-ФЗ (с изменениями на 2 июля 2013 года).
2. Федеральный закон «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» от 22.07.2008 № 123-ФЗ (с изменениями на 27 декабря 2018 года).
3. ГОСТ Р 57837-2017. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия (с Поправкой, с Изменением № 1).
4. ГОСТ 18288-87. Производство лесопильное. Термины и определения.
5. ГОСТ 24454-80. Пиломатериалы хвойных пород. Размеры (с Изменениями № 1, 2).
6. ГОСТ 27772-2015. Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия (с Поправками, с Изменением № 1).
7. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения (Переиздание).
8. ГОСТ 530-2012. Кирпич и камень керамические. Общие технические условия.
9. ГОСТ 8239-89. Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент.
10. ГОСТ 8240-97. Швеллеры стальные горячекатаные. Сортамент (с Изменением № 1).
11. СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81\* (с Изменениями № 1, 2, 3).
12. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\* (с Поправкой, с Изменениями № 1, 2).
13. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* (с Изменениями № 1, 2).
14. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003 (с Изменением № 1).
15. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80 (с Изменениями № 1, 2).



16. Байков В.Н. Железобетонные конструкции (Общий курс): учеб. для вузов / В.Н. Байков, Э.Н. Сигалов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.: ил.

17. Габрусенко В.В. Основы проектирования каменных и армокаменных конструкций в вопросах и ответах / В.В. Габрусенко. – 2-е изд. перераб. – М.: Издательство АСВ, 2014. – 152 с.

18. Гордеев В.Н. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин; под общей ред. А.В. Перельмутера. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 482 с.

19. Горев В.В. Металлические конструкции: в 3 т: учеб. для строит. вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; под ред. В.В. Горева. – 3-е изд., стер. – М.: Высш. шк., 2004. – 551 с.

20. Дарков А.В. Строительная механика: учебник для строит. спец. вузов / А.В. Дарков, Н.Н. Шапошников. – 10-е изд., стер. – СПб.: Лань, 2005. – 656 с.

21. Шишкин В.Е. Примеры расчета конструкций из дерева и пластмасс: учеб. пособие для техникумов. – М.: Стройиздат, 1974. – 219 с.

# ПРИЛОЖЕНИЯ

## Приложение А

### Пример выполнения расчетно-графической работы

#### Определение исходных данных

Определим исходные данные для студента по фамилии Миронов, номер зачетной книжки 0314079 ( $N_1 = 7, N_2 = 9$ ).

1. Пролет  $l_1$  определяется по формуле (1):

$$l_1 = 4,2 + 0,3 \cdot (N_2 - m_1) = 4,2 + 0,3 \cdot (9 - 5) = 5,4 \text{ м,}$$

где  $m_1 = 5$  при  $N_2 = 9$ .

2. Пролет  $l_2$  определяется по формуле (2):

$$l_2 = 3,0 + 0,2 \cdot N_1 = 3,0 + 0,2 \cdot 7 = 4,4 \text{ м.}$$

3. Пролет  $l_3$  определяется по формуле (3):

$$l_3 = 2,0 + 0,2 \cdot N_2 = 2,0 + 0,2 \cdot 9 = 3,8 \text{ м.}$$

4. Высота этажа  $h_{\text{эт}}$  определяется по табл. 1:

$$h_{\text{эт}} = 3,3 \text{ м.}$$

5. Город строительства определяется по табл. 2: г. Тюмень.

6. Типы конструкций перекрытия 1-го и 2-го этажей (табл. Б1 и Б2 в приложении Б) определяются по табл. 3:

тип конструкции перекрытия 1-го этажа – 2;

тип конструкции перекрытия 2-го этажа – 1.

Конструкция кровли:

- металлочерепица;
- деревянная обрешетка из досок 22x125 мм с шагом 350x350 мм;
- ориентированно-стружечная плита (ОСП);
- ветрозащитная пленка.

7. Угол наклона ската кровли определяется по табл. 4:

$$\alpha_{\text{кров}} = 29^\circ.$$

8. Шаг стропил определяется по формуле (4):

$$b_1 = 0,5 + 0,1 \cdot (N_1 + 1) = 0,5 + 0,1 \cdot (7 + 1) = 1,3 \text{ м.}$$

9. Шаг стоек определяется по формуле (5):

$$b_2 = 2,0 + 0,1 \cdot (N_2 + 1) = 2,0 + 0,1 \cdot (9 + 1) = 3,0 \text{ м.}$$

10. Материалы стропильных конструкций определяются по табл. 5:

Лиственница (не европ.) 1-го сорта.

11. Материалы железобетонных конструкций определяются по табл. 5:

Класс бетона В15, класс арматуры А400С.

12. Материалы стальных конструкций определяются по табл. 7:

Сталь С255, профиль – швеллер с уклоном полок.

13. Материалы каменных конструкций определяются по табл. 8:

Силикатный кирпич марки 100 на цементно-песчаном растворе марки 50.

Схематический план 1-го этажа и разрез здания приведены на рис. А1 и А2, соответственно.

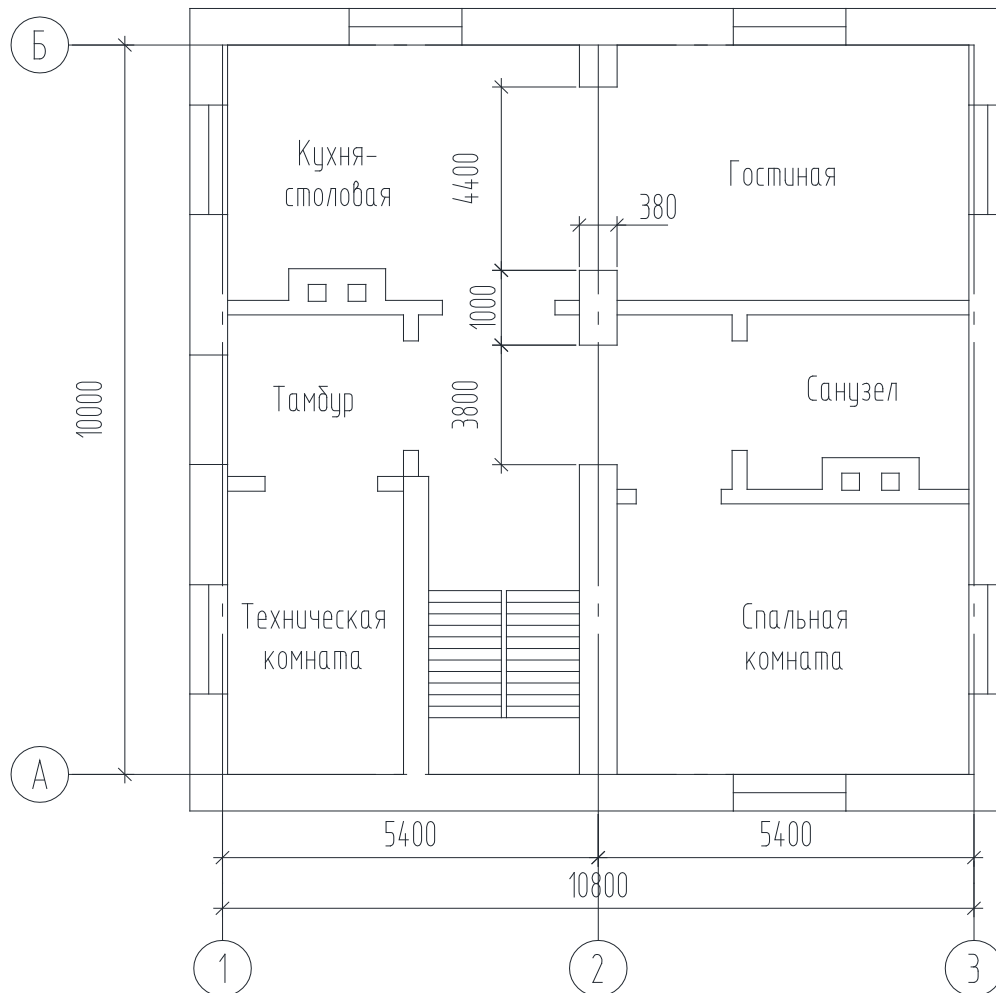


Рис. А1. Схематический план 1-го этажа

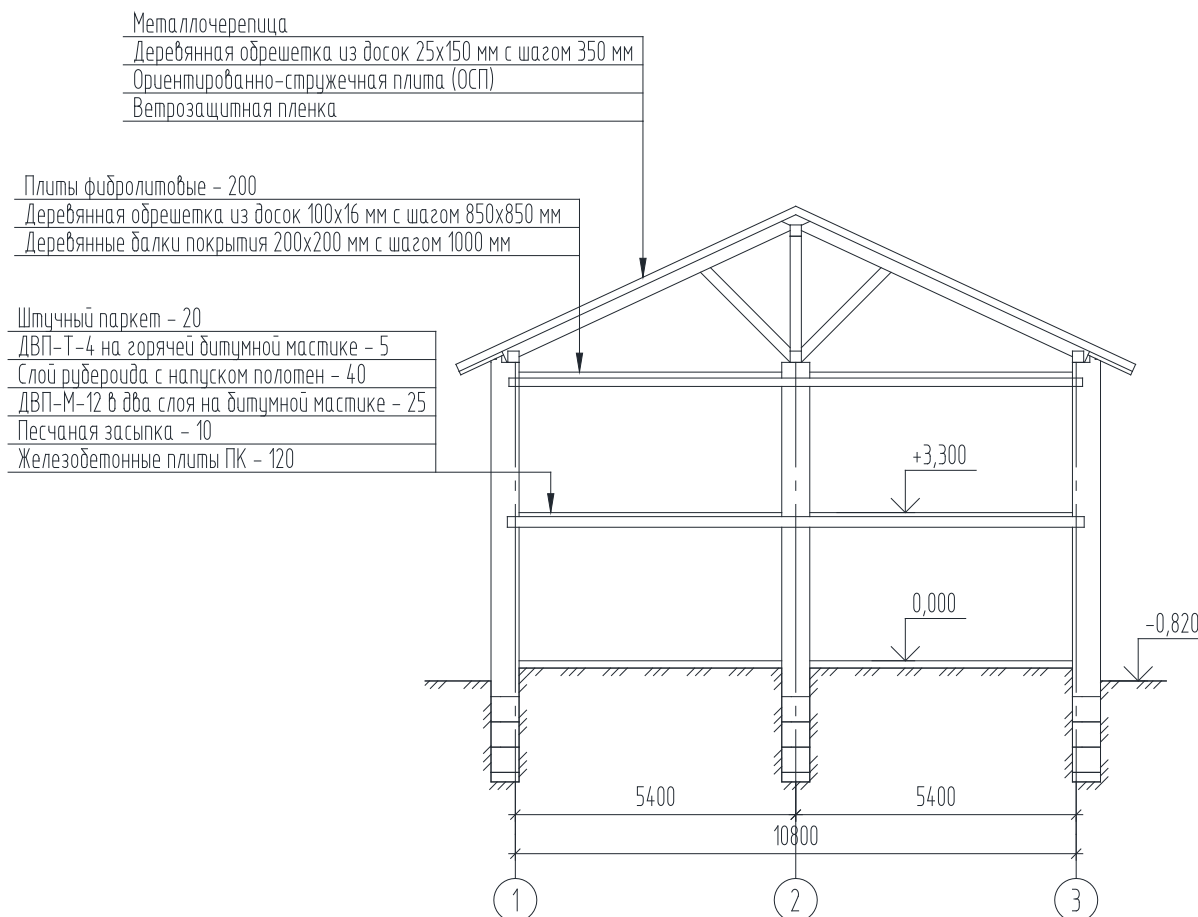


Рис. А2. Схематический разрез здания

## 1. Сбор нагрузок

По заданию город строительства – Тюмень. Нормативное значение веса снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли  $S_g = 1,6 \text{ кН/м}^2$  (табл. В4 в приложении В). Нормативное значение равномерно распределенной кратковременной нагрузки на перекрытие 1-го этажа составляет  $1,5 \text{ кН/м}^2$  (табл. В3 в приложении В). Нормативное значение равномерно распределенной кратковременной нагрузки на перекрытие 2-го этажа составляет  $0,7 \text{ кН/м}^2$  (табл. В3 в приложении В).

Коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n$  принимается равным 1,0 (табл. 2 [7]).

Подсчет нагрузок от конструкции кровли приводится в табл. А1, от конструкции перекрытия 2-го этажа – в табл. А2, от перекрытия 1-го этажа – в табл. А3.

Таблица А1

## Сбор нагрузок от конструкций кровли

Состав	Норм. нагр., кН/м <sup>2</sup>	Коэф. над. по нагр.	Расч. нагр., кН/м <sup>2</sup>
I. Постоянные нагрузки			
Металлочерепица	0,06	1,05	0,063
Деревянная обрешетка из досок 22х125 мм с шагом 350х350 мм: $\frac{2 \cdot 22 \cdot 125}{350} \cdot 10^{-3} \cdot 5,5$	0,086	1,1	0,095
Ориентированно-стружечная плита (ОСП)	0,066	1,1	0,073
Ветрозащитная пленка	0,01	1,2	0,012
<b>Итого</b>	<b>0,22</b>		<b>0,24</b>
II. Временные нагрузки			
Снеговая	1,6	1,4	2,24
<b>Всего</b>	<b>1,82</b>		<b>2,48</b>

Таблица А2

## Сбор нагрузок от перекрытия 2-го этажа

Состав	Норм. нагр., кН/м <sup>2</sup>	Коэф. над. по нагр.	Расч. нагр., кН/м <sup>2</sup>
I. Постоянные нагрузки			
Плиты фибролитовые: $200 \cdot 10^{-3} \cdot 4$	0,8	1,2	0,96
Деревянная обрешетка из досок 16х100 мм с шагом 850х850 мм: $\frac{2 \cdot 16 \cdot 100}{850} \cdot 10^{-3} \cdot 5,5$	0,021	1,1	0,023
Деревянные балки покрытия 200х200 мм с шагом 1000 мм: $\frac{200 \cdot 200}{1000} \cdot 10^{-3} \cdot 5,5$	0,22	1,1	0,242
<b>Итого</b>	<b>1,04</b>		<b>1,22</b>
II. Временные нагрузки			
Полезная	0,7	1,3	0,91
<b>Всего</b>	<b>1,74</b>		<b>2,13</b>

## Сбор нагрузок от перекрытия 1-го этажа

Состав	Норм. нагр., кН/м <sup>2</sup>	Кэф. над. по нагр.	Расч. нагр., кН/м <sup>2</sup>
I. Постоянные нагрузки			
Штучный паркет: $20 \cdot 10^{-3} \cdot 6,5$	0,13	1,2	0,156
ДВП-Т-4 на горячей битумной мастике: $5 \cdot 10^{-3} \cdot 6,5$	0,033	1,2	0,039
Цементно-песчаная стяжка: $40 \cdot 10^{-3} \cdot 18$	0,72	1,3	0,936
Слой рубероида с напуском полотен: $3 \cdot 10^{-3} \cdot 6$	0,018	1,2	0,022
ДВП-М-18 в два слоя на битумной мастике: $38 \cdot 10^{-3} \cdot 6,5$	0,25	1,2	0,296
Песчаная засыпка: $10 \cdot 10^{-3} \cdot 16$	0,16	1,3	0,208
Круглопустотные плиты перекрытия: $120 \cdot 10^{-3} \cdot 25$	3	1,1	3,3
<b>Итого</b>	<b>4,31</b>		<b>4,96</b>
II. Временные нагрузки			
Полезная	1,5	1,3	1,95
<b>Всего</b>	<b>5,81</b>		<b>6,91</b>

## 2. Расчет деревянных несущих конструкций кровли

Требуется подобрать сечения деревянных стропил, подкосов, прогонов и стоек (рис. А3).

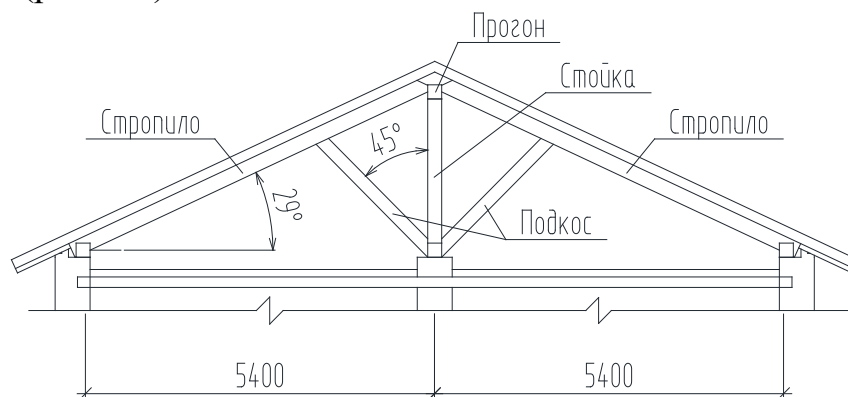


Рис. А3. Несущие конструкции кровли

## 2.1. Определение расчетных параметров древесины

По исходным данным принимается лиственница (не европ.) 1-го сорта. Определяем параметры, необходимые для расчета по формуле (2.1).

По табл. Г1 в приложении Г определяем расчетные сопротивления древесины сосны, ели и лиственницы европейской, отсортированной по сортам:

1.  $R_{и}^A = R_{с}^A = 21$  МПа – изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон для элементов шириной не более 11 см.
2.  $R_{и}^A = R_{с}^A = 22,5$  МПа – то же, для элементов шириной от 11 до 13 см.
3.  $R_{и}^A = R_{с}^A = 24$  МПа – то же, для элементов шириной более 13 см.
4.  $R_{ск}^A = 2,7$  МПа – скалывание вдоль волокон при изгибе элементов из цельной древесины.

Коэффициент длительной прочности, соответствующий режиму длительности загрузки В (совместное действие постоянной и кратковременной снеговой нагрузок):

$$m_{дл} = 0,66.$$

Переходный коэффициент  $m_{п}$  для лиственницы (не европ.) (табл. Г2 в приложении Г):

$$m_{п} = 1,2.$$

Коэффициент  $m_{в}$  при нормальном режиме помещений:

$$m_{в} = 1.$$

Конструкция эксплуатируется при температуре ниже плюс 35°C, поэтому коэффициент  $m_{т}$ :

$$m_{т} = 1.$$

Срок службы здания менее 50 лет, поэтому коэффициент  $m_{с.с}$ :

$$m_{с.с} = 1.$$

Остальные коэффициенты ( $m_{б}, m_{о}, m_{а}, m_{сл}, m_{гн}, m_{см}$ ) не применяются.

Расчетное сопротивление изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон для элементов шириной не более 11 см по формуле (2.1):

$$R_{и}^p = R_c^p = R_c^A \cdot m_{п} \cdot m_{дл} \cdot m_{в} m_{т} m_{с.с} = 21 \cdot 1,2 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 16,63 \text{ МПа};$$

то же, для элементов шириной от 11 до 13 см:

$$R_{и}^p = R_c^p = R_c^A \cdot m_{п} \cdot m_{дл} m_{в} m_{т} m_{с.с} = 22,5 \cdot 1,2 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 17,82 \text{ МПа};$$

то же, для элементов шириной более 13 см:

$$R_{и}^p = R_c^p = R_c^A \cdot m_{п} \cdot m_{дл} \cdot m_{в} m_{т} m_{с.с} = 24 \cdot 1,2 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 19,01 \text{ МПа}.$$

Расчетное сопротивление скалыванию вдоль волокон при изгибе элементов из цельной древесины по формуле (2.1):

$$R_{ск}^p = R_{ск}^A \cdot m_{п} \cdot m_{дл} \cdot m_{в} m_{т} m_{с.с} = 2,7 \cdot 1,2 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 2,14 \text{ МПа}.$$

## 2.2. Определение геометрических размеров элементов кровли

Определяем размер  $a_3$  по формуле (2.2):

$$a_3 = l_1 \cdot tg(\alpha_{кров}) = 5400 \cdot tg29^\circ = 2993,27 \text{ мм}.$$

$l_1 = 5400$  мм – пролет  $l_1$  по заданию;

$\alpha_{кров} = 29^\circ$  – угол наклона ската кровли по заданию.

Для определения размеров  $a_1$  и  $a_2$  воспользуемся теоремой Пифагора (формула (2.3)), а также теоремой, согласно которой биссектриса внутреннего угла треугольник делит сторону, к которой она проведена, на части, пропорциональные прилежащим сторонам (формула (2.4)).

Из формулы (2.4):

$$a_1 = \frac{l_1}{a_3} \cdot a_2 = \frac{5400}{2993,27} \cdot a_2 = 1,8 \cdot a_2.$$

Подставляем  $a_1 = 1,8 \cdot a_2$  в формулу (2.3):

$$1,8 \cdot a_2 + a_2 = \sqrt{5400^2 + 2993,27^2},$$



откуда получаем, что значение  $a_2$ :

$$a_2 = \frac{\sqrt{5400^2 + 2993,27^2}}{2,8} = 2205,04 \text{ мм},$$

а значение  $a_1$ :

$$a_1 = 1,8 \cdot a_2 = 1,8 \cdot 2205,04 = 3969,07 \text{ мм}.$$

Значение  $a_4$  можно найти из теоремы косинусов по формуле (2.5):

$$a_4 = \sqrt{a_1^2 + l_1^2 - 2 \cdot a_1 \cdot l_1 \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}})} = \\ = \sqrt{3969,07^2 + 5400^2 - 2 \cdot 3969,07 \cdot 5400 \cdot \cos 29^\circ} = 2724,35 \text{ мм}.$$

Все размеры приведены на рис. А4.

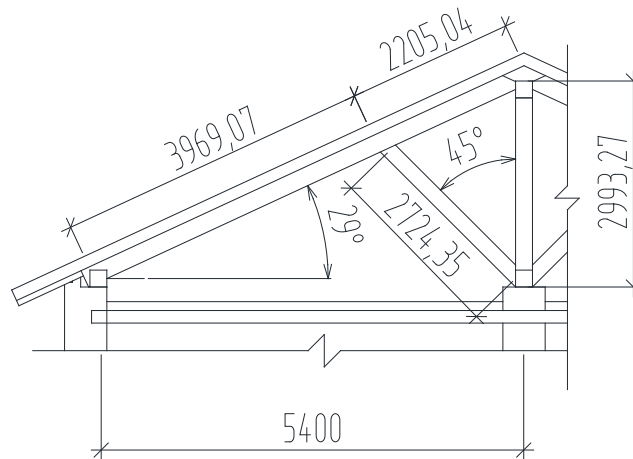


Рис. А4. Геометрические размеры конструктивной схемы

### 2.3. Определение сечения стропил

В первом приближении назначаем высоту сечения стропил

$$h \approx 0,05 \cdot a_1 = 0,05 \cdot 3969,07 = 198,45 \text{ мм},$$

ширину – по формуле (2.10):

$$b = \frac{350 \cdot q_p^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (a_1^3 + a_2^3)}{(a_1 + a_2) \cdot a_1^2 \cdot R_c} = \\ = \frac{350 \cdot 3,22 \cdot \cos 29^\circ \cdot (3969,07^3 + 2205,04^3)}{(3969,07 + 2205,04) \cdot 3969,07^2 \cdot 16,63} = 44,63 \text{ мм},$$

где  $q_p^{\text{строп}}$  определяется по формуле (2.8):

$$q_p^{\text{строп}} = g_p^{\text{кров}} \cdot b_1 \cdot \gamma_n = 2,48 \cdot 1,3 \cdot 1 = 3,22 \text{ кН/м},$$

$g_p^{\text{кров}} = 2,48 \text{ кН/м}^2$  – расчетная нагрузка от конструкций кровли (по табл. 1.1);

$b_1 = 1,3 \text{ м}$  – шаг стропил по заданию.

Примем стропила сечением  $50 \times 200$  ( $b \times h$ ) (по табл. Г3 в приложении Г) и проверим их несущую способность и жесткость.

## 2.4. Сбор нагрузок на стропила

Нормативная нагрузка от собственного веса стропил на 1 п.м определяется по формуле (2.11):

$$g_n^{\text{строп,св}} = b \cdot h \cdot \gamma_{\text{дер}} \cdot \gamma_n = 50 \cdot 200 \cdot 10^{-6} \cdot 5,5 \cdot 1 = 0,055 \text{ кН/м}.$$

где  $b = 50 \text{ мм}$ ,  $h = 200 \text{ мм}$  – размеры сечения доски;

$\gamma_{\text{дер}} = 5,5 \text{ кН/м}^3$  – удельный вес древесины;

$\gamma_n = 1$  – коэффициент надежности по ответственности.

Расчетная нагрузка от собственного веса стропил на 1 п.м определяется по формуле (2.12):

$$g_p^{\text{строп,св}} = g_n^{\text{строп,св}} \cdot \gamma_f = 0,055 \cdot 1,1 = 0,061 \text{ кН/м},$$

где  $\gamma_f = 1,1$  – коэффициент надежности по нагрузке для конструкций из дерева.

Нормативная нагрузка на 1 п.м стропил определяется по формуле (2.13):

$$q_n^{\text{строп}} = g_n^{\text{кров}} \cdot b_1 \cdot \gamma_n + g_n^{\text{строп,св}} = 1,82 \cdot 1,3 \cdot 1 + 0,055 = 2,42 \text{ кН/м},$$

где  $g_n^{\text{кров}} = 1,82 \text{ кН/м}^2$  – нормативная нагрузка от конструкций кровли (по табл. А1);

$b_1 = 1,3 \text{ м}$  – шаг стропил по заданию.

Расчетная нагрузка на 1 п.м стропил определяется по формуле (2.14):

$$q_p^{\text{строп}} = g_p^{\text{кров}} \cdot b_1 \cdot \gamma_n + g_p^{\text{строп,св}} = 2,48 \cdot 1,3 \cdot 1 + 0,061 = 3,29 \text{ кН/м},$$

где  $g_p^{\text{кров}} = 2,48 \text{ кН/м}^2$  – расчетная нагрузка от конструкций кровли (по табл. А1).

## 2.5. Статический расчет стропил

Значения реакций опор определяем по формулам (2.15)÷(2.17):

$$\begin{aligned} R_{A1} &= \frac{q_p^{\text{строп}} \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot a_1}{2} - \frac{q_p^{\text{строп}} \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (a_1^3 + a_2^3)}{8 \cdot a_1 \cdot (a_1 + a_2)} = \\ &= \frac{3,29 \cdot \cos 29^\circ \cdot 3969,07}{2} - \frac{3,29 \cdot \cos 29^\circ \cdot (3969,07^3 + 2205,04^3)}{8 \cdot 3969,07 \cdot (3969,07 + 2205,04)} = \\ &= 4635,37 \text{ Н}, \end{aligned}$$

где  $q_p^{\text{строп}} = 3,29$  – расчетная нагрузка на 1 п.м стропил.

$$\begin{aligned} R_{B1} &= \frac{q_p^{\text{строп}} \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (a_1 + a_2)}{2} + \frac{q_p^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (a_1^3 + a_2^3)}{8 \cdot a_1 \cdot (a_1 + a_2)} + \\ &+ \frac{q_p^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (a_1^3 + a_2^3)}{8 \cdot a_2 \cdot (a_1 + a_2)} = \frac{3,29 \cdot \cos 29^\circ \cdot (3969,07 + 2205,04)}{2} + \\ &+ \frac{3,29 \cdot \cos 29^\circ \cdot (3969,07^3 + 2205,04^3)}{8 \cdot 3969,07 \cdot (3969,07 + 2205,04)} + \\ &+ \frac{3,29 \cdot \cos 29^\circ \cdot (3969,07^3 + 2205,04^3)}{8 \cdot 2205,04 \cdot (3969,07 + 2205,04)} = 11893,34 \text{ Н}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{C1} &= \frac{q_p^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot a_2}{2} - \frac{q_p^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (a_1^3 + a_2^3)}{8 \cdot a_2 \cdot (a_1 + a_2)} = \\ &= \frac{3,29 \cdot \cos 29^\circ \cdot 2205,04}{2} - \\ &- \frac{3,29 \cdot \cos 29^\circ \cdot (3969,07^3 + 2205,04^3)}{8 \cdot 2205,04 \cdot (3969,07 + 2205,04)} = 1237,28 \text{ Н}. \end{aligned}$$

Значения внутренних усилий определяем по формулам (2.18)÷(2.21):

$$M_B = \frac{q_p^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (a_1^3 + a_2^3)}{8 \cdot (a_1 + a_2)} =$$

$$= \frac{3,29 \cdot \cos 29^\circ \cdot (3969,07^3 + 2205,04^3)}{8 \cdot (3969,07 + 2205,04)} = 4267244,43 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

$$M_{0,406a_1} = R_{A1} \cdot 0,406 \cdot a_1 - \frac{q_p^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (0,406 \cdot a_1)^2}{2} =$$

$$= 5607,53 \cdot 0,406 \cdot 3969,07 - \frac{3,29 \cdot \cos 29^\circ \cdot (0,406 \cdot 3969,07)^2}{2} =$$

$$= 3733564,09 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

$$N_B = q_p^{\text{строп}} \cdot \sin(\alpha_{\text{кров}}) \cdot a_2 + R_{B1} \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) =$$

$$= 3,29 \cdot \sin 29^\circ \cdot 2205,04 + 14387,69 \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos 29^\circ = 10872,52 \text{ Н.}$$

$$N_{0,406a_1} = q_p^{\text{строп}} \cdot \sin(\alpha_{\text{кров}}) \cdot (a_2 + 0,594 \cdot a_1) +$$

$$+ R_{B1} \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) = 3,29 \cdot \sin 29^\circ \cdot (2205,04 + 0,594 \cdot 3969,07) +$$

$$+ 14387,69 \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos 29^\circ = 14632,99 \text{ Н.}$$

$$Q_B = q_p^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot a_1 - R_{A1} = 3,29 \cdot \cos 29^\circ \cdot 3969,07 - 4635,37 =$$

$$= 6785,62 \text{ Н.}$$

Значения реакций опор и внутренних усилий приведены на рис. А5 и А6.

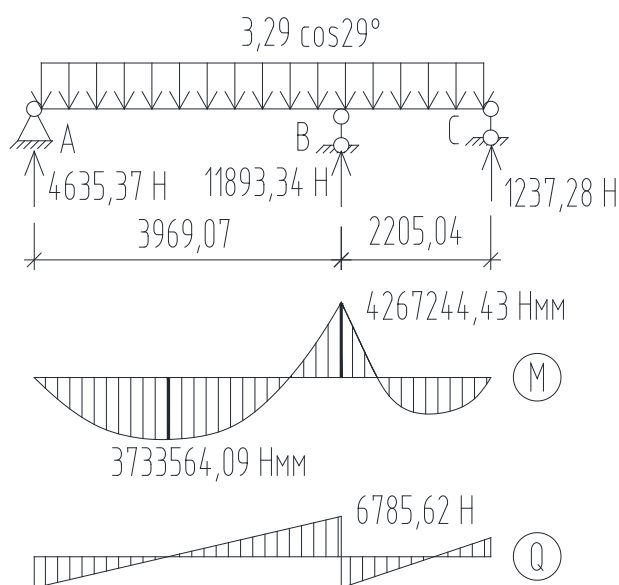


Рис. А5. Эпюра изгибающих моментов

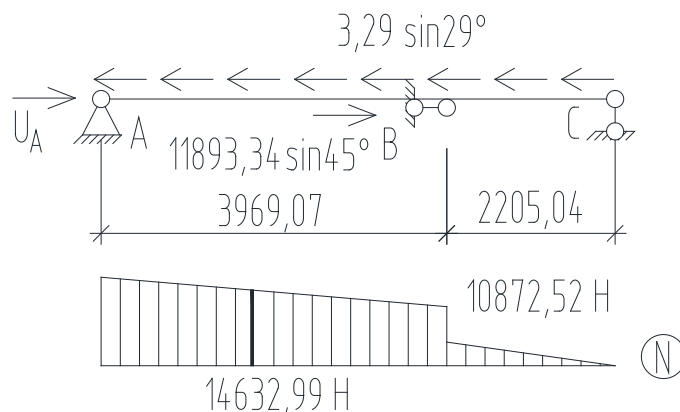


Рис. А6. Эпюра продольных сил

## 2.6. Определение геометрических характеристик сечения стропил

Площадь сечения определяется по формуле (2.23):

$$F_{\text{расч}} = b \cdot h = 50 \cdot 200 = 10000 \text{ мм}^2.$$

Момент сопротивления крайних фибр сечения определяется по формуле (2.24)

$$W_{\text{расч}} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{50 \cdot 200^2}{6} = 333333,33 \text{ мм}^3.$$

Радиус инерции сечения определяется по формуле (2.25):

$$i = 0,289 \cdot h = 0,289 \cdot 200 = 57,8 \text{ мм.}$$

Момент инерции сечения определяется по формуле (2.26):

$$J_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{50 \cdot 200^3}{12} = 33333333,33 \text{ мм}^4.$$

Статический момент сечения определяется по формуле (2.27):

$$S_x = \frac{b \cdot h^2}{8} = \frac{50 \cdot 200^2}{8} = 250000 \text{ мм}^3.$$

## 2.7. Проверка прочности стропил

Определяем гибкость элемента по формуле (2.33):

$$\lambda = \frac{a_1}{i} = \frac{3969,07}{57,8} = 68,67 < 120,$$

гибкость элемента не превышает предельно допустимое значение.

Поскольку гибкость  $\lambda \leq 70$ , коэффициент  $\varphi$  определяется по формуле (2.31):

$$\varphi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{68,67}{100}\right)^2 = 0,623.$$

Коэффициент  $\xi$  для сечения  $B$  и  $0,406 \cdot a_1$  определяем по формуле (2.30):

$$\xi_B = 1 - \frac{N_B}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{расч}}} = 1 - \frac{10872,52}{0,623 \cdot 16,63 \cdot 10000} = 0,895;$$

$$\xi_{0,406a_1} = 1 - \frac{N_{0,406a_1}}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{расч}}} = 1 - \frac{14632,99}{0,623 \cdot 16,63 \cdot 10000} = 0,859.$$

Значение  $M_D$  для обоих сечений определяем по формуле (2.29):

$$M_D^B = \frac{M_B}{\xi_B} = \frac{4267244,43}{0,895} = 4767870,87 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$M_D^{0,406a_1} = \frac{M_{0,406a_1}}{\xi_{0,406a_1}} = \frac{3733564,09}{0,859} = 4346407,56 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Проверка сечения  $B$  по формуле (2.28):

$$\frac{N_B}{F_{\text{расч}}} + \frac{M_D^B}{W_{\text{расч}}} = \frac{10872,52}{10000} + \frac{4767870,87}{333333,33} = 15,39 \text{ МПа} < R_c = 16,63 \text{ МПа}.$$

Проверка сечения  $0,406 \cdot a_1$  по формуле (2.28):

$$\frac{N_{0,406a_1}}{F_{\text{расч}}} + \frac{M_D^{0,406a_1}}{W_{\text{расч}}} = \frac{14632,99}{10000} + \frac{4346407,56}{333333,33} =$$

$$= 14,5 \text{ МПа} < R_c = 16,63 \text{ МПа}.$$

Проверка прочности стропил при скалывании по формуле (2.34):

$$\frac{Q_B \cdot S_x}{J_x \cdot b} = \frac{6785,62 \cdot 250000}{33333333,33 \cdot 50} = 1,02 \text{ МПа} < R_{ск} = 2,14 \text{ МПа.}$$

В рамках РГР расчет на устойчивость плоской формы деформирования не выполняется.

Прочность сечения стропил обеспечена.

## 2.8. Проверка жесткости стропил

Определяем прогиб стропил по недеформированной схеме по формуле (2.38):

$$f_0 = \frac{5 \cdot q_n^{\text{строп}} \cdot \cos(\alpha_{\text{кров}}) \cdot a_1^4}{384 \cdot E \cdot J_x} = \frac{5 \cdot 2,42 \cdot \cos 29^\circ \cdot 3969,07^4}{384 \cdot 10 \cdot 10^3 \cdot 33333333,33} = 20,52 \text{ мм,}$$

где  $q_n^{\text{строп}} = 2,42 \text{ кН/м}$  – нормативная нагрузка на 1 п.м стропил;  
 $E = 10 \text{ ГПа}$  – модуль упругости древесины.

Определяем прогиб стропил, рассчитанный по деформированной схеме, по формуле (2.37):

$$f = \frac{f_0}{\xi_{0,406a_1}} = \frac{20,52}{0,859} = 23,89 \text{ мм.}$$

Определяем предельно допустимый прогиб по интерполяции между значениями  $a_1/150$  (при  $a_1 = 3000 \text{ мм}$ ) и  $a_1/200$  (при  $a_1 = 6000 \text{ мм}$ ) для  $a_1 = 3969,07 \text{ мм}$ :

$$f_{ult} = \frac{a_1}{166,15} = \frac{3969,07}{166,15} = 23,89 \text{ мм.}$$

Проверяем условие (2.36):

$$f = 23,89 \text{ мм} \leq f_{ult} = 23,89 \text{ мм.}$$

Жесткость стропил обеспечена.

## 2.9. Определение сечения подкосов

Ширину сечения подкоса примем такой же, как и ширина стропил (50 мм), а высоту в первом приближении примем равной:

$$h \approx 0,03 \cdot a_4 = 0,03 \cdot 2724,35 = 81,73,$$

и округляем значение до 100 мм в соответствии с табл. Г3 в приложении Г.

Определяем нагрузку от собственного веса подкоса по формуле (2.41):

$$N_{\text{подкос}}^{\text{CB}} = b \cdot h \cdot a_4 \cdot \gamma_{\text{дер}} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 50 \cdot 100 \cdot 2724,35 \cdot 10^{-6} \cdot 5,5 \cdot 1,1 \cdot 1 = 82,41 \text{ Н.}$$

Определяем нагрузку, действующую на подкос со стороны стропил, по формуле (2.39):

$$N_{\text{подкос}} = \frac{R_{B1}}{\cos(45^\circ - \alpha_{\text{кров}})} = \frac{11893,34}{\cos(45^\circ - 29^\circ)} = 12372,63 \text{ Н.}$$

Определяем полную нагрузку на подкос (с учетом собственного веса) по формуле (2.42):

$$N_{\text{п,подкос}} = N_{\text{подкос}} + N_{\text{подкос}}^{\text{CB}} = 12372,63 + 82,41 = 12455,04 \text{ Н.}$$

Площадь сечения определяется по формуле (2.23):

$$F_{\text{расч}} = b \cdot h = 50 \cdot 100 = 5000 \text{ мм}^2.$$

Радиус инерции сечения определяется по формуле (2.25):

$$i = 0,289 \cdot h = 0,289 \cdot 100 = 28,9 \text{ мм.}$$

Гибкость элемента определяется по формуле (2.33):

$$\lambda = \frac{a_4}{i} = \frac{2724,35}{28,9} = 94,27 < 120,$$

гибкость элемента не превышает предельно допустимое значение.

Поскольку гибкость  $\lambda > 70$ , коэффициент  $\varphi$  определяется по формуле (2.32):

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{94,27^2} = 0,338.$$

Проверяем условие прочности по формуле (2.40):

$$\frac{N_{\text{п,подкос}}}{\varphi \cdot F_{\text{расч}}} = \frac{12455,04}{0,338 \cdot 5000} = 7,37 \text{ МПа} < R_c = 16,63.$$

Прочность сечения подкоса обеспечена.



## 2.10. Определение сечения прогона

Схема опирания стропил на прогоны показана на рис. А7.

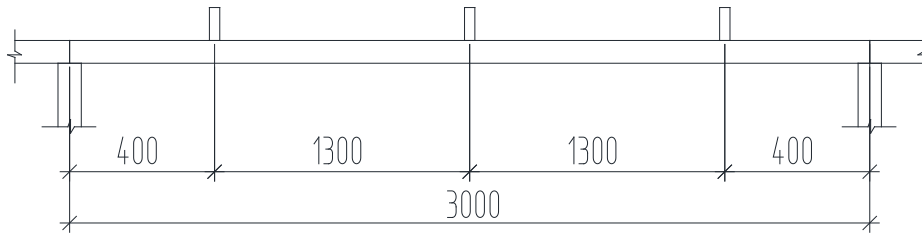


Рис. А7. Схема опирания стропил на прогоны

Поскольку выполняется условие

$$2 \cdot b_1 = 2 \cdot 1300 = 2600 \text{ мм} < b_2 = 3000 \text{ мм} \leq 3 \cdot b_1 = 3 \cdot 1300 = 3900 \text{ мм},$$

то, согласно табл. 2.1, значения опорных реакций и максимального изгибающего момента равны:

$$\begin{aligned} R_{A2} = R_{B2} = Q_{max} &= 3 \cdot R_{c1} = 3 \cdot 1237,28 = 3711,84 \text{ Н}, \\ M_{max} &= R_{A2} \cdot \frac{b_2}{2} - 2 \cdot R_{c1} \cdot b_1 = \\ &= 3711,84 \cdot \frac{3000}{2} - 2 \cdot 1237,28 \cdot 1300 = 2350832 \text{ Н} \cdot \text{мм}. \end{aligned}$$

Значения реакций опор и усилий приведены на рис. А8.

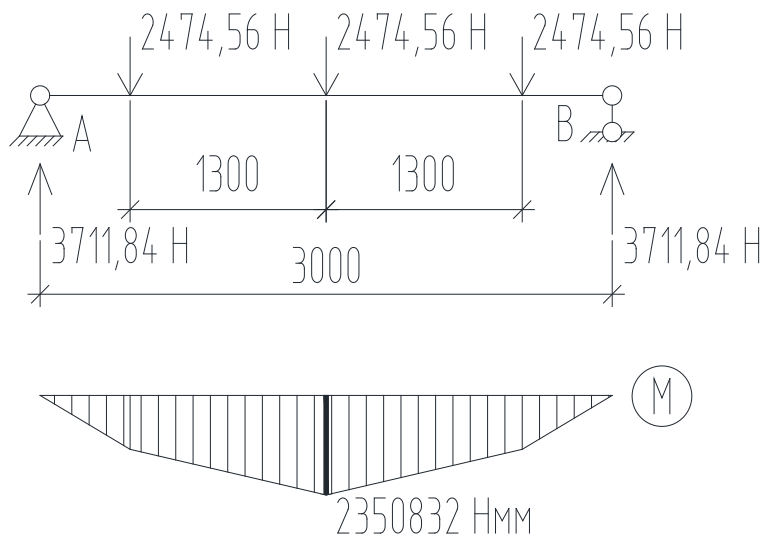


Рис. А8. Расчетная схема прогона

Определяем требуемый момент сопротивления сечения по формуле (2.44):

$$W_{\text{треб}} = \frac{M_{max}}{R_{и}} = \frac{2350832}{16,63} = 141360,91 \text{ мм}^3,$$

и требуемую высоту сечения по формуле (2.45):

$$h_{\text{треб}} = \sqrt[3]{6 \cdot W_{\text{треб}}} = \sqrt[3]{6 \cdot 141360,91} = 94,66 \text{ мм.}$$

Примем брус сечением 100x100 мм ( $b \times h$ ).

Определяем геометрические характеристики сечения прогона:

– момент сопротивления крайних фибр сечения (по формуле (2.24)):

$$W_{\text{расч}} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \cdot 100^2}{6} = 166666,67 \text{ мм}^3;$$

– момент инерции сечения (по формуле (2.26)):

$$J_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 100^3}{12} = 8333333,33 \text{ мм}^4;$$

– статический момент сечения (по формуле (2.27)):

$$S_x = \frac{b \cdot h^2}{8} = \frac{100 \cdot 100^2}{8} = 125000 \text{ мм}^3.$$

Нормативная нагрузка от собственного веса прогона (по формуле (2.11)):

$$g_{\text{н}}^{\text{прогон,св}} = b \cdot h \cdot \gamma_{\text{дер}} \cdot \gamma_n = 100 \cdot 100 \cdot 10^{-6} \cdot 5,5 \cdot 1 = 0,055 \text{ кН/м.}$$

Расчетная нагрузка от собственного веса прогона (по формуле (2.12)):

$$g_{\text{р}}^{\text{прогон,св}} = g_{\text{н}}^{\text{прогон,св}} \cdot \gamma_f = 0,055 \cdot 1,1 = 0,061 \text{ кН/м.}$$

Максимальный момент, возникающий в сечении от собственного веса прогона, определяется по формуле (2.46):

$$M^{\text{св}} = \frac{g_{\text{р}}^{\text{прогон,св}} \cdot b_2^2}{8} = \frac{0,061 \cdot 3000^2}{8} = 68625 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

Максимальный момент с учетом собственного веса стропил составит (по формуле (2.47)):

$$M_{\text{прогон}} = M_{\text{max}} + M^{\text{св}} = 2350832 + 68625 = 2419457 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

Проверим прочность сечения (по формуле (2.43)):

$$\frac{M_{\text{прогон}}}{W_{\text{расч}}} = \frac{2419457}{166666,67} = 14,52 \text{ МПа} < R_{\text{и}} = 16,63 \text{ МПа.}$$

Проверка прочности прогона при скалывании по формуле (2.34):

$$\frac{Q_{\text{max}} \cdot S_x}{J_x \cdot b} = \frac{3711,84 \cdot 125000}{8333333,33 \cdot 100} = 0,56 \text{ МПа} < R_{\text{ск}} = 2,14 \text{ МПа.}$$

Прочность прогона обеспечена.

Определяем значение момента от нормативных нагрузок по формуле (2.48):

$$M_{max}^H = \frac{M_{max}}{q_p^{строп}} \cdot q_H^{строп} = \frac{2350832}{3,29} \cdot 2,42 = 1729183,42 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Значение эквивалентной нормативной равномерной распределенной нагрузки определяется по формуле (2.48):

$$g_H^{прогон} = \frac{8 \cdot M_{max}^H}{b_2^2} = \frac{8 \cdot 1729183,42}{3000^2} = 1,54 \text{ Н/мм}.$$

Нормативная равномерно распределенная нагрузка на прогон с учетом его собственного веса определяется по формуле (2.49):

$$g_H^п = g_H^{прогон} + g_H^{прогон,св} = 1,54 + 0,055 = 1,60 \text{ кН/м}.$$

Определяем прогиб (по формуле (2.38)):

$$f = \frac{5 \cdot g_H^п \cdot b_2^4}{384 \cdot E \cdot J_x} = \frac{5 \cdot 1,60 \cdot 3000^4}{384 \cdot 10 \cdot 10^3 \cdot 8333333,33} = 20,25 \text{ мм}.$$

Предельно допустимый прогиб:

$$f_{ult} = \frac{b_2}{150} = \frac{3000}{150} = 20 \text{ мм}.$$

Проверяем условие (формула (2.36)):

$$f = 20,25 > f_{ult} = 20 \text{ мм}.$$

Условие не выполняется, жесткость прогонов не обеспечена.

Увеличим высоту сечения прогона до 125 мм, и повторим расчет прогибов:

$$g_H^{прогон,св} = b \cdot h \cdot \gamma_{дер} \cdot \gamma_n = 100 \cdot 125 \cdot 10^{-6} \cdot 5,5 \cdot 1 = 0,069 \text{ кН/м};$$

$$g_p^{прогон,св} = g_H^{прогон,св} \cdot \gamma_f = 0,069 \cdot 1,1 = 0,076 \text{ кН/м};$$

$$g_H^п = g_H^{прогон} + g_H^{прогон,св} = 1,54 + 0,069 = 1,61 \text{ кН/м};$$

$$J_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 125^3}{12} = 16276041,67 \text{ мм}^3;$$

$$f = \frac{5 \cdot g_H^п \cdot b_2^4}{384 \cdot E \cdot J_x} = \frac{5 \cdot 1,61 \cdot 3000^4}{384 \cdot 10 \cdot 10^3 \cdot 16276041,67} = 10,43 \text{ мм};$$

$$f = 10,43 < f_{ult} = 20 \text{ мм}.$$

Условие выполняется, жесткость прогонов обеспечена.

## 2.11. Определение сечения стоек

Нагрузка, действующая на стойку, определяется по формуле (2.51):

$$N_{\text{стойка}} = 2 \cdot R_{A2} + 2 \cdot \frac{g_{\text{прогон,св}} \cdot b_2}{2} = 2 \cdot 3711,84 + 2 \cdot \frac{0,076 \cdot 3000}{2} = 7651,68 \text{ Н.}$$

Высоту стойки в первом приближении принимают из условия обеспечения предельной гибкости:

$$h \approx 0,03 \cdot a_3 = 0,03 \cdot 2993,27 = 89,80 \text{ мм.}$$

По табл. Г3 в приложении Г назначаем высоту стойки 100 мм.

Определим требуемую площадь сечения стойки:

$$i = 0,289 \cdot h = 0,289 \cdot 100 = 28,9 \text{ мм.}$$

$$\lambda = \frac{a_3}{i} = \frac{2993,27}{28,9} = 103,57 < 120.$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{103,57^2} = 0,280.$$

$$F_{\text{треб}} = \frac{N_{\text{стойка}}}{\varphi \cdot R_c} = \frac{7651,68}{0,280 \cdot 16,63} = 1643,26 \text{ мм}^2.$$

$$h_{\text{треб}} = \sqrt{F_{\text{треб}}} = \sqrt{1643,26} = 40,54 \text{ мм.}$$

Поскольку  $h_{\text{треб}}$  намного меньше, чем принятая высота сечения, оставляем высоту сечения стойки, назначенную из условия обеспечения предельной гибкости

Принимаем брус сечением 100x100 мм ( $b \times h$ ).

Нагрузку от собственного веса стойки можно определить по формуле (2.41):

$$N_{\text{стойки}}^{\text{св}} = b \cdot h \cdot a_3 \cdot \gamma_{\text{дер}} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 100 \cdot 100 \cdot 2993,27 \cdot 10^{-6} \cdot 5,5 \cdot 1,1 \cdot 1 = 181,09 \text{ Н.}$$

Нагрузка на стойку с учетом собственного веса составит (формула (2.42)):

$$N_{\text{ст}} = N_{\text{стойка}} + N_{\text{стойки}}^{\text{св}} = 7651,68 + 181,09 = 7832,77 \text{ Н.}$$

Площадь сечения (формула (2.23)):

$$F_{\text{расч}} = b \cdot h = 100 \cdot 100 = 10000 \text{ мм}^2.$$

Определяем параметры и проверяем прочность:

$$i = 28,9 \text{ мм.}$$

$$\lambda = 103,57.$$

$$\varphi = 0,280.$$

$$\frac{N_{ст}}{\varphi \cdot F_{расч}} = \frac{7832,77}{0,280 \cdot 10000} = 2,80 \text{ МПа} < R_c = 16,63 \text{ МПа}.$$

Прочность сечения стойки обеспечена.

Таким образом, приняты следующие сечения деревянных несущих конструкций кровли (табл. А4).

Таблица А4

Деревянные несущие конструкции кровли

Конструкция	Сечение	Шаг	Материал
Стропила	50x200 (h) мм	1,3 м	Лиственница (не европ.) 1-го сорта по ГОСТ 8486-86
Подкосы	50x100 (h) мм	1,3 м	
Прогоны	100x125 (h) мм	—	
Стойки	100x100 (h) мм	3,0 м	

### 3. Расчет сборной железобетонной балки

Требуется подобрать геометрические параметры сечения и армирование железобетонной балки, выполнить расчеты по нормальным и наклонным сечениям, расчеты по образованию и раскрытию нормальных трещин, расчет по деформациям (рис. А9).

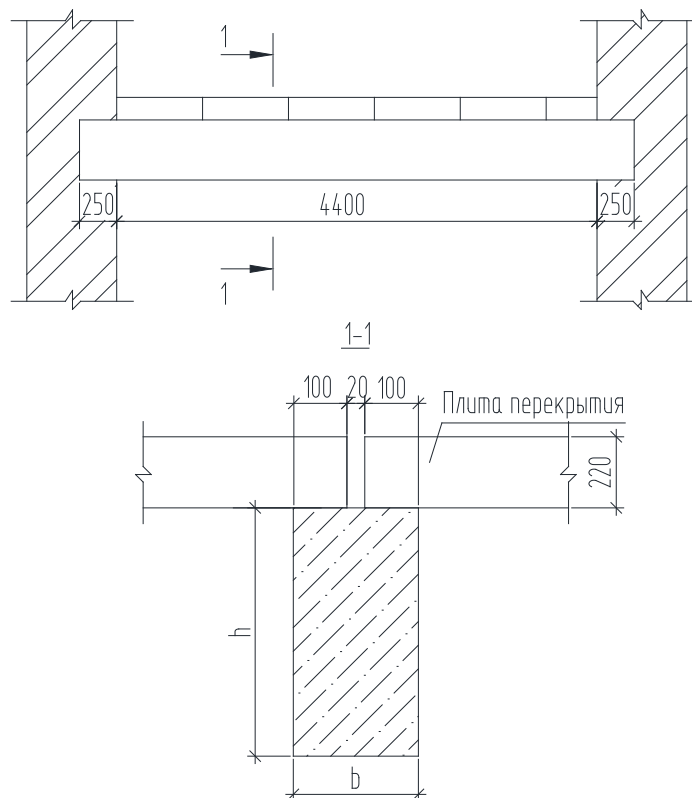


Рис. А9. К расчету сборной железобетонной балки

### 3.1. Сбор нагрузок на железобетонную балку

1. Нагрузка от кровли (табл. А1):

а) нормативная:

- постоянная (от составляющих кровли):  $0,22 \text{ кН/м}^2$ ;
- временная (снеговая):  $1,6 \text{ кН/м}^2$ ;
- полная:  $0,22 + 1,6 = 1,82 \text{ кН/м}^2$ ;
- длительная:  $0,22 + 0,5 \cdot 1,6 = 1,02 \text{ кН/м}^2$ ;

б) расчетная:

- постоянная (от составляющих кровли):  $0,24 \text{ кН/м}^2$ ;
- временная (снеговая):  $2,24 \text{ кН/м}^2$ ;
- полная:  $0,24 + 2,24 = 2,48 \text{ кН/м}^2$ ;
- длительная:  $0,24 + 0,5 \cdot 2,24 = 1,36 \text{ кН/м}^2$ .

2. Нагрузка от несущих конструкций кровли:

– от стропил:

$$g_{\text{н строп}} = \frac{b \cdot h}{s} \cdot \gamma_{\text{дер}} = \frac{50 \cdot 200}{1,3 \cdot 10^3} \cdot 10^{-3} \cdot 5,5 = 0,042 \text{ кН/м}^2;$$
$$g_{\text{р строп}} = g_{\text{н строп}} \cdot \gamma_f = 0,042 \cdot 1,1 = 0,046 \text{ кН/м}^2;$$

– от подкосов:

$$g_{\text{н подкос}} = \frac{b \cdot h}{s} \cdot \gamma_{\text{дер}} = \frac{50 \cdot 100}{1,3 \cdot 10^3} \cdot 10^{-3} \cdot 5,5 = 0,021 \text{ кН/м}^2;$$
$$g_{\text{р подкос}} = g_{\text{н подкос}} \cdot \gamma_f = 0,021 \cdot 1,1 = 0,023 \text{ кН/м}^2;$$

– от прогонов:

$$q_{\text{н прогон}} = 2 \cdot b \cdot h \cdot \gamma_{\text{дер}} = 2 \cdot 100 \cdot 125 \cdot 10^{-6} \cdot 5,5 = 0,14 \text{ кН/м};$$
$$q_{\text{р прогон}} = q_{\text{н прогон}} \cdot \gamma_f = 0,14 \cdot 1,1 = 0,15 \text{ кН/м};$$

– от стоек:

$$q_{\text{н стойки}} = \frac{b \cdot h \cdot a_3}{s} \cdot \gamma_{\text{дер}} = \frac{100 \cdot 100 \cdot 2993,27}{3,0 \cdot 10^3} \cdot 10^{-6} \cdot 5,5 = 0,055 \text{ кН/м};$$
$$q_{\text{р стойки}} = 0,055 \cdot 1,1 = 0,061 \text{ кН/м}.$$

3. Нагрузка от перекрытия 2-го этажа (табл. А2):

а) нормативная:

- постоянная (от составляющих перекрытия):  $1,04 \text{ кН/м}^2$ ;
- временная (полезная):  $0,7 \text{ кН/м}^2$ ;
- полная:  $1,04 + 0,7 = 1,74 \text{ кН/м}^2$ ;
- длительная:  $1,04 + 0,35 \cdot 0,7 = 1,29 \text{ кН/м}^2$ ;

б) расчетная:

- постоянная (от составляющих перекрытия):  $1,22 \text{ кН/м}^2$ ;
- временная (полезная):  $0,91 \text{ кН/м}^2$ ;
- полная:  $1,22 + 0,91 = 2,13 \text{ кН/м}^2$ ;
- длительная:  $1,22 + 0,35 \cdot 0,91 = 1,54 \text{ кН/м}^2$ .

4. Нагрузка от собственного веса кирпичной стены над балкой:

$$q_{\text{н}}^{\text{стена}} = t \cdot h_{\text{эт}} \cdot \gamma_{\text{кирп}} = 380 \cdot 3300 \cdot 10^{-6} \cdot 18 = 22,57 \text{ кН/м};$$
$$q_{\text{р}}^{\text{стена}} = q_{\text{н}}^{\text{стена}} \cdot \gamma_f = 22,57 \cdot 1,1 = 24,83 \text{ кН/м}.$$

5. Нагрузка от перекрытия 1-го этажа (табл. А3):

а) нормативная:

- постоянная (от составляющих перекрытия):  $4,31 \text{ кН/м}^2$ ;
- временная (полезная):  $1,5 \text{ кН/м}^2$ ;
- полная:  $4,31 + 1,5 = 5,81 \text{ кН/м}^2$ ;
- длительная:  $4,31 + 0,35 \cdot 1,5 = 4,84 \text{ кН/м}^2$ ;

б) расчетная:

- постоянная (от составляющих перекрытия):  $4,96 \text{ кН/м}^2$ ;
- временная (полезная):  $1,95 \text{ кН/м}^2$ ;
- полная:  $4,96 + 1,95 = 6,91 \text{ кН/м}^2$ ;
- длительная:  $4,96 + 0,35 \cdot 1,95 = 5,64 \text{ кН/м}^2$ .

Полная нормативная погонная нагрузка на железобетонную балку:

$$q_{\text{н}} = [(1,82 + 0,042 + 0,021 + 1,74 + 5,81)l_1 + 0,14 + 0,055 + 22,57]\gamma_n = 73,70 \text{ кН/м}.$$

Длительная нормативная погонная нагрузка на железобетонную балку:

$$q_{\text{н},l} = [(1,02 + 0,042 + 0,021 + 1,29 + 4,84)l_1 + 0,14 + 0,055 + 22,57] \times 1,0 = 61,72 \text{ кН/м}.$$

Полная расчетная погонная нагрузка на железобетонную балку:

$$q_{\text{р}} = [(2,48 + 0,046 + 0,023 + 2,13 + 6,91)l_1 + 0,15 + 0,061 + 24,83]1,0 = 87,62 \text{ кН/м}.$$

Длительная расчетная погонная нагрузка на железобетонную балку:

$$q_{\text{р},l} = [(1,36 + 0,046 + 0,023 + 1,54 + 5,64)l_1 + 0,15 + 0,061 + 24,83] \times 1,0 = 71,53 \text{ кН/м}.$$

### 3.2. Статический расчет железобетонной балки и определение размеров сечения

Расчетная схема балки представлена на рис. А10.

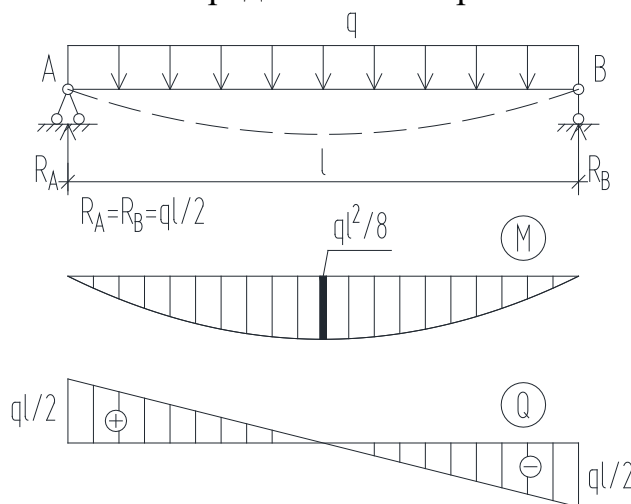


Рис. А10. Расчетная схема железобетонной балки

Приняв величину опирания балки на стены 250 мм, расчетный пролет балки составляет:

$$l = l_2(\text{мм}) + 250 = 4400 + 250 = 4650 \text{ мм} = 4,65 \text{ м.}$$

По заданию бетон тяжелый класса В15. Расчетное сопротивление бетона сжатию (по табл. Д2 в приложении Д):  $R_b = 8,5 \text{ МПа}$ .

Определяем максимальный изгибающий момент, действующий в балке (без учета его собственного веса):

$$M = \frac{q_p \cdot l^2}{8} = \frac{87,62 \cdot 4,65^2}{8} = 236,82 \text{ кНм.}$$

Предварительно назначаем ширину балки из условия опирания плит перекрытий (минимум 100 мм, зазор между плитами 20 мм):

$$b > 100 + 100 + 20 = 220 \text{ мм,}$$

принимая  $b = 250 \text{ мм}$  (кратно 50 мм).

Определяем предварительную рабочую высоту сечения, принимая  $\xi = 0,35$ :

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi) \cdot R_b \cdot b}} = \sqrt{\frac{236,82 \cdot 10^6}{0,35 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,35) \cdot 8,5 \cdot 250}} = 621,25 \text{ мм.}$$

Предварительно принимаем расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до нижней грани балки  $a = 35 \text{ мм}$ .



Предварительная высота сечения балки:

$$h = h_0 + a = 621,25 + 35 = 656,25 \text{ мм.}$$

Предварительная ширина сечения балки:

$$b = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot h = 0,4 \cdot h = 0,4 \cdot 656,25 = 262,5 \text{ мм.}$$

Уточняем  $b$  и  $h$ , принимая их кратными 50 мм:

$$\begin{aligned} b &= 250 \text{ мм;} \\ h &= 650 \text{ мм;} \\ h_0 &= h - a = 650 - 35 = 615 \text{ мм.} \end{aligned}$$

Нагрузка от собственного веса балки:

$$\begin{aligned} q_{\text{н}}^{\text{CB}} &= b \cdot h \cdot \gamma_{\text{жб}} = 250 \cdot 650 \cdot 10^{-6} \cdot 25 = 4,06 \text{ кН/м.} \\ q_{\text{р}}^{\text{CB}} &= q_{\text{н}}^{\text{CB}} \cdot \gamma_f = 4,06 \cdot 1,1 = 4,47 \text{ кН/м.} \end{aligned}$$

Уточняем значения нагрузок на балку с учетом собственного веса:

$$\begin{aligned} q_{\text{н}} &= 73,70 + q_{\text{н}}^{\text{CB}} = 73,70 + 4,06 = 77,76 \text{ кН/м.} \\ q_{\text{н},l} &= 61,72 + q_{\text{н}}^{\text{CB}} = 61,72 + 4,06 = 65,78 \text{ кН/м.} \\ q_{\text{р}} &= 87,62 + q_{\text{р}}^{\text{CB}} = 87,62 + 4,47 = 92,09 \text{ кН/м.} \\ q_{\text{р},l} &= 71,53 + q_{\text{р}}^{\text{CB}} = 71,53 + 4,47 = 76,00 \text{ кН/м.} \end{aligned}$$

Определяем значения внутренних усилий в соответствии с рис. А10. Данные сведены в табл. А5, значения усилий от полной расчетной нагрузки приведены на рис. А11.

Таблица А5

Усилия в железобетонной балке

Усилие	Нагрузка в кН/м. Момент в кН·м. Поперечная сила в кН			
	$q_{\text{н}} = 77,76$	$q_{\text{н},l} = 65,78$	$q_{\text{р}} = 92,09$	$q_{\text{р},l} = 76,00$
$M_{\text{max}} = \frac{ql^2}{8}$	$M_{\text{н}} = 210,17$	$M_{\text{н},l} = 177,79$	$M_{\text{р}} = 248,90$	$M_{\text{р},l} = 205,41$
$Q_{\text{max}} = \frac{ql}{2}$	$Q_{\text{н}} = 180,79$	$Q_{\text{н},l} = 152,94$	$Q_{\text{р}} = 214,11$	$Q_{\text{р},l} = 176,7$

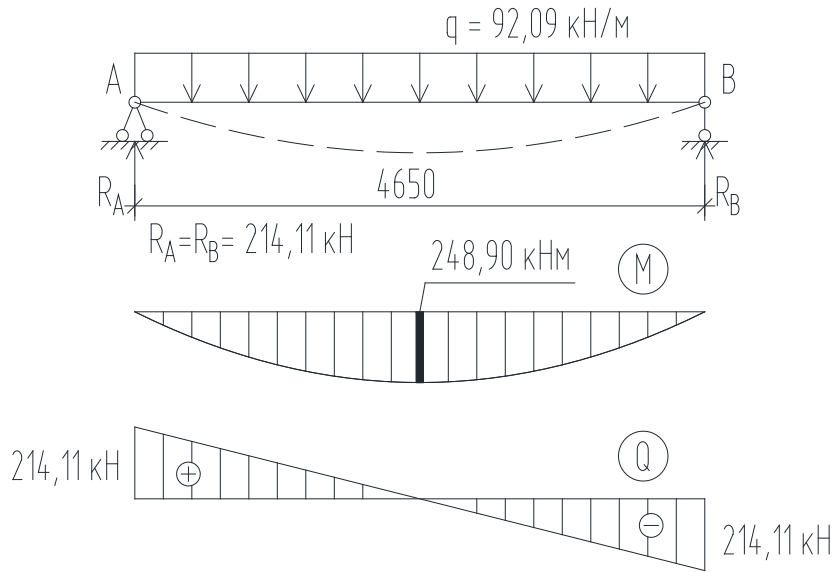


Рис. А11. Значения внутренних усилий и опорных реакций в балке от полных расчётных нагрузок

### 3.3. Подбор продольного армирования балки

По заданию бетон тяжелый класса В15,  $R_b = 8,5$  МПа (по табл. Д2 в приложении Д). Продольная растянутая арматура класса А400С  $R_s = 340$  МПа (по табл. Д6 в приложении Д),  $E_s = 200000$  МПа (по табл. Д6 в приложении Д).

1. Значение относительной деформации сжатого бетона  $\varepsilon_{b2}$  принимаем равным  $35 \cdot 10^{-4}$  (по п. 6.1.20 [14] для бетонов класса по прочности на сжатие В60 и ниже).

Относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных  $R_s$ , определяется по формуле (3.19):

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{340}{200000} = 17 \cdot 10^{-4}.$$

2. Относительная граничная высота сжатой зоны бетона определяется по формуле (3.20):

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{17 \cdot 10^{-4}}{35 \cdot 10^{-4}}} = 0,539.$$

Коэффициент  $\alpha_R$ :

$$\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_R) = 0,539 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,539) = 0,394.$$

3. Определяем коэффициент  $\alpha_m$  по формуле (3.22):

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{248,90 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 250 \cdot 615^2} = 0,310.$$

Поскольку

$$\alpha_m = 0,310 < \alpha_R = 0,394,$$

то принимаем элемент с одиночной арматурой (растянутая арматура устанавливается по расчету, сжатая – конструктивно)

4. Определяем относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,310}) = 0,384.$$

5. Определяем требуемую площадь растянутой арматуры:

$$A_s^{\text{треб}} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \xi}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 250 \cdot 615 \cdot 0,384}{340} = 1476,00 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту (табл. Д7 в приложении Д) принимаем два разных диаметра арматуры  $1\emptyset 18 A_{s1} = 254,5 \text{ мм}^2$  и  $2\emptyset 28 A_{s2} = 1232 \text{ мм}^2$ . Суммарная площадь установленной продольной растянутой арматуры  $A_s = A_{s1} + A_{s2} = 254,5 + 1232 = 1486,5 \text{ мм}^2$ .

6. Требуемая площадь сечения растянутой арматуры и площадь сечения фактически установленной арматуры не должны отличаться более, чем на 5%:

$$\Delta = \frac{A_s - A_s^{\text{треб}}}{A_s^{\text{треб}}} \cdot 100\% = \frac{1486,5 - 1476,00}{1476,00} \cdot 100\% = 0,71\% < 5\%.$$

7. Сжатую арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям, указанным в п. 10.3 [14]. Диаметр принимаем по условию свариваемости (табл. Д8 в приложении Д)  $d_{s1}' = 5 \text{ мм}$ , 1 шт.,  $A_{s1}' = 19,6 \text{ мм}^2$ , класс В500 и  $d_{s2}' = 8 \text{ мм}$ , 2 шт.,  $A_{s2}' = 101 \text{ мм}^2$ , класс В500 (рис. А12). Суммарная площадь установленной продольной сжатой арматуры  $A_s' = A_{s1}' + A_{s2}' = 19,6 + 101 = 120,6 \text{ мм}^2$ .

Толщина защитного слоя бетона для растянутой арматуры составляет:

$$a - \frac{d_s}{2} = 35 - \frac{28}{2} = 21 \text{ мм} > 20 \text{ мм},$$

где 20 мм – минимальная толщина защитного слоя бетона рабочей арматуры для конструкций, эксплуатируемых в закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности (для конструктивной арматуры – 15 мм).

Расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до верхней грани балки (рис. А12):

$$a' = 15 + \frac{d_s'}{2} = 15 + \frac{8}{2} = 19 \text{ мм}.$$

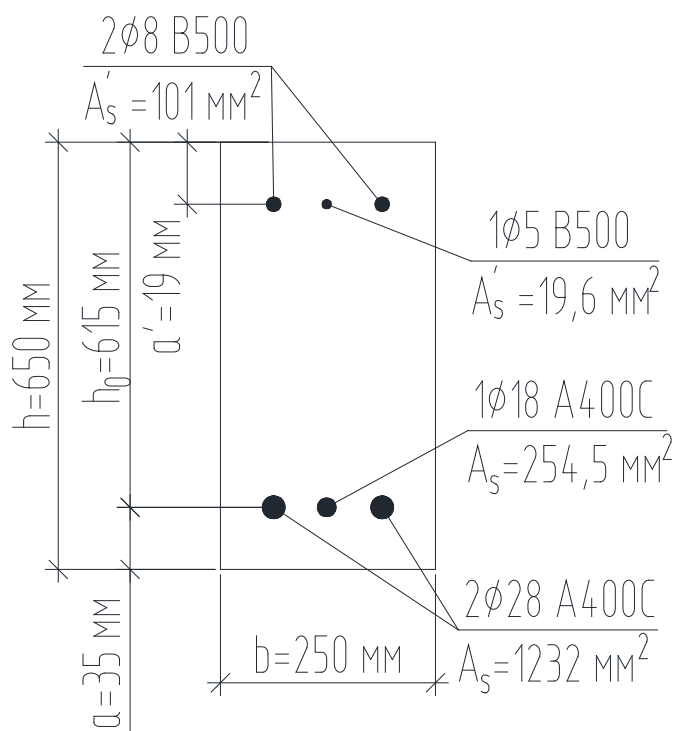


Рис. А12. Продольная арматура в железобетонной балке

### 3.4. Подбор поперечной арматуры и проверка прочности наклонных сечений

Назначим поперечную арматуру по конструктивным требованиям (п. 10.3 [14]), а затем проверим прочность наклонных сечений.

Диаметр принимаем по условию свариваемости (табл. Д8 в приложении Д)  $d_{sw1}' = 5$  мм, 1 шт.,  $A_{sw1}' = 19,6$  мм<sup>2</sup>, класс В500 и  $d_{sw2}' = 8$  мм, 2 шт.,  $A_{sw2}' = 101$  мм<sup>2</sup>, класс В500 (рис. А12). Суммарная площадь установленной поперечной арматуры  $A_s' = A_{s1}' + A_{s2}' = 19,6 + 101 = 120,6$  мм<sup>2</sup>.

Шаг поперечной арматуры на опоре принимается не более  $0,5 \cdot h_0$  и не более 300 мм. Поскольку  $0,5 \cdot h_0 = 0,5 \cdot 615 = 307,5$  мм  $>$  300 мм, принимаем  $s_{w1} = 300$  мм.

Шаг поперечной арматуры в пролете принимается не более  $0,75 \cdot h_0$  и не более 500 мм. Поскольку  $0,75 \cdot h_0 = 0,75 \cdot 615 = 461,25$  мм  $<$  500 мм, принимаем  $s_{w2} = 450$  мм (кратно 50 мм).

По заданию бетон тяжелый класса В15,  $R_b = 8,5$  МПа;  $R_{bt} = 0,75$  МПа (по табл. Д2 в приложении Д).

Расчетное значение сопротивления поперечной арматуры для класса В500:  $R_{sw} = 300$  МПа (табл. Д6 в приложении Д).

### Проверка прочности полосы между наклонными трещинами

1. Максимальная поперечная сила, которая может быть воспринята бетонной полосой между наклонными трещинами, определяется по формуле (3.29):

$Q_{ult} = \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 8,5 \cdot 250 \cdot 615 = 392062,5 \text{ Н} = 392,06 \text{ кН}$ ,  
где  $\varphi_{b1}$  – коэффициент, принимаемый равным 0,3 (п. 8.1.32 [14]).

2. Проверяем условие прочности:

$$Q_{max} = 214,11 \text{ кН} < Q_{ult} = 392,06 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, прочность полосы между наклонными трещинами обеспечена.

### Проверка прочности наклонного сечения по поперечной силе

1. Определяем значение момента  $M_b$ :

$M_b = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 1,5 \cdot 0,75 \cdot 250 \cdot 615^2 = 106,38 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$ ,  
где  $\varphi_{b2}$  – коэффициент, принимаемый равным 1,5 (п. 8.1.33 [14]).

2. Интенсивность установки поперечных стержней на опоре ( $q_{sw1}$ ) и в пролете ( $q_{sw2}$ ) составляет:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{300 \cdot 120,6}{300} = 120,6 \text{ Н/мм};$$
$$q_{sw2} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_{w2}} = \frac{300 \cdot 120,6}{450} = 80,40 \text{ Н/мм}.$$

3. Находим длину проекции наклонного сечения:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_p}} = \sqrt{\frac{106,38 \cdot 10^6}{92,09}} = 1074,79 \text{ мм}.$$

4. Проверяем условия по формуле (3.34):

$$c = 1074,79 \text{ мм} < \frac{2 \cdot h_0}{1 - 0,5 \cdot \frac{q_{sw1}}{R_{bt} \cdot b}} = \frac{2 \cdot 615}{1 - 0,5 \cdot \frac{120,6}{0,75 \cdot 250}} = 1813,09 \text{ мм};$$
$$\frac{q_{sw1}}{R_{bt} \cdot b} = \frac{120,6}{0,75 \cdot 250} = 0,64 < 2.$$

Поскольку одно из условий выполняется, то значение  $c$  корректируем по формуле (3.35):

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75 \cdot q_{sw1} + q_p}} = \sqrt{\frac{106,38 \cdot 10^6}{0,75 \cdot 120,6 + 92,09}} = 763,40 \text{ мм.}$$

5. Проверяем условие (3.36):

$$c = 763,40 \text{ мм} < 3 \cdot h_0 = 3 \cdot 615 = 1845 \text{ мм.}$$

Поскольку условие не выполняется, значение  $c$  не корректируем.

6. Длину проекции наклонной трещины  $c_0$  принимаем равной  $c$ , то есть  $c_0 = 763,40$  мм.

7. Проверяем условие (3.37):

$$c_0 = 763,40 \text{ мм} < 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 615 = 1230 \text{ мм.}$$

Поскольку условие не выполняется, значение  $c_0$  не корректируем.

8. Поперечную арматуру учитываем в расчете, если соблюдается условие (3.38):

$$q_{sw1} = 120,6 \text{ Н/мм} > 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 0,75 \cdot 250 = 46,88.$$

Поскольку условие выполняется, поперечную арматуру учитываем в расчете.

9. Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw1} \cdot c_0 = 0,75 \cdot 120,6 \cdot 763,40 = 69049,53 \text{ Н} = 69,05 \text{ кН,}$$

где  $\varphi_{sw}$  – коэффициент, принимаемый равным 0,75 (п. 8.1.33 [14]).

10. Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении:

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{106,38 \cdot 10^6}{763,40} = 139350,28 \text{ Н} = 139,35 \text{ кН.}$$

При этом значение  $Q_b$  принимают не более  $2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,75 \cdot 250 \cdot 615 \cdot 10^{-3} = 288,28 \text{ кН}$  и не менее  $Q_{b,min} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \times h_0 = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 250 \cdot 615 \cdot 10^{-3} = 57,66 \text{ кН}$ .

Поскольку значение  $Q_b = 139,35 \text{ кН}$  лежит в интервале от  $57,66 \text{ кН}$  до  $288,28 \text{ кН}$ , то значение  $Q_b$  не корректируем.

11. Поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции  $c$  от внешних сил принимается в сечении, нормальном к продольной оси элемента, проходящем на расстоянии  $c$  от опоры, и определяется по формуле (3.41):

$$Q = Q_{max} - q_p \cdot c = 214,1 - 92,09 \cdot 763,4 \cdot 10^{-3} = 143,81 \text{ кН.}$$

12. Проверяем условие (3.42):

$$Q = 143,81 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 139,35 + 69,05 = 208,40 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, прочность элемента по сечениям, наклонным к продольной оси элемента, обеспечена.

#### Определение участка с интенсивностью поперечной арматуры $q_{sw1}$

1. Значение  $\Delta q_{sw}$ :

$$\Delta q_{sw} = 0,75 \cdot (q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75 \cdot (120,6 - 80,40) = 30,15 \text{ Н/мм.}$$

2. Поскольку  $\Delta q_{sw} = 30,15 \text{ кН/м} < q_p = 92,09 \text{ кН/м}$ , значение  $l_1$  определяем по формуле (3.43):

$$l_1 = c - \frac{\frac{M_b}{c} + 0,75 \cdot q_{sw1} \cdot c_0 - Q_{max} + q_p \cdot c}{\Delta q_{sw}} =$$

$$= 763,4 - \frac{139,35 + 69,05 - 143,81}{30,15} = 761,26 \text{ мм.}$$

С учетом опирания балки на стену  $250 \text{ мм}$   $l_1 = 761,26 + 250 = 1011,26 \text{ мм}$ . Значение  $l_1$  необходимо принимать не менее  $\frac{1}{4}$  пролета балки, что составляет  $\frac{1}{4} \cdot 4400 = 1100 \text{ мм}$ .

Окончательно длину участка с интенсивностью  $q_{sw1}$  назначаем кратно шагу  $s_{w1}$ . Принимаем  $l_1 = 1200 \text{ мм}$ , что кратно  $s_{w1} = 300 \text{ мм}$ .

Конструирование балки показано на рис. А13, спецификация арматурных изделий приведена в табл. А6÷А8.

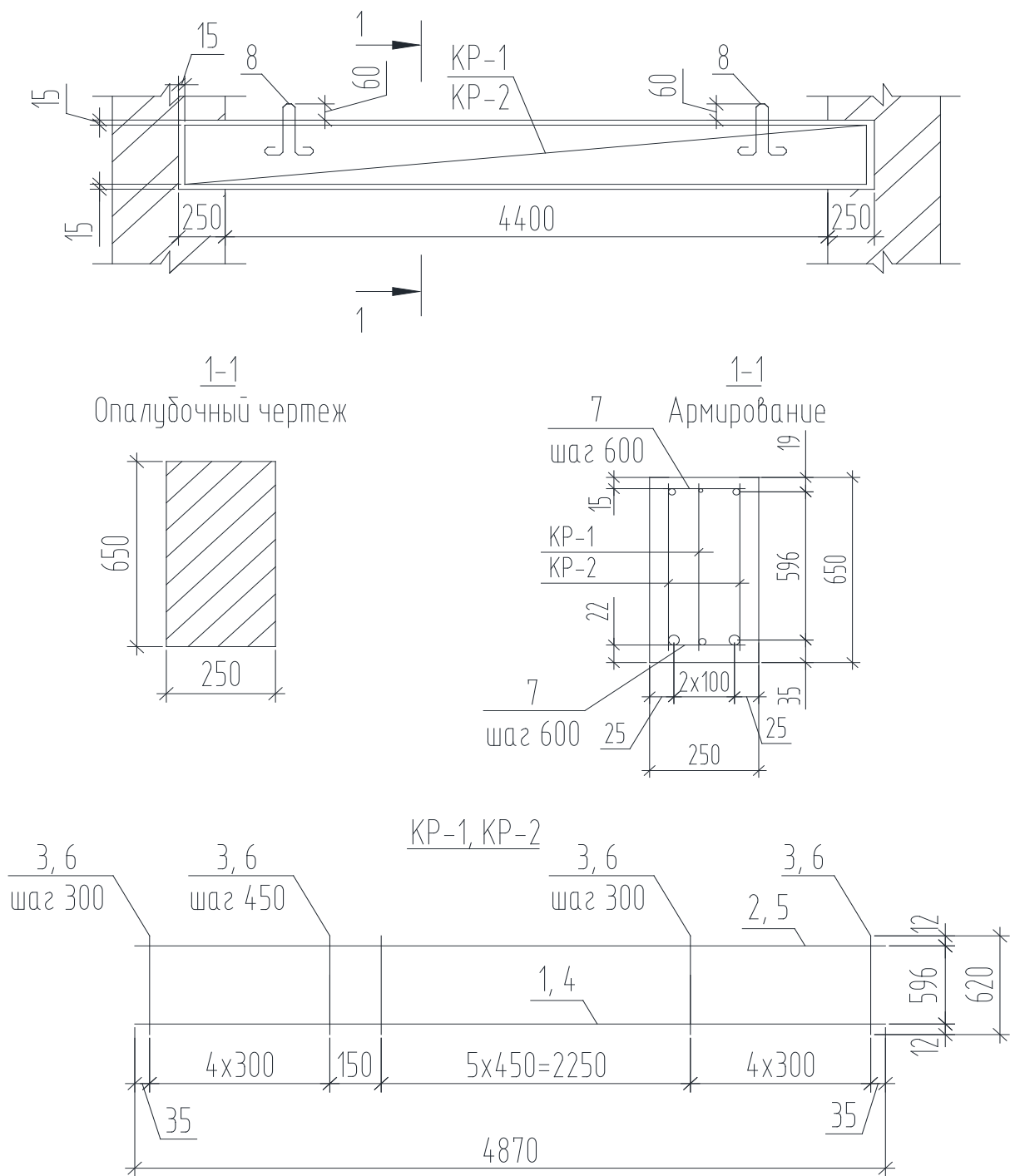


Рис. А13. Конструирование железобетонной балки



Таблица А6

Спецификация сборной балки Б-1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол-во	Примечание
		<u>Сборочные единицы</u>		
КР-1		Каркас КР-1	1	11,77
КР-2		Каркас КР-2	2	29,12
		<u>Детали</u>		
7	ГОСТ Р 52544-2006	Ø8 В500С l = 220	20	0,087
8	ГОСТ 34028-2016	Ø12 А240 l = 1185	2	1,052
		<u>Материалы</u>		
	ГОСТ 7473-2010	БСТ В15		0,796м <sup>3</sup>

Таблица А7

Спецификация арматурных изделий

Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол.	Масса 1 дет., кг	Масса изд., кг
КР-1	1	Ø18 А400С l = 4870	1	9,730	11,77
	2	Ø5 В500С l = 4870	1	0,701	
	3	Ø5 В500С l = 620	15	0,089	
КР-2	4	Ø28 А400С l = 4870	1	23,522	29,12
	5	Ø8 В500С l = 4870	1	1,923	
	6	Ø8 В500С l = 620	15	0,245	

Таблица А8

Ведомость деталей

Поз.	Эскиз
8	

## Ведомость расхода стали, кг

Марка элемента	Изделия арматурные								Всего
	Арматура класса								
	ГОСТ Р 52544-2006			ГОСТ 34028-2016					
	В500С			А240		А400С			
	Ø5	Ø8	Итого	Ø12	Итого	Ø18	Ø28	Итого	
Б-1	2,04	12,94	14,98	2,10	2,10	9,73	47,04	56,77	73,85

## 3.5. Расчет железобетонной балки по образованию трещин

1. Для бетона класса В15  $R_{bt,ser} = 1,10$  МПа (табл. Д1 в приложении Д);  $E_b = 24000$  МПа (табл. Д3 в приложении Д).

2. Площадь поперечного сечения балки:

$$A_b = b \cdot h = 250 \cdot 650 = 162500 \text{ мм}^2.$$

3. Коэффициент приведения арматуры к бетону:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{24000} = 8,33.$$

4. Приведенная площадь сечения балки:

$$A_{red} = A + \alpha \cdot (A_s + A_s') = 162500 + 8,33 \cdot (1486,5 + 120,6) = 175891,96 \text{ мм}^2.$$

5. Приведенный статический момент сечения балки:

$$S_{red} = b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \alpha \cdot [A_s \cdot a + A_s' \cdot (h - a')] = \\ = 250 \cdot 650 \cdot \frac{650}{2} + 8,33 \cdot [1486,5 \cdot 35 + 120,6 \cdot (650 - 19)] = \\ = 53880174,79 \text{ мм}^3.$$

6. Расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани балки  $y_t$  и до верхней грани балки  $y_c$ :

$$y_t = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{53880174,79}{175891,96} = 306,33 \text{ мм}; \\ y_c = h - y_t = 650 - 306,33 = 343,67 \text{ мм}.$$

7. Момент инерции бетонного сечения:

$$J_b = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(y_t - \frac{h}{2}\right)^2 = \frac{250 \cdot 650^3}{12} + 250 \cdot 650 \cdot \left(306,33 - \frac{650}{2}\right)^2 = \\ = 5777996612,92 \text{ мм}^4$$

8. Момент инерции арматурных стержней:

$$\begin{aligned} J_s &= \alpha \cdot [A_s \cdot (y_t - a)^2 + A_s' \cdot (y_c - a')^2] = \\ &= 8,33 \cdot [1486,5 \cdot (306,33 - 35)^2 + 120,6 \cdot (343,67 - 19)^2] = \\ &= 1017864310,49 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

9. Приведенный момент инерции сечения балки:

$$J_{red} = J_b + J_s = 5777996612,92 + 1017864310,49 = 6795860923,41 \text{ мм}^4.$$

10. Приведенный момент сопротивления:

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y_t} = \frac{6795860923,41}{306,33} = 22184771,08 \text{ мм}^3.$$

11. Упругий момент сопротивления приведенного сечения:

$$W_{pl} = 1,3 \cdot W_{red} = 1,3 \cdot 22184771,08 = 28840202,4 \text{ мм}^3.$$

12. Момент образования трещин с учетом неупругих деформаций растянутого бетона:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 1,1 \cdot 28840202,4 \cdot 10^{-6} = 31,72 \text{ кНм}.$$

13. Проверяем условие (3.36):

$$M_{crc} = 31,72 \text{ кНм} < M_H = 210,17 \text{ кНм}.$$

Поскольку условие не выполняется, то трещины образуются, необходимо выполнить расчет по определению ширины раскрытия трещин.

### 3.6. Расчет железобетонной балки по раскрытию трещин

Для определения  $a_{crc1}$  и  $a_{crc3}$  значение  $\psi_s$  равно:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{crc}}{M_{H,l}} = 1 - 0,8 \cdot \frac{31,72}{177,79} = 0,857.$$

Для определения  $a_{crc2}$  значение  $\psi_s$  равно:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{crc}}{M_H} = 1 - 0,8 \cdot \frac{31,72}{210,17} = 0,879.$$

Для определения  $a_{crc1}$  и  $a_{crc3}$  значение  $\sigma_s$  равно:

$$\sigma_s = \frac{M_{H,l}}{0,8 \cdot h_0 \cdot A_s} = \frac{177,79 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 615 \cdot 1486,5} = 243,10 \text{ МПа}.$$

Для определения  $a_{crc2}$  значение  $\sigma_s$  равно:

$$\sigma_s = \frac{M_H}{0,8 \cdot h_0 \cdot A_s} = \frac{210,17 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 615 \cdot 1486,5} = 287,37 \text{ МПа}.$$

Значение  $A_{bt}$  определяем по формуле (3.66):

$$A_{bt} = k \cdot y_t \cdot b = 0,9 \cdot 306,33 \cdot 250 = 68924,25 \text{ мм}^2,$$

где  $k$  – коэффициент, принимаемый при прямоугольном сечении 0,9.

Поскольку  $A_{bt} = 68924,25 \text{ мм}^2$  лежит в пределах от  $2 \cdot a \cdot b = 2 \times 35 \cdot 250 = 17500 \text{ мм}^2$  до  $0,5 \cdot h \cdot b = 0,5 \cdot 650 \cdot 250 = 81250 \text{ мм}^2$ , то значение  $A_{bt}$  не корректируем.

Определяем  $l_s$  (по формуле 3.65):

$$l_s = 0,5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s = 0,5 \cdot \frac{68924,25}{1486,5} \cdot 28 = 649,14 \text{ мм}.$$

Поскольку  $l_s = 649,14 \text{ мм}$  больше 400 мм, то принимаем  $l_s = 400 \text{ мм}$ .

$\varphi_1$  – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки (принимается равным 1,0 – при непродолжительном действии нагрузки; 1,4 – при продолжительном действии нагрузки);

$\varphi_2$  – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры (принимается равным 0,5 – для арматуры периодического профиля и канатной; 0,8 – для гладкой арматуры);

$\varphi_3$  – коэффициент, учитывающий характер нагружения (принимается равным 1,0 – для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых; 1,2 – для растянутых элементов).

Расчет по раскрытию трещин проводим в табличной форме (табл. А10).

Таблица А10

Расчет железобетонной балки по раскрытию трещин

Параметр	$a_{crc1}$	$a_{crc2}$	$a_{crc3}$
$\varphi_1$	1,4	1,0	1,0
$\varphi_2$	0,5		
$\varphi_3$	1		
$\psi_s$	0,857	0,879	0,857
$\sigma_s$	243,10	287,37	243,10
$E_s, \text{МПа}$	200000		
$l_s, \text{мм}$	400		
П (7.61), мм	0,292	0,253	0,208

Ширина продолжительного раскрытия трещин  $a_{crc} = a_{crc1} = 0,292 \text{ мм}$ .

Ширина непродолжительного раскрытия трещин  $a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} = 0,292 + 0,253 - 0,208 = 0,337 \text{ мм}$ .

Проверяем условие (по формуле 3.57):

$$a_{crc} = 0,292 \text{ мм} \leq a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм};$$

$$a_{crc} = 0,337 \text{ мм} \leq a_{crc,ult} = 0,4 \text{ мм}.$$

Оба условия выполняются, сохранность арматуры обеспечена.

### 3.7. Расчет железобетонной балки по деформациям

Поскольку трещины в балке образуются, расчет по деформациям необходимо производить с учетом трещин в растянутой зоне.

#### Определение кривизны $(1/r)_1$

Для бетона В15 значение  $R_{b,ser} = 11$  МПа (по табл. Д1 в приложении Д).

1. Определяем значение  $\varepsilon_{b1,red}$  согласно п. 6.1.21 [14] для тяжелого бетона при непродолжительном действии нагрузки:

$$\varepsilon_{b1,red} = 15 \cdot 10^{-4}.$$

2. Определяем значение приведенного модуля деформаций бетона:

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{11}{15 \cdot 10^{-4}} = 7333,33 \text{ МПа}.$$

3. Определяем значения коэффициентов  $\mu_s$  и  $\mu_s'$ :

$$\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{1486,5}{250 \cdot 615} = 0,0097;$$

$$\mu_s' = \frac{A_s'}{b \cdot h_0} = \frac{120,6}{250 \cdot 615} = 0,00078.$$

4. Определяем значения коэффициентов  $\alpha_{s1}$  и  $\alpha_{s2}$ :

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} = \frac{200000}{7333,33} = 27,27;$$

$$\alpha_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s \cdot E_{b,red}} = \frac{200000}{0,879 \cdot 7333,33} = 31,03.$$

5. Определяем значение коэффициента  $z$ :

$$z = \mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu_s' \cdot \alpha_{s1} = 0,0097 \cdot 31,03 + 0,00078 \cdot 27,27 = 0,322.$$

6. Определяем значение высоты сжатой зоны:

$$x = h_0 \cdot \left[ \sqrt{z^2 + 2 \cdot \left( \mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu_{s'} \cdot \alpha_{s1} \cdot \frac{a'}{h_0} \right)} - z \right] =$$

$$= 615 \cdot \left[ \sqrt{0,322^2 + 2 \left( 0,0097 \cdot 31,03 + 0,00078 \cdot 27,27 \cdot \frac{19}{615} \right)} - 0,322 \right] =$$

$$= 319,08 \text{ мм}$$

7. Определение момента инерции бетонного сечения:

$$J_b = \frac{b \cdot x^3}{12} + b \cdot x \cdot (h - y_t - 0,5 \cdot x)^2 = \frac{250 \cdot 319,08^3}{12} + 250 \cdot 319,08 \times$$

$$\times (650 - 306,33 - 0,5 \cdot 319,08)^2 = 3,36 \cdot 10^9 \text{ мм}^4.$$

8. Определяем момент инерции арматурных стержней:

$$J_{s1} = \alpha_{s2} \cdot A_s (y_t - a)^2 = 31,03 \cdot 1486,5 \cdot (306,33 - 35)^2 = 3,40 \cdot 10^9 \text{ мм}^4;$$

$$J_{s2} = \alpha_{s1} \cdot A_{s'} \cdot (h - y_t - a')^2 = 27,27 \cdot 120,6 \cdot (650 - 306,33 - 19)^2 =$$

$$= 0,35 \cdot 10^9 \text{ мм}^4$$

9. Определяем приведенный момент инерции сечения:

$$J_{red} = J_b + J_{s1} + J_{s2} = (3,36 + 3,40 + 0,35) \cdot 10^9 = 7,11 \cdot 10^9 \text{ мм}^4.$$

10. Значения модуля деформации бетона  $E_{b1}$ :

$$E_{b1} = 0,85 \cdot E_b = 0,85 \cdot 24000 = 20400 \text{ МПа.}$$

11. Значение изгибной жесткости приведенного поперечного сечения элемента  $D$ :

$$D = E_{b1} \cdot J_{red} = 20400 \cdot 7,11 \cdot 10^9 = 1,45 \cdot 10^{14} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2.$$

12. Кривизна элемента:

$$\left( \frac{1}{r} \right)_1 = \frac{M_H}{D} = \frac{210,17 \cdot 10^6}{1,45 \cdot 10^{14}} = 1,45 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}.$$

Определение кривизны  $(1/r)_2$

1. Определяем значение  $\varepsilon_{b1,red}$  согласно п. 6.1.21 [14] для тяжелого бетона при непродолжительном действии нагрузки:

$$\varepsilon_{b1,red} = 15 \cdot 10^{-4}.$$

2. Определяем значение приведенного модуля деформаций бетона:

$$E_{b,red} = 7333,33 \text{ МПа.}$$

3. Определяем значения коэффициентов  $\mu_s$  и  $\mu_s'$ :

$$\mu_s = 0,0098; \quad \mu_s' = 0,00078.$$

4. Определяем значения коэффициентов  $\alpha_{s1}$  и  $\alpha_{s2}$ :

$$\alpha_{s1} = \frac{200000}{7333,33} = 27,27; \quad \alpha_{s2} = \frac{200000}{0,857 \cdot 7333,33} = 31,82.$$

5. Определяем значение коэффициента  $z$ :

$$z = 0,0098 \cdot 31,82 + 0,00078 \cdot 27,27 = 0,330.$$

6. Определяем значение высоты сжатой зоны:

$$x = 615 \left[ \sqrt{0,330^2 + 2 \left( 0,0098 \cdot 31,82 + 0,00078 \cdot 27,27 \cdot \frac{19}{615} \right)} - 0,330 \right] = 321,61 \text{ мм.}$$

7. Определение момента инерции бетонного сечения:

$$J_b = \frac{250 \cdot 321,61^3}{12} + 250 \cdot 321,61 \cdot (650 - 306,33 - 0,5 \cdot 321,61)^2 = 3,42 \cdot 10^9 \text{ мм}^4.$$

8. Определяем момент инерции арматурных стержней:

$$J_{s1} = 31,82 \cdot 1486,5 \cdot (306,33 - 35)^2 = 3,48 \cdot 10^9 \text{ мм}^4;$$
$$J_{s2} = 27,27 \cdot 120,6 \cdot (650 - 306,33 - 19)^2 = 0,35 \cdot 10^9 \text{ мм}^4.$$

9. Определяем приведенный момент инерции сечения:

$$J_{red} = (3,42 + 3,48 + 0,35) \cdot 10^9 = 7,25 \cdot 10^9 \text{ мм}^4.$$

10. Значения модуля деформации бетона  $E_{b1}$ :

$$E_{b1} = 0,85 \cdot 24000 = 20400 \text{ МПа.}$$

11. Значение изгибной жесткости приведенного поперечного сечения элемента  $D$ :

$$D = 20400 \cdot 7,25 \cdot 10^9 = 1,48 \cdot 10^{14} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2.$$

12. Кривизна элемента:

$$\left( \frac{1}{r} \right)_2 = \frac{177,79 \cdot 10^6}{1,48 \cdot 10^{14}} = 1,20 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}.$$

### Определение кривизны $(1/r)_3$

1. Определяем значение  $\varepsilon_{b1,red}$  по табл. Д4 в приложении Д при продолжительном действии нагрузки в зависимости от класса бетона и влажности помещения (принимаем нормальный влажностный режим):

$$\varepsilon_{b1,red} = 28 \cdot 10^{-4}.$$

2. Определяем значение приведенного модуля деформаций бетона:

$$E_{b,red} = \frac{11}{28 \cdot 10^{-4}} = 3928,57 \text{ МПа.}$$

3. Определяем значения коэффициентов  $\mu_s$  и  $\mu_s'$ :

$$\mu_s = 0,0098; \quad \mu_s' = 0,00078.$$

4. Определяем значения коэффициентов  $\alpha_{s1}$  и  $\alpha_{s2}$ :

$$\alpha_{s1} = \frac{200000}{3928,57} = 50,91; \quad \alpha_{s2} = \frac{200000}{0,857 \cdot 3928,57} = 59,4.$$

5. Определяем значение коэффициента  $z$ :

$$z = 0,0098 \cdot 59,4 + 0,00078 \cdot 50,91 = 0,616.$$

6. Определяем значение высоты сжатой зоны:

$$x = 615 \cdot \left[ \sqrt{0,616^2 + 2 \left( 0,0098 \cdot 59,4 + 0,00078 \cdot 50,91 \cdot \frac{19}{615} \right)} - 0,616 \right] = 382,93 \text{ мм.}$$

7. Определение момента инерции бетонного сечения:

$$J_b = \frac{250 \cdot 382,93^3}{12} + 250 \cdot 382,93 \cdot (650 - 306,33 - 0,5 \cdot 382,93)^2 = 4,42 \cdot 10^9 \text{ мм}^4.$$

8. Определяем момент инерции арматурных стержней:

$$J_{s1} = 59,4 \cdot 1486,5 \cdot (306,33 - 35)^2 = 6,50 \cdot 10^9 \text{ мм}^4;$$
$$J_{s2} = 50,91 \cdot 120,6 \cdot (650 - 306,33 - 35)^2 = 0,65 \cdot 10^9 \text{ мм}^4.$$

9. Определяем приведенный момент инерции сечения:

$$J_{red} = (4,42 + 6,50 + 0,65) \cdot 10^9 = 11,7 \cdot 10^9 \text{ мм}^4.$$



10. Значения модуля деформации бетона  $E_{b1}$ , при этом коэффициент  $\varphi_{b,cr} = 3,4$  (табл. Д4 в приложении Д):

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{24000}{1 + 3,4} = 5454,54 \text{ МПа.}$$

11. Значение изгибной жесткости приведенного поперечного сечения элемента  $D$ :

$$D = 5454,54 \cdot 11,7 \cdot 10^9 = 0,631 \cdot 10^{14} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2.$$

12. Кривизна элемента:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{177,79 \cdot 10^6}{0,631 \cdot 10^{14}} = 2,82 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}.$$

Полная кривизна:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_{max} &= \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 = (1,45 - 1,20 + 2,82) \cdot 10^{-6} = \\ &= 3,06 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}. \end{aligned}$$

Прогиб балки (по формуле (3.68)):

$$f = S \cdot l^2 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{max} = \frac{5}{48} \cdot 4400^2 \cdot 3,06 \cdot 10^{-6} = 6,18 \text{ мм.}$$

Предельно допустимый прогиб:

$$f_{ult} = \frac{4400}{173,33} = 25,39 \text{ мм.}$$

Проверяем условие (по формуле (3.67)):

$$f = 6,18 \text{ мм} < f_{ult} = 25,39 \text{ мм.}$$

Условие выполняется, жесткость балки обеспечена.

## 4. Расчет стальной балки

Требуется подобрать сечение стальной балки, проверить уровни нормальных и касательных напряжений, выполнить расчет по деформациям (рис. А14).

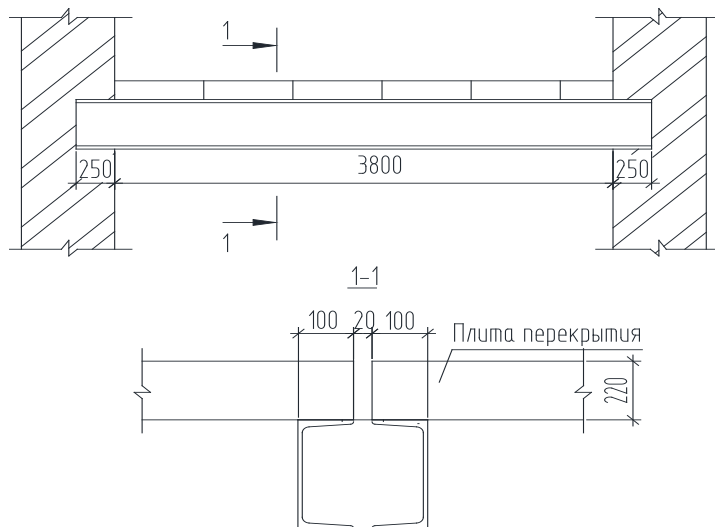


Рис. А14. К расчету стальной балки

### 4.1. Сбор нагрузок на стальную балку

Нагрузки, действующие на стальную балку, аналогичны нагрузкам, действующим на железобетонную балку. Поскольку балка составная из двух элементов, то каждый элемент балки воспринимает половину нагрузки, то есть:

$$q_n = \frac{73,42}{2} = 36,71 \text{ кН/м}; \quad q_p = \frac{86,79}{2} = 43,39 \text{ кН/м}.$$

По заданию требуется подобрать швеллер с уклоном полок. Поскольку минимальная ширина опирания плиты 100 мм, принимаем швеллер шириной полки не менее 100 мм, например, швеллер N30У.

Масса 1 п.м швеллера N30У составляет 31,8 кг/м = 0,32 кН/м. Тогда нормативная нагрузка от собственного веса швеллера:

$$q_n^{CB} = m \cdot \gamma_n = 0,32 \cdot 1 = 0,32 \text{ кН/м}.$$

Расчетная нагрузка от собственного веса швеллера:

$$q_p^{CB} = q_n^{CB} \cdot \gamma_f = 0,32 \cdot 1,05 = 0,34 \text{ кН/м}.$$

Нагрузка на балку с учетом собственного веса:

$$q_n = 36,71 + 0,32 = 37,03 \text{ кН/м}; \quad q_p = 43,39 + 0,34 = 43,73 \text{ кН/м}.$$

Приняв величину опирания балки на стены 250 мм, расчетный пролет балки составляет:

$$l = l_3(\text{мм}) + 250 = 3800 + 250 = 4050 \text{ мм} = 4,05 \text{ м.}$$

Значения изгибающего момента и поперечной силы от расчетных нагрузок (рис. А15):

$$M_{max} = \frac{q_p \cdot l^2}{8} = \frac{43,73 \cdot 4,05^2}{8} = 89,66 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = \frac{43,73 \cdot 4,05}{2} = 88,55 \text{ кН.}$$

Значения усилий от полной расчетной нагрузки приведены на рис. А15.

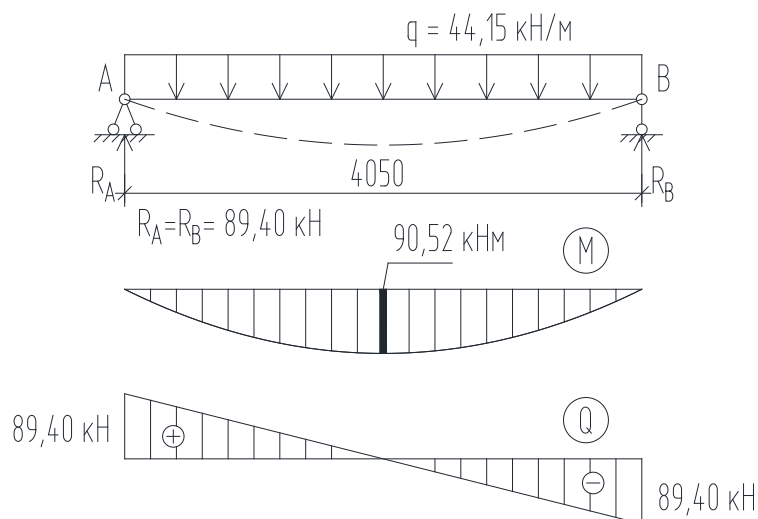


Рис. А15. Значения внутренних усилий и опорных реакций в балке от полных расчётных нагрузок

#### 4.2. Подбор сечения стальной балки

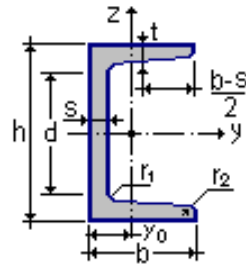
По заданию сталь С255,  $R_y = 250 \text{ МПа} = 25 \text{ кН/см}^2$ .

Коэффициент условий работы конструкции  $\gamma_c = 1$ .

1. Определяем требуемый момент сопротивления сечения:

$$W_x^{\text{треб}} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{89,66 \cdot 10^2}{25 \cdot 1} = 373,58 \text{ см}^3.$$

2. По сортаменту прокатных профилей (табл. Е3 в приложении Е) принимаем швеллер 30У со следующими характеристиками.



Характеристики принятого сечения балки

Номер	$h$ , мм	Масса 1 м, кг	$W_x$ , см <sup>3</sup>	$J_x$ , см <sup>4</sup>	$S_x$ , см <sup>3</sup>	$t_w$ , мм	$t_f$ , мм
30У	300	31,80	387,0	5810,0	224,0	6,5	11,0

3. Уточняем нагрузку от собственного веса и проверяем сечение:

$$q_H = 36,85 + 0,32 = 37,17 \text{ кН/м}; \quad q_p = 43,81 + 0,32 \cdot 1,05 = 44,15 \text{ кН/м}.$$

4. Значения изгибающего момента и поперечной силы от расчетных нагрузок:

$$M_{max} = \frac{q_p \cdot l^2}{8} = \frac{44,15 \cdot 4,05^2}{8} = 90,52 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = \frac{44,15 \cdot 4,05}{2} = 89,40 \text{ кН}.$$

#### 4.3. Расчет прочности стальной балки

Расчет на прочность балки на действии момента выполняют по формуле (4.5):

$$\frac{M_{max}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{90,52 \cdot 10^2}{387 \cdot 25 \cdot 1} = 0,936 < 1.$$

Условие выполняется, прочность обеспечена.

Расчет на прочность балки на действии поперечной силы выполняют по формуле (4.6):

$$\frac{Q_{max} \cdot S_x}{J_x \cdot t_w \cdot 0,58 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{89,40 \cdot 224}{5810 \cdot 0,65 \cdot 0,58 \cdot 25 \cdot 1} = 0,366 < 1.$$

Условие выполняется, прочность обеспечена.

В рамках РГР расчет балки при одновременном действии в стенке балки момента и поперечной силы не выполняется.

Поскольку на балку укладывается жесткий настил в виде железобетонных плит, который препятствует потере общей устойчивости, то проверку общей устойчивости не выполняем.

Также на балку не действуют сосредоточенные силы, поэтому проверку местной устойчивости стенки не выполняем.

Поскольку условная гибкость стенки балки (формула (4.10))

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{278}{6,5} \cdot \sqrt{\frac{25}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,49 < 3,2,$$

то ребра жёсткости допускается не устанавливать.

#### 4.4. Проверка жесткости стальной балки

Расчет стальной балки по деформациям выполняем аналогично расчету прогибов стропил, принимая значение модуля деформаций стали  $2,06 \cdot 10^4$  кН/см.

Определяем прогиб (формула (4.11)):

$$f = \frac{5 \cdot q_n \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J_x} = \frac{5 \cdot 37,17 \cdot 10^{-2} \cdot 405^4}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 5810} = 1,09 \text{ см} = 10,9 \text{ мм.}$$

Предельно допустимый прогиб:

$$f_{ult} = \frac{3800}{163,33} = 23,27 \text{ мм.}$$

Проверяем условие (формула (4.12)):

$$f = 10,9 < f_{ult} = 23,27 \text{ мм.}$$

Условие выполняется, жесткость обеспечена.

### 5. Расчет кирпичного простенка внутренней стены

Требуется проверить прочность неармированного кирпичного простенка внутренней стены (рис. А16). Кладка выполнена из силикатного кирпича марки 100 на цементно-песчаном растворе марки 75. Конструктивная схема приведена на рис. А16.

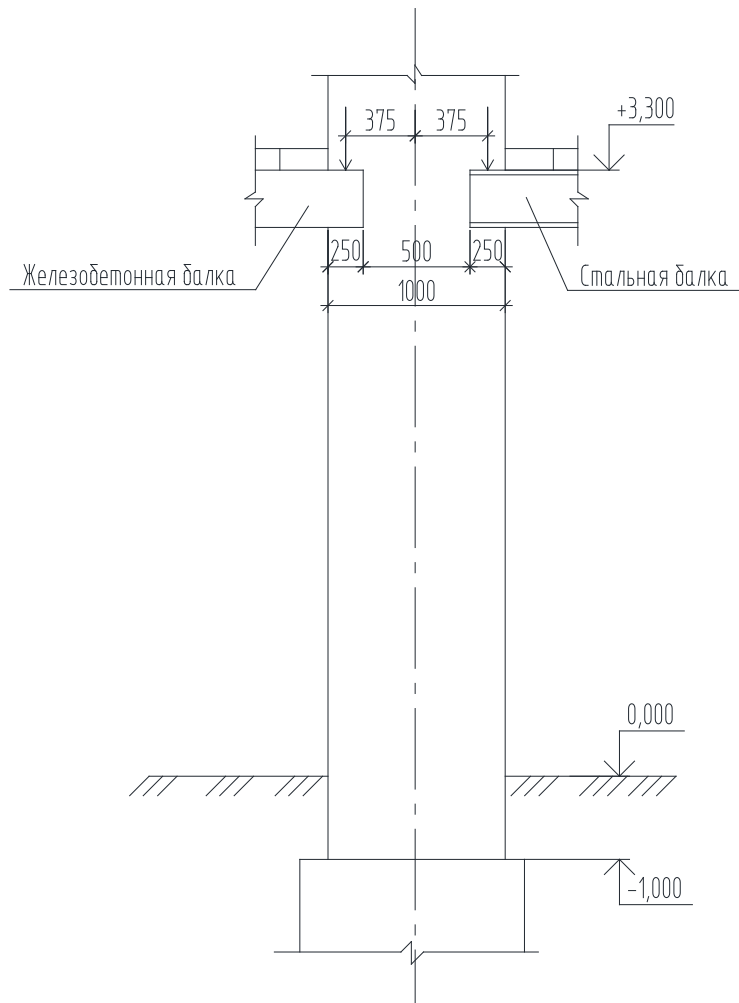


Рис. А16. Конструктивная схема кирпичного простенка

### 5.1. Сбор нагрузок на кирпичный простенок

На простенок действует нагрузка от железобетонной и стальной балок. По данным п. 3.2, расчетная нагрузка от железобетонного прогона составляет 214,11 кН; по данным п. 4.2, расчетная нагрузка от стального прогона составляет 89,4 кН. Эксцентриситет приложения этих сил равен 0,375 м.

Расчетная нагрузка от собственного веса простенка:

$$N_{\text{с.в.}} = b \cdot h \cdot H \cdot \gamma_{\text{кирп}} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 380 \cdot 1000 \cdot 4300 \cdot 10^{-9} \cdot 18 \cdot 1,1 \cdot 1 = 32,35 \text{ кН},$$

где  $H = h_{\text{эт}} + 1000$  (мм) = 3300 + 1000 = 4300 мм – высота простенка.

Простенок является внецентренно сжатым элементом. Продольная сила:

$$N = 214,11 + 89,4 + 32,35 = 335,86 \text{ кН},$$

изгибающий момент:

$$M = (214,11 - 89,4) \cdot 0,375 = 46,77 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

## 5.2. Проверка прочности кирпичного простенка

Расчетная схема кирпичного простенка показана на рис. А17.

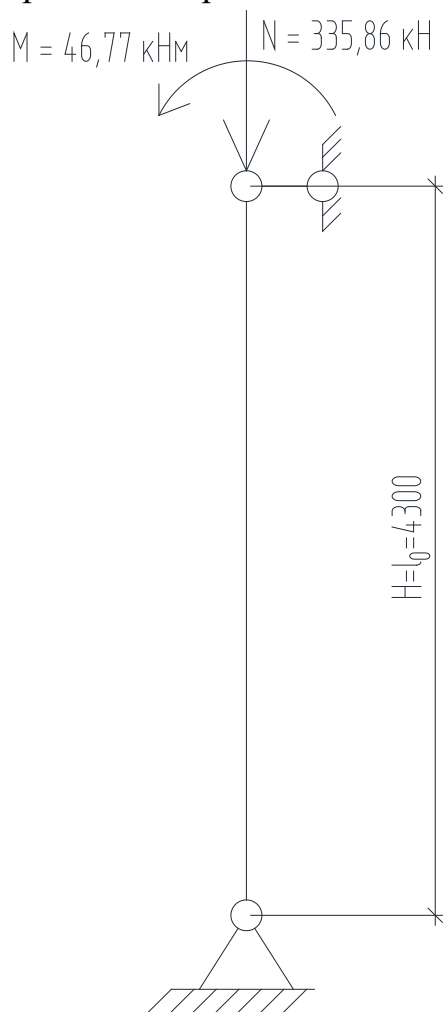


Рис. А17. Расчетная схема кирпичного простенка

1. Значение эксцентриситета продольной силы:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{46,77}{335,86} = 0,139 \text{ м} = 139 \text{ мм.}$$

2. По табл. Ж1 в приложении Ж для марки кирпича 100 и марки раствора 50 определяем расчетное сопротивление сжатию кладки  $R = 1,5$  МПа.

3. Площадь сечения элемента:

$$A = b \cdot h = 380 \cdot 1000 = 380000 \text{ мм}^2.$$

4. Площадь сжатой части сечения:

$$A_c = A \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{h}\right) = 380000 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 139}{1000}\right) = 274360 \text{ мм}^2.$$

5. Высота сжатой части поперечного сечения  $A_c$ :

$$h_c = h - 2 \cdot e_0 = 1000 - 2 \cdot 139 = 722 \text{ мм.}$$

6. Гибкости элемента по  $h$  и по  $h_c$ :

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{4300}{1000} = 4,3;$$
$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} = \frac{4300}{722} = 5,96.$$

7. По табл. 16 [11] для силикатного кирпича определяем упругую характеристику кладки  $\alpha = 750$ .

8. По табл. Ж2 в приложении Ж по гибкости элемента и упругой характеристике кладки определяем коэффициент продольного изгиба  $\varphi = f(\lambda_h; \alpha)$ ;  $\varphi_c = f(\lambda_{hc}; \alpha)$ :

$$\varphi = 0,993; \quad \varphi_c = 0,951.$$

9. Коэффициент  $\varphi_1$ :

$$\varphi_1 = \frac{(\varphi + \varphi_c)}{2} = \frac{(0,993 + 0,951)}{2} = 0,972.$$

10. Значение коэффициента  $\omega$  для кладки из силикатных кирпичей при прямоугольном сечении определяется по формуле:

$$1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{139}{1000} = 1,139 < 1,45,$$

принимаям  $\omega = 1,139$ .

11. Проверяем условие (5.2):

$$N = 335,86 \text{ кН} \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega = 1 \cdot 0,972 \cdot 1,5 \cdot 274360 \cdot 1,139 = \\ = 455619,23 \text{ Н} = 455,62 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, прочность кирпичного простенка обеспечена.



## Конструкции перекрытий

Таблица Б1

Типы конструкций перекрытия 1-го этажа

Номер	Конструкция
1	1. Линолеум на холодной водостойкой мастике – 5 мм. 2. ДВП-Т-4 на горячей битумной мастике – 5 мм. 3. Цементно-песчаная стяжка – 40 мм. 4. Песчаная засыпка – 50 мм. 5. Железобетонные плиты ПК – 120 мм
2	1. Штучный паркет – 20 мм. 2. ДВП-Т-4 на горячей битумной мастике – 5 мм. 3. Цементно-песчаная стяжка – 40 мм. 4. Слой рубероида с напуском полотен – 3 мм. 5. ДВП-М-18 в два слоя на битумной мастике – 38 мм. 6. Песчаная засыпка – 10 мм. 7. Железобетонные плиты ПК – 120 мм
3	1. Паркетная доска – 25 мм. 2. Деревянные лаги сечением 80х40 мм через 400 мм. 3. Песчаная засыпка – 35 мм. 4. Железобетонные плиты ПК – 120 мм
4	1. Керамогранитная плитка – 12 мм. 2. Плиточный клей – 20 мм. 3. Цементно-песчаная стяжка – 20 мм; 4. Песчаная засыпка – 60 мм. 5. Железобетонные плиты ПК – 120 мм

## Типы конструкций перекрытия 2-го этажа

Номер	Конструкция
1	1. Плиты фибролитовые – 200 мм. 2. Деревянная обрешетка из досок 100х16 мм с шагом 850х850 мм. 3. Деревянные балки покрытия 200х200 мм с шагом 1000 мм
2	1. Плиты минераловатные из каменного волокна – 300 мм. 2. Деревянная обрешетка из досок 200х20 мм с шагом 1000х1000 мм. 3. Деревянные балки покрытия 150х250 мм с шагом 1500 мм
3	1. Плиты из стеклянного штапельного волокна – 300 мм. 2. Деревянная обрешетка из досок 250х20 мм с шагом 600х600 мм. 3. Деревянные балки покрытия 200х250 мм с шагом 1500 мм
4	1. Плиты из экструдированного полистирола – 150 мм. 2. Деревянная обрешетка из досок 200х20 мм с шагом 600х600 мм. 3. Деревянные балки покрытия 150х150 мм с шагом 650 мм

**Нагрузки и воздействия**

Таблица В1

Удельные веса строительных конструкций

Конструкция	Удельный вес $\gamma$ , кН/м <sup>2</sup>
ДВП, паркет	6,5
Древесина	5,5
Железобетон	25
Каменная кладка	18
Керамогранитная плитка	22
Линолеум	12
Минвата из каменного волокна	1,8
Минвата из стеклянного штапельного волокна	0,85
Песок	16
Плиточный клей	20
Рубероид	6
Фибролит	4
Цементно-песчаная стяжка	18
Экструдированный пенополистирол	0,3

Таблица В2

Коэффициенты надежности по нагрузке для веса строительных конструкций и грунтов

Конструкции сооружений и вид грунтов	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$
<b>Конструкции</b>	
Металлические, за исключением случаев, указанных в 7.3 [13]	1,05
Бетонные (со средней плотностью свыше 1600 кг/м <sup>3</sup> ), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные	1,1
Бетонные (со средней плотностью 1600 кг/м <sup>3</sup> и менее), изоляционные, выравнивающие и отделочные слои (плиты, материалы в рулонах, засыпки, стяжки и т.п.), выполняемые:	
в заводских условиях	1,2
на строительной площадке	1,3
<b>Грунты</b>	
В природном залегании	1,1
На строительной площадке	1,15
<i>Примечание.</i> При определении нагрузок от грунта следует учитывать нагрузки от складываемых материалов, оборудования и транспортных средств, передаваемые на грунт	

**Нормативные значения равномерно распределенных кратковременных нагрузок на плиты перекрытий, лестницы и полы на грунтах**

№ п.п.	Помещения зданий и сооружений	Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок $P_t$ , кПа, не менее
1	Квартиры жилых зданий; спальня помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц; палаты больниц и санаториев; террасы	1,5
2	Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений; офисы, классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные) промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений	2,0
3	Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; помещения учреждений бытового обслуживания населения (парикмахерские, ателье и т.п.); технические этажи жилых и общественных зданий высотой менее 75 м; подвальные помещения	2,0
4	Залы: а) читальные б) обеденные (в кафе, ресторанах, столовых и т.п.)  в) собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные, фитнес-центры, бильярдные г) торговые, выставочные и экспозиционные	2,0 3,0  4,0 4,0
5	(Исключен, Изм. № 1)	
6	Сцены зрелищных предприятий	5,0

№ п.п.	Помещения зданий и сооружений	Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок $P$ , кПа, не менее
7	Трибуны: а) с закрепленными сиденьями б) для стоящих зрителей	4,0 5,0
8	Чердачные помещения	0,7
9	Покрытия на участках: а) с возможным скоплением людей (выходящих из производственных помещений, залов, аудиторий и т.п.) б) используемых для отдыха в) прочих	4,0 1,5 0,7
10	Балконы (лоджии) с учетом нагрузки: а) полосовой равномерной на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии) б) сплошной равномерной на площади балкона (лоджии), воздействие которой не благоприятнее, чем определяемое по 10а)	4,0 2,0
11	Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях	1,5
12	Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в позициях: а) 1, 2 и 3 б) 4, 5, 6 и 11 в) 7	3,0 4,0 5,0
13	Перроны вокзалов	4,0
14	Помещения для скота: а) мелкого б) крупного	2,0 5,0

Таблица В4

Нормативные значения веса снегового покрова для городов  
Российской Федерации

№	Город населенный пункт	$S_{\text{сн}}^{\text{г}}$ , кН/м <sup>2</sup>	№	Город населенный пункт	$S_{\text{сн}}^{\text{г}}$ , кН/м <sup>2</sup>	№	Город населенный пункт	$S_{\text{сн}}^{\text{г}}$ , кН/м <sup>2</sup>
<b>Республика Адыгея (Адыгея)</b>			<b>Республика Дагестан</b>			<b>Кировская область</b>		
1	Майкоп	0,90	1	Каспийск	0,60	1	Киров	2,10
<b>Алтайский край, Республика Алтай</b>			2	Махачкала	0,60	<b>Республика Коми</b>		
1	Барнаул	1,55	3	Хасавьюрт	0,65	1	Сыктывкар	2,45
2	Бийск	2,15	<b>Еврейская автономная область</b>			2	Ухта	2,15
3	Горно-Алтайск	1,90	1	Биробиджан	0,95	<b>Костромская область</b>		
4	Рубцовск	1,00	<b>Забайкальский край</b>			1	Кострома	1,80
<b>Амурская область</b>			1	Чита	0,40	<b>Краснодарский край</b>		
1	Благовещенск	0,50	<b>Ивановская область</b>			1	Армавир	0,85
<b>Архангельская область</b>			1	Иваново	1,70	2	Краснодар	1,10
1	Архангельск	1,80	2	Кинешма	1,90	3	Кропоткин	0,70
2	Северодвинск	2,25	<b>Республика Ингушетия</b>			<b>Красноярский край</b>		
<b>Астраханская область</b>			1	Назрань	0,65	1	Ачинск	1,25
1	Астрахань	0,40	<b>Иркутская область</b>			2	Канск	1,10
<b>Республика Башкортостан</b>			1	Ангарск	1,05	3	Красноярск	1,35
1	Нефтекамск	2,05	2	Братск	1,25	4	Норильск	2,40
2	Октябрьский	1,85	3	Иркутск	1,05	<b>Республика Крым</b>		
3	Салават	2,45	4	Усть-Илимск	1,25	1	Евпатория	0,45
4	Стерлитамак	2,20	<b>Кабардино-Балкарская Республика</b>			2	Ялта	0,50
5	Уфа	2,45	1	Нальчик	0,50	<b>Курганская область</b>		
<b>Белгородская область</b>			<b>Калининградская область</b>			1	Курган	1,30
1	Белгород	1,55	1	Калининград	0,80	<b>Курская область</b>		
2	Старый Оскол	1,55	<b>Республика Калмыкия</b>			1	Железногорск	1,40
<b>Брянская область</b>			1	Элиста	0,70	2	Курск	1,25
1	Брянск	1,60	<b>Калужская область</b>			<b>Ленинградская область</b>		
<b>Республика Бурятия</b>			1	Калуга	1,90	1	Выборг	1,80
1	Улан-Уде	0,45	<b>Камчатский край</b>			2	Гатчина	1,40
<b>Владимирская область</b>			1	Петропавловск-Камчатский	4,10	3	Пушкин	1,30
1	Владимир	1,85	<b>Карачаево-Черкесская Республика</b>			4	Санкт-Петербург	1,30
2	Ковров	1,60	1	Черкесск	0,60	<b>Липецкая область</b>		
3	Муром	1,55	<b>Республика Карелия</b>			1	Елец	1,35
<b>Волгоградская область</b>			1	Петрозаводск	1,70	2	Липецк	1,50
1	Волгоград	1,00	<b>Кемеровская область</b>			<b>Магаданская область</b>		
2	Волжский	1,00	1	Кемерово	1,80	1	Магадан	1,35
3	Камышин	1,15	2	Киселевск	1,60	<b>Республика Марий Эл</b>		
<b>Вологодская область</b>			3	Междуреченск	3,50	1	Йошкар-Ола	1,80
1	Вологда	1,65	4	Новокузнецк	1,80	<b>Республика Мордовия</b>		
2	Череповец	1,85	5	Прокопьевск	1,60	1	Саранск	1,60
<b>Воронежская область</b>								
1	Воронеж	1,55						

№	Город, населенный пункт	$S_{г}$ кН/м <sup>2</sup>	№	Город, населенный пункт	$S_{г}$ кН/м <sup>2</sup>	№	Город, населенный пункт	$S_{г}$ кН/м <sup>2</sup>
<b>Московская область</b>			<b>Рязанская область</b>			<b>Республика Тыва</b>		
1	Дмитров	1,45	1	Рязань	1,55	1	Кызыл	0,50
2	Клин	1,85	<b>Самарская область</b>			<b>Тульская область</b>		
3	Коломна	1,45	1	Новокуйбышевск	1,60	1	Новомосковск	1,45
4	Москва	1,45	2	Самара	1,60	2	Тула	1,50
5	Сергиев Посад	1,60	3	Сызрань	1,55	<b>Тюменская область</b>		
6	Серпухов	1,50	4	Тольятти	1,65	1	Тобольск	1,55
<b>Мурманская область</b>			<b>Саратовская область</b>			2	Тюмень	1,60
1	Мурманск	3,20	1	Саратов	1,40	<b>Ханты-Мансийский автономный округ — Югра</b>		
<b>Нижегородская область</b>			2	Энгельс	1,40	3	Нефтеюганск	1,80
1	Арзамас	1,60	<b>Республика Саха (Якутия)</b>			4	Нижневартовск	2,30
2	Нижний Новгород	2,10	1	Якутск	0,70	5	Сургут	1,80
3	Саров	1,65	<b>Сахалинская область</b>			6	Ханты-Мансийск	1,95
<b>Новгородская область</b>			1	Южно-Сахалинск	3,85	<b>Ямало-Ненецкий автономный округ</b>		
1	Великий Новгород	1,55	<b>Свердловская область</b>			7	Новый Уренгой	2,55
<b>Новосибирская область</b>			1	Екатеринбург	1,35	<b>Удмуртская Республика</b>		
1	Бердск	1,60	2	Каменск-Уральский	1,25	1	Воткинск	2,35
2	Новосибирск	1,60	3	Нижний Тагил	1,50	2	Глазов	1,70
<b>Омская область</b>			4	Первоуральск	1,40	3	Ижевск	2,15
1	Омск	1,35	5	Серов	1,55	4	Сарапул	1,80
<b>Оренбургская область</b>			<b>Республика Северная Осетия — Алания</b>			<b>Ульяновская область</b>		
1	Бузулук	1,30	1	Владикавказ	0,65	1	Ульяновск	1,40
2	Оренбург	1,25	<b>Смоленская область</b>			2	Димитровград	2,05
3	Орск	1,20	1	Смоленск	1,60	<b>Хабаровский край</b>		
<b>Орловская область</b>			<b>Ставропольский край</b>			1	Комсомольск-на-Амуре	1,25
1	Орел	1,40	1	Ессентуки	0,65	2	Хабаровск	1,10
<b>Пензенская область</b>			2	Кисловодск	0,65	<b>Челябинская область</b>		
1	Кузнецк	1,80	3	Невинномысск	0,75	1	Златоуст	1,85
2	Пенза	1,45	4	Пятигорск	0,45	2	Копейск	1,20
<b>Пермский край</b>			5	Ставрополь	0,95	3	Магнитогорск	1,30
1	Березники	2,45	<b>Тамбовская область</b>			4	Миасс	1,10
2	Пермь	1,95	1	Мичуринск	1,50	5	Челябинск	1,20
3	Соликамск	2,60	2	Тамбов	1,40	<b>Чеченская Республика</b>		
4	Чайковский	1,85	<b>Республика Татарстан (Татарстан)</b>			1	Грозный	0,45
<b>Приморский край</b>			1	Альметьевск	1,85	<b>Чувашская Республика — Чувашия</b>		
1	Уссурийск	0,70	2	Бугульма	2,55	1	Новочебоксарск	1,95
<b>Псковская область</b>			3	Казань	2,30	2	Чебоксары	1,95
1	Великие Луки	1,10	4	Набережные Челны	2,25	<b>Ярославская область</b>		
2	Псков	1,30	5	Нижнекамск	2,10	1	Рыбинск	2,00
<b>Ростовская область</b>			<b>Тверская область</b>			2	Ярославль	1,80
1	Волгодонск	0,85	1	Тверь	1,60			
2	Новочеркасск	0,85	<b>Томская область</b>					
3	Новошахтинск	0,80	1	Северск	2,15			
4	Ростов-на-Дону	0,85	2	Томск	2,15			
5	Таганрог	0,85						
6	Шахты	0,80						

**Деревянные конструкции**

Таблица Г1

Расчетные сопротивления древесины сосны, ели  
и лиственницы европейской

Напряженное состояние и характеристика элементов	Расчетное сопротивление древесины, МПа, для сортов древесины			
	Обозначение	1	2	3
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон: а) элементы прямоугольного сечения [за исключением указанных в б), в)] высотой не более 50 см. При высоте сечения более 50 см [см. 6.9в)] б) элементы прямоугольного сечения шириной от 11 до 13 см при высоте сечения от 11 до 50 см в) элементы прямоугольного сечения шириной более 13 см при высоте сечения от 13 до 50 см г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	$R_{и}^A, R_{с}^A, R_{см}^A$			
		21	19,5	13
		22,5	21	15
		24	22,5	16,5
2. Растяжение вдоль волокон: а) элементы из цельной древесины б) клееные элементы	$R_p^A$			
		15 18	10,5 13,5	– –
3. Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	$R_{с90}^A, R_{см90}^A$	2,7	2,7	2,7
4. Смятие поперек волокон местное: а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов б) под шайбами при углах смятия от 90° до 60°	$R_{см90}^A$			
		4,5 6	4,5 6	4,5 6
5. Скалывание вдоль волокон: а) при изгибе элементов из цельной древесины б) при изгибе клееных элементов в) в лобовых врубках для максимального напряжения	$R_{ск}^A$			
		2,7 2,4 3,6	2,4 2,25 3,2	2,4 2,25 3,2



Напряженное состояние и характеристика элементов	Расчетное сопротивление древесины, МПа, для сортов древесины			
	Обозначение	1	2	3
г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения		3,2	3,2	3,2
6. Скалывание поперек волокон в соединениях: а) элементов из цельной древесины б) клееных элементов	$R_{ск90}^A$	1,5 1,05	1,2 1,05	0,9 0,9
7. Растяжение поперек волокон элементов из клееной древесины	$R_{R90}^A$	0,23	0,15	0,12
8. Срез под углом к волокнам 45° То же, 90°	$R_{ср45}^A$ $R_{ср90}^A$	9 16,5	7,5 13,5	6 12
<p><i>Примечания</i></p> <p>1. В конструкциях построечного изготовления величины расчетных сопротивлений на растяжение, принятые по пункту 2а) настоящей таблицы, следует снижать на 30 %.</p> <p>2. Расчетное сопротивление изгибу для элементов настила и обрешетки под кровлю из древесины 3-го сорта следует принимать равным 13 МПа</p>				

Таблица Г2

Коэффициенты, учитывающие породу древесины,  $m_{п}$

Древесная порода	Коэффициенты $m_{п}$ для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон $R_p, R_{и}, R_c, R_{см}$	сжатию и смятию поперек волокон $R_{с90}, R_{см90}$	скалыванию $R_{ск}$
Хвойные			
1. Лиственница, кроме европейской	1,2	1,2	1
2. Кедр сибирский, кроме кедра	0,9 0,65	0,9 0,65	0,9 0,65
3. Кедр Красноярского края	0,8	0,8	0,8
4. Пихта			
Твердые лиственные			
5. Дуб	1,3	2	1,3
6. Ясень, клен, граб	1,3	2	1,6

Древесная порода	Коэффициенты $m_{п}$ для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон $R_p, R_{и}, R_c, R_{см}$	сжатию и смятию поперек волокон $R_{с90}, R_{см90}$	скалыванию $R_{ск}$
7. Акация	1,5	2,2	1,8
8. Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9. Вяз, ильм	1	1,6	1
Мягкие лиственные 10. Ольха, липа, осина, тополь	0,8	1	0,8

*Примечание*  
Коэффициенты  $m_{п}$ , указанные в таблице, для конструкций опор воздушных линий электропередачи, изготавливаемых из не пропитанной антисептиками лиственницы (при влажности  $\leq 25\%$ ), умножаются на коэффициент 0,85

Таблица Г3

Номинальные размеры толщины и ширины пиломатериалов, в мм [5]

Толщина	Ширина								
	75	100	125	150	175	200	225	250	275
16	75	100	125	150	–	–	–	–	–
19	75	100	125	150	175	–	–	–	–
22	75	100	125	150	175	200	225	–	–
25	75	100	125	150	175	200	225	250	275
32	75	100	125	150	175	200	225	250	275
40	75	100	125	150	175	200	225	250	275
44	75	100	125	150	175	200	225	250	275
50	75	100	125	150	175	200	225	250	275
60	75	100	125	150	175	200	225	250	275
75	75	100	125	150	175	200	225	250	275
100	–	100	125	150	175	200	225	250	275
125	–	–	125	150	175	200	225	250	–
150	–	–	–	150	175	200	225	250	–
175	–	–	–	–	175	200	225	250	–
200	–	–	–	–	–	200	225	250	–
250	–	–	–	–	–	–	–	250	–

Приложение Д

## Железобетонные конструкции

Таблица Д1

Нормативные значения сопротивления бетона  $R_{b,n}$  и  $R_{bt,n}$  и  
расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний  
второй группы  $R_{b,ser}$  и  $R_{bt,ser}$ , МПа

Вид сопротив- ления	Класс бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое $R_{b,n}, R_{b,ser}$	7,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Растяжение осевое $R_{bt,n}, R_{bt,ser}$	0,85	1,10	1,35	1,55	1,75	1,95	2,10	2,25	2,45	2,60	2,75

Таблица Д2

Расчетные значения сопротивления бетона  
для предельных состояний первой группы  $R_b$  и  $R_{bt}$ , МПа

Вид сопротив- ления	Класс бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое $R_b$	6,0	8,5	11, 5	14, 5	17, 0	19, 5	22, 0	25, 0	27, 5	30, 0	33, 0
Растяже- ние осевое $R_{bt}$	0,5 6	0,7 5	0,9 0	1,0 5	1,1 5	1,3 0	1,4 0	1,5 0	1,6 0	1,7 0	1,8 0

Таблица Д3

Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении  
 $E_b \cdot 10^{-3}$ , МПа

Класс бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

Таблица Д4

Значения коэффициентов ползучести бетона  $\varphi_{b,cr}$  и  $\varepsilon_{b1,red}$ 

Относительная влажность окружающей среды, %	Коэффициенты ползучести бетона $\varphi_{b,cr}$ для классов бетона по прочности на сжатие											$\varepsilon_{b1,red} \times 10^4$
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	
Выше 75 (повышенная)	2,8	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	24
40–75 (нормальная)	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4	28
ниже 40 (пониженная)	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0	34

Таблица Д5

Нормативные сопротивления и модули упругости стержневой и проволочной арматуры, МПа

Арматура классов	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению арматуры для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ , МПа
A240	6÷40	240
A400	6÷40	390
A500	6÷40	500
A600	6÷40	600
A800	10÷32	800
A1000	10÷32	1000
B500	3÷16	500
Bp500	3÷5	500
Bp1200	8	1200
Bp1300	7	1300

Значение модуля упругости арматуры  $E_s$  принимают одинаковым при растяжении и сжатии и равным:  
 $E_s = 1,95 \cdot 10^5$  МПа – для арматурных канатов (К);  
 $E_s = 2,0 \cdot 10^5$  МПа – для остальной арматуры (А, В, Вр)

Таблица Д6

Расчетные сопротивления стержневой и проволочной арматуры, МПа

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		
	растяжению		сжатию, $R_{sc}$
	продольной, $R_s$	поперечной (хомуты и отогнутых стержней), $R_{sw}$	
A240	210	170	210
A400	340	280	340
A500	435	300	435 (400)
A600	520	–	470 (400)
A800	695	–	500 (400)
A1000	870	–	500 (400)
B500	415	300	415 (400)
Bp500	415	300	390 (400)
Bp1200	1000	–	500 (400)
Bp1300	1100	–	500 (400)

*Примечание:* значение  $R_{sc}$  в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки

Таблица Д7

Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры.

Сортамент стержневой арматуры и арматурной проволоки

Номинальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения стержневой арматуры и арматурной проволоки, мм <sup>2</sup> , при числе стержней									Теоретическая масса 1 м, кг	Сортамент арматуры классов							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240	A400	A500 A600	A800 A1000	B500	Bp500	Bp	
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-	-	-	-	+	+	+	
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	-	-	-	+	+	+	
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-	+	+	-	+	+	+	
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+	+	-	+	-	+	
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	+	-	+	-	+	
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+	+	-	+	
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+	+	-	-	
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	+	-	-	-	
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+	-	-	-	
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	+	-	-	-	
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	+	+	+	-	-	-	
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	+	-	-	-	
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,840	+	+	+	+	-	-	-	
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,830	+	+	+	+	-	-	-	
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,310	+	+	+	+	-	-	-	
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,990	+	+	+	-	-	-	-	
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	+	+	-	-	-	-	

Таблица Д8

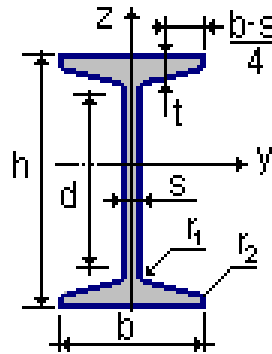
Соотношение между диаметрами свариваемых стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах, изготавливаемых с помощью контактной точечной сварки

Диаметр стержня одного направления, мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Наименьший допускаемый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении в каркасе, мм	—	40	40	40	50	50	50	50	60	60	60	70	70	80	80

Стальные конструкции

Таблица Е1

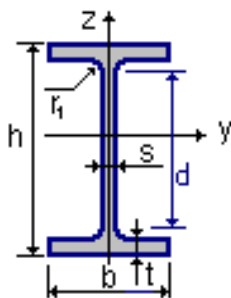
Каталог металлопроката: двутавр с уклоном полок по [9] (выдержка)



	<b>h</b>	<b>b</b>	<b>s</b>	<b>t</b>	<b>A</b>	<b>P</b>	<b>I<sub>y</sub></b>	<b>W<sub>y</sub></b>	<b>S<sub>y</sub></b>
	мм	мм	мм	мм	см <sup>2</sup>	кг/м	см <sup>4</sup>	см <sup>3</sup>	см <sup>3</sup>
10	100,0	55,0	4,5	7,2	12,0	9,5	198,0	39,7	23,0
12	120,0	64,0	4,8	7,3	14,7	11,5	350,0	58,4	33,7
14	140,0	73,0	4,9	7,5	17,4	13,7	572,0	81,7	46,8
16	160,0	81,0	5,0	7,8	20,2	15,9	873,0	109,0	62,3
18	180,0	90,0	5,1	8,1	23,4	18,4	1290,0	143,0	81,4
20	200,0	100,0	5,2	8,4	26,8	21,0	1840,0	184,0	104,0
22	220,0	110,0	5,4	8,7	30,6	24,0	2550,0	232,0	131,0
24	240,0	115,0	5,6	9,5	34,8	27,3	3460,0	289,0	163,0
27	270,0	125,0	6,0	9,8	40,2	31,5	5010,0	371,0	210,0
30	300,0	135,0	6,5	10,2	46,5	36,5	7080,0	472,0	268,0
33	330,0	140,0	7,0	11,2	53,8	42,2	9840,0	597,0	339,0
36	360,0	145,0	7,5	12,3	61,9	48,6	13380,0	743,0	423,0
40	400,0	155,0	8,3	13,0	72,6	57,0	19062,0	953,0	545,0
45	450,0	160,0	9,0	14,2	84,7	66,5	27696,0	1231,0	708,0
50	500,0	170,0	10,0	15,2	100,0	78,5	39727,0	1589,0	919,0
55	550,0	180,0	11,0	16,5	118,0	92,6	55962,0	2035,0	1181,0
60	600,0	190,0	12,0	17,8	138,0	108,0	76806,0	2560,0	1491,0



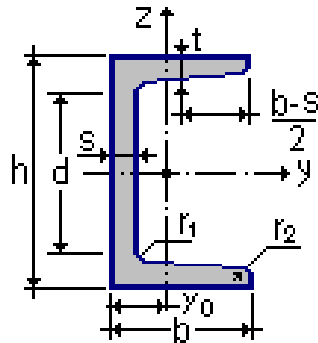
## Каталог металлопроката: нормальный (Б) по [3] (выдержка)



	<b>h</b>	<b>b</b>	<b>s</b>	<b>t</b>	<b>A</b>	<b>P</b>	<b>I<sub>y</sub></b>	<b>W<sub>y</sub></b>	<b>S<sub>y</sub></b>
	<b>мм</b>	<b>мм</b>	<b>мм</b>	<b>мм</b>	<b>см<sup>2</sup></b>	<b>кг/м</b>	<b>см<sup>4</sup></b>	<b>см<sup>3</sup></b>	<b>см<sup>3</sup></b>
10Б1	100,0	55,0	4,1	5,7	10,3	8,1	171,0	34,2	19,7
12Б1	117,6	64,0	3,8	5,1	11,0	8,7	257,0	43,8	24,9
12Б2	120,0	64,0	4,4	6,3	13,2	10,4	318,0	53,0	30,4
14Б1	137,4	73,0	3,8	5,6	13,4	10,5	435,0	63,3	35,8
14Б2	140,0	73,0	4,7	6,9	16,4	12,9	541,0	77,3	44,2
16Б1	157,0	82,0	4,0	5,9	16,2	12,7	689,0	87,8	49,5
16Б2	160,0	82,0	5,0	7,4	20,1	15,8	869,0	108,7	61,9
18Б1	177,0	91,0	4,3	6,5	19,6	15,4	1063,0	120,1	67,7
18Б2	180,0	91,0	5,3	8,0	23,9	18,8	1317,0	146,3	83,2
20Б1	200,0	100,0	5,6	8,5	28,5	22,4	1943,0	194,3	110,3
23Б1	230,0	110,0	5,6	9,0	32,9	25,8	2996,0	260,5	147,2
26Б1	258,0	120,0	5,8	8,5	35,6	28,0	4024,0	312,0	176,6
26Б2	261,0	120,0	6,0	10,0	39,7	31,2	4654,0	356,6	201,5
30Б1	296,0	140,0	5,8	8,5	41,9	32,9	6328,0	427,0	240,0
30Б2	299,0	140,0	6,0	10,0	46,7	36,6	7293,0	487,8	273,8
35Б1	346,0	155,0	6,2	8,5	49,5	38,9	10060,0	581,7	328,6
35Б2	349,0	155,0	6,5	10,0	55,2	43,3	11550,0	662,2	373,0
40Б1	392,0	165,0	7,0	9,5	61,3	48,1	15750,0	803,6	456,0
40Б2	396,0	165,0	7,5	11,5	69,7	54,7	18530,0	935,7	529,7
45Б1	443,0	180,0	7,8	11,0	76,2	59,8	24940,0	1125,8	639,5
45Б2	447,0	180,0	8,4	13,0	86,0	67,5	28870,0	1291,9	732,9
50Б1	492,0	200,0	8,8	12,0	93,0	73,0	37160,0	1511,0	860,4
50Б2	496,0	200,0	9,2	14,0	102,8	80,7	42390,0	1709,0	970,2
55Б1	543,0	220,0	9,5	13,5	113,4	89,0	55680,0	2051,0	1165,0
55Б2	547,0	220,0	10,0	15,5	124,8	97,9	62790,0	2296,0	1302,0
60Б1	593,0	230,0	10,5	15,5	135,3	106,2	78760,0	2656,0	1512,0
60Б2	597,0	230,0	11,0	17,5	147,3	115,6	87640,0	2936,0	1669,0
70Б1	691,0	260,0	12,0	15,5	164,7	129,3	125930,0	3645,0	2095,0
70Б2	697,0	260,0	12,5	18,5	183,6	144,2	145912,0	4187,0	2393,0

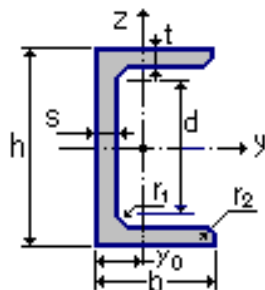
Таблица Е3

Каталог металлопроката: швеллер с уклоном полок (У) по [10] (выдержка)



	<b>h</b>	<b>b</b>	<b>s</b>	<b>t</b>	<b>A</b>	<b>P</b>	<b>I<sub>y</sub></b>	<b>W<sub>y</sub></b>	<b>S<sub>y</sub></b>
	<b>ММ</b>	<b>ММ</b>	<b>ММ</b>	<b>ММ</b>	<b>СМ<sup>2</sup></b>	<b>КГ/М</b>	<b>СМ<sup>4</sup></b>	<b>СМ<sup>3</sup></b>	<b>СМ<sup>3</sup></b>
5У	50,0	32,0	4,4	7,0	6,2	4,8	22,8	9,1	5,6
6.5У	65,0	36,0	4,4	7,2	7,5	5,9	48,6	15,0	9,0
8У	80,0	40,0	4,5	7,4	9,0	7,1	89,4	22,4	13,3
10У	100,0	46,0	4,5	7,6	10,9	8,6	174,0	34,8	20,4
12У	120,0	52,0	4,8	7,8	13,3	10,4	304,0	50,6	29,6
14У	140,0	58,0	4,9	8,1	15,6	12,3	491,0	70,2	40,8
16У	160,0	64,0	5,0	8,4	18,1	14,2	747,0	93,4	54,1
16аУ	160,0	68,0	5,0	9,0	19,5	15,3	823,0	103,0	59,4
18У	180,0	70,0	5,1	8,7	20,7	16,3	1090,0	121,0	69,8
18аУ	180,0	74,0	5,1	9,3	22,2	17,4	1190,0	132,0	76,1
20У	200,0	76,0	5,2	9,0	23,4	18,4	1520,0	152,0	87,8
22У	220,0	82,0	5,4	9,5	26,7	21,0	2110,0	192,0	110,0
24У	240,0	90,0	5,6	10,0	30,6	24,0	2900,0	242,0	139,0
27У	270,0	95,0	6,0	10,5	35,2	27,7	4160,0	308,0	178,0
30У	300,0	100,0	6,5	11,0	40,5	31,8	5810,0	387,0	224,0
33У	330,0	105,0	7,0	11,7	46,5	36,5	7980,0	484,0	281,0
36У	360,0	110,0	7,5	12,6	53,4	41,9	10820,0	601,0	350,0
40У	400,0	115,0	8,0	13,5	61,5	48,3	15220,0	761,0	444,0

Каталог металлопроката: швеллер с параллельными гранями полок (П) по [10] (выдержка)



	<b>h</b>	<b>b</b>	<b>s</b>	<b>t</b>	<b>A</b>	<b>P</b>	<b>I<sub>y</sub></b>	<b>W<sub>y</sub></b>	<b>S<sub>y</sub></b>
	<b>мм</b>	<b>мм</b>	<b>мм</b>	<b>мм</b>	<b>см<sup>2</sup></b>	<b>кг/м</b>	<b>см<sup>4</sup></b>	<b>см<sup>3</sup></b>	<b>см<sup>3</sup></b>
5П	50,0	32,0	4,4	7,0	6,2	4,8	22,8	9,1	5,6
6.5П	65,0	36,0	4,4	7,2	7,5	5,9	48,8	15,0	9,0
8П	80,0	40,0	4,5	7,4	9,0	7,1	89,9	22,5	13,3
10П	100,0	46,0	4,5	7,6	10,9	8,6	175,0	34,9	20,5
12П	120,0	52,0	4,8	7,8	13,3	10,4	305,0	50,8	29,7
14П	140,0	58,0	4,9	8,1	15,6	12,3	493,0	70,4	40,9
16П	160,0	64,0	5,0	8,4	18,1	14,2	750,0	93,8	54,3
16aП	160,0	68,0	5,0	9,0	19,5	15,3	827,0	103,0	59,5
18П	180,0	70,0	5,1	8,7	20,7	16,3	1090,0	121,0	70,0
18aП	180,0	74,0	5,1	9,3	22,2	17,4	1200,0	133,0	76,3
20П	200,0	76,0	5,2	9,0	23,4	18,4	1530,0	153,0	88,0
22П	220,0	82,0	5,4	9,5	26,7	21,0	2120,0	193,0	111,0
24П	240,0	90,0	5,6	10,0	30,6	24,0	2910,0	243,0	139,0
27П	270,0	95,0	6,0	10,5	35,2	27,7	4180,0	310,0	178,0
30П	300,0	100,0	6,5	11,0	40,5	31,8	5830,0	389,0	224,0
33П	330,0	105,0	7,0	11,7	46,5	36,5	8010,8	486,0	281,0
36П	360,0	110,0	7,5	12,6	53,4	41,9	10850,0	603,0	350,0
40П	400,0	115,0	8,0	13,5	61,5	48,3	15260,0	763,0	445,0

**Расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе  
фасонного проката**

Сталь	Толщина проката*, мм					Нормативное сопротивление** проката, Н/мм		Расчетное сопротивление*** проката, Н/мм	
						$R_{yn}$	$R_{un}$	$R_y$	$R_u$
С245	От	4,0	до	20	включ.	245	370	240/235	360/350
	"	20	"	40	"	235	370	230/225	360/350
С255	От	4,0	до	10	включ.	255	380	250/245	370/360
	"	10	"	20	"	245	370	240/235	360/350
	"	20	"	40	"	235	370	230/225	360/350
С345	От	4,0	до	10	включ.	345	480	340/330	470/460
	"	10	"	20	"	325	470	320/310	460/450
	"	20	"	40	"	305	460	300/290	450/440
С345К	От	4,0	до	10	включ.	345	470	340/330	460/450
С355	От	8,0	до	16	включ.	355	490	350/340	460/450
	"	16	"	40	"	345	480	340/330	460/450
С355-1	От	8,0	до	16	включ.	355	490	350/340	460/450
	"	16	"	40	"	345	480	340/330	460/450
С390	От	8,0	до	10	включ.	390	520	380/370	505/495
	"	10	"	20	"	380	500	370/360	480/475
	"	20	"	40	"	370	490	360/350	480/470

\* За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.

\*\* За нормативное сопротивление приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления, приводимые в национальных стандартах или технических условиях. В тех случаях, когда эти значения в национальных стандартах или технических условиях приведены только в одной системе единиц – кгс/мм<sup>2</sup>, нормативные сопротивления, Н/мм<sup>2</sup>, вычислены умножением соответствующих значений на 9,81 с округлением до 5 Н/мм<sup>2</sup>.

\*\*\* Значения расчетных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по материалу, определенные в соответствии с табл. 3 [12], с округлением до 5 Н/мм<sup>2</sup>. В числителе приведены значения расчетных сопротивлений проката по нормативной документации, в которой используется процедура контроля свойств проката ( $\gamma_m=1,025$ ), в знаменателе – расчетное сопротивление остального проката при  $\gamma_m=1,050$

Приложение Ж

**Каменные конструкции**

Таблица Ж1

Расчетные сопротивления сжатию кладки

Марка кирпича или камня	Расчетные сопротивления $R$ , МПа, сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50–150 мм на тяжелых растворах									
	при марке раствора								при прочности раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевой
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125	–	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	–	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75	–	–	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
50	–	–	–	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
35	–	–	–	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

Таблица Ж2

Коэффициенты продольного изгиба (выдержка)

Гибкость		Коэффициент продольного изгиба $\varphi$ при упругих характеристиках кладки $\alpha$						
$\lambda_h$	$\lambda_t$	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,9	0,85	0,8	0,7	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,5	0,37	0,23
18	63	0,77	0,7	0,63	0,53	0,45	0,32	–
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	–
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,2	–

*Примечания*  
Коэффициент  $\varphi$  при промежуточных величинах гибкостей определяется интерполяцией

Мирсаяпов И.Т., Минзянов Р.И.

## **ОСНОВЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ  
к выполнению расчетно-графической работы по дисциплине  
«Основы строительных конструкций» для студентов всех  
направлений подготовки. Квалификация выпускника: бакалавр

Редактор Л.З. Ханафиева

Издательство

Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Подписано в печать 2021

Формат 60x84/16

Заказ №

Печать ризографическая

Усл.-печ. л. 7,4

Тираж 100 экз.

Бумага офсетная № 1

Уч.-изд. л. 7,4

---

Отпечатано в полиграфическом секторе

Издательства КазГАСУ.

420043, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1.