

А. С. Торопов, Д. М. Лобов, С. В. Ключев

**Расчет и проектирование покрытия по клееным
балкам для неотапливаемого здания**

Учебное пособие

Нижний Новгород
2026

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

Кафедра железобетонных, каменных и деревянных конструкций

Расчет и проектирование покрытия по клееным балкам для неотапливаемого здания

Утверждено редакционно-издательским советом университета
в качестве учебного пособия

Нижний Новгород
ННГАСУ
2026

ББК 38.559
Т 61
УДК 624.011.1

Рецензенты:

- О. В. Радайкин* — д-р техн. н., доцент, профессор кафедры энергообеспечения предприятий, строительство зданий и сооружений ФГБОУ ВО «Казанский государственный энергетический университет»
- В. В. Ермолаев* — к.т.н., начальник отдела экспертизы зданий и сооружений ООО «Промсервис»

Торопов, А.С. Расчет и проектирование покрытия по клееным балкам для неотапливаемого здания : учебное пособие / А. С. Торопов, Д. М. Лобов, С. В. Ключев ; Министерство образования и науки Российской Федерации, Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет. – Нижний Новгород : ННГАСУ, 2026. – 78 с. – ISBN 978-5-528-00638-3. – Текст : непосредственный.

Учебное пособие освещает вопросы применения балочных клееных конструкции. Рассмотрен расчёт и проектирование покрытия по клееным балкам при выполнении курсовой работы, раздела выпускной квалификационной работы по дисциплине «Конструкция из дерева и пластмасс». Представлен пример и рабочие чертежи отдельных конструкций. Настоящее учебное пособие предназначено для студентов, обучающихся в ННГАСУ по направлению 08.03.01 Строительство.

ББК 38.559

ISBN 978-5-528-00638-3

© А. С. Торопов,
Д. М. Лобов,
С. В. Ключев, 2026
© ННГАСУ, 2026

СОДЕРЖАНИЕ

1.	БАЛОЧНЫЕ ПОКРЫТИЯ	4
1.1	Основные положения	4
2.	ДЕРЕВЯННЫЕ БАЛКИ ПОКРЫТИЙ.....	5
2.1	Классификация и области применения	6
2.2	Клееные балки массивного сечения	8
2.3	Армированные балки.....	19
2.4	Узлы клееных балок	22
3.	ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ УСТОЙЧИВОСТИ.....	27
4.	ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОКРЫТИЯ ПО ДВУХСКАТНОЙ КЛЕЕНОЙ БАЛКЕ	31
4.1	Задание на проектирование	31
4.2	Принятые параметры проектируемого здания	32
4.3	Выбор конструктивного решения	32
4.4	Расчет конструкций покрытия.....	32
4.5	Расчет прогонов	40
4.6	Расчет двускатной балки.....	44
5.	ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОКРЫТИЯ ПО ДВУХСКАТНОЙ КЛЕЕНОЙ БАЛКЕ	56
5.1	Задание на проектирование армированной балки.....	56
5.2	Расчет двускатной армированной балки	56
6.	ЗАЩИТА ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОТ ВОЗГОРАНИЯ И ГНИЕНИЯ	64
	СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ	66
	ПРИЛОЖЕНИЯ	67
	Приложение А	67
	Приложение П	69
	Пример оформления графической части работы	75

1. БАЛОЧНЫЕ ПОКРЫТИЯ

1.1 Основные положения

Балочные клееные конструкции могут быть рекомендованы к широкому применению благодаря возможности изготовления практически любых целесообразных габаритов сечений, обеспечивающих им необходимую несущую способность при достаточно больших пролетах.

Наибольшее распространение получили балки сплошного прямоугольного сечения. Это объясняется простотой технологии их изготовления при высокой степени надежности и повышенной устойчивости по отношению к огню. Например, по нормам ФРГ (DIN4102) массивные клееные деревянные балки с площадью поперечного сечения более 350 см^2 относятся к полугогнестойким элементам классов огнестойкости F30 и F60, соответствующих продолжительности сопротивления воздействию огня в условиях пожара соответственно 30 и 60 мин. При этом необходимым фактором является гладкая, свободная от трещин поверхность элементов, заметно препятствующая распространению огня. Современные нормы пожарной безопасности зданий устанавливают пределы огнестойкости деревянных конструкций, и разрешают применение их в зданиях I, II, III, IV и V степеней огнестойкости.

С применением КДК целесообразно и разрешается проектирование и строительство зданий самого: спортивных и выставочных залов; одноэтажных промышленных цехов с крановым оборудованием или без него, складов сырья или готовой продукции, а также производственных или сельскохозяйственных зданий и сооружений.

Особенно целесообразным является применение КДК в зданиях с химически агрессивной для стали и железобетона средой, а также в районах с наиболее благоприятными условиями изготовления таких конструкций, т. е. в лесобогатых и прилегающих к ним районах нашей страны.

Другой рациональной областью применения деревянных конструкций является возведение покрытий для зданий любого назначения. С целью обеспечения долговечности и капитальности несущих конструкций, действующие в

нашей стране нормы рекомендуют проектировать деревянные покрытия с наружным отводом атмосферной воды (рисунок 1.1).

Учитывая это положение, однопролетные здания целесообразно перекрывать балками двускатного очертания, двухпролетные и четырехпролетные - балками постоянного сечения, опирающимися на разновысокие опоры (с уклоном к наружным стенам). Используя в крайних пролетах балки с консолями, на которые опирается балка среднего пролета, балочными конструкциями могут перекрываться и трехпролетные здания с двускатной кровлей. В качестве вертикальных несущих элементов в комбинации с деревянными балками покрытия применяются железобетонные, стальные или деревянные стойки каркаса здания, а также кирпичные стены.

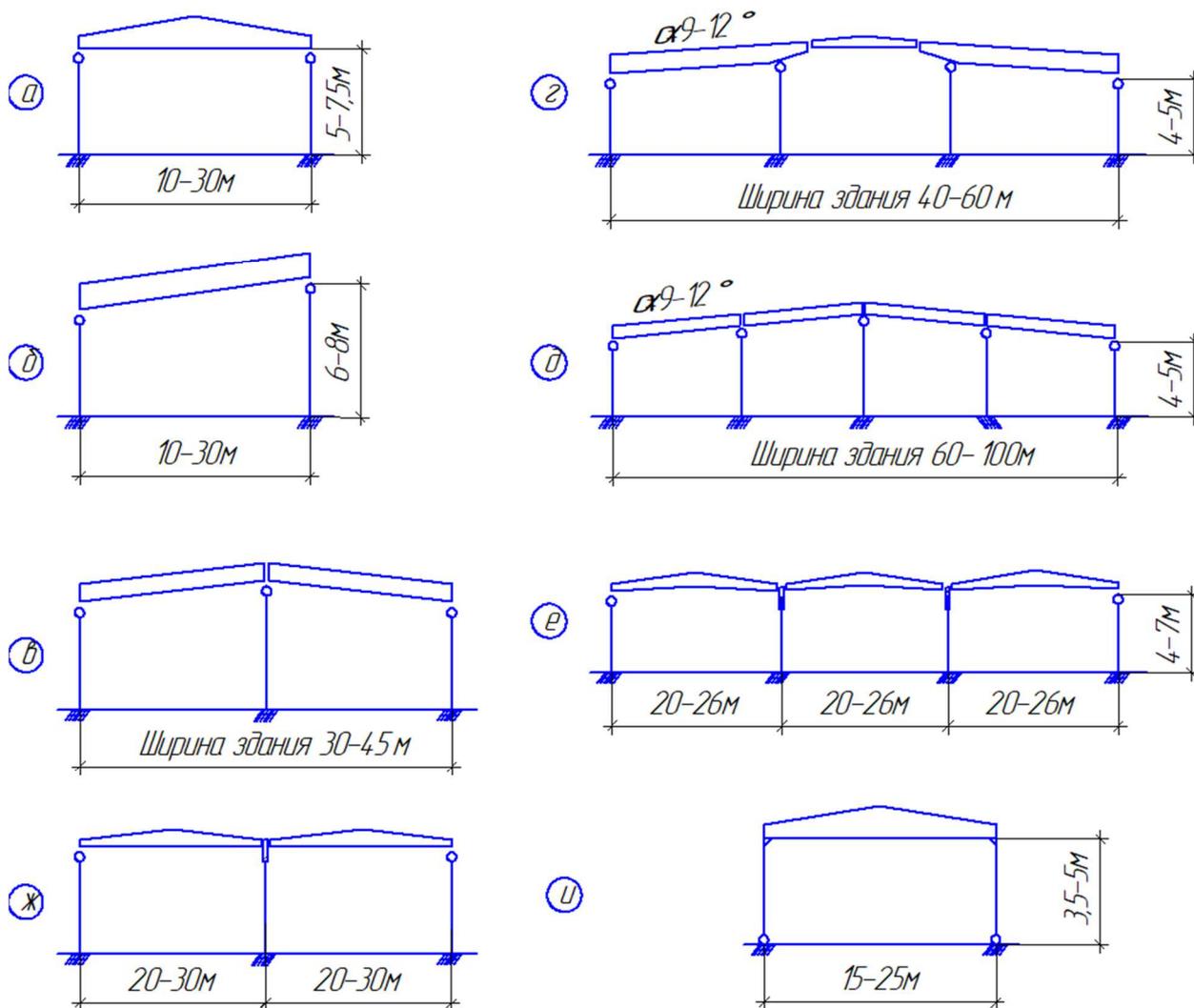


Рисунок 1.1 – Схемы зданий с балочными конструкциями покрытий из клееной древесины

2. ДЕРЕВЯННЫЕ БАЛКИ ПОКРЫТИЙ

2.1 Классификация и области применения

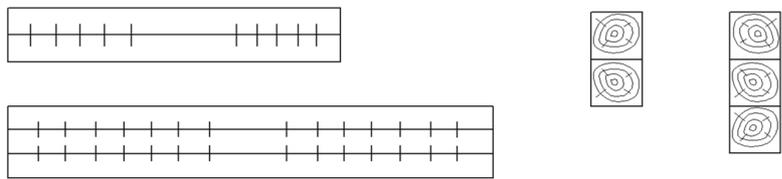
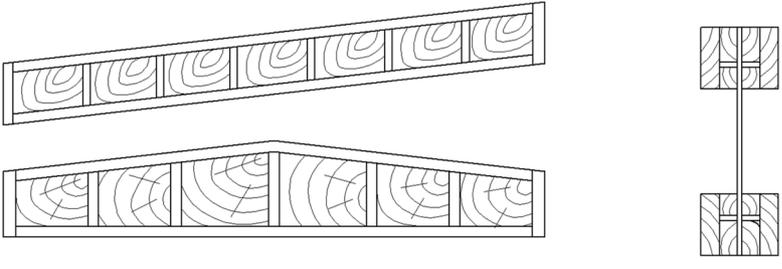
Клееные балки являются индустриальными несущими конструкциями, которые рекомендуется применять в покрытиях промышленных, сельскохозяйственных и общественных зданий и сооружений классов 1...3 температурно-влажностного режима, предусмотренных в ([1], табл.1). В зависимости от типа сечения, вида материала и способа изготовления различают балки следующих основных типов:

- составные на податливых связях;
- клееные многослойные (массивного сечения);
- клееные армированные;
- клеефанерные.

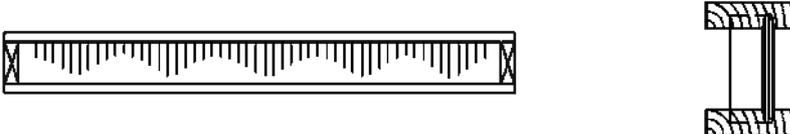
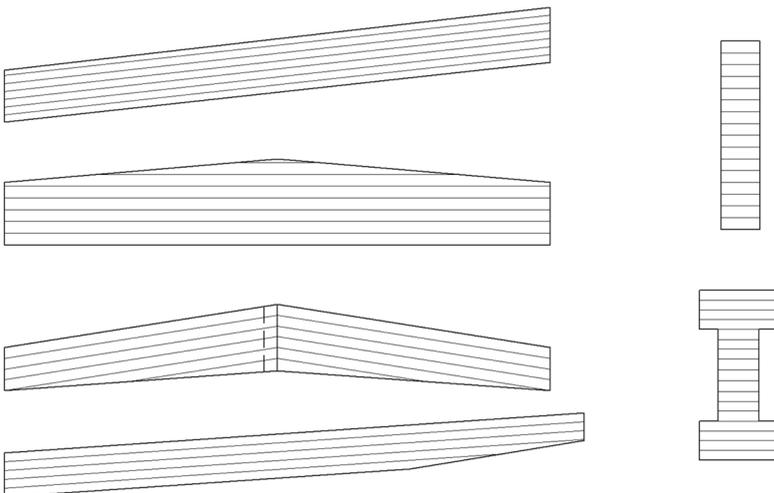
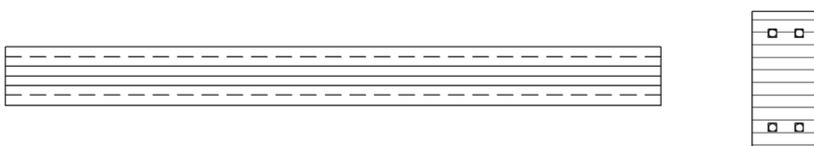
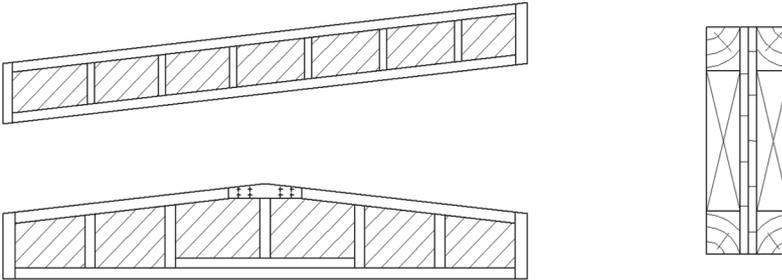
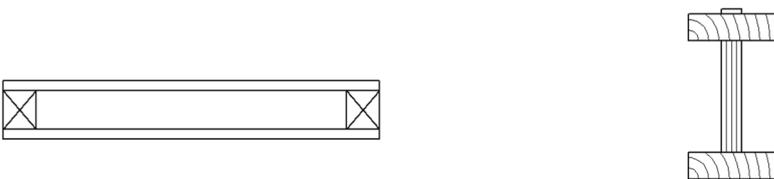
Основные виды деревянных балок и их технические характеристики (пролет, коэффициент собственного веса и коэффициент расхода металла) приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1

Виды деревянных балок и их технические характеристики

Балки	Пролет, м	К _{с.в.}	К _м , %
<p><i>Составные на податливых связях</i></p> 	4,0 - 7,0	7,0 - 12,0	1,0-2,0
<p><i>Клефанерные</i></p> 	6,0 – 15,0	3,0 – 4,0	0 – 1,0

Продолжение табл. 2.1

Балки	Пролет, м	K _{с.в.}	K _м , %
<p><i>Клефанерные с волнистой стенкой</i></p> 	6,0 – 12,0	3,0 – 4,0	0 – 1,0
<p><i>Клееные массивного сечения</i></p> 	6,0 – 24,0	4,0 – 6,0	0 – 1,5
<p><i>Клееные армированные</i></p> 	6,0 – 30,0	4,0 – 6,0	1,0 – 5,0
<p><i>Клееные со стенкой из перекрестных досок</i></p> 	6,0 – 12,0	6,0 – 10,0	5,0 – 7,0
<p><i>Клееные со стенкой из досок на ребро</i></p> 	8,0 – 10,0	3,0 – 7,0	0 – 1,0

2.2 Клееные балки массивного сечения

Область применения и типы

Клееные массивные балки обладают достаточно высокими эксплуатационными качествами (надежностью, долговечностью, повышенным сопротивлением действию огня), поэтому могут применяться в покрытиях как отапливаемых, так и неотапливаемых зданий и сооружений, относящихся по огнестойкости к II-V, а по долговечности - к II-IV степени.

По температурно-влажностным условиям эксплуатации массивные балки допускаются к применению в конструкциях зданий с классами условий эксплуатации 1-3 (в зависимости от вида клеев). Ими перекрываются пролеты от 3 до 25 метров. Сечению балок обычно придается прямоугольная или двутавровая форма, однако в случае необходимости могут проектироваться балки коробчатого сечения (рисунок 2.1.).

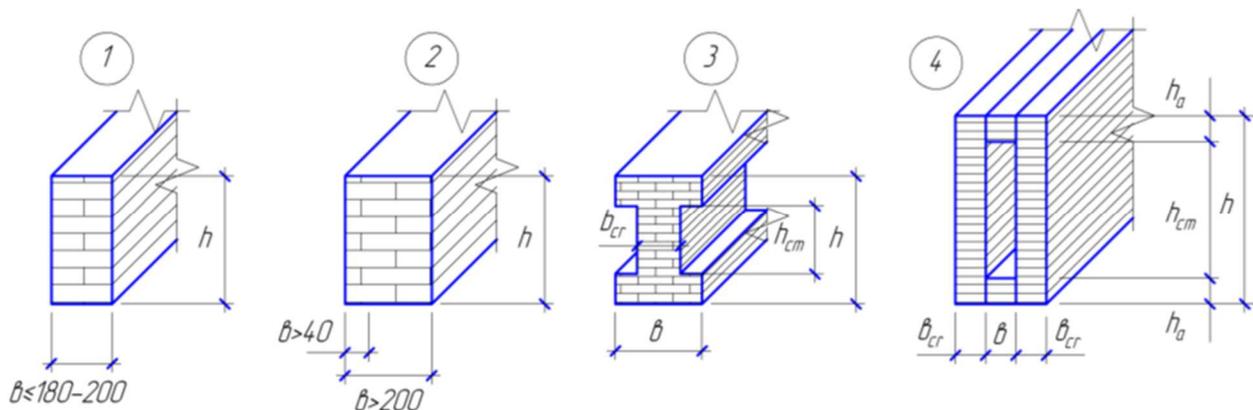


Рисунок 2.1 – Формы сечения клееных балок:
1,2 – прямоугольная, 3 – двутавровая, 4 – коробчатая

Различают двускатные, горизонтальные (с параллельными кромками) и односкатные (с параллельными кромками, устанавливаемые наклонно) балки.

Для покрытия зданий массового строительства промышленного, гражданского и сельскохозяйственного назначения в нашей стране в Советское время выпускались типовые балки пролетом от 3 до 18 метров, рассчитанные на нагрузки от 600 до 3300 кгс/м (от 6 до 33 кН/м) (Таблица 2.2).

Типовые клееные массивные балки

Наименование, Типовая серия	Эскиз	Нагрузки кгс/м (кН/м)	Шаг, м	Пролёт L, м	Размеры поперечного сеч. мм.		Масса балки, кг	Уклон кровли, L
					h	b		
Балки постоянного сечения для чердачных перекрытий производственных зданий. (серия 1.462-2, в.1)		1200-3300 (12 - 33)	6	3;6;7,5	450 - 720	120-210	160 - 565	0
Балки постоянного сечения (однокаркасные) для совмещенных покрытий. (серия 1-462-2, в.2)		1200-2700 (12 - 27)	6	3;6;7,5 9;12	450 - 178 0	120-240	165 - 1759	1:4
Балки двускатные для покрытий произв. зданий. (серия 1. 462-2, в.2)		1200-2700 (12 - 27)	6	3;6;9 12	328 - 1575	120-210	50 - 1750	1:10
Балки двускатные и постоянного сечения для производственных зданий. (серия 1. 462-2, в.3)		600-1500 (6 - 15)	3;6	12;18	750 - 1150	120-140	540 - 2255	1:20
Балки двускатные с консолями для покрытий производственных зданий. (серия 1-462-6, в. 1)		600-1800 (6 - 18)	3;6	12;0	1015 - 1375	140-170	1450 - 2550	1:20
Балки односкатные с консолями для покрытий производственных зданий. (серия 1-462-6, в. 2)		600-1800 (6 - 18)	3;6	12;0	745 - 106 0	140-190	1440 - 2400	1:20
Балки двускатные для покрытий общественных зданий. (серия 1.262-1, в.1)		600-1800 (6 - 18)	3;0	9;12 15;18	630 - 1305	120-210	290 - 2112	1:15 - 1:20

Для покрытий зальных помещений предложены клееные балки криволинейного очертания пролетом 12, 15 и 18 метров (рисунок 2.2). За рубежом при пролетах от 15 до 25 метров широкое распространение получили двускатные клееные балки с криволинейным или ломаным очертанием нижней кромки (рисунок 2.3).

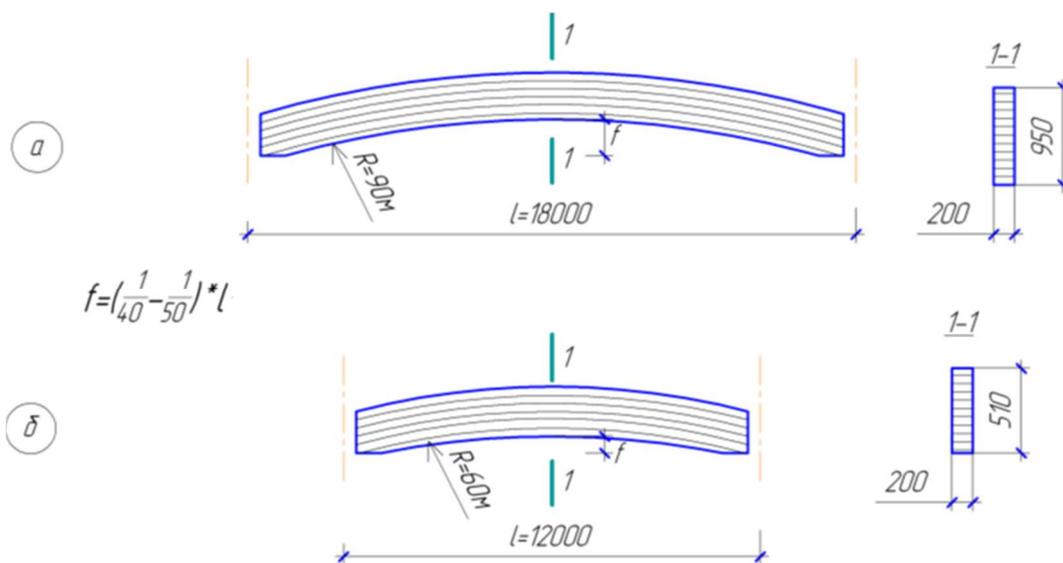


Рисунок 2.2 – Балка кругового очертания

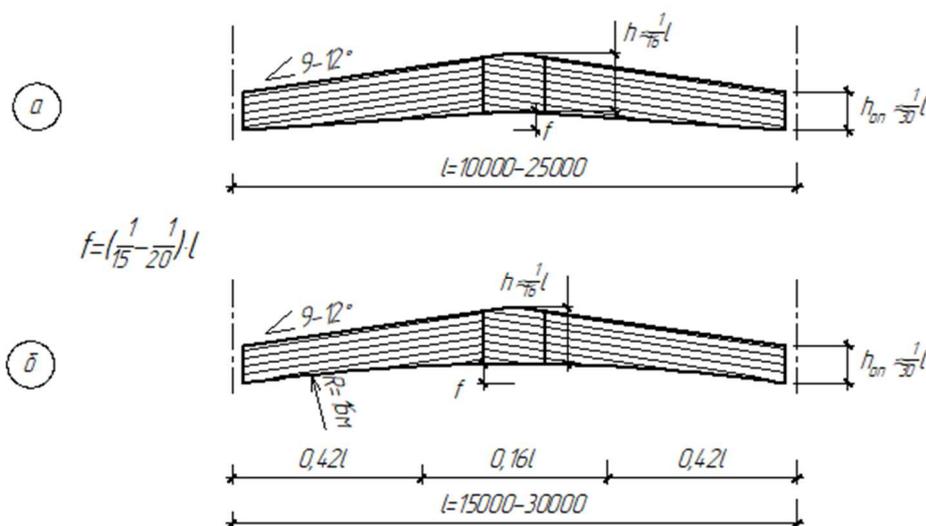


Рисунок 2.3 – Двускатная балка с приподнятой нижней гранью

Приподнятость нижней грани балки в середине пролета позволяет более полно использовать прочность клееной древесины, допуская несколько большие прогибы, чем в прямолинейных конструкциях.

Важным достоинством клееных балок по сравнению с балками из другого материала является их небольшой вес при сравнительно высокой несущей способности. Типовая двускатная балка, например, пролетом 18 метров, рассчитанная на нагрузку 1500 кгс/м (15 кН/м), имеет массу всего 2255 кг, тогда как железобетонная балка такого же пролета весит 9000 кг.

Изготовление

Изготавливаются балки из дощатых заготовок (слоев), уложенных плашмя друг на друга и склеенных по пласти. Каждый слой может состоять из одной или более досок, как по длине, так и по ширине. Склеивание досок по длине осуществляется с помощью зубчатых клеевых соединений, отвечающих требованиям ГОСТ 19414-74. Допускается также применение усового соединения. Склеивание досок по ширине (по кромкам) производится на гладкую фугу.

Способы соединения пиломатериалов по длине и кромкам показаны на рисунке 2.4. Стандартные размеры и рекомендуемая область применения клеевых зубчатых соединений приведены в таблице 2.3.

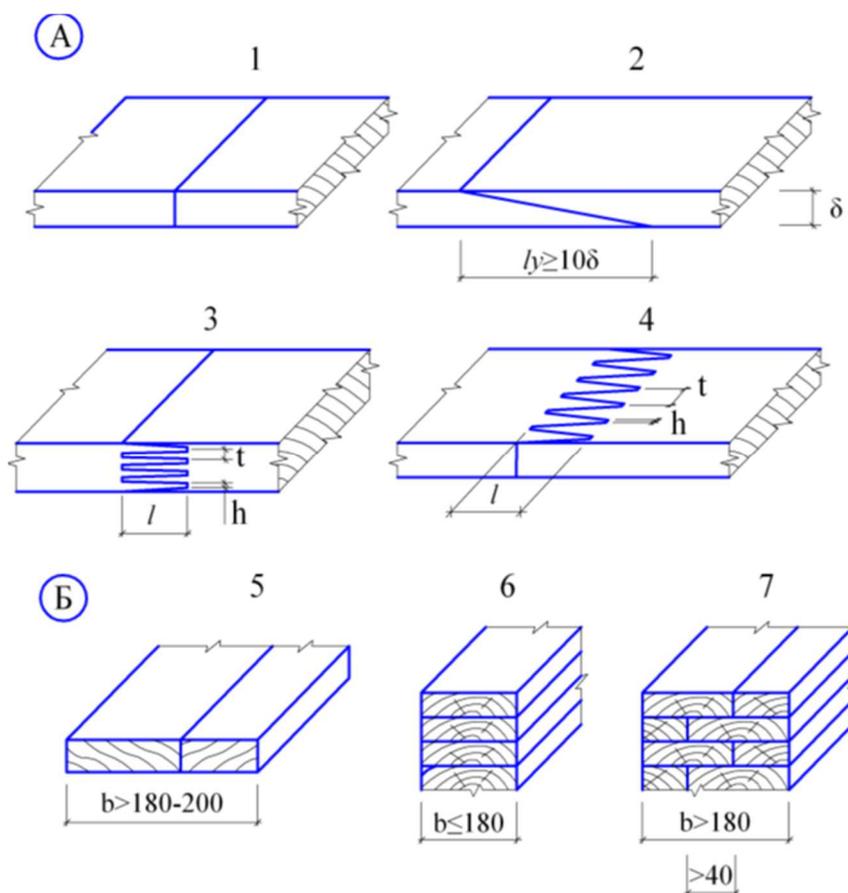


Рисунок 2.4 – Способы сращивания (а) и сплачивания (б) пиломатериалов. Соединение впритык (1), соединение на ус (2), зубчатое клеевое соединение горизонтальное (3), вертикальное (4).

Таблица 2.3

Группы зубчатых соединений на клею

Группа соединения	Размеры шипов, в мм (по рис. 13. В)			Уклон боковой грани шипа	Область применения
	Длина, L	Шаг, t	Затупление, b		
I	50	12	1,5	1 : 11	Для склеивания элементов несущих конструкций по всему сечению
	32	8	1,0	1 : 10,5	
II	20	6	1,0	1 : 10	Для склеивания отдельных слоёв КДК
	10	3,5	0,5	1 : 8	
	5	1,75	0,2	1 : 7,5	

Проектирование сечения и основы расчета

При проектировании клееных массивных балок с целью снижения их материалоемкости необходимо стремиться к увеличению отношения высоты h к ширине b их сечения. Однако из условия обеспечения общей устойчивости максимальная высота балок ограничивается рекомендациями и составляет:

- а) для балок постоянного сечения $h = 6 b$;
- б) для двускатных балок в середине пролета $h = 8,5 b$.

Очевидно, что в рамках действующих норм эти предельные соотношения высоты и ширины балки и соответствуют наиболее экономичному ее сечению. Учитывая это, высоту балок при проектировании покрытий предварительно можно принимать по таблице 2.4

Минимальная ширина балок прямоугольного и толщина стенки двутаврового сечений должна приниматься не менее 80 мм. Кроме того, толщина стенки двутавровых балок должна составлять не менее половины ширины полок.

Уклон верхних граней двускатных балок рекомендуется принимать в пределах от 1 : 15 до 1 : 20.

При компоновке слоев поперечного сечения можно придерживаться одного из двух соображений: 1) точное сохранение при изготовлении балки расчетных габаритов сечения и минимальная материалоемкость; 2) использование пиломатериалов стандартного (или имеющегося в наличии) сортамента.

В первом случае исходные размеры пиломатериалов чаще всего оказываются не стандартными, так как они являются функцией расчетных размеров поперечного сечения балки и назначаются проектировщиком с учетом припус-

ков на механическую обработку до и после склеивания. Такой подход к проектированию возможен, когда пиление досок из круглого леса находится в ведении предприятия по изготовлению КДК.

Во втором случае исходными являются размеры поперечного сечения стандартных досок и фактические размеры балки чаще всего оказываются большими, чем определенные расчетом, что увеличивает (иногда значительно) расход древесины на балку.

Размеры (толщина и ширина) исходных пиломатериалов должны назначаться с учетом потерь на их механическую обработку (фрезерование или фугование) до и после склеивания конструкции (таблица 2.5-2.7).

Таблица 2.4

Рекомендуемая (в долях пролета) высота балок постоянного сечения (А) и двускатных (Б) в зависимости от пролета и нагрузки

Пролёт балки, м.	Нормативные нагрузки кгс/м (кН/м) и тип балки							
	200 (2,0)		500 (5,0)		1000 (100)		2000 (200)	
	А	Б	А	Б	А	Б	А	Б
6,0	1/17	1/15	1/14	1/12	1/11	1/9	1/9	1/7
12,0	1/20	1/18	1/16	1/14	1/13	1/11	1/11	1/9
16,0	1/22	1/20	1/18	1/16	1/15	1/13	1/12	1/10
24,0	1/22	1/21	1/19	1/17	1/15	1/14	1/13	1/11
Для двускатных балок значения высоты соответствует уклону верхней кромки 1:20								

Клееные, многослойные балки пролетами до 24-30 м получают путем склеивания по пластям, а в ряде случаев по пластям и по кромкам пиломатериалов хвойных пород до получения необходимых форм и размеров поперечного сечения. Дощатые ленты необходимой длины (соответствующей длине изготавливаемой балки) получают сращиванием пиломатериалов на зубчатый шип. Изготавливаются балки, как правило, прямоугольного поперечного сечения, однако при необходимости можно получить двутавровое и коробчатое сечение.

Таблица 2.5

Припуски на фрезерование досок для клееных конструкций

Номинальная толщина заготовки (доски), мм	Припуски при нормальной ширине заготовок (досок), в мм		
	55 - 95	95 - 195	свыше 195
До 30	4	4,5	5
Свыше 30	5	5,5	6

Таблица 2.6

Припуски на фрезерование кромок досок с двух сторон при сплачивании их по ширине

Номинальная ширина заготовки (доски), мм	Припуски при нормальной толщине заготовки до 30 мм – свыше 30 мм и длине, мм		
	До 1600	1600 - 4000	Свыше 4000
До 95	5 – 5,5	7 – 7,5	8,5 - 9
95 – 195	5,5 – 6	7,5 – 8	9 – 10
свыше 195	6 – 6,5	8 – 8,5	10,5 - 11

Таблица 2.7

Припуски на фрезерование с фугованием боковых граней клееного многослойного пакета

Ширина пакета, мм	Припуск на обработку боковых граней, в мм
До 95	6
95 – 195	8
свыше 195	10

Для покрытий массового строительства рекомендуются балки, представленные на рисунке 2.5. Высота балок прямоугольного сечения назначается не менее 1/16 пролета, а отношение высоты к ширине h/b в пределах от 5 до 10.

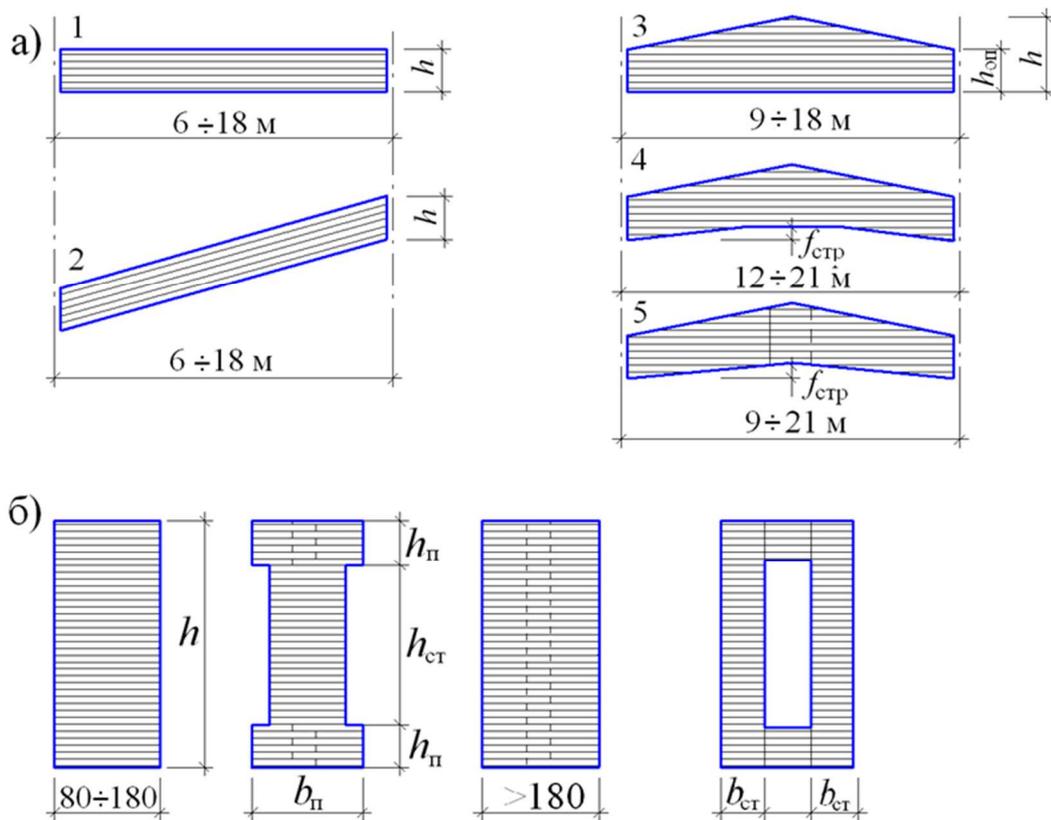


Рисунок 2.5 – Клееные многослойные балки для массового строительства:

а - геометрические схемы, б- поперечные сечения балок: 1 и 2 – постоянной высоты горизонтальные и наклонные; 3 – двускатная с прямоугольной нижней гранью; 4 – двускатная с криволинейным очертанием нижней грани; 5 – двускатная с ломаным очертанием нижней грани

Высота двускатных балок на опорах принимается не менее половины высоты балки в середине пролета. Толщина стенки двутавровых балок должна составлять не менее половины ширины полки и не менее 80 мм.

Многослойные балки склеиваются из досок толщиной (после острожки) не более 33 мм. Эта толщина может быть увеличена до 42 мм, если в досках перед склеиванием устраивать продольные прорезы.

В балках шириной до 180 мм каждый слой состоит из одной доски, при большей ширине – из двух и более досок, склеенных по кромке, причем в смежных слоях расстояние между стыками должно быть не менее толщины доски δ (рисунок 2.6).

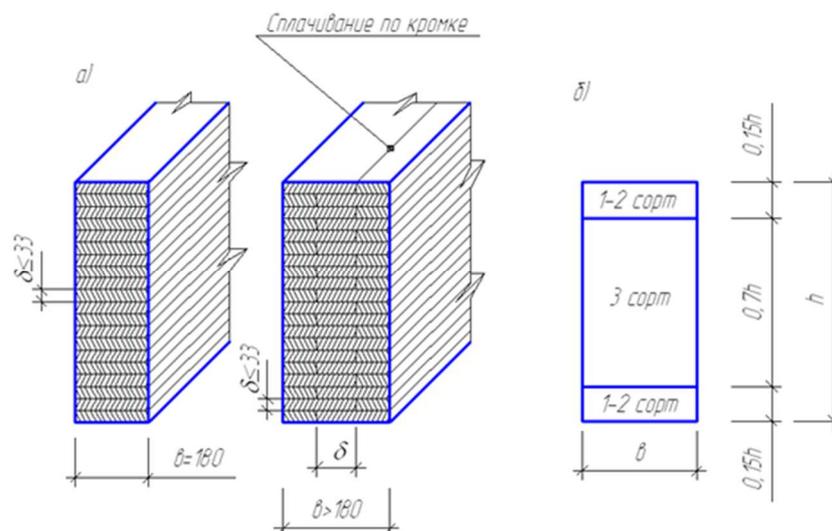


Рисунок 2.6 – Расположение слоев (досок): а– в клееных балках; б – компоновка сечения по качеству пиломатериалов

В целях снижения стоимости балок допускается сочетать древесину двух сортов, используя в крайних зонах на 0,15 высоты поперечного сечения доски 1-го и 2-го сортов, а в средней части – доски 3-го сорта. При изготовлении балок рекомендуется придавать им строительный подъем, равный 1/200 пролета, путем выгиба пакета в процессе склеивания.

В двускатных балках подъем нижней грани криволинейного и ломанного очертаний назначается до 1/30 l .

Основы расчета балки покрытия прямоугольного сечения

Расчет балки покрытия прямоугольного сечения, шарнирно закрепленной от смещения из плоскости изгиба и закрепленной от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, не имеющей закрепления из плоскости по растянутой от момента кромке при действии равномерно-распределенной нагрузки, производится в следующем порядке.

1. Определяется расчетная (постоянная g + временная S) линейная нагрузка с учетом собственного веса балки – q ;

2. Производится статический расчет, т.е. определяются реакции в опорах $A=B=q \cdot l/2$, расчетный изгибающий момент $M = q \cdot l^2/8$ двускатных балок следует учитывать, что сечение с максимальными нормальными напряжениями не сов-

падает с местом действия максимального момента и находится на расстоянии x от опоры:

$$X = \frac{l \cdot h_{on}}{2 \cdot h}, \quad (2.1)$$

$$M = M_x = \frac{q \cdot x}{2} \cdot (l - x) \quad (2.2)$$

где h_{on} – высота балки на опоре.

3. Предполагая, что для балок постоянного сечения отношение высоты h к b равно n , из условия прочности по нормальным напряжениям определяется требуемый момент сопротивления

$$W_{тр} = \frac{M}{R_u} \quad (2.3)$$

где R_u – расчетное сопротивление древесины изгибу по табл.3 [1] с учетом коэффициентов условий работы по п. 6.9 [1].

Принимая $W_{тр} = \frac{b \cdot (n \cdot b)^2}{6}$, определяют ширину $b = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot W_{тр}}{n^2}}$ и высоту $h = n \cdot b$ балки. При компоновке сечения ширина и толщина слоев назначается согласно сортаменту на пиломатериалы с учетом фрезерования их по плоскостям и кромкам и принимаются окончательные размеры сечения балки h и b .

Для двускатных балок с заданным уклоном i верхней грани высота на опоре $h_{оп} = h - i \cdot \frac{l}{2}$, но принимается не менее $0,5 \cdot h$.

Высота и момент сопротивления в расчетном сечении вычисляются из выражений

$$h_x = (h_{on} + i \cdot x) \quad (2.4)$$

$$W_{расч} = \frac{b \cdot (h_{on} + i \cdot x)^2}{6} \quad (2.5)$$

4. Производится проверка балки:

- на прочность по нормальным напряжениям

$$\frac{M}{W_{расч}} \leq R_u \quad (2.6)$$

где $W_{расч} = W_{нт}$ – расчетный момент сопротивления, сечения;

- на прочность по касательным напряжениям

$$\frac{1,5 \cdot Q}{h \cdot b_{расч}} \leq R_{ск}, \quad (2.7)$$

где $Q=Q_{max}$ – поперечная сила в балке на опоре;

$b_{расч}=b$ – ширина в расчетном сечении балки.

- на устойчивость плоской формы деформирования по формуле

$$\frac{M}{\varphi_M \cdot W_{\bar{op}}} \leq R_w, \quad (2.8)$$

где M – максимальный изгибающий момент на рассматриваемом участке

l_p ;

$W_{\bar{op}}$ – максимальный момент сопротивления на рассматриваемом участке

l_p .

Для балок постоянной высоты коэффициент φ_M определяется по формуле

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_\phi, \quad (2.9)$$

где l_p – расстояние между опорными сечениями балки, а при закреплении сжатой кромки балки в промежуточных точках от смещения из плоскости изгиба – расстояние между этими точками;

k_ϕ – коэффициент, зависящий от формы изгибающих моментов на участке l_p , определяемый по прил. Е.1 [1].

5. Производится проверка балки на жесткость (прогиб) по формуле:

$$f = \frac{f_0}{k} \left[1 + c \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right] \leq \left| \frac{f}{l} \right| \quad (2.10)$$

где f_0 – прогиб балки постоянной высоты, равной h , определяемый по формуле

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \quad (2.11)$$

k и c – коэффициенты принимаются по табл. Е.4, прил. Е [1].

Например, для балок постоянной высоты $k=1,0$, для балок переменной высоты прямоугольного сечения при равномерно распределенной нагрузке

$$k = 0,15 + 0,85 \cdot \frac{h_{on}}{h}; \quad c = 15,4 + 3,8 \cdot \frac{h_{on}}{h} .$$

6. Определяется длина опорной площадки l_{on} из условия смятия древесины поперек волокон

$$l_{оп} = \frac{A}{b \cdot R_{см90}}, \quad (2.12)$$

где A – опорная реакция балки;

$R_{см90}$ – расчетное сопротивление древесины смятию по табл. 3 [1] с учетом необходимых коэффициентов условий работы по п. 6.9 [1].

2.3 Армированные балки

Армированные балки представляют собой клееные конструкции, в крайние, наиболее напряженные зоны сечения, которых, вклеена стальная или неметаллическая арматура. Они имеют более высокую несущую способность и жесткость, чем неармированные такого же сечения. Их целесообразно применять там, где требуется уменьшить строительную высоту конструкций покрытия или сократить расход пиломатериалов повышенного качества. Однако эти балки более трудоемки в изготовлении, чем неармированные, и требуют некоторого расхода стали.

Существуют следующие способы армирования (рисунок 2.7):

- армирование стержневой арматурой без предварительного напряжения;
- армирование стальными полосами;
- предварительно напряженное армирование высокопрочной арматурой или арматурными прядями;
- армирование предварительно напряженной стальной полосой, приклеиваемой к нижней грани балки.

Как показали исследования, армирование балок периодической арматурой без предварительного напряжения при проценте армирования μ от 1 до 3% увеличивает их прочность и жесткость в 1,5-2 раза. Вес и стоимость конструкций при этом снижается соответственно на 18-30 % и 11-20 %.

Эффект увеличения прочности и жесткости элемента с предварительно напряженной арматурой достигается при проценте армирования $\mu = 0,5-1,0$ %.

Наиболее эффективным считается двойное армирование, когда арматура располагается как в растянутой, так и в сжатой зонах.

Для армирования балок применяется, как правило, стальная стержневая арматура классов А400, А500, А600. Вклеивается арматура обычно эпоксидным клеем (как правило, с наполнителем), обеспечивающим надежное соединение древесины с металлом. Расчет армированных балок осуществляется с учетом совместной работы древесины и металла по приведенным характеристикам поперечного сечения.

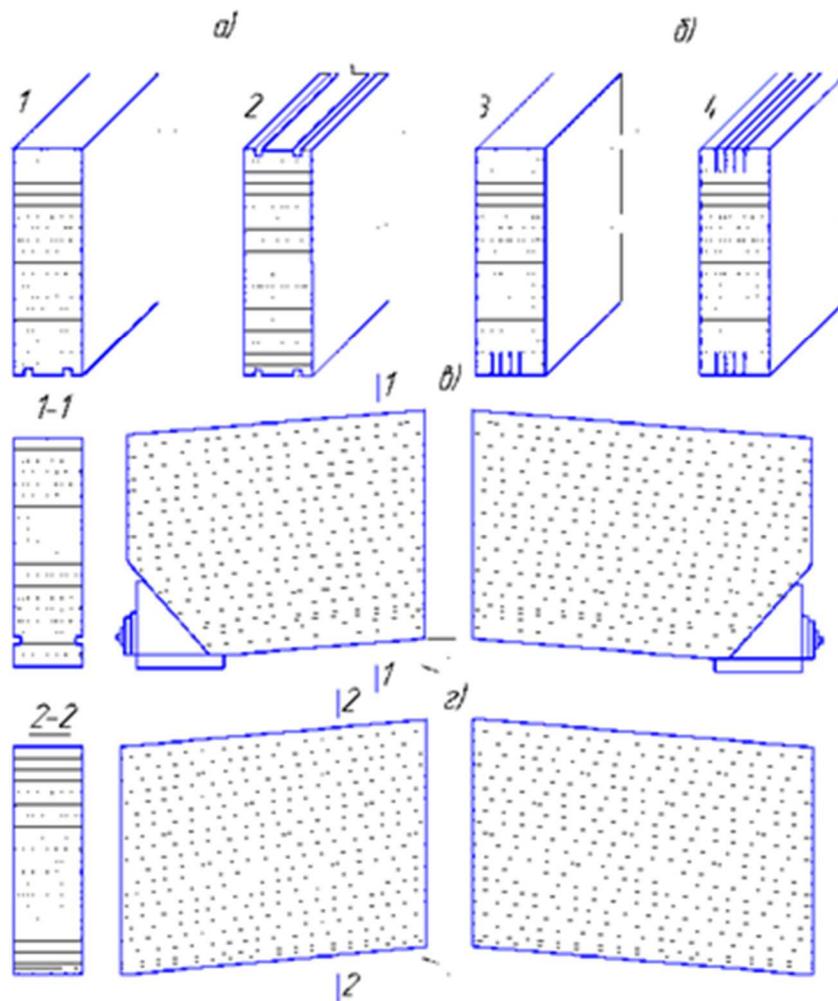


Рисунок 2.7 – Способы армирования клееных балок:

а – одиночное (1) и двойное (2) армирование стержнями периодического профиля; б – одиночное (3) и двойное (4) армирование стальными полосами; в – армирование преднапряженной арматурой с передачей усилия на торцы балки; г – армирование преднапряженной стальной полосой, приклеиваемой к нижней грани балки

Основы расчета армированных балок

Приведенные геометрические характеристики прямоугольного сечения балки шириной – b и высотой h с двойным армированием симметричной арматурой общей площадью F_a , помещенной на глубине a от верхней и нижней кромок, определяют по формулам:

- приведенный момент сопротивления

$$W_{np} = \frac{b \cdot h_0^2}{6} \cdot (1 + 3 \cdot n \cdot \mu); \quad (2.13)$$

- приведенный момент инерции

$$I_{np} = \frac{b \cdot h_0^3}{12} \cdot (1 + 3 \cdot n \cdot \mu); \quad (2.14)$$

- приведенный статический момент

$$S_{np} = \frac{b \cdot h_0^2}{8} \cdot (1 + 2 \cdot n \cdot \mu); \quad (2.15)$$

где $h_0 = h - 2 \cdot a$ – рабочая высота;

$n = \frac{E_a}{E_d}$ – отношение модулей упругости сталей и древесины;

$\mu = \frac{F_a}{F}$ – коэффициент армирования.

При несимметричном армировании:

$$W_{np} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \frac{(1 + 4 \cdot n \cdot \mu)}{(1 + n \cdot \mu)}; \quad (2.16)$$

$$I_{np} = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{(1 + 4 \cdot n \cdot \mu)}{(1 + n \cdot \mu)}; \quad (2.17)$$

$$S_{np} = \frac{b \cdot h^2}{8} \cdot \frac{(1 + 3 \cdot n \cdot \mu)}{(1 + n \cdot \mu)} \quad (2.18)$$

Проверка прочности расчетного сечения по нормальным напряжениям:

— по древесине

$$\frac{M_x \cdot K_{дл}^д}{W_{np,x}^c} \leq R_{и}, \quad (2.19)$$

— по арматуре

$$\frac{M_x \cdot n \cdot K_{дл}^a}{W_{np,x}^p} \leq R_a, \quad (2.20)$$

где $R_a = R_s$ – расчетное сопротивление арматуры, МПа.

Проверяем прочность опорных сечений:

— по древесине на действие касательных напряжений

$$\frac{Q_{max} \cdot S_{пр оп} \cdot K_{дл}^D}{I_{пр.оп} \cdot b} \leq R_{ск}, \quad (2.21)$$

где $R_{ск}$ – расчетное сопротивление скалыванию вдоль волокон при изгибе клееных элементов, в соответствии с таблицей 3 п. 5.6 [1] или табл. П1;

— по клеевому шву «арматура – древесина»

$$\frac{Q_{оп} \cdot S_{пр оп}^a \cdot K_{дл}^a}{I_{пр.оп} \cdot D_{расч}} \leq R_{ск}, \quad (2.22)$$

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования

$$\frac{M_{max}}{\varphi_M \cdot K_{жм} \cdot W_{пр}} < R_{и}, \quad (2.23)$$

где φ_M – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_\phi, \quad (2.24)$$

где l_p – расстояние между точками раскрепления.

k_ϕ – коэффициент, определяется по табл. Е.1 [1] в зависимости от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p .

Проверка прогиба балки

Максимальный прогиб определяется по формуле:

$$f = \frac{f_0 \cdot K_{дл}^a \cdot K_1}{k} \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h_0}{L_p} \right)^2 \right] \quad (2.25)$$

где f_0 – прогиб балки постоянного сечения высотой при загрузении линейной нагрузкой.

2.4 Узлы клееных балок

Наиболее ответственным в балочных конструкциях покрытий является узел опирания балки на нижележащие конструкции, поскольку здесь древесина работает на смятие поперек волокон практически от сосредоточенных сил опорных реакций. Поэтому при проектировании важно исключить возможность неравномерного смятия древесины в опорном узле и выход продольного сечения балки из вертикальной плоскости. При опирании балок на кирпичные стены в последних предусматриваются ниши или пилястры. Конструкция опорного узла при этом должна обеспечивать свободный доступ к нему для осмотра

и хорошую проветриваемость деревянных элементов. Не допускается глухая заделка концов балок в стены.

При наличии опасности промерзания ниш с целью предотвращения конденсационного увлажнения балок в них устраивается пароизоляция.

Для распределения сосредоточенного давления балки на кирпичную кладку применяются железобетонные (бетонные) подушки с замоноличенными в них анкерными болтами (рисунок 2.8).

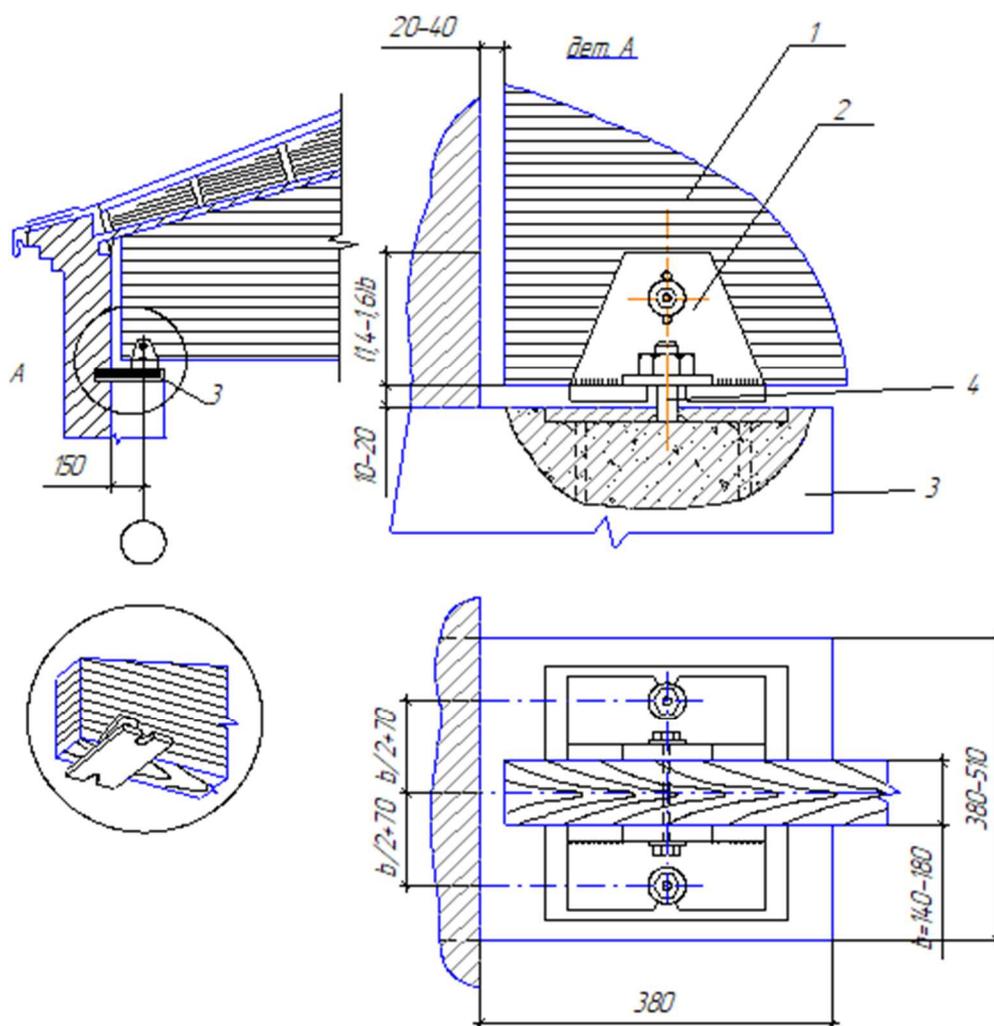


Рисунок 2.8 – Узел опирания балки на кирпичную стену:

1 – балка; 2 – опорный башмак; 3 – ж/б опорная подушка; 4 – анкерный болт

Фиксирование балки в проектном положении осуществляется с помощью стальных башмаков, прикрепляемых заранее к концам балок болтами или глу-

харями, и анкерных болтов. Башмаки изготавливаются из коротких отрезков прокатного уголкового профиля или сварными из листовой стали толщиной 8-10 мм.

При опирании балок на железобетонный подстропильный элемент (рисунок 2.9) в последнем предусматриваются закладные детали, к которым «по месту» привариваются анкерные болты вместе со стальной опорной прокладкой до монтажа деревянных конструкций.

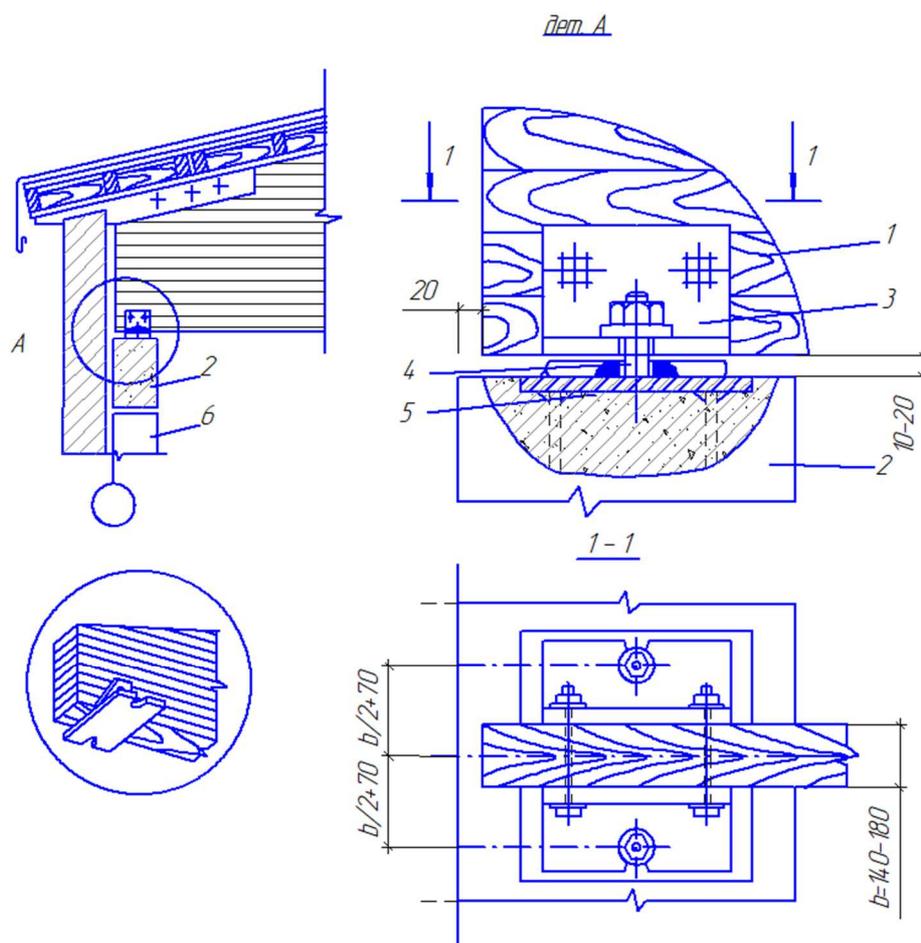


Рисунок 2.9 – Узел опирания балок на подстропильный ж/б элемент:

- 1 – балка; 2 – подстропильный элемент; 3 – опорный башмак из прокатных уголков 250x100x10; 4 – анкерный болт; 5 – закладная деталь; 6 - колонна

При опирании балок на железобетонные колонны в оголовке колонн должны предусматриваться закладные детали, обеспечивающие надежное фиксирование и устойчивость в вертикальной плоскости балок (рисунок 2.10).

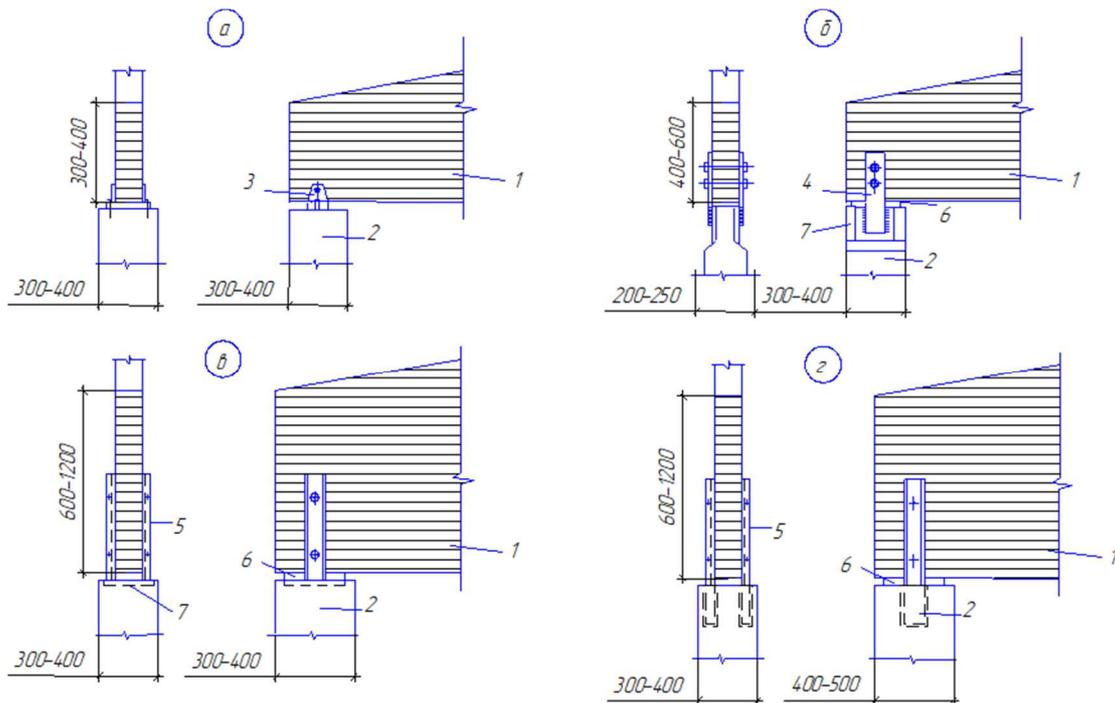


Рисунок 2.10 – Варианты крепления балок к железобетонным колоннам:

а – посредством сварного башмака; б – анкерами из стальной полосы; в – жесткими анкерами, приваренными к оголовку колонны; г - жесткими анкерами, замоноличенными в открытых колодцах после установки балки.

1 – балка; 2 – колонна; 3 – опорный башмак; 4 – стальная полоса; 5 – швеллер №10...12; 6 – опорная плита; 7 – закладная в колонне; 8 – колодцы в оголовке колонны

Подобным же образом решаются опорные узлы балок на стальные колонны.

При проектировании балок покрытия пролетом более 25 метров или с криволинейной осью одна опора должна выполняться шарнирно-подвижной.

При проектировании зданий с полным каркасом за рубежом шаг колонн часто принимают равным двукратному шагу балок покрытия. В этом случае по верху колонн укладываются подстропильные элементы, выполняемые также из клееной древесины. Балки покрытия примыкают к подстропильным элементам в одном с ними уровне посредством различного типа металлических сварных «карманов» или столиков (рисунок 2.11).

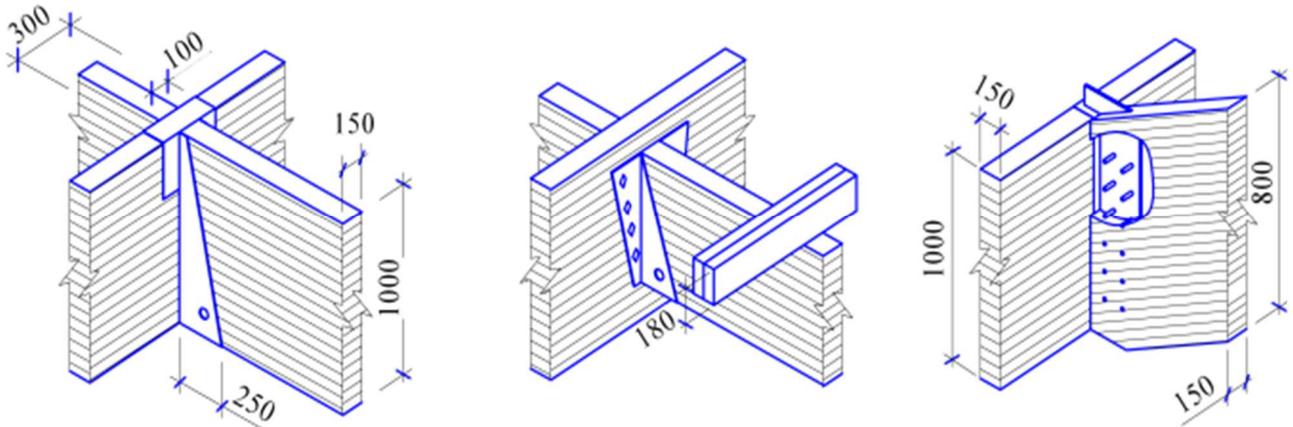


Рисунок 2.11 – Конструкция примыкания балок покрытия к подстропильным элементам из клееной древесины

В тех случаях, когда стойки каркаса выполняются из клееной древесины, необходимость применения опорных башмаков или карманов часто отпадает. Опираие балки в этом случае осуществляется непосредственно на оголовки колонны, опиленной в виде «вилки» (рисунок 2.12).

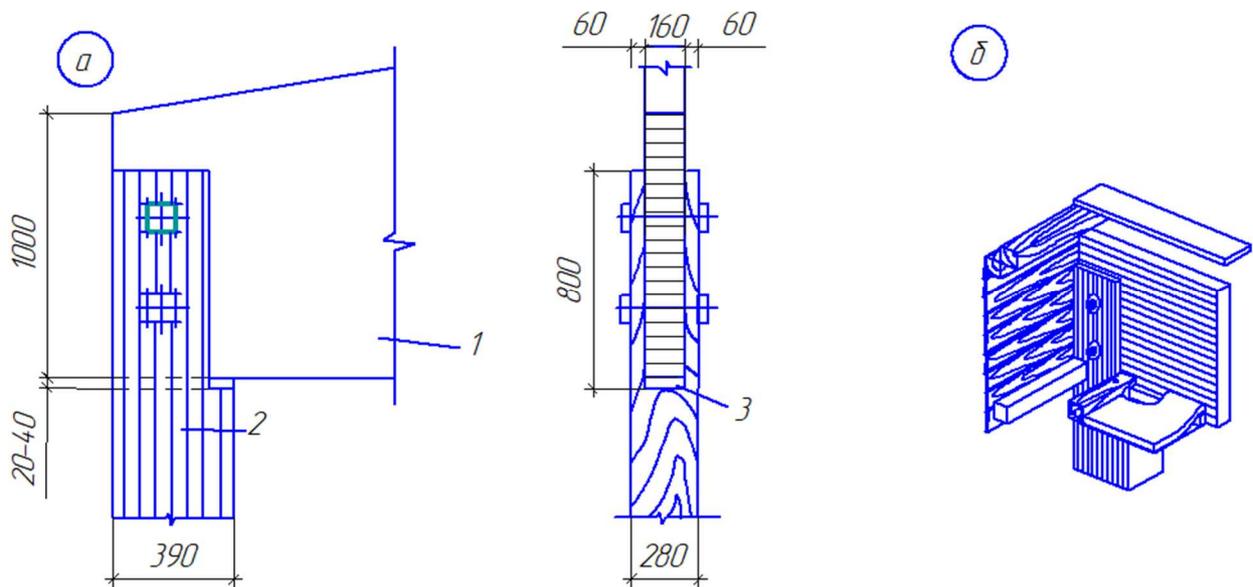


Рисунок 2.12 – Опираие балки на деревянную колонну (а) и вариант раздельного покрытия (б); 1 – балка; 2 – колонна; 3 - прокладка

С целью исключения передачи на торец колонны поперечных деформаций между балкой и колонной предусматривается прокладка из антисептированной твердой древесины, бакелизированной фанеры или стеклопластика

толщиной 20-40 мм. Площадь поперечного сечения колонны при этом назначается с учетом обеспечения прочности древесины балки на смятие поперек волокон.

Решение узла крепления крановых путей к балкам покрытия при проектировании производственных цехов с подвесным оборудованием грузоподъемностью от 1 до 3 тонн представлено на рисунке 2.13.

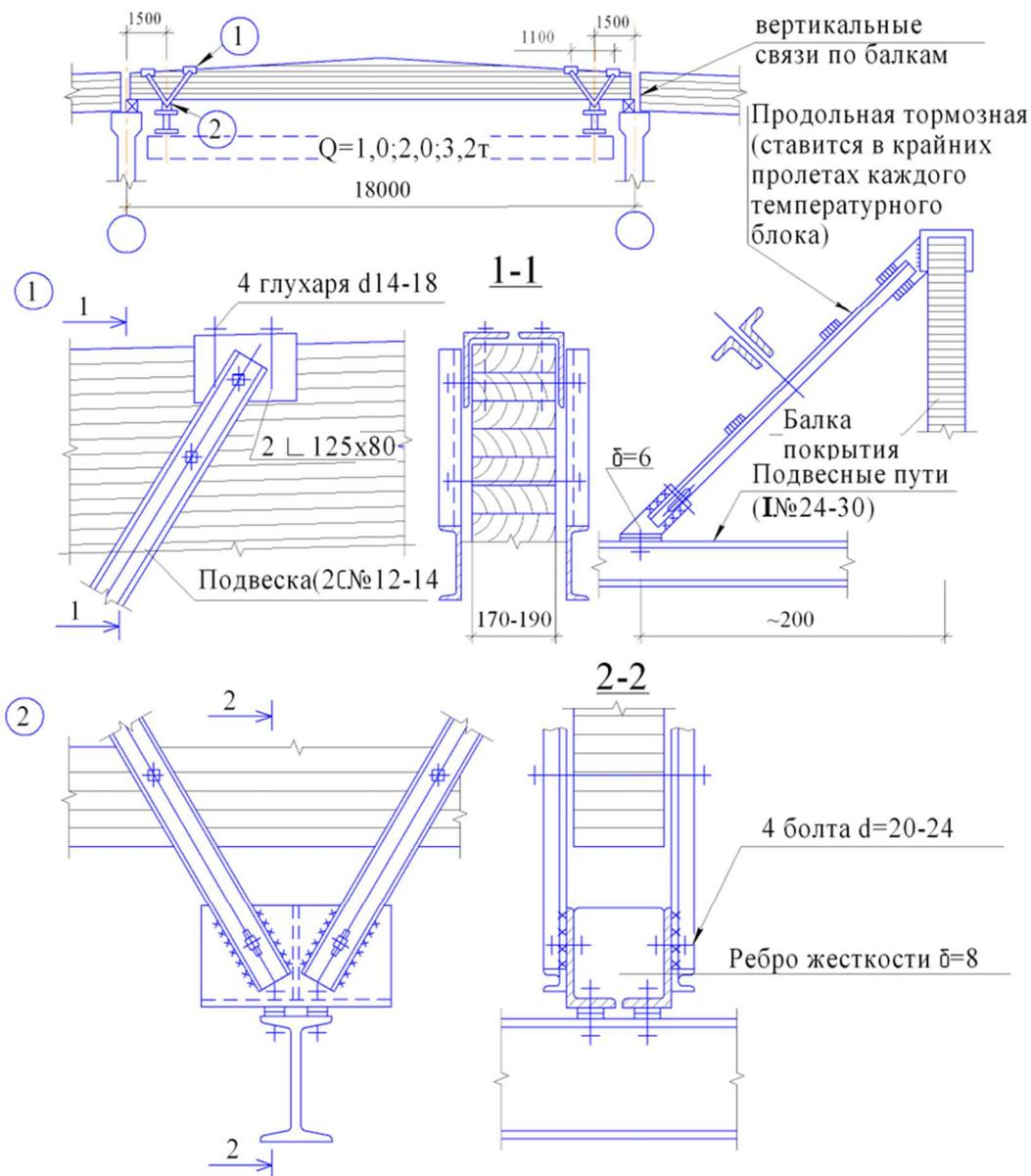


Рисунок 2.13 – Крепление путей кран-балки к балке покрытия

3. ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ УСТОЙЧИВОСТИ

Пространственная жесткость балочного покрытия восприятие ветрового давления, передаваемого через торцовую фахверковую стену, в зданиях с полным каркасом обеспечивается горизонтальными (в уровне верхних поясов балок) связевыми фермами (рисунок 3.1).

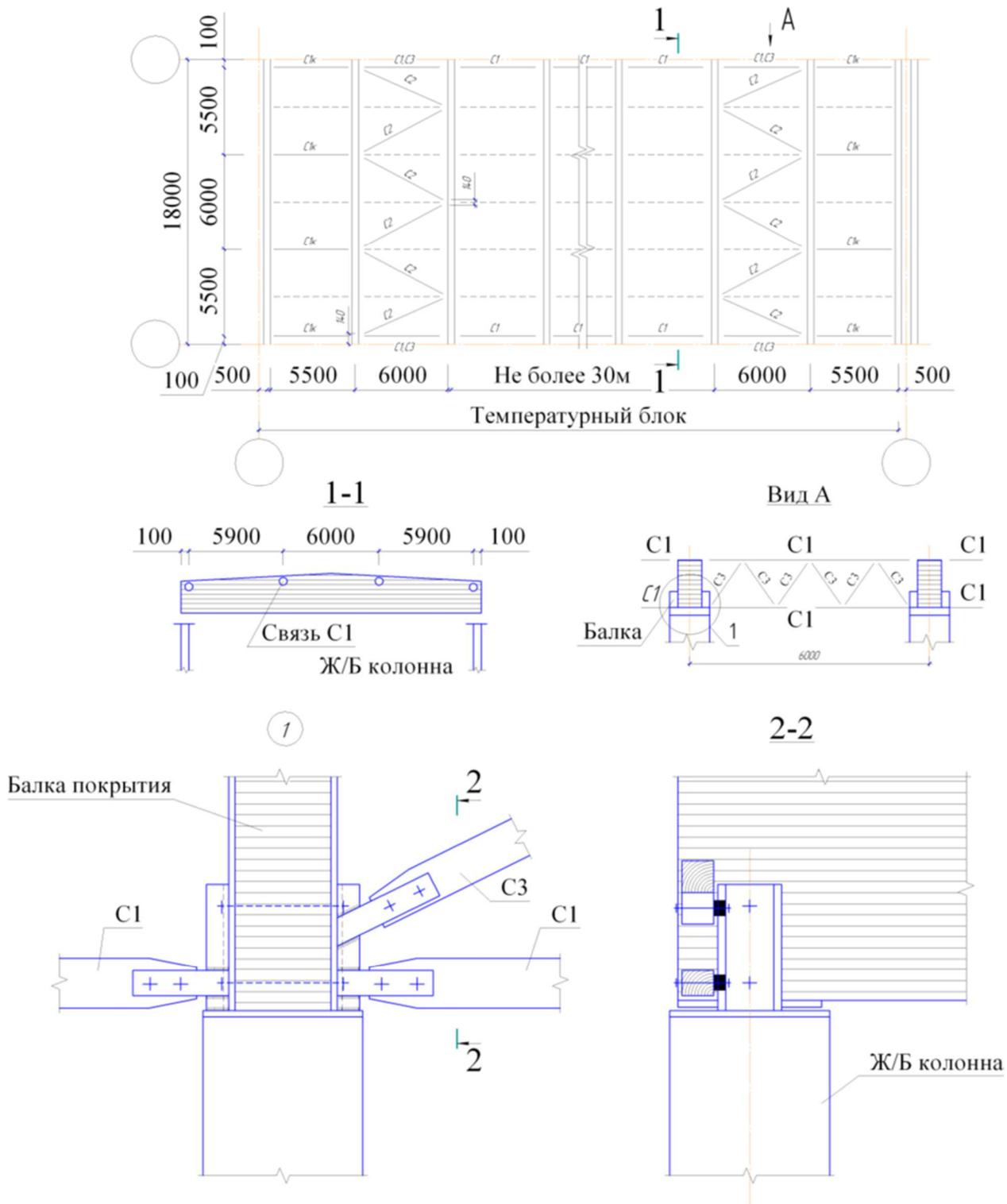


Рисунок 3.1 – Пространственное крепление балок в покрытии

Горизонтальные связевые фермы рекомендуется располагать непосредственно у торцевых стен или между ближайшими к ним несущими балками покрытия и в промежутках не реже, чем через 25-30 метров.

Связевые фермы у торцов здания могут не устраиваться, если торцовые каменные или железобетонные стены в состоянии воспринять горизонтальные нагрузки. Поясами связевых ферм являются сами балки покрытия; решетка их принимается раскосной из деревянных элементов или перекрестной из стальных тяжей, работающих только на растяжение. В последнем случае решетка связевых ферм обязательно должна иметь стойки, в качестве которых используются прогоны или панели кровли. Они же должны обеспечивать устойчивость верхних (сжатых) кромок балок из плоскости за счет надежного их крепления.

В случае если конструкция покрытия не обеспечивает устойчивость верхних поясов балок из плоскости, все балки соединяются между собой дополнительными распорками, проходящими через узлы связевых ферм. На рисунке 3.2 они показаны пунктиром.

При выполнении покрытия в виде двойного перекрестного настила, обеспечивающего восприятие действующих на диск покрытия усилий, горизонтальные связевые фермы и распорки могут не предусматриваться.

Устойчивость балок против опрокидывания обеспечивается устройством вертикальных связей (как правило, в опорных сечениях) или соответствующей конструкцией опорных узлов. Конструкция вертикальных связей в зависимости от типа и высоты балок покрытия показана на рисунке 3.2.

Расчет связевой системы производится на горизонтальные нагрузки действующие вдоль здания всем пролете. Они складываются из внешних силовых воздействий (ветра, сеймики, тормозных усилий кранов/тельферов и т.д.) и внутренних усилий в несущих конструкциях, возникающих под воздействием вертикальных нагрузок, вследствие отклонения от вертикали при монтаже и прогибности из рабочей плоскости.

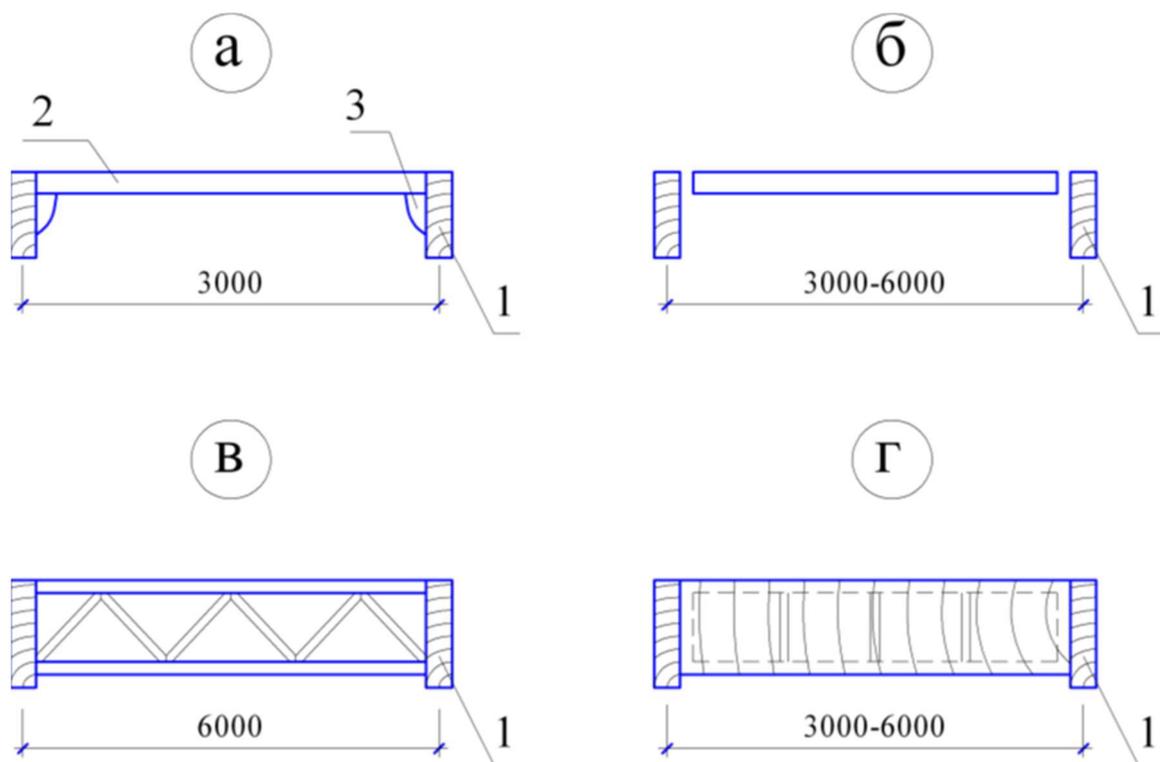


Рисунок 3.2 – Типы вертикальных связей. а – рамного типа; б – в виде клееной балки; в - решетчатая (в виде фермы); г – в виде клефанерного элемента.

1– балка; 2 – дощатый прогон; 3 – фанерная косынка.

4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОКРЫТИЯ ПО ДВУХСКАТНОЙ КЛЕЕНОЙ БАЛКЕ

4.1 Задание на проектирование

Выполнить расчет и конструирование ограждающей и несущей конструкции покрытия над неотапливаемым зданием склада готовой продукции. Здание находится в г. Владимир. Участок строительства не защищен от прямого воздействия ветра.

Температура в помещении – $t = \underline{\hspace{2cm}}$,

влажность воздуха в помещении – $\varphi = \underline{\text{нормальный режим}}$

Здание каркасное однопролетное, шириной (по разбивочным осям) - $L = \underline{16}$ м.

Колонны каркаса – железобетонные, сечением $\underline{400 \times 400}$ мм

Расчетный пролет балок покрытия по осям колонн - $l_{\text{расч}} = \underline{15,6}$ м.

Шаг несущих конструкций вдоль здания (колонн и балок покрытия) - $B = \underline{5,0}$ м.

Длина здания – $A = 11 \times B (\underline{55,0})$ м.

Шаг прогонов покрытия по балкам - $b_{\text{пр}} = \underline{1,5}$ м.

Высота помещения от пола до низа несущих конструкций – $H = \underline{6,0}$ м.

Пиломатериал несущих конструкций покрытия (балок и прогонов) – сосна, сорт 2,3.

4.2 Принятые параметры проектируемого здания

Таким образом, с учетом задания на проектирование и ГОСТ 27751 принимаем следующие параметры для проектирования:

- уровень ответственности – КС-2 - «нормальный» с коэффициентом надежности по ответственности – $\gamma_n=1,0$;
- по функциональному назначению класс конструкций – 2а;
- по условиям эксплуатации с нормальным режимом в помещении - 2.1; устанавливаем срок эксплуатации – 50 лет. (смотри табл. А1, А2, А3.)

4.3 Выбор конструктивного решения

В качестве несущих конструкций покрытия принимаем двускатные клееные балки из пакета досок. Балки опираются на железобетонные колонны сечением 400х400. По балкам укладываются неразрезные спаренные прогоны из двух досок, поставленных на ребро, со стыками вразбежку и скрепленных между собой по всей длине гвоздями через 250 мм. В целях обеспечения равнопрочности прогонов при изгибе расстояния от крайних балок до торцевых стен принимается равным $0,2 \times 5,0 = 4,0$ м.

По прогонам укладывается сплошной рабочий настил из сосновых досок сечением 25х150 согласно ГОСТ 24454-80. К рабочему настилу сверху пришиваются доски сплошного защитного настила толщиной 19 мм и шириной 100 мм, который является основанием под кровлю из изопласта (самоклеющийся материал). Доски защитного настила располагаются под углом 45° к рабочему.

Доски настила антипирированы и антисептированы.

4.4 Расчет конструкций покрытия

Расчетные сопротивления материалов

Расчетное сопротивление досок рабочего настила, выполняемого из досок третьего сорта, согласно примечаниям к табл. П1 принимается как для второго сорта пиломатериала, указанного в задании (сосна, 2-го сорта):

$$R_u = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} \cdot m_{п} \cdot m_{с.с.} = 19,5 \cdot 0,66 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 12,87 \text{ МПа}$$

$m_{дл} = 0,66$ – режим нагружения Г по табл.4 [1], или табл. П2;

$m_{в} = 1,0$ – коэффициент, определяемый по таблице 9 [1] или табл. П4 для 2-го класса эксплуатации (влажность воздуха до 65%);

$m_{п} = 1,0$ – коэффициент, определяемый по таблице 5 [1] или табл. П3 для породы при изгибе и сжатии: сосна.

$m_{с.с.} = 1,0$ – коэффициент, определяемый по таблице 13 [1] или табл. П8 для срока эксплуатации 50 лет.

Расчетное сопротивление досок рабочего настила при расчете по второй схеме загрузки с монтажной нагрузкой:

$$R_{и} = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} \cdot m_{п} \cdot m_{с.с.} = 19,5 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 15,44 \text{ МПа,}$$

$m_{дл} = 0,8$ – режим нагружения Е по табл.4 [1]

Снеговая нагрузка

Нормативное значение веса снегового покрова S_g на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли принимается в зависимости от снегового района территории Российской Федерации. Город Владимир согласно карте 1 районирования по СП 20.13330.2016 находится в III снеговом районе: вес снегового покрова согласно табл. 10.1 [2] составляет $1,5 \text{ кПа}$ (150 кгс/м^2).

Нормативное значение снеговой нагрузки, действующей на покрытие здания определяется по формуле 10.1 (пункта 10.1) [2]:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,745 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 1,12 \text{ кПа.}$$

Здесь c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра и иных факторов, определяемый согласно п.п. 10.5-10.9 для зданий, незащищенных от воздействия ветра с уклоном покрытия $<12\%$ по формуле 10.2:

$$c_e = (1,2 - 0,4\sqrt{k})(0,8 + 0,002l_c),$$

k – коэффициент, принимаемый по таблице 11.2 п.11.1.6 (как для местности типа «В» при высоте здания от 5,0 до 10,0 м); учитывая, что участок строительства не защищен от ветровых воздействий; принимаем $k = 0,65$;

l_c – характерный размер покрытия, вычисляемый по формуле:

$$l_c = 2 \cdot b - \frac{b^2}{l} = 2 \cdot 13,4 - \frac{13,4^2}{55} = 23,54,$$

где b – наименьший размер покрытия (ширина здания 13,4 м);

l – наибольший размер покрытия (общая длина здания по заданию) – 55,0

м;

$$c_e = \left(1,2 - 0,4\sqrt{0,65}\right) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot 23,54) = 0,8775 \cdot 0,847 = 0,743;$$

c_r – термический коэффициент, принимаемый по п. 10.10 [2]; $c_t = 1,0$;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова на земле к снеговой нагрузке на покрытии, принимаемый по п. 10.4 и прил. Б.1 [2]: $\mu = 1,0$.

Выкопировка из [2.]:

11.1.6. Коэффициент $k(z^e)$ для высот $z^e \leq 300$ м определяется по таблице 11.2 или по формуле (11.4), в которых принимаются следующие типы местности:

A - открытые побережья морей, озер и водохранилищ, сельские местности, в том числе с постройками высотой менее 10 м, пустыни, степи, лесостепи, тундра;

B - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м;

C - городские районы с плотной застройкой и зданиями высотой более 25 м.

Сооружение считается расположенным в местности данного типа, если эта местность сохраняется с наветренной стороны сооружения на расстоянии $30h$ - при высоте сооружения $h < 60$ м и на расстоянии 2 км – при $h > 60$ м.

Таблица 11.2

Высота z^e , м	Коэффициент k для типов местности		
	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>
≤ 5	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55

Таким образом, нормативное значение веса снегового покрова на покрытии для расчета его элементов равно

$$S_0 = 1,12 \text{ кПа} = 1120 \text{ Па}$$

Пониженное нормативное значение снеговой нагрузки (для расчета по второй группе предельных состояний) согласно п. 10.11, для района со средней температурой января ниже -5^0 С определяется умножением нормативного зна-

чения снеговой нагрузки на понижающий коэффициент 0,5, при значениях $c_e = 1,0$; $c_t = 1,0$ и в нашем случае равно:

$$S_{0,л.} = 1,5 \cdot 0,5 = 0,75 \text{ кПа.} = 750 \text{ Па}$$

Согласно п. 9.15 [1] настилы рассчитываются на следующие сочетания нагрузок:

1. Постоянная и временная от снега (расчет на прочность и прогиб);
2. Постоянная и временная от сосредоточенного груза $N = 1 \text{ кН}$ с умножением последнего на коэффициент надежности $n = 1,2$ (расчет только на прочность).

При сплошном или при разреженном настиле расстоянием между осями досок не более 150 мм нагрузка от сосредоточенного груза передается двум доскам, а при расстоянии более 150 мм – одной доске.

При двойном настиле (рабочем и защитном, направленном под углом к рабочему) сосредоточенный груз принимаем распределенным на ширину 500 мм рабочего настила, т.е.:

$$N_p = \frac{N \times 1,2}{0,5}$$

Схема поперечного разреза проектируемого здания показана на рисунке 4.1, а монтажного плана покрытия – на рисунке 4.2.

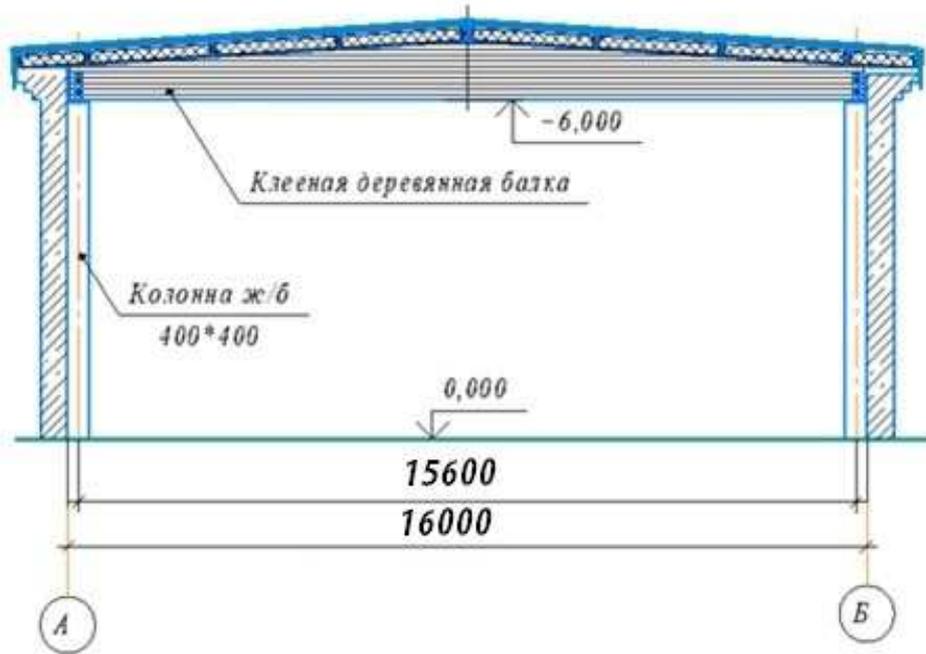


Рисунок 4.1 – Схема поперечного разреза здания

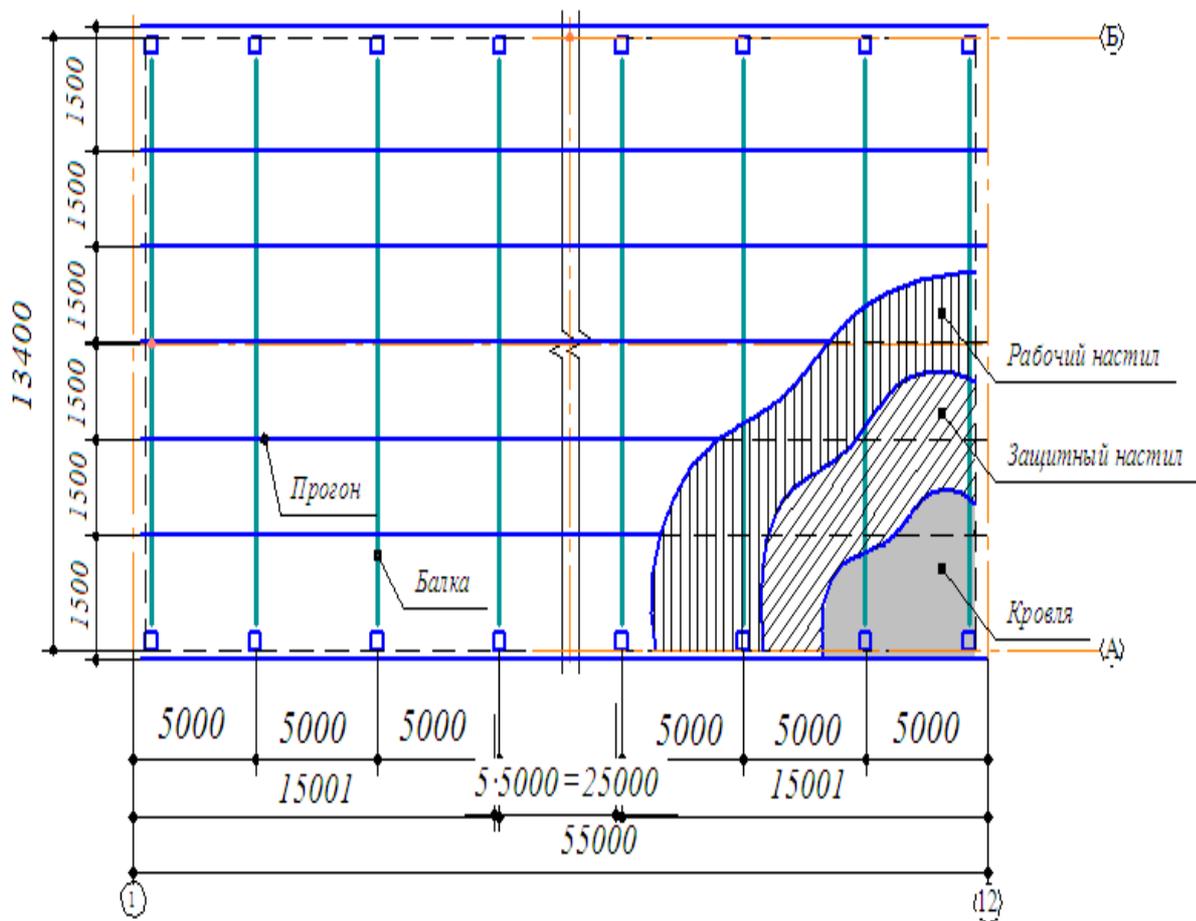


Рисунок 4.2 – Монтажный план покрытия

Сбор нагрузок на настил

Таблица 4.1.

Сбор нагрузок для расчета настила

№	Конструктивные элементы и нагрузки	Нормативная нагрузка, Па, (Н/м ²)	γ_f	Расчетная нагрузка? Па, (Н/м ²)
1. Постоянные нагрузки				
1.1	Трехслойный изопласт 3×45	135	1,3	175,5
1.2	Защитный настил из досок толщиной 19 мм $\delta_{зн} \cdot \rho \cdot g = 0,019 \cdot 500 \cdot 10^*$	95	1,1	104,5
1.3	Рабочий настил из досок толщиной 25 мм $\delta_{рн} \cdot \rho \cdot g = 0,025 \cdot 500 \cdot 10$	125	1,1	137,5
	Итого постоянная нагрузка на рабочий настил	$g_n^н = 385$	-	$g^н = 450,5$
2. Временная нагрузка				
2.1	Снеговая нагрузка для расчета рабочего настила на прочность	$S_0 = 1120$	1,4	$S_1 = 1568$
2.2	Снеговая нагрузка для расчета рабочего настила по прогибам	$S_{0,п} = 750$	-	-
3. Всего:				
3.1	Полная расчетная нагрузка для расчета настила на прочность от I-го сочетания нагрузок $g = g^н + S_1$	-	-	$g = 2018,5$
3.2	Полная нормативная нагрузка для расчета настила по прогибам $g^н = g_n^н + S_{0,п}$	$g^н = 1135$	-	-
Примечания:				
*- в пунктах 1.2 и 1.3 - $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ – плотность древесины сосны (табл.Г.1, приложения Г [1]); $\delta_{зн}$ – толщина досок защитного настила; $\delta_{рн}$ – толщина досок рабочего настила; $b_{рн}$ – ширина досок рабочего настила.				

Расчет рабочего настила

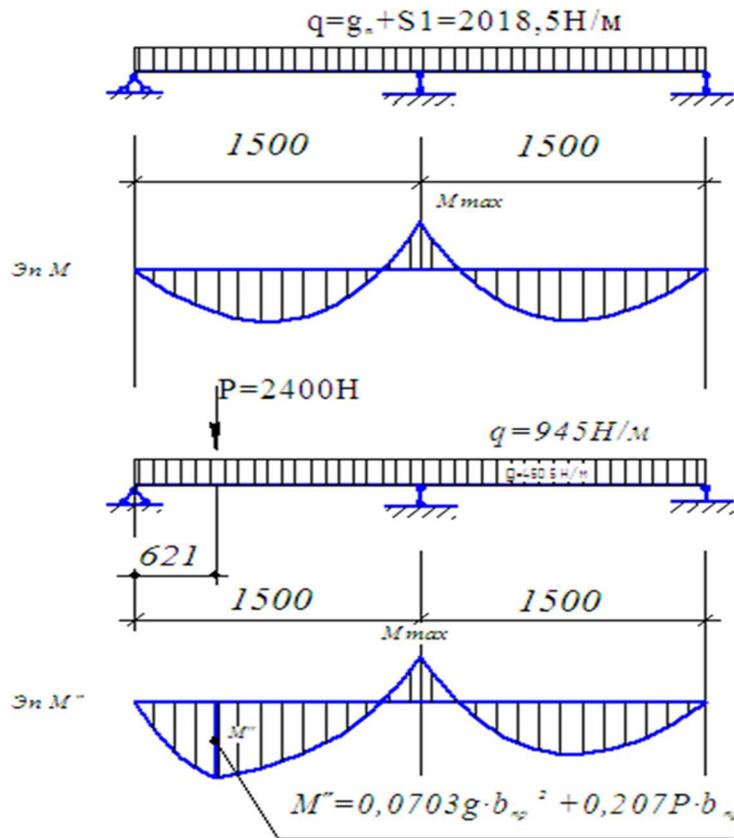


Рисунок 4.3. – Схемы загрузки для расчета рабочего настила: а-первое сочетание нагрузок; б-второе сочетание нагрузок.

Расчет рабочего настила на **первое** сочетание нагрузок

$$q_1 = g \cdot b_n \cdot \gamma_n = 2018,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 2018,5 \text{ Н/м}$$

Где $b_n = 1,0$ м – ширина расчетной полосы;

$\gamma_n = 1,0$ – коэффициент надежности.

Шаг прогонов $B_{пр} = 1,5$ м.

$$M^1 = \frac{q_1 \cdot B_{пр}^2}{8} = \frac{2018,5 \cdot 1,5^2}{8} = 567,7 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$W = \frac{b_n \cdot \delta_{рн}^2}{6} = \frac{100 \cdot 2,5^2}{6} \cdot 10^{-6} = 104,17 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

$$I = \frac{b_n \cdot \delta_{рн}^3}{12} = \frac{100 \cdot 2,5^3}{12} \cdot 10^{-8} = 130,21 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Проверка прочности настила по нормальным напряжениям

$$\frac{M^1}{W} = \frac{567,7}{104,17 \cdot 10^{-6}} = 5,45 \cdot 10^6 \text{ Па} = 5,45 \text{ МПа} \leq R_u = 12,87 \text{ МПа}$$

Полная линейная нормативная нагрузка на рабочий настил

$$q^H = g^H \cdot b_H \cdot \gamma_n = 1135 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1135 \text{ Н/м}$$

Прогиб настила:

$$f = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{1135 \cdot 1,5^4}{0,9 \cdot 10^{10} \cdot 130,21 \cdot 10^{-8}} = 0,0027 \text{ м}$$

где $E = E_{0,ср} \cdot m_{длЕ} \cdot m_B \cdot m_{с.с.} = 1 \cdot 10^{10} \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,9 \cdot 10^{10} \text{ Па}$ –

модуль упругости древесины вдоль волокон;

$E_{0,ср}$ – среднее значение модуля упругости древесины вдоль волокон, принятый по п. В.2 [1], равным $10 \text{ ГПа} = 1 \times 10^{10} \text{ Па}$;

$m_{длЕ} = 0,9$ – режим нагружения Г по табл.4 [1].

В соответствии с п. 7.34 [1] прогибы конструкций не должны превышать предельных значений f_u , установленных таблицей Д.1 [2], или табл. П10 для настила

$$f_u = \frac{l}{135} = \frac{1,5}{135} = 0,01 \text{ м}$$

$$f = 0,002 \text{ м} < f_u = 0,01 \text{ м}$$

Следовательно, прочность и жесткость рабочего настила обеспечены.

Расчет рабочего настила на **второе** сочетание нагрузок

$$P = \frac{N \cdot 1,2}{0,5} = \frac{1,0 \cdot 1,2}{0,5} = 2400 \text{ Н}$$

$$q_2 = g^H \cdot b_H \cdot \gamma_n = 450,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 450,5 \text{ Н/м}$$

$$M_2 = 0,0703 \cdot q_2 \cdot B_{пр}^2 + 0,207 \cdot P \cdot B_{пр} = \\ = 0,0703 \cdot 450,5 \cdot 1,5^2 + 0,207 \cdot 2400 \cdot 1,5 = 768,95 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$W = \frac{b_H \delta_{р.н.}^2}{6} = \frac{100 \cdot 2,5^2}{6} = 104,2 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

Проверка прочности настила по нормальным напряжениям:

$$\frac{M_2}{W} = \frac{768,95}{104,2 \cdot 10^{-6}} = 7,38 \text{ МПа} \leq R_H = 15,4 \text{ МПа}$$

Прочность настила при втором сочетании нагрузок обеспечена.

4.5 Расчет прогонов

Расчетную нагрузку на 1 м^2 настила приведем к линейной расчетной нагрузке на 1 м.п. прогона для этого нагрузку умножим на $B_{пр} \cdot \gamma_n$.

Задаемся сечением досок прогона, предполагая, что оптимальная высота его сечения должна составлять примерно $\frac{1}{20} \div \frac{1}{30}$ -от пролета, а ширина – не менее трети высоты: принимаем предварительное сечение прогона с размерами: высота $h_{пр} = l \cdot \frac{1}{25} = 5000 \cdot \frac{1}{25} = 200 \text{ мм}$;

Принимаем сортаменту прогон из двух досок, по табл. П11, высоту прогона $h_{пр} = 200 \text{ мм}$; а ширину $b_{пр} = 50 \cdot 2 = 100 \text{ мм}$.

Таблица 4.2.

Сбор нагрузок для расчета прогона (шаг прогонов $B_{пр} = 1,5\text{м}$)

№	Конструктивные элементы и нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м	γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м
1.	Постоянные нагрузки			
1.1	Трехслойный Изопласт $3 \times 45 \times 1,5$	202,5	1,3	263,25
1.2	Защитный настил из досок толщиной 19мм; $\delta_{зн} \cdot \rho \cdot g \cdot B_{пр} = 0,019 \cdot 500 \cdot 10 \cdot 1,5$	142,5	1,1	156,75
1.3	Рабочий настил из досок толщиной 25 мм; $\delta_{рн} \cdot \rho \cdot g \cdot B_{пр} = 0,025 \cdot 500 \cdot 10 \cdot 1,5$	187,5	1,1	206,25
1.4	Собственный вес прогона: $b_{пр} \cdot h_{пр} \cdot \rho \cdot g = 2 \cdot 0,050 \cdot 0,20 \cdot 500 \cdot 10$	100	1,1	137,5
	Итого постоянная нагрузка	$g_n^n = 632,5$	-	$g^n = 736,3$
2.	Временная нагрузка			
2.1	Снеговая нагрузка для расчета прогона на прочность $S_0 \times B_{пр}$	$1120 \cdot 1,5 = 1680$	1,4	$S_1 = 2352$
2.2	Снеговая нагрузка для расчета прогона по прогибам $S_{0,п} \times B_{пр} \times 0,5$	$750 \cdot 1,5 = 1125$	-	-
<u>Примечания:</u>				
1. В п. 1.2 и 1.3 $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ – плотность древесины сосны (1и 2 класс эксп.) [1]; $\delta_{зн}$ – толщина досок защитного настила; $\delta_{рн}$ – толщина досок рабочего настила.				

При расчете прогонов в соответствии с требованиями п. 10.4 (Примечание 4) [2] при расчете прогонов необходимо учитывать локальную неравномерность снегоотложений путем введения коэффициента $\mu = 1,1$:

Нагрузка на прогон с учетом неравномерности снегоотложений:

- расчетная нагрузка:

$$q_{\text{пр1}} = g^{\text{п}} + S_1 \cdot \mu = 736,3 + 2352 \cdot 1,1 = 3323,5 \text{ Н/м}$$

- нормативная длительная нагрузка:

$$q_{\text{пр1}}^{\text{н}} = g_{\text{пр}}^{\text{п}} + S_{\text{н,дл}} \cdot \mu = 632,5 + 1125 \cdot 1,1 = 1870 \text{ Н/м}$$

Расчетный пролет прогона $l = B = 5,0 \text{ м}$

Расчетный изгибающий момент

$$M_{\text{оп}} = \frac{q_{\text{пр1}} \cdot l^2}{12} = \frac{3323,5 \cdot 5,0^2}{12} = 6923,96 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Момент сопротивления прогона

$$W = \frac{b \cdot h_{\text{пр}}^2}{6} = \frac{10,0 \cdot 20,0^2}{6} \cdot 10^{-6} = 666,7 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

Момент инерции сечения прогона

$$I = \frac{b \cdot h_{\text{пр}}^3}{12} = \frac{10,0 \cdot 20,0^3}{12} \cdot 10^{-8} = 6666,7 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Проверка прочности прогона по нормальным напряжениям

$$\frac{M_{\text{оп}}}{W} = \frac{6923,96}{666,7 \cdot 10^{-6}} = 10,38 \text{ МПа} \leq R_u = 12,87 \text{ МПа}$$

Расчетное сопротивление досок прогона, для второго сорта пиломатериала, указанного в задании:

$$R_u = R_{\text{и}}^{\text{А}} \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{п}} \cdot m_{\text{с.с.}} = 19,5 \cdot 0,66 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 12,87 \text{ МПа}$$

Прочность прогона обеспечена.

Прогиб прогона:

$$f = \frac{1}{384} \cdot \frac{q_{\text{пр1}}^{\text{н}} \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{1}{384} \cdot \frac{1870 \cdot 5,0^4}{0,9 \times 10^{10} \times 6666,7 \cdot 10^{-8}} = 0,0042 \text{ м}$$

Для прогона в соответствии с таблицей Д.1 [2], или табл. П10 $f_u = \frac{l}{183} =$

$$\frac{5,0}{183} = 0,027 \text{ м.}$$

Условие жесткости обеспечено $f = 0,0042 \text{ м} < f_u = 0,027 \text{ м}$

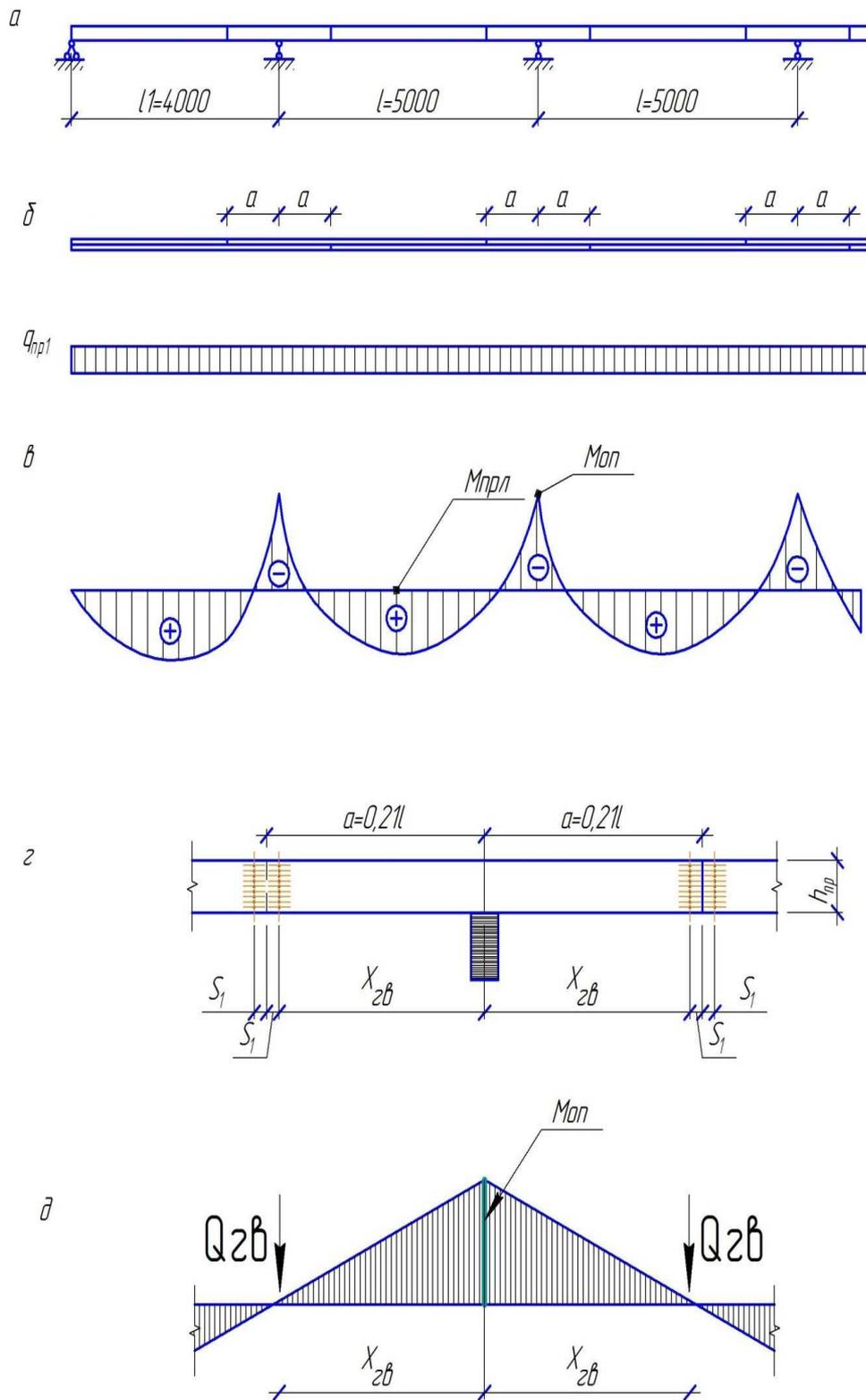


Рисунок 4.4. – Нерезной спаренный прогон: а-общий вид; б - план прогонов; в - расчетная схема прогонов; г - конструктивная схема стыков; д - расчетная схема к расчету стыка.

Расчет стыка прогона

Принимаем для крепления стыков досок гвозди диаметром $d = 4$ мм и длиной $l = 100$ мм и однорядную расстановку: при этом толщина пробиваемых досок «с» должна быть больше 10 диаметров гвоздя:

$$c = 5,0 \text{ см} > 10 \cdot d = 4,0 \text{ см.}$$

Расстояние от опоры прогона до стыка досок:

$$x = 0,21 l = 0,21 \cdot 5,0 = 1,05 \text{ м}$$

$$x_{\text{ГВ}} = x - 15 \cdot d_{\text{ГВ}} = 1,05 - 15 \cdot 0,004 = 0,99$$

Где $x_{\text{ГВ}}$ - расстояние от опоры до геометрического центра размещения гвоздей, которое принимается равным:

-при однорядной расстановке гвоздей $x_{\text{ГВ}} = a - S_1$

- при двухрядной расстановке гвоздей $x_{\text{ГВ}} = a - S_1 - \frac{S_1}{2}$

$$Q_{\text{ГВ}} = \frac{M_{\text{оп}}}{2 \cdot x_{\text{ГВ}}} = \frac{7139,38}{2 \cdot 0,99} = 3605,74 \text{ Н}$$

Если $l_{\text{ГВ}} = 100$ мм и толщина прогона $2 \cdot c = 2 \cdot 50 = 100$ мм, то рабочая длина гвоздя $a_{\text{ГВ}}$ во второй доске равна:

$$a_{\text{ГВ}} = l_{\text{ГВ}} - c - 1,5 \cdot d_{\text{ГВ}} - 0,2 = 10,0 - 5,0 - 1,5 \cdot 0,4 - 0,2 = 4,2 \text{ см} > 4 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ см}$$

должно выполняться условие $a_{\text{ГВ}} \geq 4 \cdot d_{\text{ГВ}}$, условие выполняется.

Несущая способность одного условного «среза» гвоздя в соответствии с таблицей 18 [1]:

-из условия изгиба гвоздя

$$\begin{aligned} T_{\text{и}} &= (3,1 \cdot d_{\text{ГВ}}^2 + 0,012 \cdot a_{\text{ГВ}}^2) \sqrt{m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{с.с.}}} = \\ &= (3,1 \cdot 0,4^2 + 0,012 \cdot 4,2^2) \sqrt{0,66 \cdot 1,0 \cdot 1,0} = (0,496 + 0,212) \cdot 0,812 = \\ &= 0,575 \text{ кН} \end{aligned}$$

С учетом условия $T_{\text{и}} \leq 5 \cdot d_{\text{ГВ}}^2 \sqrt{m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{с.с.}}} = 5 \cdot 0,4^2 \cdot 0,812 = 0,65 \text{ кН}$

-из условия смятия древесины в более толстых элементах односрезных соединений:

$$T_{\text{см,1}} = 0,55 \cdot c \cdot d_{\text{ГВ}} \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{с.с.}} = 0,55 \cdot 5,0 \cdot 0,4 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 = 0,726 \text{ кН}$$

-из условия смятия древесины в более тонких элементах односрезных соединений: при соблюдении условия $c > a = a_{2\sigma} > 0,35 \cdot c = 50 > 42 > 17,5$ мм.

$$T_{см,2} = k_H \cdot a_{ГВ} \cdot d_{ГВ} \cdot m_{дл} \cdot m_B \cdot m_{с.с.} = 0,38 \cdot 4,2 \cdot 0,4 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 = 0,421 \text{ кН}$$

$k_H = 0,38$ – определяется линейной интерполяцией в зависимости от отношения $\frac{a_{ГВ}}{c} = \frac{4,2}{5,0} = 0,84$ по таблице 20 [1] или таб. П9.

Расчетная несущая способность гвоздя:

$$T_p = T_{min} = 0,421 \text{ кН} = 421 \text{ Н}$$

Требуемое количество гвоздей на одну сторону стыка

$$n = \frac{Q_{ГВ}}{T_p} = \frac{3605,74}{421} = 8,6 \text{ шт.}$$

Принимаем 10 гвоздей в один ряд с расстоянием от крайнего ряда гвоздей до кромки доски $S_3 = 20$ мм и расстоянием между осями гвоздей $S_2 = 20$ мм, что больше $4 \cdot d_{2\sigma} = 4 \cdot 4 = 16$ мм

Если расстановка не выполняется, рассмотреть вариант расстановки в 2 ряда с перерасчетом соединения.

Конструкция стыка прогона показана на рисунке 4.5.

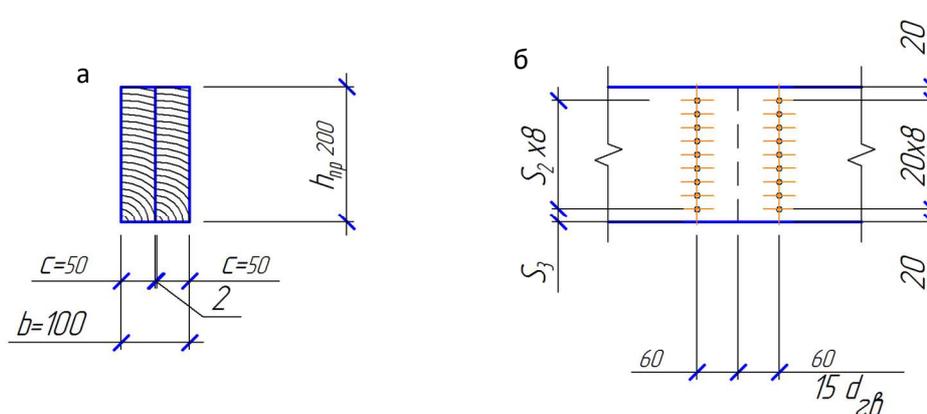


Рисунок 4.5 – Стык досок в прогоне: а- сечение прогона; б-гвоздевой забой.

4.6 Расчет двускатной балки

Нормативная нагрузка от собственного веса балки определяется по формуле:

$$g_6^H = \frac{g_n^H + S_0}{\frac{k_{св} \cdot L_p}{1000} - 1} = \frac{438 + 1120}{\frac{6 \cdot 15,6}{1000} - 1} = 119,6 \frac{\text{Н}}{\text{м}}$$

где $g_{\text{п}}^{\text{н}} = 657,5/1,5 = 438 \text{ Па}$ – нормативное значение постоянной нагрузки на балки из табл. 2, поделенное на шаг прогонов;

$S_0 = 1,12 \text{ кПа} = 1120 \text{ Па}$ – нормативное значение веса снегового покрова на покрытии для расчета его элементов равно.

$k_{\text{св}} = 6$ – показатель веса балки;

$l_p = 15,6 \text{ м}$ – расчетный пролет балки.

Приведем нагрузку на 1 м^2 покрытия (настил, прогон и балка) к линейной нагрузке на балку для этого умножим ее на $B \cdot \gamma_n \cdot 1,0 = 5,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0$, где $B = 5,0 \text{ м}$ – шаг балок.

Таблица 4.3.

Сбор нагрузок для расчета балки (шаг балок 5,0 м)

№	Конструктивные элементы и нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м	γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м
1. Постоянные нагрузки				
1.1	Трехслойный изопласт 3×45×5,0	675	1,3	877,5
1.2	Защитный настил из досок толщиной 19 мм $\delta_{\text{зн}} \cdot \rho \cdot g \cdot B = 0,019 \cdot 500 \cdot 10 \cdot 5,0$	475	1,1	522,5
1.3	Рабочий настил из досок толщиной 25 мм $\delta_{\text{рн}} \cdot \rho \cdot g \cdot B = 0,025 \cdot 500 \cdot 10 \cdot 5,0$	625	1,1	687,5
1.4	Прогон из двух спаренных досок $b_{\text{пр}} \cdot h_{\text{пр}} \cdot \rho \cdot g \cdot B \cdot 1/l = 2 \cdot 0,050 \cdot 0,20 \cdot 500 \cdot 10 \cdot 5 \cdot 1,0/1,5$	333,3	1,1	366,7
1.6	Итого постоянная нагрузка на балку	$g_{\text{п}}^{\text{н}} = 2108,3$	-	$g_{\text{п}} = 2454,7$
1.7	Собств. Вес балки $g_6^{\text{н}} = 119,3 \times 5$	598	1,1	657,8
1.8	Всего постоянная нагрузка на балку	2706,3		3112
2. Временная нагрузка				
2.1	Снеговая нагрузка для расчета балки $S_0 \cdot 5,0 = 1120 \cdot 5,0$	5600	1,4	7840
2.2	Снеговая нагрузка для расчета балки на жесткость $S_{0,\text{п}} = S_0 \cdot 5,0 \cdot 0,5 = 1500 \cdot 5,0 \cdot 0,5$	3750	-	-
3. Всего:				

3.1	Полная расчетная нагрузка для расчета балки на прочность от I-го сочетания нагрузок $q_6 = g_6 + S_1$	-	-	$q_6 = 10952$
3.2	Полная нормативная нагрузка для расчета балки по прогибам $q_6^H = g_6^H + S_{0,п}$	$q_6^H = 6456,3$	-	-
<u>Примечания:</u> В п. 1.1 – 45,0 Па – вес одного слоя Изопласта; В п. 1.2 и 1.3 $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ – плотность древесины сосны (; $\delta_{зн}$ – толщина досок защитного настила; $\delta_{рн}$ – толщина досок рабочего настила.				

Подбор сечения балки

Ориентировочная высота балки по рекомендуемой относительной высоте (обычно в пределах от 1/10 до 1/15 части пролета):

$$h'_{б.к.} = \frac{1}{12} \cdot 15,6 = 1,3 \text{ м} = 1300 \text{ мм}$$

Минимальная ширина сечения клееных балок принимается, как правило, не менее 0,1 от высоты:

$$b_{б.к.} = \frac{1}{10} \cdot h_{б.к.} = \frac{1}{10} \cdot 1,3 = 0,13 \text{ м} = 130 \text{ мм}$$

Сечение komponуем из досок 32×150, до острожки. С учетом припусков на фрезерование пластей досок до их склеивания 6 мм, толщина досок составит $\delta = 32 - 6 = 26 \text{ мм}$. С учетом припусков на фрезерование боковых поверхностей клееных пакетов 20 мм определяем ширину сечения клееной балки в чистоте

$$b = 150 - 20 = 130 \text{ мм} = 0,13 \text{ м}$$

Определяем количество слоев в сечении балки

$$n = \frac{h_{б.к.}}{\delta} = \frac{1300}{26} = 50 \text{ слоев}$$

Высота сечения балки в середине пролета будет равна

$$h_6 = n \cdot \delta = 50 \cdot 26 = 1300 \text{ мм}$$

Принимаем уклон верхнего пояса двускатной клееной балки $i = \frac{1}{20}$, тогда высота балки на оси опоры составит:

$$h_{оп} = h_6 - i \cdot \frac{L_p}{2} = 1300 - \frac{1}{20} \cdot \frac{15600}{2} = 910 \text{ мм}$$

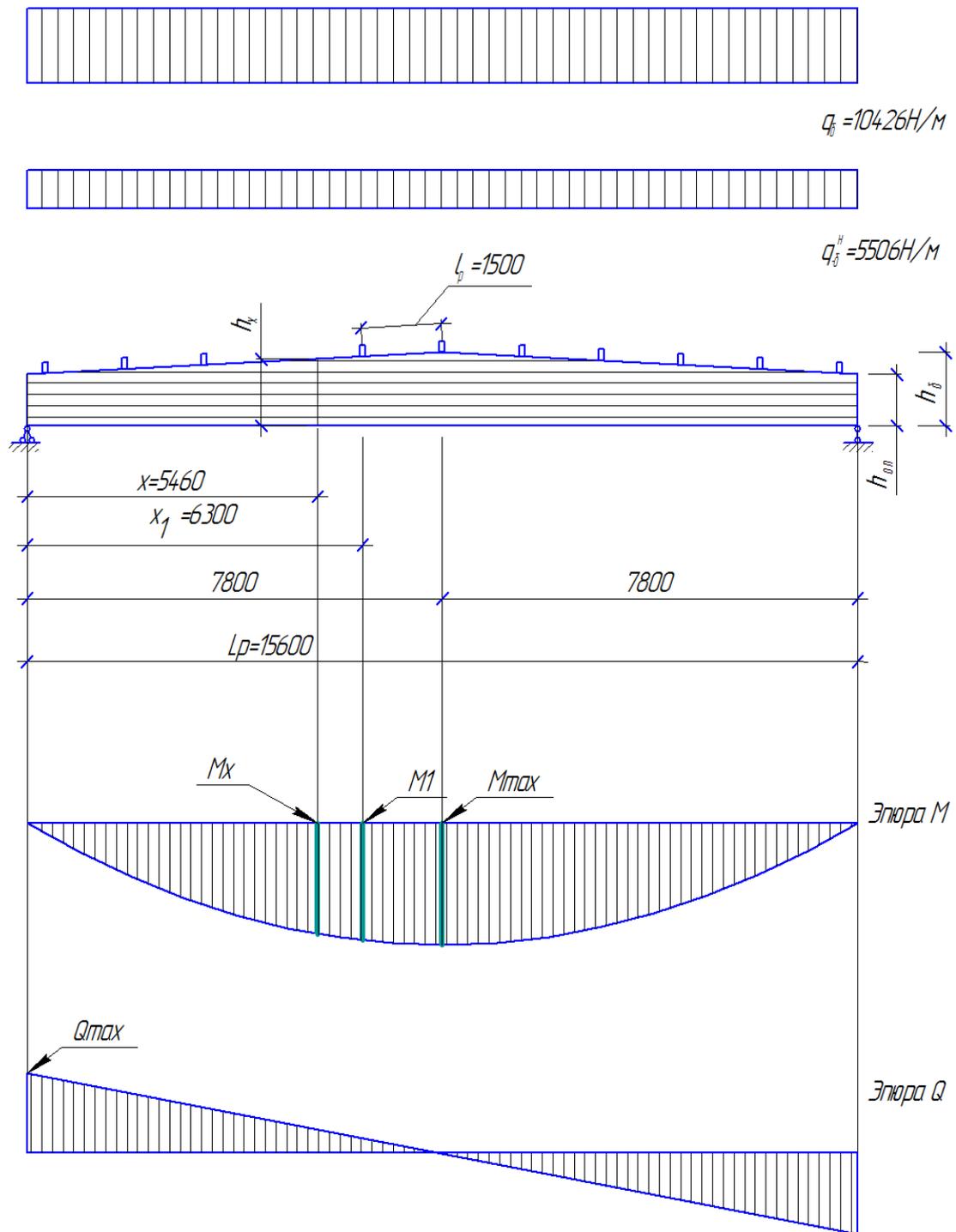


Рисунок 4.6 – Схема к расчету двускатной балки.

Определяем расстояние "x" от опоры до расчетного сечения с максимальным нормальным напряжением по формуле:

$$x = \frac{h_{\text{оп}} \cdot l_{\text{в}}}{2 \cdot h_{\text{б}}} = \frac{0,91 \cdot 15,6}{2 \cdot 1,3} = 5,46 \text{ м}$$

Высота балки в расчетном сечении

$$h_x = h_{\text{оп}} + i \cdot x = 0,91 + \frac{1}{20} \cdot 5,46 = 1,183 \text{ м}$$

Высота балки в торце, если длина балки равна: $h_{\text{тор}} = h_{\text{оп}} - i \cdot l_{\text{оп}}/2 = 0,91 - \frac{1}{20} \cdot 0,3/2 = 0,91 - 0,0075 = 0,902 \text{ м}$

Проверка прочности, устойчивости плоской формы деформирования и жесткости клееной балки

Опорная реакция и максимальный изгибающий момент в балке составят:

$$Q_{\text{max}} = \frac{q_6 \cdot L_p}{2} = \frac{10952 \cdot 15,6}{2} = 85425,6 \text{ Н}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{q_6 \cdot L_p^2}{8} = \frac{10952 \cdot 15,6^2}{8} = 333160 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Значение расчетного изгибающего момента в расчетном сечении определяется по формуле:

$$M_x = \frac{q_6 \cdot x \cdot (L_p - x)}{2} = \frac{10952 \cdot 5,46 \cdot (15,6 - 5,46)}{2} = 303175 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Геометрические характеристики поперечного сечения балки:

Момент сопротивления в расчетном сечении

$$W_x = \frac{b \cdot h_x^2}{6} = \frac{13 \cdot 118,3^2}{6} \cdot 10^{-6} = 30322,3 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

Момент сопротивления в середине пролета

$$W_{\text{бр}} = \frac{b \cdot h_6^2}{6} = \frac{13 \cdot 130,0^2}{6} \cdot 10^{-6} = 36616,7 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

Момент инерции в середине пролета

$$I = \frac{b \cdot h_6^3}{12} = \frac{13 \cdot 130^3}{12} \cdot 10^{-8} = 2380083 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Момент инерции на опоре

$$I_{\text{оп}} = \frac{b \cdot h_{\text{оп}}^3}{12} = \frac{13 \cdot 91^3}{12} \cdot 10^{-8} = 816368,6 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Статический момент сдвигаемой части сечения на опоре

$$S = \frac{b \cdot h_{\text{оп}}^2}{8} = \frac{13 \cdot 76,7^2}{8} \cdot 10^{-6} = 13456,6 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

Проверка прочности по *нормальным напряжениям* в расчетном сечении (x):

$$\frac{M_x}{W_x} = \frac{303175}{30322,3 \cdot 10^{-6}} = 9,99 \cdot 10^6 \text{ Па} = 9,99 \text{ МПа} \leq$$

$$\leq R_{\text{И}}^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{п}} \cdot m_{\text{б}} \cdot m_{\text{сл}} \cdot m_{\text{с.с}} = 21 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 1,05 \cdot 1 =$$

$$= 11,8 \text{ МПа}$$

где: $R_{\text{И}}^A = 21 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление изгибу сосновых элементов 2-го сорта шириной 130 мм и высотой менее 50 см, таблица 3 п. 1. [1] или табл. П1.

$m_{\text{б}} = 0,81$ – коэффициент, учитывающий высоту сечения клееной балки в расчетном сечении, в соответствии с таблицей 10 [1] или таб.П5, для высоты сечения балки 118 см.

$m_{\text{сл}} = 1,05$ – коэффициент, учитывающий толщину слоев клееной балки, в соответствии с таблицей 11 [1] или табл. П6, для толщины слоя 26 мм.

Проверка по касательным напряжениям на опоре:

$$\frac{Q_{\text{max}} \cdot S}{I_{\text{оп}} \cdot b} = \frac{85425,6 \cdot 13456,6 \cdot 10^{-6}}{816370 \cdot 10^{-8} \cdot 0,13} = 1,08 \cdot 10^6 \text{ Па} = 1,08 \text{ МПа} \leq$$

$$\leq R_{\text{СК}} = 1,56 \text{ МПа}$$

где $R_{\text{СК}} = R_{\text{СК}}^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{п}} \cdot m_{\text{сл}} \cdot m_{\text{с.с}} = 2,25 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,05 \cdot 1 = 1,56 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление скалыванию вдоль волокон при изгибе клееных элементов, в соответствии с таблицей 3 п. 5.6 [1] или таб.П1;

Проверка на *смятие* древесины поперек волокон на опоре:

$$\frac{Q_{\text{max}}}{A_{\text{оп}}} = \frac{Q_{\text{max}}}{b \cdot l_{\text{оп}}} = \frac{85425,6}{0,13 \cdot 0,30} = 2,19 \cdot 10^6 \text{ Па} = 2,19 \text{ МПа} \leq$$

$$\leq R_{\text{СМ},90} = R_{\text{СМ}}^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{п}} \cdot m_{\text{СМ}} \cdot m_{\text{с.с}} = 4,5 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 1 =$$

$$= 3,41 \text{ МПа}$$

где $l_{\text{оп}} = 0,3 \text{ м}$ – принятая длина опорной площадки,

$m_{\text{СМ}} = 1,15$ – при смятии поперек волокон при режиме нагружения В-К, п.6.9 пп. к [1].

Проверка *устойчивости плоской формы деформирования*

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования изгибаемых элементов с линейно меняющейся по длине высотой и постоянной шириной поперечного сечения следует производить в соответствии с п. 6.14 по формуле:

$$\frac{M_{max}}{\varphi_M \cdot K_{жм} \cdot W_{бр}} \leq R_{и}$$

где φ_M – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_\phi$$

где $l_p = 150$ см – расстояние между точками раскрепления, или шаг прогонов.

k_ϕ – коэффициент, определяется по табл. Е.1 [1] в зависимости от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p . В данном случае на участке $l_p = 1,5$ м эпюра моментов имеет очертание близкое к трапеции k_ϕ определяется по формуле:

$$k_\phi = 1,75 - 0,75 \cdot \alpha = 1,75 - 0,75 \cdot 0,963 = 1,03$$

где

$$\alpha = \frac{M_1}{M_{max}} = \frac{320839}{333160} = 0,963$$

M_1 – изгибающий момент на расстоянии 1,5 м от сечения M_{max} или на расстоянии $x_1 = \frac{15,6}{2} - 1,5 = 6,3$ м от опоры. Следовательно

$$M_1 = \frac{q_{полн} x_1 (l - x_1)}{2} = \frac{10425,7 \cdot 6,3 \cdot (15,6 - 6,3)}{2} = 320839 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{13^2}{150 \cdot 130} \cdot 1,03 = 1,25$$

Коэффициент $K_{жм}$ определяется по табл. Е.3 приложения Е [1]. Для двускатной балки с эпюрой моментов в виде трапеции на расчетной длине коэффициент $K_{жм}$ определяется по формуле:

$$K_{жм} = \beta^{\frac{1}{2}} = 0,942^{\frac{1}{2}} = 0,97$$

$$\beta = \frac{h_1}{h} = \frac{1,3 - 1/20 \cdot 1,5}{1,3} = 0,942$$

$$\frac{333160}{1,25 \cdot 0,97 \cdot 36616,7 \cdot 10^{-6}} = 7,5 \cdot 10^6 \text{Па} = 7,5 \text{МПа} \leq$$

$$\leq R_{\text{и}}^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{п}} \cdot m_{\text{б}} \cdot m_{\text{сл}} = 21 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 1,05 \cdot 1 = 11,6 \text{ МПа}$$

$m_{\text{б}} = 0,8$ – коэффициент, в соответствии с таблицей 10 [1] или табл.П5, для высоты сечения балки 130 см.

Устойчивость балки обеспечена.

Проверка прогиба балки

Максимальный прогиб определяется по формуле:

$$f = \frac{f_0}{k} \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h_{\text{б}}}{L_{\text{п}}} \right)^2 \right]$$

где f_0 – прогиб балки постоянного сечения высотой при загрузении линейной нагрузкой определяется из выражения:

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{б}}^{\text{н}} \cdot L_{\text{п}}^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{5506,3 \cdot 15,6^4}{0,9 \cdot 10^{10} \cdot 2380083 \cdot 10^{-8}} = 0,020 \text{ м}$$

Коэффициенты k и c принимаются по табл. Е.4, приложения Е [1] и учитывают соответственно влияние переменной высоты сечения и влияние деформаций сдвига от поперечной силы, определяемые по формулам:

$$\beta = \frac{h_{\text{оп}}}{h_{\text{б}}} = \frac{0,91}{1,3} = 0,7;$$

$$k = 0,15 + 0,85 \cdot \beta = 0,15 + 0,85 \cdot 0,70 = 0,745$$

$$c = 15,4 + 3,8 \cdot \beta = 15,4 + 3,8 \cdot 0,700 = 18,06$$

Следовательно, прогиб балки

$$f = \frac{0,020}{0,747} \cdot \left[1 + 18,06 \cdot \left(\frac{1,3}{15,6} \right)^2 \right] = 0,030 \text{ м}$$

не превышает предельно допустимого: $f_u = \frac{1}{227} \cdot L_{\text{п}} = \frac{15,6}{227} = 0,069 \text{ м}$, в соответствии с табл. Д.1 Приложения Д [2], или табл. П10 для клееных балок покрытия:

$$f = 0,030 \text{ м} < f_u = 0,069 \text{ м}.$$

Таким образом, условие жесткости обеспечено.

Проверка приопорной зоны по главным растягивающим напряжениям: одну из точек опасных сочетаний компонент плоского напряжённого состояния выбираем на нейтральном слое ($y=0$) на расстоянии от опорного поперечного сечения

$$X_1 = 1,1 \cdot h_{оп} = 1,1 \cdot 910 = 1001 \text{ мм}$$

Поперечная сила в рассматриваемом сечении

$$Q_{X1} = Q_{max} - q \cdot X_1 = 85425,6 - 10952 \cdot 0,670 = 78087,8 \text{ Н}$$

$$h_{X1} = h_{оп} + X_1 \cdot i = 910 + 1001 \cdot 1/20 = 960 \text{ мм}$$

Тогда касательное напряжение

$$\tau_{xy} = \frac{1,5 \cdot Q_{X1}}{b \cdot h_{X1}} = \frac{1,5 \cdot 74335,3}{130 \cdot 960} = 0,94 \text{ МПа}$$

Растягивающие напряжения от опорного давления при $y = 0$, $\eta = 0,016$,

$P_{он} = Q_{max}$:

$$\sigma_y^+ = \frac{2 \cdot P_{он} \cdot \eta}{b \cdot h_{X1}} = \frac{2 \cdot 85425,6 \cdot 0,016}{130 \cdot 960} = 0,022 \text{ МПа}$$

Сжимающие напряжения σ_y^- от q :

$$\sigma_y^- = \frac{-0,5 \cdot q}{b} = \frac{-0,5 \cdot 104952}{0,13} = -0,04 \text{ МПа}$$

$$\sum \sigma_y = 0,022 - 0,04 = -0,018 \text{ МПа}$$

Главное растягивающее напряжение:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 0,5 \cdot \left(\sum \sigma_y + \sqrt{\left(\sum \sigma_y \right)^2 + 4 \cdot \tau_{xy}^2} \right) = 0,5 \cdot \left(-0,018 + \sqrt{0,018^2 + 4 \cdot 0,94^2} \right) = \\ &= 0,93 \text{ МПа} \geq R_{p\alpha} = 0,76 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Так как $\sigma_x - \sigma_y = -0,018 < 0$, тогда

$$\alpha = 0,5 \arctg \frac{-2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} = 0,5 \arctg \frac{2 \cdot 0,94}{0,018} = 44,7^\circ$$

$$R_{p\alpha}^A = \frac{R_p^A}{1 + \left(\frac{R_p^A}{R_{p90}^A} - 1 \right) \sin^3 \alpha} = \frac{10}{1 + \left(\frac{10}{0,36} - 1 \right) \sin^3 44,7} = 1,16 \text{ МПа}$$

R_p^A – расчетное сопротивление древесины при растяжении вдоль волокон, МПа по табл. 3 [1].

R_{p90}^A – расчетное сопротивление древесины растяжению поперек волокон, МПа по табл. 3 [1].

$$R_{p\alpha} = R_{p\alpha}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} \cdot m_{п} \cdot m_{с.с.} = 1,16 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,76 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление клееной древесины 3 сорта растяжению под углом $\alpha = 44,7^{\circ}$ возможно определить по: график на рис.26 [6] или рис.1.8 [11] приблизительно равно 0,9 МПа.

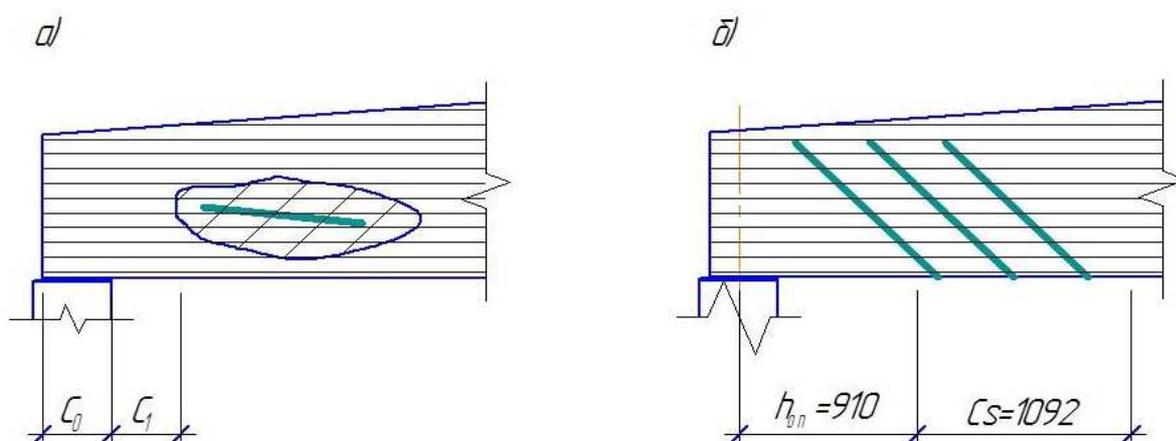


Рисунок 4.7 – Припорные зоны клееной балки: а) - вероятные места возникновения трещин; б) - локализация главных растягивающих напряжений наклонным армированием.

Необходимо либо увеличить ширину и высоту всей балки, либо изменить сорт древесины, например на второй, либо передать опасные растягивающие напряжения под углом к волокнам на вклеенные арматурные стержни. Увеличение ширины и высоты приводит к увеличению расхода материала в целом.

Рассмотрим вариант установки вклеенных арматурных стержней.

Суммарное усилие N_s в арматуре, накопившееся на длине $C_s = 1,2 \cdot h_{on} = 1092$ мм, определяем по формуле:

$$N_s = 2 \cdot (\sigma_1 - 0,8 \cdot R_{p\alpha}) \cdot b \cdot C_s = 2 \cdot (0,93 - 0,8 \cdot 0,76) \cdot 130 \cdot 1092 = 91422 \text{ Н}$$

Требуемая площадь анкера из арматуры класса А400 равна:

$$F_a^{тр} = \frac{N_s}{R_{sw}} = \frac{91422}{280} = 326,5 \text{ мм}^2$$

Принимаем $R_{sw} = 280$ МПа для поперечной арматуры на растяжение.

В данном примере площадь арматуры по расчету небольшая, выполним усиление приопорных зон с помощью наклонного армирования.

Соблюдая принцип дробности при расстановке стержней на длине $0,7 \cdot C_s = 0,7 \cdot 1092 = 765$ мм, принимаем три стержня $d = 14$ мм, класса А400, по Прилож.1 [4], устанавливая их с шагом $a = 320$ мм и углом 45° .

Тогда $F_a = 339$ мм².

Разметку отверстий на нижней кромке балки начинаем на расстоянии от оси опоры $X_I = h_{on} + 0,1 \cdot C = 1,12 \cdot h_{on} = 1,12 \cdot 910 \sim 1020$ мм.

Выполняем контрольную проверку стержней на выдергивание по формуле:

$$N_{si} < T < F_a \cdot R_{sw}$$

Усилие, приходящееся на один стержень арматуры по формуле п.8.41 [1]:

$$N_{si} < N_s/n = 91422/3 = 30474 \text{ Н}$$

Несущая способность одного стержня на выдергивание в древесине:

$$T = R^A \cdot \pi \cdot d_1 \cdot l_p \cdot k_c \cdot k_\sigma \cdot k_d \cdot m_{дл} \cdot m_{в} \cdot m_{п} \cdot m_{сл} \cdot m_{т} \cdot m_{с.с.}$$

$R^A = 6,0$ МПа – расчетное сопротивление выдергиванию или продавливанию стержней под углом к волокнам табл. 7.1 [3];

$$d_1 = d + 0,005 = 0,012 + 0,005 = 0,017 \text{ м – диаметр отверстия п. 8.3 [3];}$$

$l_p = 0,25 \cdot h_{оп}/\cos \alpha = 0,25 \cdot 0,910/0,707 = 0,322$ м – расчетная длина стержня;

$k_c = a_c - b_c \cdot \frac{l_p}{d} = 1,2 - 0,02 \cdot \frac{0,322}{0,012} = 0,663$ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига в зависимости от длины заделываемой части стержня п.8.2.2 [3];

$k_\sigma = 1 - b_\sigma \cdot \sigma = 1 - 0,001 \cdot 280 = 0,72$ - для стержней, работающих на выдергивание в зоне растягивающих напряжений, действующих вдоль волокон древесины элемента конструкции п.8.3 [3];

$k_d = a_d - b_d \cdot d = 1,12 - 0,1 \cdot 0,012 = 1,119$ – коэффициент, учитывающий зависимость расчетного сопротивления от диаметра стержня п.8.3 [3];

$$T = 6,0 \cdot 3,14 \cdot 0,017 \cdot 0,322 \cdot 0,663 \cdot 0,72 \cdot 1,119 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 1 = \\ = 0,038 \text{ МН} = 38176 \text{ Н}$$

Произведение: $F_a \cdot R_{sw} = 0,000113 \cdot 280 = 0,032 \text{ МН} = 32\ 000 \text{ Н}$,

$F_a = 0,000113 \text{ м}^2$ – площадь сечения 1-го стержня.

$30474 < 38176 > 32000 \text{ Н}$ – условие по несущей способности выполняется.

Условие по несущей способности материала анкера не выполняется, требуется увеличить диаметр арматуры, например, до 20 мм.

Тогда $8896 < 84182 < 87976 \text{ Н}$.

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОКРЫТИЯ ПО ДВУХСКАТНОЙ КЛЕЕНОЙ БАЛКЕ

5.1 Задание на проектирование армированной балки

Спроектировать двускатную балку с одиночным армированием растянутой зоны. Исходные данные расчета принимаются в соответствии с примером расчета двускатной балки без армирования.

5.2 Расчет двускатной армированной балки

Подбор сечения балки

Ориентировочная высота балки по рекомендуемой относительной высоте (обычно в пределах от 1/10 до 1/16 части пролета):

$$h_{\text{тр б}} = \frac{1}{15} \cdot 15,6 = 1,04 \text{ м} = 1040 \text{ мм}$$

Минимальная ширина сечения клееных балок принимается, как правило, не менее 0,1 от высоты:

$$b_{\text{тр б}} = \frac{1}{6} \div \frac{1}{8} \cdot h_{\text{б.к.}} = \frac{1}{6} \cdot 1,04 = 0,173 \text{ м}$$

Сечение komponуем из досок 32×200, до острожки. С учетом припусков на фрезерование пластей досок до их склеивания 6 мм, толщина досок составит $\delta = 32 - 6 = 26$ мм. С учетом припусков на фрезерование боковых поверхностей клееных пакетов 20 мм определяем ширину сечения клееной балки в чистоте

$$b = 200 - 20 = 180 \text{ мм} = 0,18 \text{ м}$$

Определяем количество слоев в сечении балки $n_{\text{сл}} = \frac{h_{\text{тр б}}}{\delta} = \frac{1040}{26} = 40$ слоев.

Высота сечения балки в середине пролета $h_{\text{б}} = n \cdot \delta = 40 \cdot 26 = 1040$ мм.

Высота сечения балки на опоре $h_{\text{оп}} \geq 0,5 \cdot h_{\text{б}} = 0,5 \cdot 1040 = 520$ мм.

Принимаем уклон верхнего пояса балки $i = \frac{2 \cdot (h_{\text{б}} - h_{\text{оп}})}{L_{\text{п}}} = \frac{2 \cdot (1,04 - 0,52)}{15,6} = \frac{1}{15}$

Определяем расстояние "x" от опоры до расчетного сечения с максимальным нормальным напряжением по формуле:

$$x = \frac{h_{\text{оп}} \cdot L_p}{2 \cdot h_6} = \frac{0,52 \cdot 15,6}{2 \cdot 1,04} = 3,9 \text{ м}$$

Высота балки в расчетном сечении:

$$h_x = h_{\text{оп}} + i \cdot x = 0,52 + \frac{2 \cdot (1,04 - 0,52)}{15,6} \cdot 3,9 = 0,78 \text{ м.}$$

Высота балки в торце, если длина балки равна:

$$h_{\text{тор}} = h_{\text{оп}} - i \cdot l_{\text{оп}}/2 = 0,52 - \frac{1}{15} \cdot 0,3/2 = 0,51 \text{ м.}$$

Момент сопротивления в расчетном сечении по древесине:

$$W_{\text{зд}} = \frac{b \cdot h_x^2}{6} = \frac{18 \cdot 78^2}{6} \cdot 10^{-6} = 18252 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

Применяется одиночное армирование, т.е. вся арматура расположена в растянутой зоне.

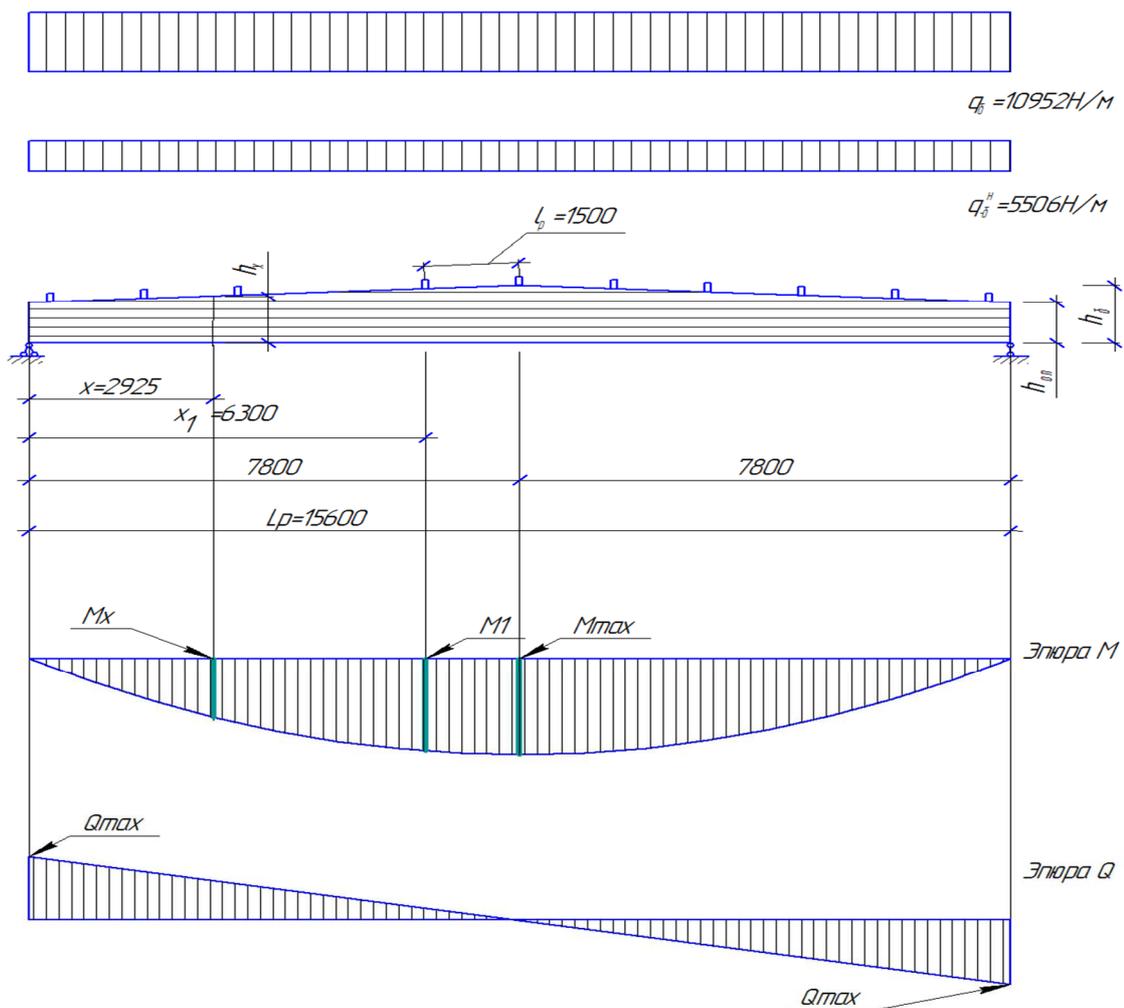


Рисунок 5.1. Схема к расчету двускатной армированной балки.

Определение момента и опорной реакции

Опорная реакция и максимальный изгибающий момент в балке составят:

$$Q_{max} = \frac{q_6 \cdot L_p}{2} = \frac{10952 \cdot 15.6}{2} = 85425.6 \text{ Н}$$

$$M_{max} = \frac{q_6 \cdot L_p^2}{8} = \frac{10952 \cdot 15.6^2}{8} = 333160 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Значение расчетного изгибающего момента в расчетном сечении:

$$M_x = \frac{q_6 \cdot x \cdot (L_p - x)}{2} = \frac{10952 \cdot 3.9 \cdot (15.6 - 3.9)}{2} = 249869.9 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Определение армирования сечения балки

Требуемый момент сопротивления:

$$W_x^{TP} = \frac{M_x}{R_{и}} = \frac{249869.9}{14.81 \cdot 10^6} = 16871 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

$$R_{и} = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} \cdot m_{п} \cdot m_{б} \cdot m_{сл} \cdot m_{с.с} = 22.5 \cdot 0.66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.95 \cdot 1.05 \cdot 1 = 14.81 \text{ МПа}$$

где $m_{б} = 0.95$ при $h_x = 0.634 \text{ м}$.

$$\text{Тогда армирование } \mu_{TP} = \frac{W_x^{TP} - W_{хд}}{3nW_{хд}} = \frac{16871 - 18252}{3 \cdot 20 \cdot 18252} = 0.006 < 0.01 = \mu_{эф}$$

Принимаем эффективный процент армирования, равный 0,01, тогда требуемая площадь арматуры равна:

$$F_a^{TP} = \mu_{TP} \cdot b \cdot h_x = 0.010 \cdot 180 \cdot 780 = 1404 \text{ мм}^2$$

Принимаем по табл. П12 3 шт. $d = 25$ А400 $F_a^{TP} = 1473 \text{ мм}^2$

Проверяем возможность размещения стержней по ширине сечения:

$$2 \cdot 2 \cdot d_a + (m_{ст} - 1) \cdot d_a \cdot 3 = 2 \cdot 2 \cdot 22 + (3 - 1) \cdot 25 \cdot 3 = 210 > 180 \text{ мм}$$

применяют групповое армирование.

Фактический коэффициент армирования $\mu_a = 1140 / (180 \cdot 780) = 0.01$;

$$K_{дл}^д = \frac{m_{дл} (1 + 3n \mu_a)}{m_{дл} + 3n \mu_a} = \frac{0.66(1 + 3 \cdot 20 \cdot 0.01)}{0.66 + 3 \cdot 20 \cdot 0.01} = 0.834 ;$$

$$K_{дл}^a = \frac{1 + 3n \mu_a}{m_{дл} + 3n \mu_a} = \frac{1 + 3 \cdot 20 \cdot 0.01}{0.66 + 3 \cdot 20 \cdot 0.01} = 1.26$$

Коэффициент приведения $n = E_a / E_d = 2 \cdot 10^5 / 10^4 = 20$.

Определение геометрических характеристик поперечного сечения

Геометрические характеристики поперечного сечения балки в расчетном сечении «х»:

момент инерции :

$$I_{\text{пр.х}} = \frac{b \cdot h_x^3 \cdot (1 + 4 \cdot n \cdot \mu_x)}{12 \cdot (1 + n \cdot \mu_x)} = \frac{18 \cdot 78^3 \cdot (1 + 4 \cdot 20 \cdot 0,0105)}{12 \cdot (1 + 20 \cdot 0,0105)} \cdot 10^{-8} =$$
$$= 1082450 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$
$$\mu_a = \mu_x = 0,0105$$

$$h_x^p = \frac{h_x}{2 \cdot (1 + n \cdot \mu_x)} = \frac{780}{2 \cdot (1 + 20 \cdot 0,01)} = 322 \text{ мм}$$

$$h_x^c = h_x - h_x^p = 780 - 322 = 458 \text{ мм}$$

момент сопротивления для сжатой (с) и растянутой (р) зон сечения:

$$W_{\text{пр.х}}^c = \frac{I_{\text{пр.х}}}{h_x^c} = \frac{1082450 \cdot 10^{-8}}{45,8 \cdot 10^{-2}} = 29255 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

$$W_{\text{пр.х}}^p = \frac{I_{\text{пр.х}}}{h_x^p} = \frac{1082450 \cdot 10^{-8}}{32,2 \cdot 10^{-2}} = 41002 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

Геометрические характеристики в опорном сечении:

$$\mu_{\text{оп}} = 1473 / (180 \cdot 520) = 0,016$$

$$I_{\text{пр.оп}} = \frac{b \cdot h_{\text{оп}}^3 \cdot (1 + 4 \cdot n \cdot \mu_{\text{оп}})}{12 \cdot (1 + n \cdot \mu_{\text{оп}})} = \frac{18 \cdot 52^3 \cdot (1 + 4 \cdot 20 \cdot 0,016)}{12 \cdot (1 + 20 \cdot 0,016)} \cdot 10^{-8} =$$
$$= 364303 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Расстояние от нейтральной оси до центра тяжести растянутой арматуры :

$$h_{p \text{ оп}} = \frac{h_{\text{оп}}}{2 \cdot (1 + n \cdot \mu_x)} = \frac{520}{2 \cdot (1 + 20 \cdot 0,0157)} = 197 \text{ мм}$$

Тогда статический момент сдвигаемой части опорного сечения с арматурой:

$$S_{\text{пр оп}} = \frac{b \cdot h_{p, \text{оп}}^2}{2} + n \cdot F_a \cdot h_{p, \text{оп}} = \left(\frac{18 \cdot 19,7^2}{2} + 20 \cdot 14,73 \cdot 19,7 \right) \cdot 10^{-6} =$$
$$= 9296 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

Статический момент арматуры в опорном сечении относ. нейтральной оси

$$S_{\text{пр оп}}^a = n \cdot F_a \cdot h_{\text{пр оп}} = 20 \cdot 14,73 \cdot 22,76 \cdot 10^{-6} = 6705 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

Расчетная поверхность сдвига клеевого шва «арматура – древесина»:

$$D_{\text{расч}} = 0,9 \cdot (3 + 2) \cdot (25 + 5) = 135 \text{ мм}$$

Момент инерции сечения балки в середине пролета:

$$I_{\text{пр. max}} = \frac{b \cdot h^3 \cdot (1 + 4 \cdot n \cdot \mu_{\text{сред}})}{12 \cdot (1 + n \cdot \mu_{\text{сред}})} = \frac{18 \cdot 104^3 \cdot (1 + 4 \cdot 20 \cdot 0,0061)}{12 \cdot (1 + 20 \cdot 0,0061)} \cdot 10^{-8} =$$

$$= 2377950 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Момент сопротивления сечения балки в середине пролета:

$$W_{\text{пр. max}} = \frac{b \cdot h^2 \cdot (1 + 4 \cdot n \cdot \mu_{\text{сред}})}{6 \cdot (1 + n \cdot \mu_{\text{сред}})} = \frac{18 \cdot 104^2 \cdot (1 + 4 \cdot 20 \cdot 0,0061)}{6 \cdot (1 + 20 \cdot 0,0061)} \cdot 10^{-6} =$$

$$= 43032,6 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

где $\mu_{\text{сред}} = 1473 / (180 \cdot 1040) = 0,0079$ – коэффициент армирования сечения в середине пролета.

Проверка прочности, устойчивости плоской формы деформирования

Проверяем прочность расчетного сечения «х»:

по древесине:

$$\frac{M_x \cdot K_{\text{дл}}^{\text{д}}}{W_{\text{пр. х}}^{\text{с}}} = \frac{249869,88 \cdot 0,834}{29255 \cdot 10^{-6}} = 7,17 \cdot 10^6 \text{ Па} = 7,17 \text{ МПа} \leq R_{\text{и}} = 14,81 \text{ МПа},$$

по арматуре:

$$\frac{M_x \cdot n \cdot K_{\text{дл}}^{\text{а}}}{W_{\text{пр. х}}^{\text{р}}} = \frac{249869,88 \cdot 20 \cdot 1,26}{41002 \cdot 10^{-6}} \cdot 10^6 \text{ Па} = 153,6 \text{ МПа} \leq R_{\text{а}} = 340 \text{ МПа},$$

где $R_{\text{а}} = R_{\text{с}}$ – расчетное сопротивление арматуры, таб.П12, МПа.

Проверяем прочность опорных сечений:

по древесине на действие касательных напряжений:

$$\frac{Q_{\text{max}} \cdot S_{\text{пр оп}} \cdot K_{\text{дл}}^{\text{д}}}{I_{\text{пр оп}} \cdot b} = \frac{85425,6 \cdot 9296 \cdot 10^{-6} \cdot 0,834}{364303 \cdot 10^{-8} \cdot 0,18} = 1,0 \cdot 10^6 \text{ Па} = 1,0 \text{ МПа} \leq$$

$$\leq R_{\text{ск}} = 1,56 \text{ МПа}$$

где $R_{ск} = R_{ск}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} \cdot m_{п} \cdot m_{сл} \cdot m_{с.с.} = 2,25 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,05 \cdot 1 = 1,56$ МПа – расчетное сопротивление скалыванию вдоль волокон при изгибе клееных элементов, в соответствии с таблицей 3 [1] п. 5.б или таб.П1;

по клеевому шву «арматура – древесина»:

$$\frac{Q_{оп} \cdot S_{пр оп}^a \cdot K_{дл}^a}{I_{пр оп} \cdot D_{расч}} = \frac{85425,6 \cdot 5803,62 \cdot 10^{-6} \cdot 1,26}{364303 \cdot 10^{-8} \cdot 0,1485} = 1,27 \cdot 10^6 \text{ Па} \leq \leq R_{ск} = 1,56 \text{ Мпа.}$$

Условия прочности выполняются.

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования

$$\frac{M_{max}}{\varphi_M \cdot K_{жм} \cdot W_{пр.max}} \leq R_{и}$$

где φ_M – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_\phi$$

где $l_p = 150$ см – расстояние между точками раскрепления.

k_ϕ – коэффициент, определяется по табл. Е.1 [1] в зависимости от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p .

$$k_\phi = 1,75 - 0,75 \cdot \alpha = 1,75 - 0,75 \cdot 0,963 = 1,03$$

где

$$\alpha = \frac{M_1}{M_{max}} = \frac{320839}{333160} = 0,963$$

M_1 – изгибающий момент на расстоянии 1,5 м от M_{max} и $x_l = 6,3$ м от опоры:

$$M_1 = \frac{q_{полн} \cdot x_1 \cdot (l - x_1)}{2} = \frac{10425,7 \cdot 6,3 \cdot (15,6 - 6,3)}{2} = 320839 \text{ Н} \cdot \text{м.}$$

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{18^2}{150 \cdot 104} \cdot 1,03 = 2,91$$

$$K_{жм} = \beta^{\frac{1}{2}} = 0,904^{\frac{1}{2}} = 0,95$$

$$\beta = \frac{h_{x1}}{h} = \frac{1,04 - 1/15 \cdot 1,5}{1,04} = 0,904$$

$$\frac{333160}{2,09 \cdot 0,95 \cdot 43032,6 \cdot 10^{-6}} = 3,89 \cdot 10^6 \text{ Па} = 3,89 \text{ МПа} \leq$$

$$\leq R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} \cdot m_{п} \cdot m_{б} \cdot m_{сл} = 22,5 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,84 \cdot 1,05 \cdot 1 = 13,1 \text{ МПа}$$

$m_{б} = 0,8$ – коэффициент, для высоты сечения балки 104 см.

Устойчивость балки обеспечена.

Проверка прогиба балки

Максимальный прогиб определяется по формуле:

$$f = \frac{f_0 \cdot K_{дл}^a \cdot K_1}{k} \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h_б}{L_p} \right)^2 \right]$$

где f_0 – прогиб балки постоянного сечения высотой при загрузении линейной нагрузкой определяется из выражения:

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_б^H \cdot L_p^4}{E \cdot I_{пр.мах}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{5506,3 \cdot 15,6^4}{0,9 \cdot 10^{10} \cdot 2377950,9 \cdot 10^{-8}} = 0,020 \text{ м}$$

K_1 – коэффициент, учитывающий упругую податливость клеевого соединения арматуры с древесиной в зоне анкеровки $K_1 = 1,10$ [13].

Коэффициенты k и c принимаются по табл. Е.4, приложения Е [1] и учитывают соответственно влияние переменной высоты сечения и влияние деформаций сдвига от поперечной силы, определяемые по формулам:

$$\beta = \frac{h_{оп}}{h_б} = \frac{0,598}{1,04} = 0,575;$$

$$k = 0,15 + 0,85 \cdot \beta = 0,15 + 0,85 \cdot 0,575 = 0,639$$

$$c = 15,4 + 3,8 \cdot \beta = 15,4 + 3,8 \cdot 0,575 = 17,585$$

Следовательно, прогиб балки

$$f = \frac{0,021 \cdot 1,26 \cdot 1,1}{0,639} \cdot \left[1 + 17,585 \cdot \left(\frac{1,04}{15,6} \right)^2 \right] = 0,047 \text{ м}$$

не превышает предельно допустимого: $f_u = \frac{1}{227} \cdot L_p = \frac{15,6}{227} = 0,069 \text{ м}$, в соответствии с табл. Д.1 Приложения Д [2], или табл. П10 для клееных балок покрытия:

$$f = 0,047 \text{ м} < f_u = 0,069 \text{ м}$$

Таким образом, условие жесткости обеспечено.

Определение объема материалов.

Объем древесины «в деле»:

$$V_{\text{др}} = L \cdot b \cdot (h_{\text{тор}} + h_{\text{б}}) \cdot 0,5 = 16 \cdot 0,2 \cdot (0,521 + 1,04) \cdot 0,5 = 2,49 \text{ м}^3$$

Вес древесины балки:

$$G_{\text{др}} = \rho_{\text{др}} \cdot V_{\text{др}} = 500 \cdot 2,49 = 1,245 \text{ кг}$$

Вес арматуры:

$$\begin{aligned} G_{\text{др}} &= 2 \cdot (L_p - X_H) \cdot 0,5 \cdot F_a \cdot \rho_a = 2 \cdot (15,6 - 0) \cdot 0,5 \cdot 0,001473 \cdot 7850 = \\ &= 180,4 \text{ кг} \end{aligned}$$

После вклеивания арматуры в пазы дополнительно наклеивается защитная ламель, закрывающая армированный слой. Расчетной высотой принимается высота сечения за вычетом толщины защитной ламели.

6. ЗАЩИТА ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОТ ВОЗГОРАНИЯ И ГНИЕНИЯ

Для обеспечения длительного срока службы древесины необходимо, в первую очередь, создать такие условия эксплуатации, которые препятствовали бы развитию дереворазрушающих грибов. Этого можно добиться применением следующих конструктивных мероприятий:

- использование сухих лесоматериалов для изготовления конструкций;
- защита деревянных элементов от всех возможных видов воздействия влаги;
- создание условий для быстрого высыхания увлажненной древесины (проветривание, правильный термовлажностный режим хранения и эксплуатации конструкций);
- использование лесоматериалов, не пораженных гнилью.

Как правило, создание благоприятных влажностных условий эксплуатации бывает весьма затруднительным, поэтому требуется прибегать к химическим мерам защиты древесины от гниения, в первую очередь, пропитке антисептическими средствами.

На практике могут применяться водорастворимые антисептики (фтористый натрий, тетрафторборат аммония, кремнефтористый аммоний, комбинированные препараты ХМ-5, ББК-3, ХМБ-444); маслянистые антисептики (ограничено применимы – только для элементов, не контактирующих с эксплуатируемыми человеком помещениями); органорастворимые антисептики (пентахлорфенол, оксидифенил); антисептические пасты (ПАЛ-Ф, ПАФ-ПВА).

Способы антисептирования:

- 1) поверхностное (осуществляется нанесением вещества кистью, краскопультom в два-три приема с перерывом в 1-2 часа);
- 2) глубокая пропитка в горячехолодных ваннах;
- 3) глубокая пропитка автоклавным способом;
- 4) комбинированный способ.

Для защиты древесины от горения могут также применяться конструктивные и химические меры.

Конструктивная защита древесины от возгорания заключается в ликвидации условий, благоприятных для возникновения и расширения пожара. В конструкциях производственных зданий с горячими процессами применение древесины недопустимо. Деревянные конструкции должны быть отделены от печей и нагревательных приборов достаточными расстояниями или огнестойкими материалами. Для предотвращения распространения огня деревянные строения должны быть разделены на части противопожарными преградами и зонами из огнестойких конструкций. Деревянные ограждающие конструкции не должны иметь сообщающихся полостей с тягой воздуха, по которым может распространяться пламя, недоступное для тушения. Элементы деревянных конструкций должны быть массивными клееными или брусчатыми, имеющими большие пределы огнестойкости, чем дощатые. Обыкновенная штукатурка значительно повышает сопротивление деревянных стен и потолков возгоранию

Химические меры сводятся к пропитке или окраске элементов специальными веществами, составами и красками – антипиренами. В качестве антипиренов применяют соли аммония или другие вещества, способные при возгорании или сильном нагревании расплавляться, создавая воздухонепроницаемую пленку. Эффективным антипиреном считается фосфорнокислый аммоний.

Поверхностная пропитка осуществляется атмосфероустойчивыми красками-антисептиками СК-Г, СК-ХЭМ.

Для клееных конструкций наиболее целесообразно использовать пентафталевые (ПФ-115), перхлорвиниловые (ХВ-124) эмали, защищающие от увлажнения, гниения и возгорания.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 64.13330.2017 с изм. 1,2,3,4. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80.
2. СП 20.13330.2016 с изм. 1,2,3. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*.
3. СП 382.1325800.2017. Конструкции деревянные клееные на клеенных стержнях. Методы расчета.
4. СП 63.13330.2018 с изм. 1,2,3. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003.
5. СП 28.13330.2017 с изм. 1,2,3,4. «Защита строительных конструкций коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85»
6. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80/ ЦНИИСК им. Кучеренко.- М.:Стройиздат,1986.-216 с.
7. ГОСТ 5781-82. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций
8. Миронов В.Г. Курс конструкций из дерева и пластмасс в рисунках с комментариями: учеб. пособие 2-е изд. переработанное и дополненное / В.Г. Миронов; Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Н. Новгород: ННГАСУ, 2018. – 143 с.
9. Миронов В.Г. Индустриальные деревянные конструкции: учеб. пособие для вузов / В.Г. Миронов; Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Н. Новгород: ННГАСУ, 2013. – 104 с.
10. Миронов В.Г. Деревянные конструкции в вопросах и ответах. Расчет элементов цельного, составного и клееного сечений: учеб. пособие / В.Г. Миронов; Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Н. Новгород: ННГАСУ, 2017. – 95 с.
11. Серов Е.Н. Проектирование деревянных конструкций: учебное пособие /Е. Н. Серов, Ю.Д. Санников , А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова;-М.: Изд. АСВ, 2011.-536 с.
12. Молева Р.И., Кондрашкин О.Б., Один А.И. Расчет и проектирование покрытия клееным балкам для неотапливаемого здания. Методические указания к выполнению курсовой работы по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» для студентов заочной формы обучения специальности 270102 «Промышленное и гражданское строительство» / Молева Р.И., Кондрашкин О.Б., Один А.И.; Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Н. Новгород: ННГАСУ, 2007. – 33 с.
13. Рощина С.В. Композитные деревянные конструкции: учеб. пособие для вузов / С.В. Рощина, М.В. Грязнов, М.В. Лукин, М.С. Сергеев; Владимирский гос. ун-т. – Владимир: ВлГУ, 2014. – 120 с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение А

Таблица А1

Минимальные значения коэффициента надежности по ответственности

Класс сооружений	Уровень ответственности	Минимальные значения коэффициента надежности по ответственности
КС-3	Повышенный	1,1
КС-2	Нормальный	1,0
КС-1	Пониженный	0,8
Примечание - Для зданий высотой более 250 м и большепролетных сооружений (без промежуточных опор) с пролетом более 120 м коэффициент надежности по ответственности следует принимать не менее 1,2 ($\gamma_n=1,2$).		

Таблица А2

Классы функционального назначения

Обозначение класса функционального назначения		Общая характеристика класса
1	1а	Несущие конструкции с пролетами более 100 м; мачты и башни высотой более 60 м
	1б	Несущие конструкции для зданий музеев, спортивно-зрелищных объектов и торговых предприятий с массовым нахождением людей, а также сооружений с пролетами более 60 м для конструкций из ДК и 40 м – из цельной древесины и древесных материалов; мачт и башен высотой более 40 м.
2	2а	Несущие конструкции любых форм, не вошедшие в классы 1а, 1б, 2б и 3.
	2б	Конструкции стен зданий и сооружений различного назначения, не вошедшие в 3 класс. Конструкции покрытий и перекрытий пролетами до 7,5 м
3		Конструкции теплиц, парников, мобильных зданий (сборно-разборные и контейнерного типа); складов временного содержания; бытовок вахтового персонала и других подобных сооружений с ограниченными сроками службы и пребывания в них людей.

Классификация по условиям эксплуатации в неотапливаемых помещениях

Классы условий эксплуатации		Дополнительная характеристика условий эксплуатации конструкций	Особенности учета классов при расчете конструкций	Примечания	
Основной класс	подкласс				
1	1А	-	При сухом режиме помещений с относительной влажностью воздуха в отопительный сезон менее 40 %	Применение КДК не допускается	
	1Б	-			При сухом режиме помещений - относительная влажность воздуха в отопительный сезон от 40 до 50%
2	2.1	При нормальном режиме помещений	Эксплуатационная влажность древесины не превышает 12%. m_в = 1		
	2.2	Под навесом в сухой зоне влажности			
3	3.1	При влажном режиме отапливаемых помещений	Эксплуатационная влажность древесины не превышает 15%. m_в = 0,9	-	
	3.2	Под навесом в нормальной зоне влажности			
4	4а	4а.1	Эксплуатационная влажность древесины не превышает 20%. m_в = 0,85		
		4а.2			При искусственных тепловыделениях в не отапливаемых помещениях
		4а.3			Под навесом во влажной зоне влажности
		4а.4			В открытых атмосферных условиях
	4б	4б.1	При контакте с грунтом	Эксплуатационная влажность древесины может превышать 20%. m_в = 0,75	

Приложение II

Таблица III

Расчетные сопротивления древесины сосны, ели, лиственницы европейской

Напряженное состояние и характеристика элементов	Расчетное сопротивление R^A , МПа, для сортов древесины			
	Обозначение	1	2	3
<p>1 Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон:</p> <p>а) элементы прямоугольного сечения [за исключением указанных в б), в)] высотой не более 50 см. При высоте сечения более 50 см [см. 6.9 в)]</p> <p>б) элементы прямоугольного сечения шириной от 11 до 13 см при высоте сечения от 11 до 50 см</p> <p>в) элементы прямоугольного сечения шириной более 13 см при высоте сечения от 13 до 50 см</p> <p>г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении</p>	$R_{и}^A, R_{с}^A, R_{см}^A$	21	19,5	13
		22,5	21	15
		24	22,5	16,5
		-	24	15
<p>2 Растяжение вдоль волокон:</p> <p>а) элементы из цельной древесины</p> <p>б) клееные элементы</p>	R_p^A	15	10,5	-
		18	13,5	-
<p>3 Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон</p>	$R_{с90}^A, R_{см90}^A$	2,7	2,7	2,7
<p>4 Смятие поперек волокон местное:</p> <p>а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов</p> <p>б) под шайбами при углах смятия от 90° до 60°</p>	$R_{см90}^A$	4,5	4,5	4,5
		6	6	6
<p>5 Скалывание вдоль волокон:</p> <p>а) при изгибе элементов из цельной древесины</p> <p>б) при изгибе клееных элементов</p> <p>в) в лобовых врубках для максимального напряжения</p> <p>г) местное в клеевых соединениях для макси-</p>	$R_{ск}^A$	2,7	2,4	2,4
		2,4	2,25	2,25
		3,6	3,2	3,2
		3,2	3,2	3,2

<i>мальному напруженню</i>				
6 Скальванне паперек валокон в з'яднаннях:		$R_{ск90}^A$		
а) элементв из цельной древесины			1,5	1,2
б) клееных элементв			1,05	1,05
7 Растяжение паперек валокон элементв из клееной древесины		R_{R90}^A	0,23	0,15
8 Срез под углом к валокнам 45°		$R_{ср45}^A$	9	7,5
То же	90°	$R_{ср90}^A$	16,5	13,5
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 В конструкциях построеного изготовления величины расчетных сопротивлений на растяжение, принятые по пункту 2 а) настоящей таблицы, следует снижать на 30%.</p> <p>2 Расчетное сопротивление изгибу для элементв настила и обрешетки под кровлю из древесины 3-го сорта следует принимать равным 19,5 МПа.</p>				

Таблица П2

Режимов нагружения конструкций

Обозначение режимов нагружения	Характеристика режимов нагружения	Приведенное расчетное время действия нагрузки, с	Коэффициент длительной прочности $m_{дл}$
А	Линейно возрастающая нагрузка при стандартных машинных испытаниях	1 - 10	1,0
Б	Совместное действие постоянной и длительной временной нагрузок, напряжение от которых превышает 80% полного напряжения в элементах конструкций от всех нагрузок	$10^8 - 10^9$	0,53
В	Совместное действие постоянной, длительной временной нагрузок и нагрузок от людей на перекрытия жилых и общественных зданий	$10^6 - 10^7$	0,66
Г	Совместное действие постоянной и снеговой нагрузок	$10^6 - 10^7$	0,66
Д	Совместное действие постоянной и ветровой нагрузок или постоянной, снеговой и ветровой нагрузок	$10^3 - 10^4$	0,8
Е	Совместное действие постоянной и монтажной нагрузок	$10^3 - 10^4$	0,8

Ж	Совместное действие постоянной и сейсмической нагрузок	$10^{-1} - 10^{-2}$	0,92
И	Действие импульсных и ударных нагрузок	$10^{-1} - 10^{-8}$	1,1
К	Совместное действие постоянной и кратковременной снеговой нагрузок в условиях пожара	$10^3 - 10^4$	0,8
Л	Для опор воздушных линий электропередачи - гололедная, монтажная, ветровая при гололеде, от тяжения проводов при температуре ниже среднегодовой и обрыва	$10^4 - 10^5$	0,75
М	Для опор воздушных линий электропередачи - при обрыве проводов и тросов	$10^{-1} - 10^{-2}$	1,0
Примечание - Для определения процентов от полного напряжения для режима Б рассматриваются расчетные нагрузки.			

Таблица ПЗ

Коэффициент, учитывающий породу древесины

Древесная порода	Коэффициент m_n 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 Красноярского края	0,9	0,9	0,9
3 Кедр Красноярского края	0,65	0,65	0,65
4 Пихта	0,8	0,8	0,8
Твердые лиственные			
5 Дуб	1,3	2	1,3
6 Ясень, клен, граб	1,3	2	1,6
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

Таблица П4

Коэффициент, учитывающий условия эксплуатации

Условие эксплуатации	1 и 2	3	4а	4б
Коэффициент m_b	1	0,9	0,85	0,75

Таблица П5

Коэффициент, учитывающий высоту сечения конструкций

Высота сечения, см	50 и менее	60	70	80	100	120 и более
Коэффициент m_b	1	0,96	0,93	0,90	0,85	0,8

Таблица П6

Коэффициент, учитывающий толщину слоя, склеиваемой конструкций

Толщина слоя, мм	10 и менее	19	26	33	42
Коэффициент $m_{сл}$	1,2	1,1	1,05	1,0	0,95

Таблица П7

Напряженное состояние	Обозначение расчетных сопротивлений	Коэффициент $m_{гн}$ при отношении r_k/a			
		150	200	250	500 и более
Сжатие и изгиб	$R_c, R_{и}$	0,8	0,9	1	1
Растяжение	R_p	0,6	0,7	0,8	1

Примечание - r_k - радиус кривизны гнутой доски или бруска; a - толщина гнутой доски или бруска в радиальном направлении.

Таблица П8

Вид напряженного состояния	Значение коэффициента $m_{с.с}$ при сроке службы сооружения		
	≤ 50 лет	75 лет	100 лет и более
Изгиб, сжатие, смятие вдоль и поперек волокон древесины	1,0	0,9	0,8
Растяжение и скалывание вдоль волокон древесины	1,0	0,85	0,7
Растяжение поперек волокон древесины	1,0	0,8	0,5

Примечание - Значение коэффициента $m_{с.с}$ для промежуточных сроков службы сооружения принимаются по линейной интерполяции.

Таблица П9

Вид нагеля	Значения коэффициента k_n для односрезных соединений при а/с						
	0,35	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Гвоздь, стальной, алюминевый и стеклопластиковый нагель	0,8	0,58	0,48	0,43	0,39	0,37	0,35
Дубовый нагель	0,5	0,5	0,44	0,38	0,32	0,26	0,2

Таблица П10

Предельно допустимые прогибы

Элементы конструкций	Предъявляемые требования	Вертикальные предельные прогибы f_u	Нагрузки для определения вертикальных прогибов
<p>2 Балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы (включая поперечные ребра плит и настилов):</p> <p>а) покрытий и перекрытий, открытых для обзора, при пролете l, м:</p> <p>$l \leq 1$</p> <p>$l = 3$</p> <p>$l = 6$</p> <p>$l = 24$ (12)</p> <p>$l \geq 36$ (24)</p>	Эстетико-психологические	<p>$l/120$</p> <p>$l/150$</p> <p>$l/200$</p> <p>$l/250$</p> <p>$l/300$</p>	Постоянные и длительные
<p>1. Для промежуточных значений l предельные прогибы следует определять линейной интерполяцией, учитывая требования Д.1.7, приложения Д. СП20.13330.2016.</p> <p>2. Цифры, указанные в скобках, следует принимать при высоте помещений до 6 м включительно.</p>			

Таблица П11

Рекомендуемый сортамент пиломатериалов для несущих
деревянных конструкций (применительно к ГОСТ 24454 – 80)

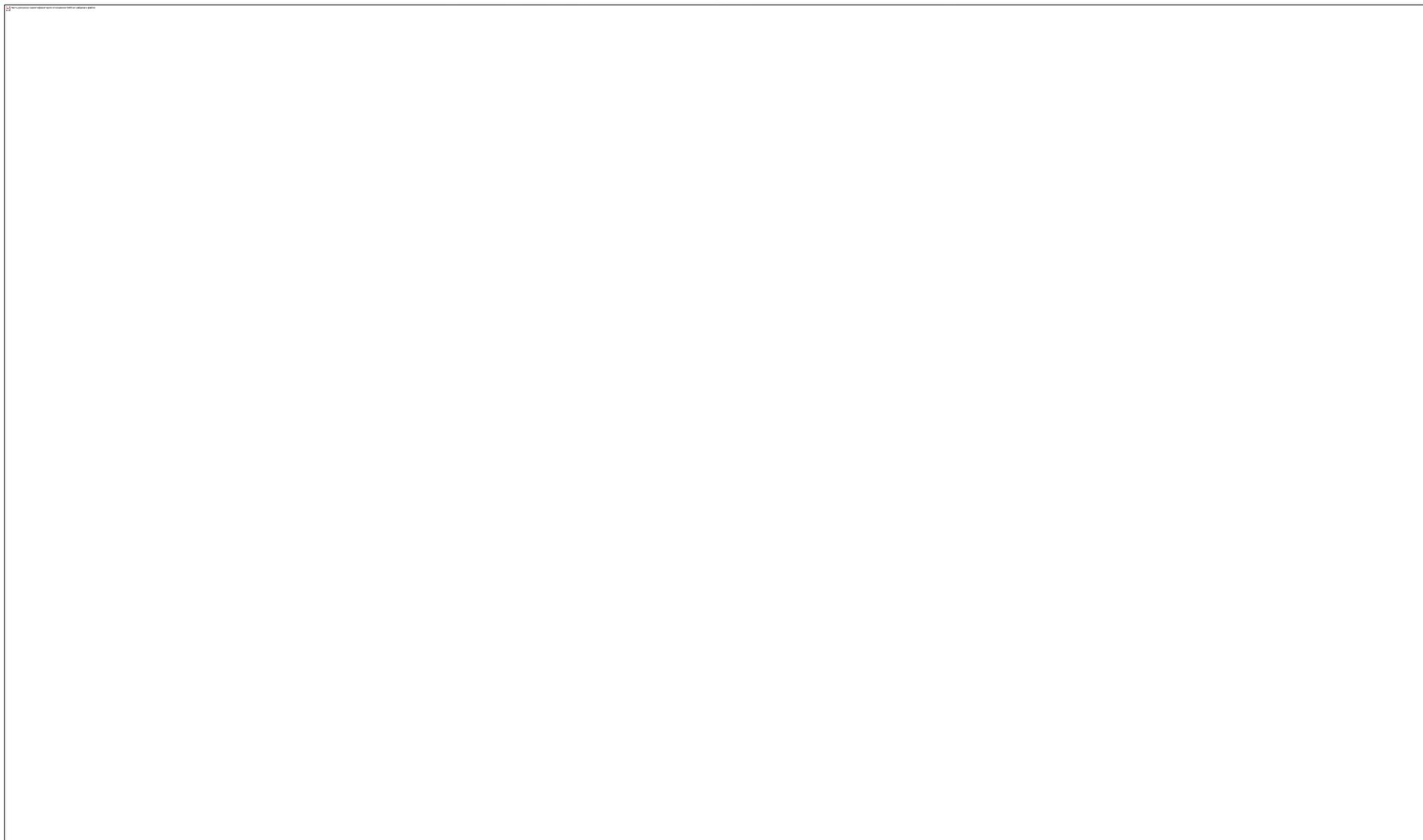
Толщина, мм	Ширина, мм								
	рекомендуемая				допускаемая				
16	75	100	125	150	-	-	-	-	-
19	75	100	125	150	175	-	-	-	-
22	75	100	125	150	175	200	225	-	-
25	75	100	125	150	175	200	225	250	275
32	75	100	125	150	175	200	225	250	275
40	75	100	125	150	175	200	225	250	275
44	75	100	125	150	175	200	225	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	-	-	-	-	-	-	225	250	-

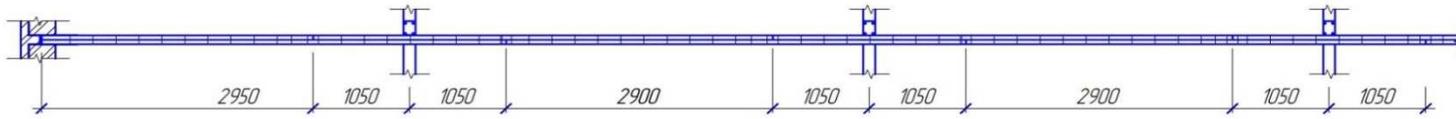
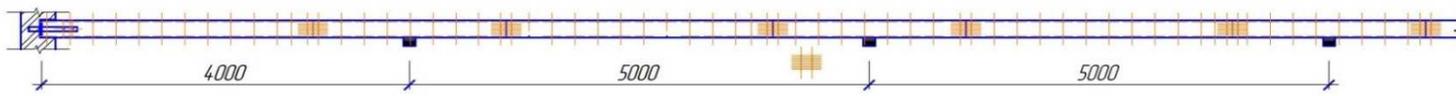
Таблица П12

Класс арматуры	Значения расчетного сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		
	растяжению		сжатию, Rsc
	продольной, Rs	поперечной (хомутов и отогнутых стержней), Rsw	
A240	210	170	210
A400	340	280	340
A500	435	300	435 (400)
A600	520	300	470 (400)

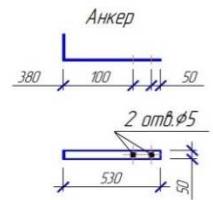
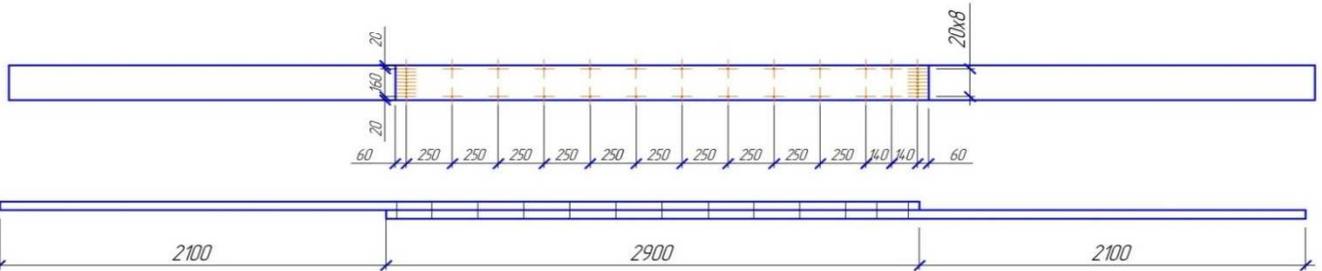
Примечание – Значения Rsc в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки.

Пример оформления графической части работы

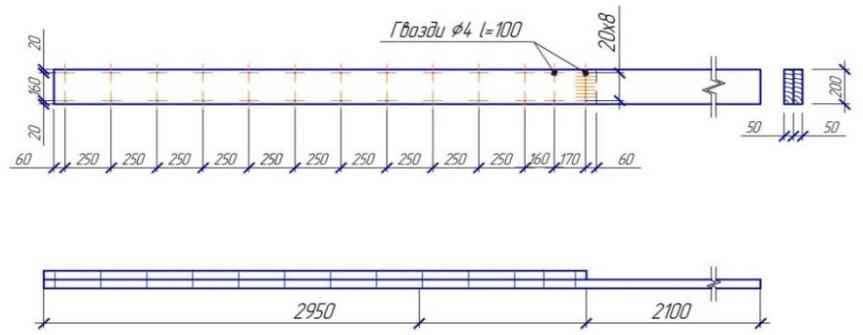




Прогон П2



Прогон П1

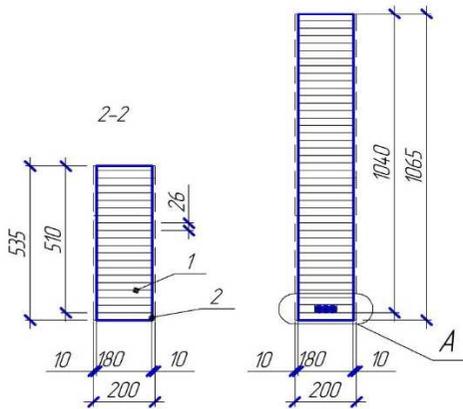
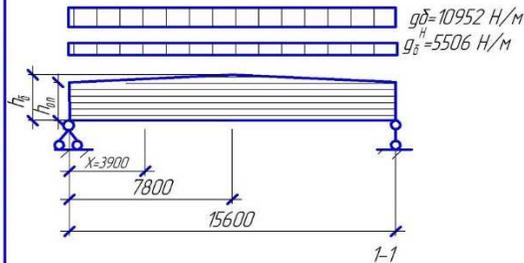


1. Прогон изготавливать из досок сосны 2 сорта с влажностью W=15-20%.
2. Для соединения досок использовать гвозди диаметром Ø4, длиной l=100 по Гост 4023-63
3. Прогон окрасить в два слоя эмалью ПФ-115 по ГОСТ 6465-2023
4. Анкера изготавливать из стали С235 ГОСТ 27772-2015

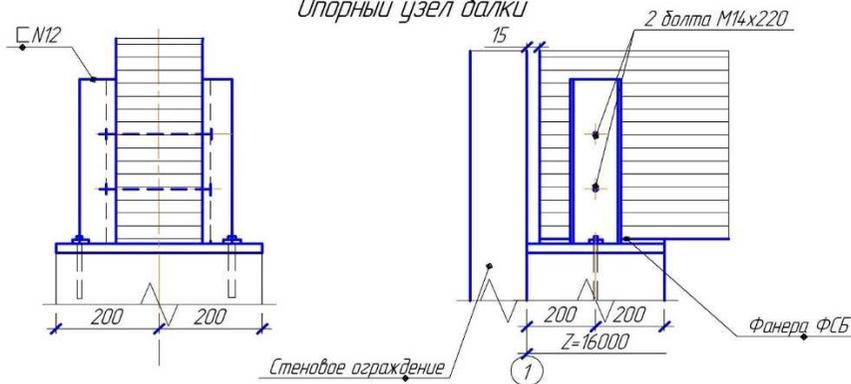
Согласовано	
Взам. инв. №	
Лист и дата	
Инв. № подл.	

					ННГАСУ-270301-2014-КД				
					Здание в Н.Новгороде				
Изм.	Кол-во	Лист	№ док	Подп.	Дата	Здание склада	Стация	Лист	Листов
Разработал			Смирнов А.А.				КД	2	
Проверил			Торопов А.С.			Прогонь	каф.ЖБКДК.гр.11		

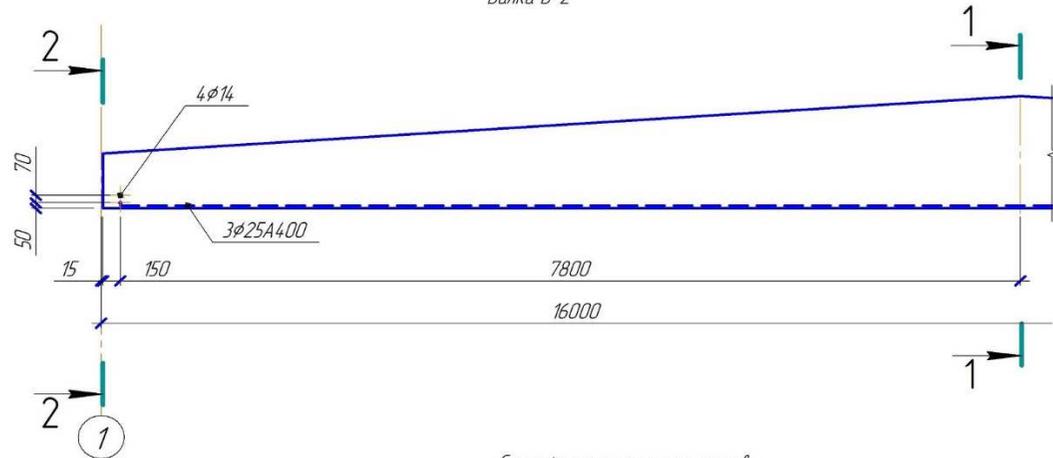
Расчетная схема балки



Опорный узел балки



Балка Б-2



Спецификация пиломатериалов

Изделие	Марка	Поз	Наименование	Кол-во позиций	Размеры дообработки после, мм			Объем, м ³		сорт	Прим.
					толщина	ширина	длина	на 1 поз.	на марку		
Б-1	М-1	1	доска	50	32 26	200 180	15970	0,102 0,074	2,49 2,23	2	
		2	доска	50	32 25	200 180	15970	0,102 0,074	0,102 0,074	3	Экст. слой
Итого								2,59			

1. Балку изготовить из сосновых досок 2 сорта с влажностью 12±2%.
2. Балка должна удовлетворять требованиям ГОСТ 20850-75
3. Доски в слоях балок стыковать с помощью зубчатого клевого стыка тип I-32 ГОСТ-19414-79.
4. Все деревянные конструкции окрасить в два слоя эмалью ПФ-115 по ГОСТ 6065-76.
5. Металлические детали изготавливать из стали С-235 по ГОСТ 27772-88.
6. Сварные швы варить электродами Э-42 по ГОСТ 9467-75.
7. Пунктиром показано сечение балки до фрезеровки боковых граней.

						ННГАСУ-270301-2014		
						Здание склада в Н.Новгороде		
Изм.	Кол-во	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Здание склада		
Разработ	Смирнов АВ.							
Проверил	Миранов В.Г.					КР		2
						Балка Б-2		
						Опорный узел, расчетная схема		
						каф. ЖБДК. зр. 101		

Согласовано

И-№, № подл. Подп. и дата. Взам. и-№, №

Торопов Александр Сергеевич

Лобов Дмитрий Михайлович

Клюев Сергей Васильевич

Расчет и проектирование покрытия по клееным балкам для неотапливаемого здания

Учебное пособие

Подписано в печать

формат 60x90 1/16. Бумага газетная. Печать трафаретная.

Уч. изд. л. 4,7. Усл. печ. л. 4,6. Тираж 100 экз. Заказ №

Федеральное государственное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»
603000, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.

Полиграфический центр ННГАСУ, 603000, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65
<http://www.nngasu.ru>, rector@nngasu.ru