

Министерство образования Республики Беларусь

Учреждения образования
«Полоцкий государственный университет»

КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС
для студентов специальности 1-70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»

Составление и общая редакция А.Р. Волик

Новополоцк 2005

УДК 624.01 (075.8)
ББК 30.4 я73
К 65

РЕЦЕНЗЕНТЫ:

В.С. Шиманович, главный конструктор Новополоцкого филиала
института «Витебскгражданпроект»;
В.Д. Гринев, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций;
Е.Г. Кремнева, канд. техн. наук, доцент кафедры строительного производства

Рекомендован к изданию методической комиссией инженерно-строительного факультета

К 65 Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб.-метод. комплекс для студ. спец. 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» / Сост. и общ. ред. А.Р. Волик. – Новополоцк: ПГУ, 2005. – 300 с.
ISBN 985-418-320-3

Представлены учебная программа, содержание дисциплины, рейтинговый контроль, семь учебных модулей с конспектами лекций, методическими указаниями к лабораторным и практическим занятиям и материалы, обеспечивающие текущий и итоговый контроль. Кроме того, представлены справочные и нормативные материалы для выполнения курсового и дипломного проектирования.

Предназначен для студентов вузов строительных специальностей.

УДК 624.01 (075.8)
ББК 30.4 я73

ISBN 985-418-320-3

© УО «ПГУ», 2005
© Волик А.Р., составление, 2005

СОДЕРЖАНИЕ

СОДЕРЖАНИЕ ДИСЦИПЛИНЫ	6
Лекции	6
Практические занятия	7
Лабораторные занятия	7
Курсовое проектирование	8
Учебная программа по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» для дневной формы обучения	11
РЕЙТИНГОВЫЙ КОНТРОЛЬ	13
МОДУЛЬНОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ УЧЕБНОГО ПРОЦЕССА	15
УЧЕБНЫЙ МОДУЛЬ 1. ИСТОРИЯ РАЗВИТИЯ, СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ И ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	16
ЛЕКЦИЯ 1. Краткий исторический обзор развития деревянных конструкций	16
ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ	26
ЛИТЕРАТУРА	26
УЧЕБНЫЙ МОДУЛЬ 2. ДРЕВЕСИНА И ПЛАСТМАССЫ – КОНСТРУКЦИОН- НЫЕ МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	27
ЛЕКЦИЯ 2. Конструкционная древесина	27
ЛЕКЦИЯ 3. Конструкционные пластмассы	36
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 1. Назначение размеров сечений цельных и клееных элементов	45
ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ	49
ЛИТЕРАТУРА	49
УЧЕБНЫЙ МОДУЛЬ 3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ	51
ЛЕКЦИЯ 4. Основные принципы расчетов по предельным состояниям	51
ЛЕКЦИЯ 5. Расчет элементов деревянных конструкций	60
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 2. Определение нагрузок, действующих на конструкции	73
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 3. Расчет деревянных элементов	75
ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ	77
ЛИТЕРАТУРА	78
УЧЕБНЫЙ МОДУЛЬ 4. СОЕДИНЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	79
ЛЕКЦИЯ 6. Соединение элементов без механических связей	79
ЛЕКЦИЯ 7. Соединение элементов на механических связях	83
ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА 1. Испытание лобовой врубки	91

ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА 2. Испытание соединения на нагелях	96
ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ	103
ЛИТЕРАТУРА.....	103
УЧЕБНЫЙ МОДУЛЬ 5. ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС.....	105
ЛЕКЦИЯ 8. Ограждающие конструкции из дерева и пластмасс	105
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 4. Методика расчетов плит покрытия с деревянным каркасом	121
ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА 3. Испытание на статический изгиб фрагмента клеефанерной ребристой плиты	123
ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ	129
ЛИТЕРАТУРА.....	130
УЧЕБНЫЙ МОДУЛЬ 6. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ИНДУСТРИАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС	131
ЛЕКЦИЯ 9. Обеспечение пространственной неизменяемости конструкций	131
ЛЕКЦИЯ 10. Деревянные арки и рамы.....	142
ЛЕКЦИЯ 11. Деревянные балки и стойки.....	156
ЛЕКЦИЯ 12. Фермы и их проектирование	171
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 5. Проверка прочности и устойчивости арок.....	179
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 6. Расчет и конструирование узлов арок и рам	180
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 7. Конструирование и расчет металлодеревянных ферм.....	180
ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА 4. Испытание на статический изгиб клееной балки прямоугольного поперечного сечения.....	182
ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ	191
ЛИТЕРАТУРА.....	193
УЧЕБНЫЙ МОДУЛЬ 7. ИЗГОТОВЛЕНИЕ И ЭКСПЛУАТАЦИЯ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС	194
ЛЕКЦИЯ 13. Сушка древесины.....	194
ЛЕКЦИЯ 14. Технология изготовления деревянных конструкций	202
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 8. Обеспечение долговечности деревянных и стальных конструкций.....	210
ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ	217
ЛИТЕРАТУРА.....	218
ТЕКУЩИЙ И ИТОГОВЫЙ КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА УСВОЕНИЯ ЗНАНИЙ И УМЕНИЙ	219
ВОПРОСЫ для подготовки к первому промежуточному зачету.....	219
ВОПРОСЫ для подготовки ко второму промежуточному зачету.....	221
ВОПРОСЫ для подготовки к экзамену	222
ЛИТЕРАТУРА ДЛЯ ИЗУЧЕНИЯ ДИСЦИПЛИНЫ	223

СПРАВОЧНЫЕ МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ КУРСОВОГО И ДИПЛОМНОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ	225
1. НАГРУЗКИ.....	226
1.1. Постоянные нагрузки.....	226
1.2. Временные нагрузки.....	232
1.2.1. Снеговая нагрузка.....	232
1.2.2. Ветровая нагрузка.....	235
1.3. Расчетные нагрузки.....	237
1.4. Расчетные комбинации нагрузок.....	237
2. МАТЕРИАЛЫ ДЕРЕВЯННЫХ И КОМБИНИРОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	239
2.1. Цельная и клееная древесина.....	239
2.1.1. Общие указания.....	239
2.1.2. Расчетные сопротивления древесины.....	240
2.1.3. Деформативность древесины. Модуль упругости и сдвига древесины.....	244
2.2. Древесноплитные материалы.....	244
2.2.1. Общие указания.....	244
2.2.2. Расчетные сопротивления фанеры.....	245
2.2.3. Модули упругости и сдвига фанеры.....	245
2.3. Асбестоцемент.....	250
2.3.1. Общие указания.....	250
2.3.2. Расчетные характеристики асбестоцемента.....	250
2.3.3. Модули упругости и сдвига асбестоцемента.....	250
2.4. Требования к клеям.....	253
3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	255
3.1. Центрально-растянутые и центрально-сжатые элементы.....	255
3.2. Изгибаемые элементы.....	260
3.3. Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом.....	263
3.4. Особенности расчета клефанерных конструкций.....	265
3.4.1. Клееные балки с плоскими фанерными стенками.....	265
3.4.2. Плиты и панели с клееными фанерными обшивками.....	270
3.5. Расчет деревянных конструкций по предельным состояниям второй группы.....	271
4. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ НАГЕЛЬНОГО ТИПА.....	273
5. СТАЛЬНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	281
ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Основные символы.....	282
ПРИЛОЖЕНИЕ 2. Расчетные сопротивления стали.....	288
ПРИЛОЖЕНИЕ 3. Сортамент прокатных профилей.....	290
ПРИЛОЖЕНИЕ 4. Расчетные сопротивления, сортамент арматуры, прочностные характеристики бетонов.....	297
СПРАВОЧНАЯ ЛИТЕРАТУРА.....	299

СОДЕРЖАНИЕ ДИСЦИПЛИНЫ

	Дневная форма обучения		Заочная форма обучения
	полная	сокращенная	
Курсы	5	3	5
Семестры	9	6	10
Лекции	32	32	6
Практические занятия	16	16	4
Лабораторные занятия	16	16	8
Всего аудиторных часов	64	64	18
Курсовые проекты	9 семестр	6 семестр	10 семестр
Экзамен	9 семестр	6 семестр	10 семестр

Цели и задачи дисциплины

Дисциплина «Конструкции из дерева и пластмасс» является профилирующей по специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство».

Целью преподавания дисциплины является формирование необходимых знаний по конструированию и расчетам деревянных и пластмассовых конструкций, применяемых в промышленном и гражданском строительстве; подготовка высококвалифицированных инженеров-строителей.

В результате изучения дисциплины студенты должны:

- знать основные типы деревянных, пластмассовых конструкций и области их эффективного применения; технологию изготовления деревянных и пластмассовых конструкций; сравнительную эффективность деревянных и пластмассовых конструкций в ряду других конструкций;
- владеть навыками расчета и конструирования деревянных и пластмассовых конструкций, экономического анализа деревянных и пластмассовых конструкций.

Лекции

№ модуля	Наименование темы	Объем в часах	
		Дневная форма обучения	Заочная форма обучения
1	2	3	4
1	1. Краткий исторический обзор развития деревянных конструкций	2	
2	2. Конструкционная древесина	4	2
	3. Конструкционные пластмассы	2	
3	4. Основные принципы расчетов по предельным состояниям	2	

1	2	3	4
	5. Расчет элементов деревянных конструкций	4	
4	6. Соединение элементов без механических связей	2	
	7. Соединение элементов на механических связях	2	
5	8. Ограждающие конструкции из дерева и пластмасс	2	
6	9. Обеспечение пространственной неизменяемости конструкций	2	2
	10. Деревянные арки и рамы	2	
	11. Деревянные балки и стойки	2	
	12. Фермы и их проектирование	2	
7	13. Сушка древесины	2	2
	14. Технология изготовления деревянных конструкций	2	
	Итого:	32	6

Практические занятия

№ п/п	Название темы	Объем в часах	
		Дневная форма обучения	Заочная форма обучения
1.	Назначение размеров сечений цельных и клееных элементов	2	
2.	Определение нагрузок, действующих на конструкции	2	2
3.	Расчет деревянных элементов	2	
4.	Методика расчетов плит покрытия с деревянным каркасом	2	
5.	Проверка прочности и устойчивости арок	2	2
6.	Расчет и конструирование узлов арок и рам	2	
7.	Конструирование и расчет металлодеревянных ферм	2	
8.	Обеспечение долговечности деревянных и стальных конструкций	2	
	Итого:	16	4

Лабораторные занятия

№ п/п	Наименование	Объем в часах	
		Дневная форма обучения	Заочная форма обучения
1.	Испытание лобовой врубки	4	
2.	Испытания соединения на нагелях	4	
3.	Испытание на статический изгиб фрагмента клееной ребристой плиты	4	4
4.	Испытание на статический изгиб клееной балки прямоугольного сечения	4	4
	Итого:	16	8

Курсовое проектирование

Тема курсового проекта – «Деревянный каркас одноэтажного однопролетного производственного здания (сооружения)». Курсовой проект выполняется самостоятельно на основе индивидуального задания и включает разработку и расчет основных несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений. В проекте должна быть разработана схема пространственного крепления, предусмотрены меры защиты от гниения, биоповреждений и возгорания.

Объем проекта: расчетно-пояснительная записка (25 – 30 листов) и графическая часть (2 листа формата АП).

1. Состав расчетно-пояснительной записки

- 1.1. Задание на курсовой проект.
- 1.2. Конструирование и расчет ограждающей конструкции.
- 1.3. Конструирование и расчет несущих конструкций, включая конструирование и расчет узлов и сопряжений.
- 1.4. Мероприятия по обеспечению пространственной жесткости и неизменяемости зданий.
- 1.5. Мероприятия по обеспечению долговечности основных несущих и ограждающих конструкций.
- 1.6. Список используемой литературы.

2. Графическая часть

- 2.1. Совмещенный план расположения несущих конструкций, плит покрытия и кровли.
- 2.2. Поперечный разрез.
- 2.3. Схема расположения связей, поперечный и продольный разрезы.
- 2.4. Примечание (указать место строительства; класс условий эксплуатации конструкций; породу и сорт древесины; материалы обшивок плит покрытия; марку клея, стали, фанеры; дать указания по защите конструкций).
- 2.5. Рабочие чертежи ограждающей и несущих конструкций, детали и узлы.
- 2.6. Спецификацию материалов (отдельно древесины и металла).

Примерная компоновка листов графической части дана на рис. 1 и рис. 2.

Записка (70 %)

- плита – 15 % (10 % + 5 % оформление)
- рама, арка – 40 % (30 % + 10 % оформление)
- колонна – 15 % (10 % + 5 % оформление)
- балка, ферма – 25 % (20 % + 5 % оформление)
- узлы – 10 % (7 % + 3 % оформление)
- введение, мероприятия по обеспечению жесткости, обеспечение долговечности – 5 %

Графическая часть (30 %)

- план, разрезы – 15 %
- плита – 5 %
- колонна – 3 %
- балка, ферма – 7 %
- арка, рама – 10 %

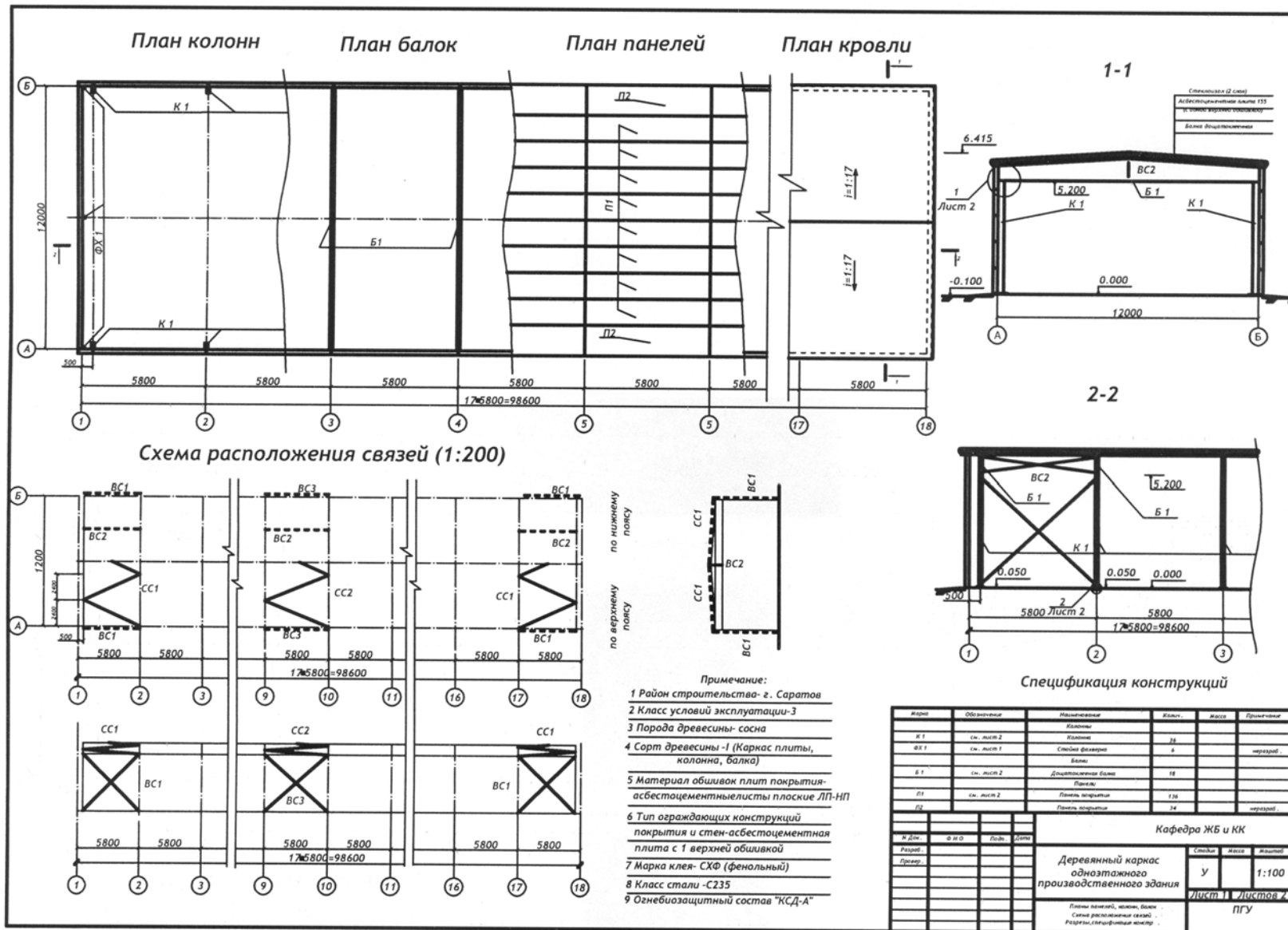


Рис. 1. Примерная компоновка первого листа графической части

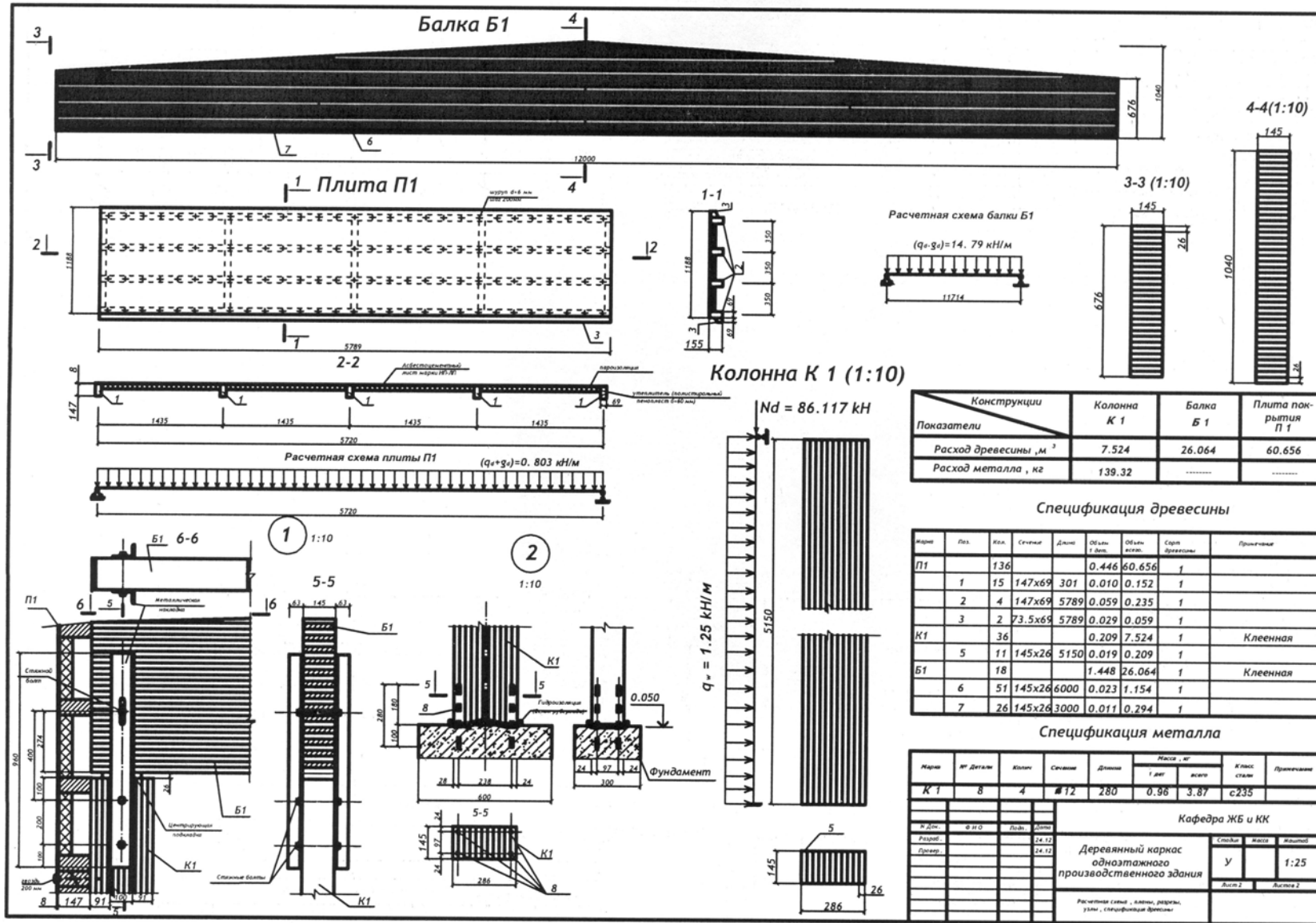


Рис. 2. Примерная компоновка второго листа графической части

**Учебная программа по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс»
для дневной формы обучения**

11

Учебные модули УМ	Лекционный курс	Часы	Практические занятия	Часы	Лабораторные занятия	Часы	Курсовое проектиро- вание	Форма контроля
1	2	3	4	5	6	7	8	9
УМ 1. История раз- вития, современное состояние и облас- ти применения де- ревянных конст- рукций	1. Краткий исторический обзор развития деревянных конструкций	2					Разработка курсового проекта «Деревянный каркас одно- этажного производственного здания» Управляемая самостоятельная работа – 2 часа	1-й промежуточный зачет Управляемая самостоятельная работа – 5 часов
УМ 2. Древесина и пластмассы – конст- рукционные матери- алы для строитель- ных конструкций	2. Конструкционная древесина	4						
	3. Конструкционные пла- стмассы	2	Назначение размеров сечений цельных и клееных элементов	2				
УМ 3. Расчет эле- ментов конструкций из дерева и пласт- масс по предельным состояниям	4. Основные принципы расчетов по предельным состояниям	4	Определение нагру- зок, действующих на конструкции	2				
	5. Расчет элементов дере- вянных конструкций	2	Расчет деревянных элементов	2				
УМ 4. Соединение элементов деревян- ных конструкций	6. Соединение элементов без механических связей	2			Испытание лобовой врубки	4		
	7. Соединение элементов на механических связях	2			Испытание соеди- нения на нагелях	4		

1	2	3	4	5	6	7	8	9
УМ 5. Ограждающие конструкции из дерева и пластмасс	8. Ограждающие конструкции из дерева и пластмасс	2	Методика расчетов плит покрытия с деревянным каркасом	2	Испытание на статический изгиб фрагмента клефанерной ребристой плиты	4	Разработка курсового проекта «Деревянный каркас одноэтажного производственного здания» Управляемая самостоятельная работа – 2 часа	2-й промежуточный зачет Управляемая самостоятельная работа – 5 часов
УМ 6. Основные виды промышленных конструкций из дерева и пластмасс	9. Обеспечение пространственной неизменяемости конструкций	2	Проверка прочности и устойчивости арок	2				
	10. Деревянные арки и рамы	2	Расчет и проектирование узлов арок и рам	2				
	11. Деревянные балки и стойки	2			Испытание на статический изгиб клефанерной балки прямоугольного сечения	4		
	12. Фермы и их проектирование	2	Конструирование и расчет металлодеревянных ферм	2				
УМ 7. Изготовление и эксплуатация конструкций из дерева и пластмасс	13. Сушка древесины	2						
	14. Технология изготовления деревянных конструкций	2	Обеспечение долговечности деревянных и стальных конструкций	2				
Всего:		32		16		16		экзамен

РЕЙТИНГОВЫЙ КОНТРОЛЬ

Рейтинговая система позволяет стимулировать учебно-познавательную работу студентов за счет поэтапной оценки всех видов учебной и исследовательской работы по многобалльной шкале, повысить объективность качества знаний и навыков.

Рейтинг студентов по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» определяется суммой баллов, заработанных студентами и отражающих успешность его обучения дисциплине:

Вид занятий	Вид работы	Количество баллов
Лекции	1-й промежуточный зачет	Студент обязан ответить на 5 вопросов. Каждый полный ответ оценивается в 1 балл; ответ не полностью верен – 0,5 балла; ответ отсутствует или неверный – 0 баллов. <i>Максимальное количество набранных баллов – 5.</i>
	2-й промежуточный зачет	Студент обязан ответить на 3 вопроса. Каждый полный ответ оценивается в 2 балла; ответ не полностью верен – 1 балл; ответ отсутствует или неверный – 0 баллов. <i>Максимальное количество набранных баллов – 6.</i>
Практические занятия		Студент получает по 1 баллу за каждое занятие, если подготовлен к занятию и активно участвует в его проведении. <i>Максимальное количество набранных баллов – 8.</i>
Лабораторные занятия	4 лабораторные работы	Каждая работа оценивается: 2 балла – студент активно участвует при проведении эксперимента, теоретических расчетов, работа защищена вовремя; 1 балл – студент активно участвует при проведении эксперимента, теоретических расчетов, работа защищена не в срок; 0 баллов – студент не участвует при проведении эксперимента, теоретических расчетов, работа защищена не в срок; <i>Максимальное количество набранных баллов – 8.</i>
Курсовое проектирование	Курсовой проект	Курсовой проект оценивается: 10 баллов – проект выполнен на оценку «отлично» и защищен в срок; 9 баллов – проект выполнен на оценку «отлично», но защищен не в срок; 8 баллов – проект выполнен на оценку «хорошо» и защищен в срок; 7 баллов – проект выполнен на оценку «хорошо», но защищен не в срок; 6 баллов – проект выполнен на оценку «удовлетворительно» и защищен в срок; 5 баллов – проект выполнен на оценку «удовлетворительно», но защищен не в срок.

Написание и выступление с рефератами и сообщениями оценивается в 3 балла за каждую качественно выполненную работу.

Участие студента в научно-исследовательской работе (НИРС) оценивается в 10 баллов.

Публикация исследований и разработок студента оценивается в 10 баллов (каждая).

За невыполнение учебного плана и неаттестацию по данной дисциплине студент лишается 3 баллов (за каждую неаттестацию).

Для оценки успешности изучения дисциплины можно пользоваться таблицей:

Критерии выставления оценок работы за семестр

отлично	хорошо	удовлетворительно
36	29	22

МОДУЛЬНОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ УЧЕБНОГО ПРОЦЕССА

УЧЕБНЫЙ МОДУЛЬ 1

ИСТОРИЯ РАЗВИТИЯ, СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ И ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Тема занятий	Тип занятий	Вид занятий	Кол-во часов
Краткий исторический обзор развития деревянных конструкций	Изучение нового материала	Лекция	2
Области применения деревянных конструкций в Беларуси и за рубежом	Систематизация и углубление знаний	Самостоятельная работа	1

Лекция 1

КРАТКИЙ ИСТОРИЧЕСКИЙ ОБЗОР РАЗВИТИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

- 1.1. Свойства древесины. Основные преимущества и недостатки.
- 1.2. История применения деревянных конструкций.
- 1.3. История развития и современное состояние развития деревянных конструкций в Республике Беларусь.

1.1. Свойства древесины. Основные преимущества и недостатки
Деревянные конструкции являются надежными, легкими и долговечными.

Свойства древесины:

- относительно легкий и прочный материал, особенно по направлению вдоль волокон, где действуют наибольшие усилия от внешних нагрузок;
- микропористый материал с хорошими теплоизоляционными и санитарно-гигиеническими свойствами;
- малотвердый и поэтому легкообрабатываемый материал, что облегчает и упрощает изготовление деревянных конструкций;
- стойко сопротивляется разрушительному воздействию слабых химически агрессивных сред;
- стойко выдерживает ударные и циклические нагрузки;
- надежно склеивается водостойкими синтетическими клеями.

Преимущества деревянных конструкций:

- эстетическая привлекательность;
- химическая стойкость;
- возможность перекрывать большие пространства (рис. 1.1, 1.2, 1.3);

- изготовлены из природного возобновляемого естественным путем материала;
- экологически безопасны;
- по прочностным показателям единицы веса и по пределу огнестойкости не уступают металлическим конструкциям;
- позволяют создавать покрытия зданий любой формы и пролета;
- экономичны при транспортировании и монтаже.

Недостатки:

- древесина подвержена гниению;
- деревянные конструкции сгораемы;
- относительно малая прочность дерева;
- малая продолжительность службы.

Основными направлениями развития конструкций из дерева является разработка, производство и применение новых клеедеревянных конструкций. Типы конструкций должны быть унифицированы. Заводское производство должно обеспечивать массовое изготовление клеедеревянных конструкций любых требуемых форм и размеров. Такое производство должно быть механизировано, автоматизировано и малотрудоемко.

Клеедеревянные конструкции должны шире применяться при строительстве сельскохозяйственных, складских, производственных зданий, промышленных зданий со слабой химически агрессивной средой, общественных зданий крупных размеров и автодорожных мостов.



Рис. 1.1. Склад соли из клееных деревянных арок пролетом 60 м, высота в ключе – 22 м

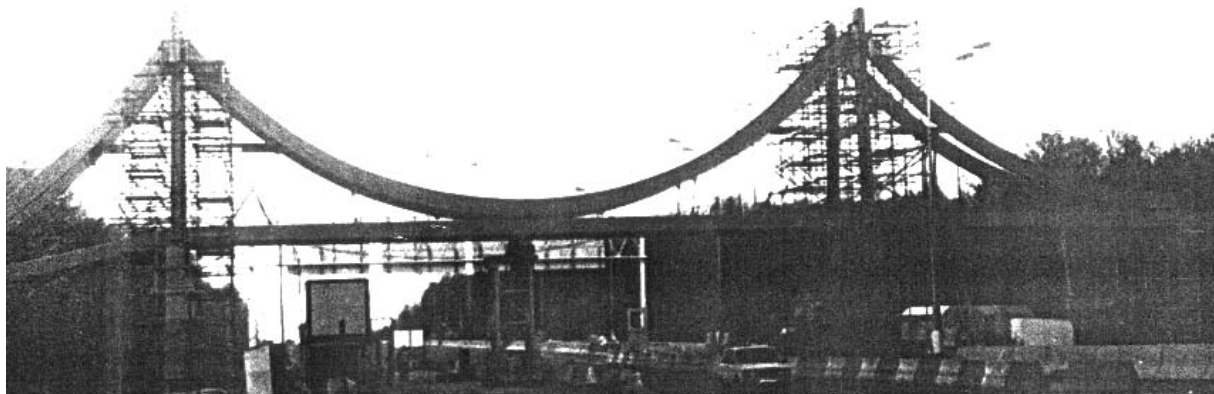


Рис. 1.2. Пешеходный мост из клееной древесины через МКАД (102 км)

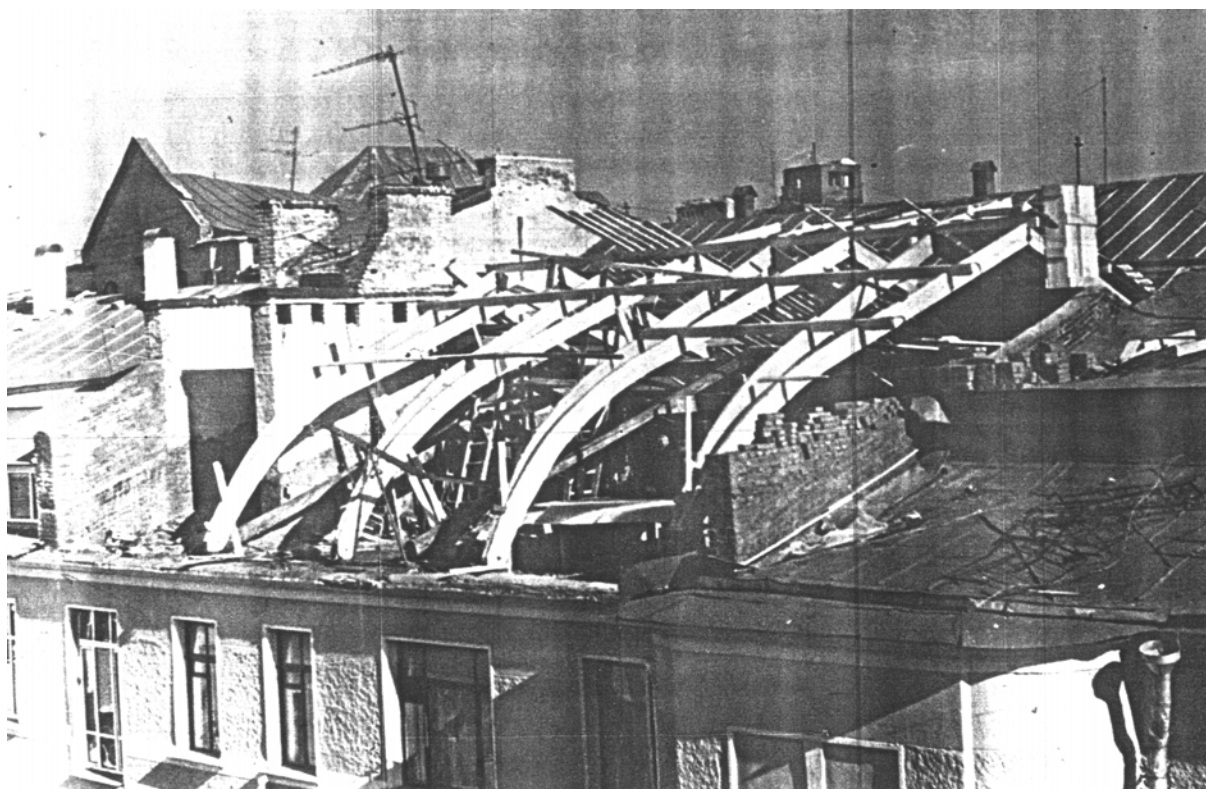


Рис. 1.3. Строительство мансарды (реконструкция)
над домом архитектора Шехтеля в Москве

1.2. История применения деревянных конструкций

Время	События
Первобытное общество	Первобытные люди строили жилища на земле и на сваях, небольшие ограды и мосты
Древний Рим	Деревянные дома, храмы и мосты через крупные реки
I век	Легионами Цезаря построен деревянный мост через реку Рейн
Средние века	В Китае и Японии построены деревянные храмы с применением бамбуковой древесины. В Европе широко применялись деревянные стропила крыш; дома, храмы, дворцы строились деревянными со стенами из круглых бревен
X в.	В Новгороде построена 13-главая церковь святой Софии из дуба
XIII в.	Построены из дуба башни Московского кремля и соединяющие их стены
XIV в.	Построена церковь Воскрешения Лазаря в г. Муроме
1551 г.	Построена деревянная крепость на берегу Волги
1667 – 1681 г.	Под Москвой в селе Коломенское был построен загородный дворец царя Алексея Михайловича
1714 г.	Построена 22-главая деревянная Преображенская церковь (35 м высотой) в селе Кижи на Онежском озере
Конец XVII в.	Появилась возможность вначале ручной, а затем и механической распиловки бревен, создания стержневых систем в виде брусчатых и дощатых конструкций
1736 – 1738 г.	Построен шпиль Адмиралтейства в Санкт-Петербурге
1792 – 1793 г.	Построен Останкинский дворец
1817 г.	Возведены деревянные фермы бывшего манежа в Москве пролетом 48 м
1842 – 1851 г.	Построен деревянный мост московско-петербургской железной дороги через реку Мсту
Начало XX в.	В.И. Шухов разработал первые деревянные пространственные конструкции. В Нижнем Новгороде построен деревянный свод пролетом 21 м, в Орске – градирня высотой 36 м сетчатой конструкции
После революции	Внедрены дощато-гвоздевые конструкции
1932 – 1936 г.	Разработаны брусчатые конструкции на пластинчатых нагелях
После Великой Отечественной войны	Преобладали железобетонные элементы заводского изготовления и металлические конструкции
70-ые годы	Разработаны прочные водостойкие синтетические клеи (фенол-формальдегидные, резорциновые), развиваются деревянные клееные конструкции: клееная водостойкая фанера, клеелесные балки, стойки, рамы, клеелесные плиты и панели, клеелесные фермы со стальным нижним поясом
1972 г.	Построен первый завод клеелесных конструкций в России
Настоящее время	Применяются деревянные конструкции для покрытия спортзалов, теннисных кортов, бассейнов, конноспортивных манежей, мансард, торговых и выставочных павильонов, помещений с агрессивной средой, коттеджей (рис. 1.4 – 1.7)

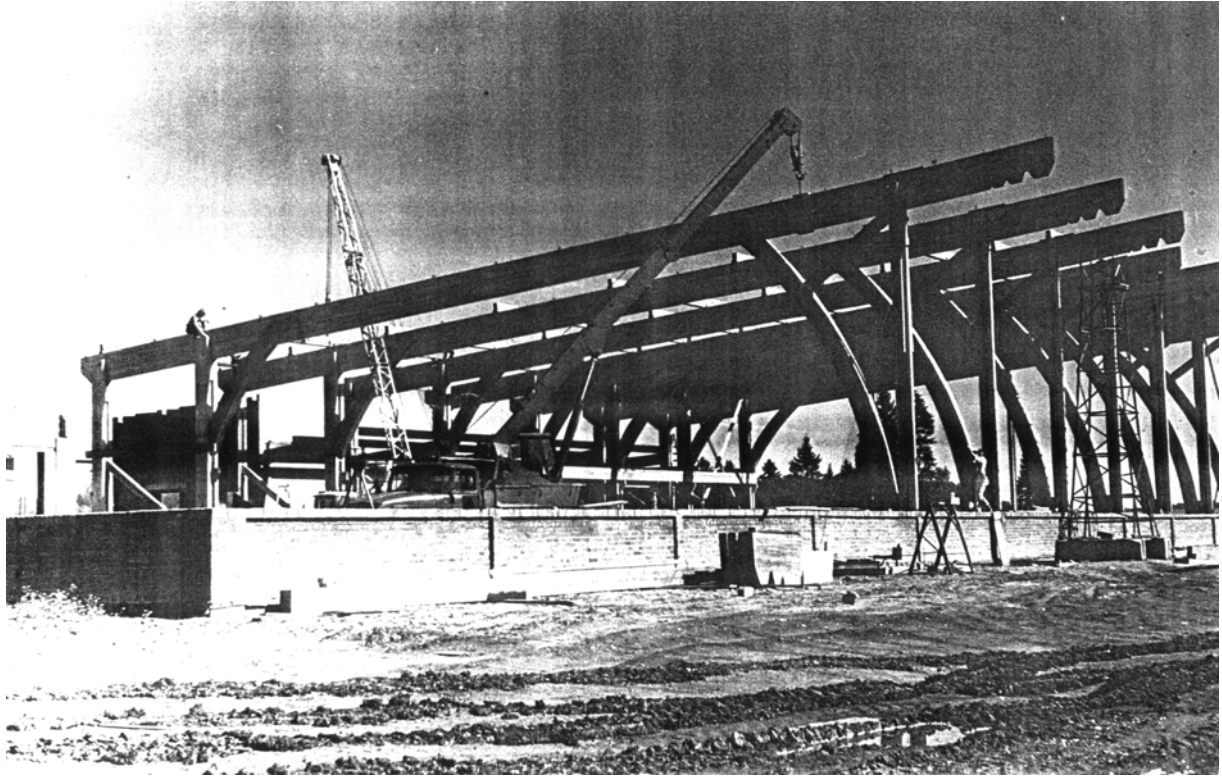


Рис. 1.4. Конноспортивный манеж с рамами из клееной древесины в Шаховском районе Московской области

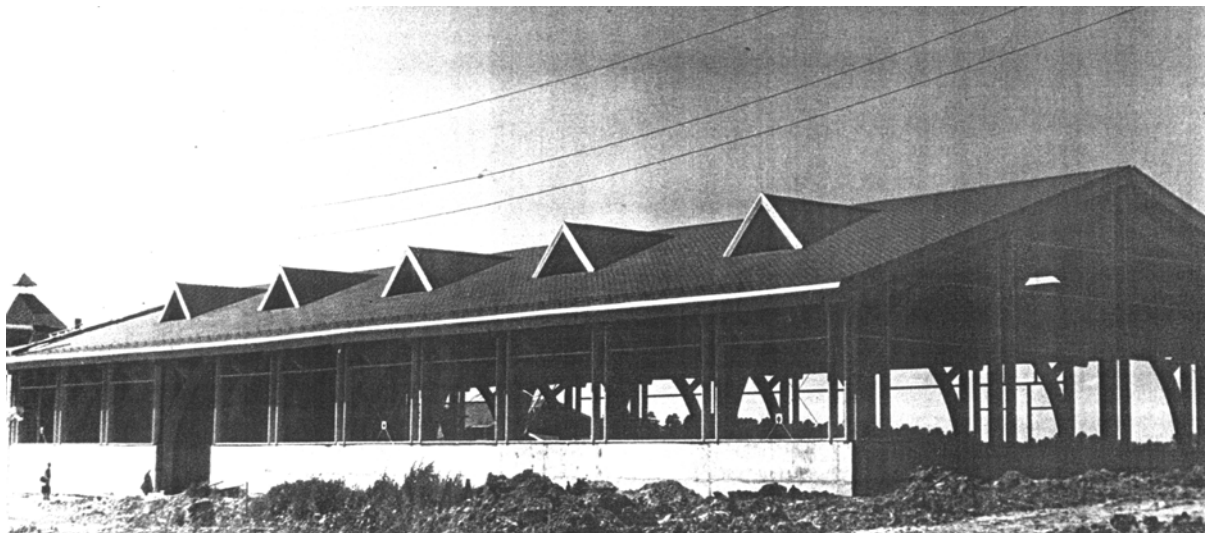


Рис. 1.5. Конноспортивный манеж в д. Поздняково Московской области

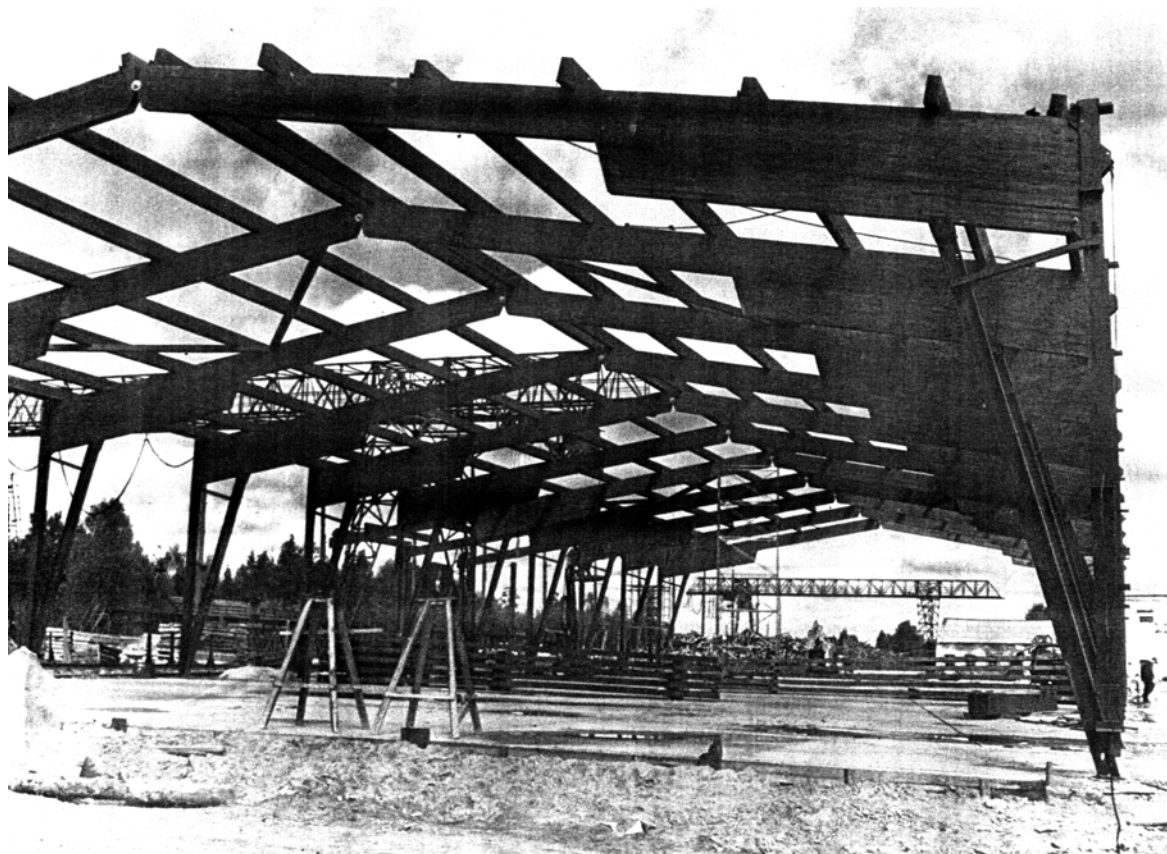


Рис. 1.6. Лесопильный цех в п. Курлово Владимирской области, монтаж рам пролетом 24 м



Рис. 1.7. Реконструкция Алексеевского моста – пергола из клееных деревянных арок кругового очертания

1.3. История и современное состояние развития деревянных конструкций в Республике Беларусь

Сейчас леса покрывают одну треть территории нашей республики. Больше всего хвойных лесов, особенно сосны – 68 %. Мелколиственные породы (береза, осина) занимают 27 %, а широколиственные (дуб, клен) – 5 %. В Полесье лучше растут дуб и граб. Беларусь – территория максимального распространения в Европе черной ольхи.

Дешевизна, доступность древесины, ее теплотехнические и механические свойства с древнейших времен определяли дерево как основной строительный материал.

Время	События
Первобытное общество	Столбовой способ строительства
II – III вв. н. э.	Появляется срубная техника, идет строительство небольших домов
XI – XII вв.	При появлении городов плотничные работы выделяются в самостоятельное ремесло, совершенствуются орудия труда для обработки древесины
XVI – XIX вв.	Жилые дома, хозяйственные постройки, культовые постройки выполняются в основном из древесины
XX в.	Применяются в основном железобетонные и металлические конструкции, деревянные конструкции – только в случае острой необходимости

По конструктивному решению жилые постройки подразделяются:

1) *столбчатые конструкции* (рис. 1.8);



Рис. 1.8. Хлев в Колыбани Брагинского района (столбчатые конструкции)

2) *срубные конструкции* (рис. 1.9). Обшивка выполнялась досками для защиты от атмосферных осадков, улучшения теплотехнических свойств, а также для придания красоты (рис. 1.10). Наиболее распространены два способа обшивки – вертикальная и горизонтальная.



Рис. 1.9. Жилая застройка в Ветке Гомельской области
(срубные конструкции)



Рис. 1.10. Жилой дом в Дубовке Шарковщинского района

3) *каркасные конструкции*: стойки врубали в горизонтальный брус, лежащий непосредственно на земле или на фундаменте. Элементы каркаса –



Рис. 1.11. Амбар в Мурованой Ошмянке
Ошмянского района
(смешанные конструкции)

большими свободными пролетами, спортзалы, рынки, большепролетные промышленные сооружения. При возведении используются различные конструктивные схемы – арки, рамы, балки, купола (рис. 1.12 – 1.14).

Основные направления применения деревянных конструкций в Беларуси:

- строительство жилых малоэтажных домов заводского изготовления (рис. 1.15):
 - с каркасной схемой;
 - деревянные щитовые дома;
 - со стенами из клееного бруса;
- строительство мансардных этажей;
- производство деревянных клееных конструкций, применение легких дощатых ферм, собираемых на коннекторах.

нижняя и верхняя обвязки, стойки, ригели, прогоны соединялись врубками. Обшивка делалась снаружи или внутри; пространство между ними заполняли опилками, стружками;

4) *смешанные конструкции* (рис. 1.11): нижний ярус – рубленый, верхний – каркасный.

В настоящее время в Беларуси деревянные конструкции выпускает Гомельский комбинат строительных конструкций (ГКСК). ГКСК был создан в 1974 году. Сейчас мощность ГКСК составляет 2800 м³ деревянных клееных несущих конструкций и 30 тыс. м² ограждающих конструкций в год. Интерес представляют спортивные сооружения с

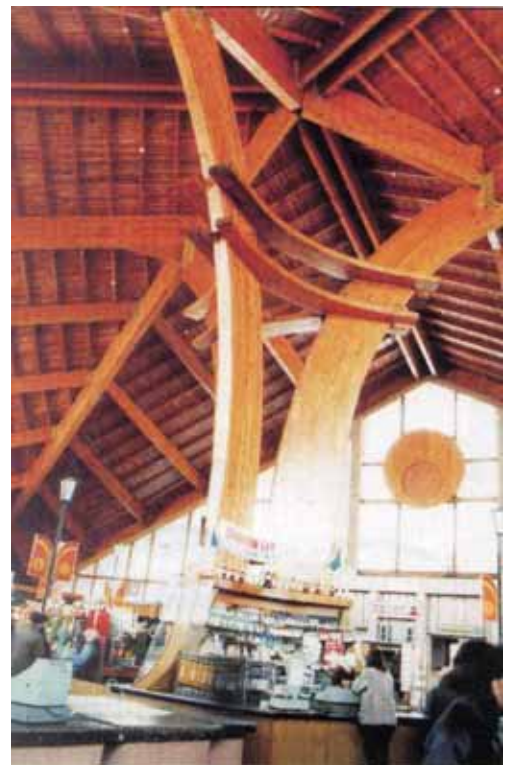


Рис. 1.12. Интерьер рынка на 100 мест в Гомеле



Рис. 1.13. Интерьер спорткомплекса «Химик» в Новополоцке



Рис. 1.14. Фасад корта в Барановичах



Рис. 1.15. Коттедж-140

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ

1. Основные направления в развитии деревянных конструкций после революции.
2. Где применялись и как совершенствовались деревянные конструкции в СССР в предвоенные годы и во время войны?
3. Каково направление в развитии деревянных конструкций в послевоенные годы?
4. Назовите основные направления применения современных деревянных конструкций.
5. В каких областях народного хозяйства наиболее рационально применение деревянных конструкций?
6. На какие основные два класса делятся деревянные конструкции по методам изготовления?
7. Каковы основные направления прогресса в изготовлении и применении деревянных конструкций?
8. Каковы основные направления в развитии деревянных конструкций в Республике Беларусь.
9. Основные свойства древесины.
10. Недостатки древесины.

ЛИТЕРАТУРА

1. Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник под ред. Г.Г. Карлсена, Ю.В. Слицкоухова и др.; 5-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1986. – С. 5 – 33.
2. Зубарев Г.Н. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для вузов / Г.Н. Зубарев. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1990. – С. 4 – 12.
3. Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник для вузов / Д.К. Арленинов, Ю.Н. Буслаев, В.П. Игнатъев, П.Т. Романов, Д.К. Чахов. – М.: Изд-во АСВ, 2002. – С. 3 – 8.
4. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: Учебное пособие / М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2001. – 292 с.
5. Атлас деревянных конструкций / К. Гетц, Д. Хоор, К. Мелер; перевод с нем. Н.И. Александровой; под ред. В.В. Ермолова. – М.: Стройиздат, 1985. – 272 с.
6. Деревянные конструкции в строительстве / Л.М. Ковальчук, С.Б. Турковский и др. – М.: Стройиздат, 1995. – 246 с.
7. Современные пространственные конструкции (железобетон, металл, дерево): справочник / Под ред. Ю.А. Дыховичного. – М.: Высшая школа, 1991.

УЧЕБНЫЙ МОДУЛЬ 2

ДРЕВЕСИНА И ПЛАСТМАССЫ – КОНСТРУКЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Тема занятий	Тип занятий	Вид занятий	Кол-во часов
Конструкционная древесина	Изучение нового материала	Лекция	4
Конструкционные пластмассы	Изучение нового материала	Лекция	2
Назначение размеров сечений цельных и клееных элементов	Углубление знаний	Практическое занятие	2
Современные методы по обеспечению долговечности конструкций из дерева	Формирование новых знаний	Самостоятельная работа	2
Выдача заданий для курсового проектирования. Выбор материалов для проектирования и определение механических характеристик материалов	Углубление и систематизация знаний	Самостоятельная работа (курсовое проектирование)	2

Лекция 2

КОНСТРУКЦИОННАЯ ДРЕВЕСИНА

- 2.1. Классификация древесины по породе.
- 2.2. Круглые и пиленные лесоматериалы.
- 2.3. Строение древесины.
- 2.4. Качество лесоматериалов: пороки и сорт древесины.
- 2.5. Влажность древесины.
- 2.6. Меры борьбы с увлажнением, биологическими повреждениями и пожарной опасностью.

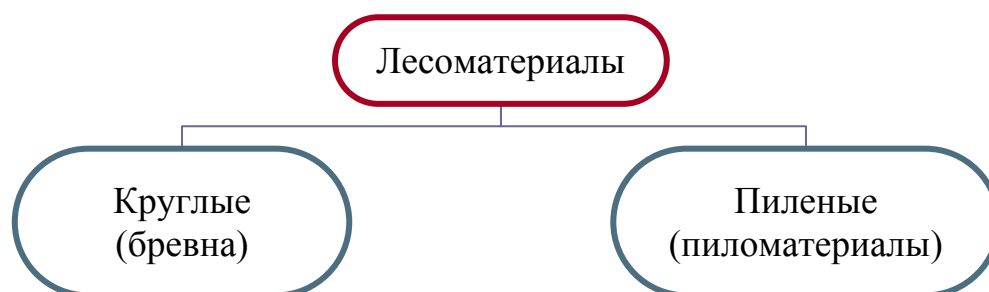
2.1. Классификация древесины по породе



Породы	сосна, ель, пихта, кедр, лиственница	дуб, береза, осина, тополь
Применение	для изготовления основных элементов деревянных конструкций и строительных деталей	для небольших соединительных деталей

<p>Основные свойства</p>	<ul style="list-style-type: none"> • имеет прямые высокие стволы с небольшим количеством сучков, что позволяет получить прямослойные пиломатериалы с ограниченным количеством пороков • содержит смолы, благодаря чему лучше, чем лиственная, сопротивляется увлажнению и загниванию 	<ul style="list-style-type: none"> • имеет относительно небольшую высоту • менее прямолинейная • имеет больше сучков • более, чем хвойная, подвержена загниванию
--------------------------	--	--

2.2. Круглые и пиленые лесоматериалы



<p>Это части стволов с гладко опиленными торцами, очищенными от сучков.</p> <p>Они имеют стандартную длину: 4,0; 4,5; 5,0; 5,5; 6,0 и 6,5 м.</p> <p>Бревна имеют естественную усеченно-коническую форму. Уменьшение их толщины называют сбегом. В среднем сбег составляет 0,8 см на 1 м длины. Толщина бревна определяется диаметром его тонкого верхнего торца – d.</p>	<p>Имеют прямоугольное или квадратное сечение (рис. 2.2).</p> <p>Пиломатериалы с поверхностями, опиленными по всей длине, называются обрезными. Если часть поверхности не опилена в результате сбega бревна, материал называют обзолным. Если не опилены две поверхности пиломатериала при распиловке бревна, его называют необрезным.</p>
<p>В зависимости от формы и размеров поперечного сечения</p>	
<p>бревна бывают (рис. 2.1):</p> <ul style="list-style-type: none"> • крупные – $d \geq 26$ см • средние – $d = 14 \div 26$ см • подтоварник – $d < 13$ см 	<p>пиломатериалы подразделяются:</p> <ul style="list-style-type: none"> • на брусья ($\delta = 130 \div 250$; $b = 130 \div 250$) • на бруски (ширина не более удвоенной толщины; $\delta = 50 \div 100$; $b = 100 \div 180$) • на доски (ширина более удвоенной толщины): <ul style="list-style-type: none"> а) тонкая: $\delta = 40 \div 100$; $b = 100 \div 200$ б) толстая: $\delta = 100$ и более; $b = 100 \div 180$

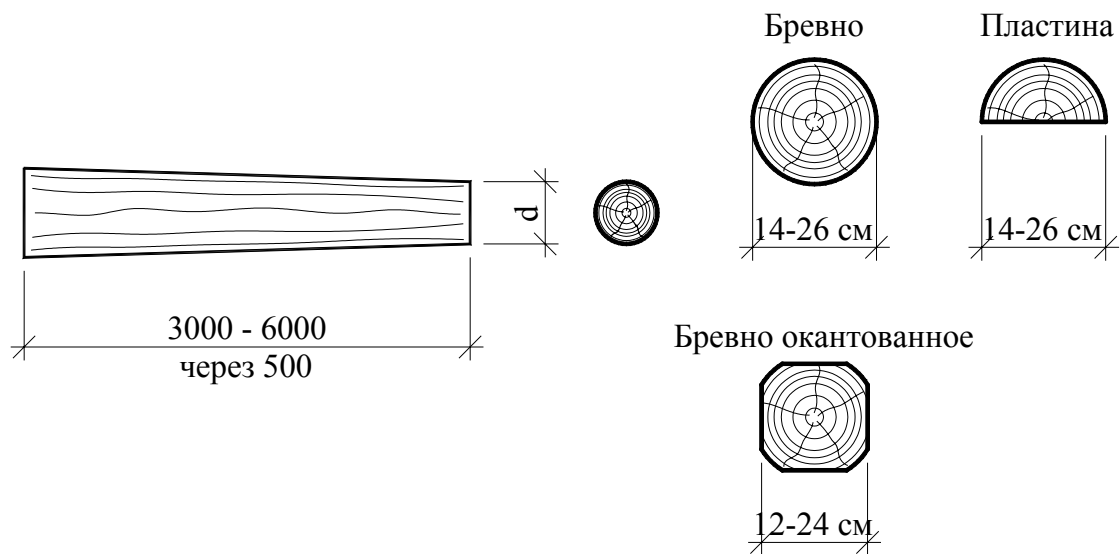


Рис. 2.1. Бревна

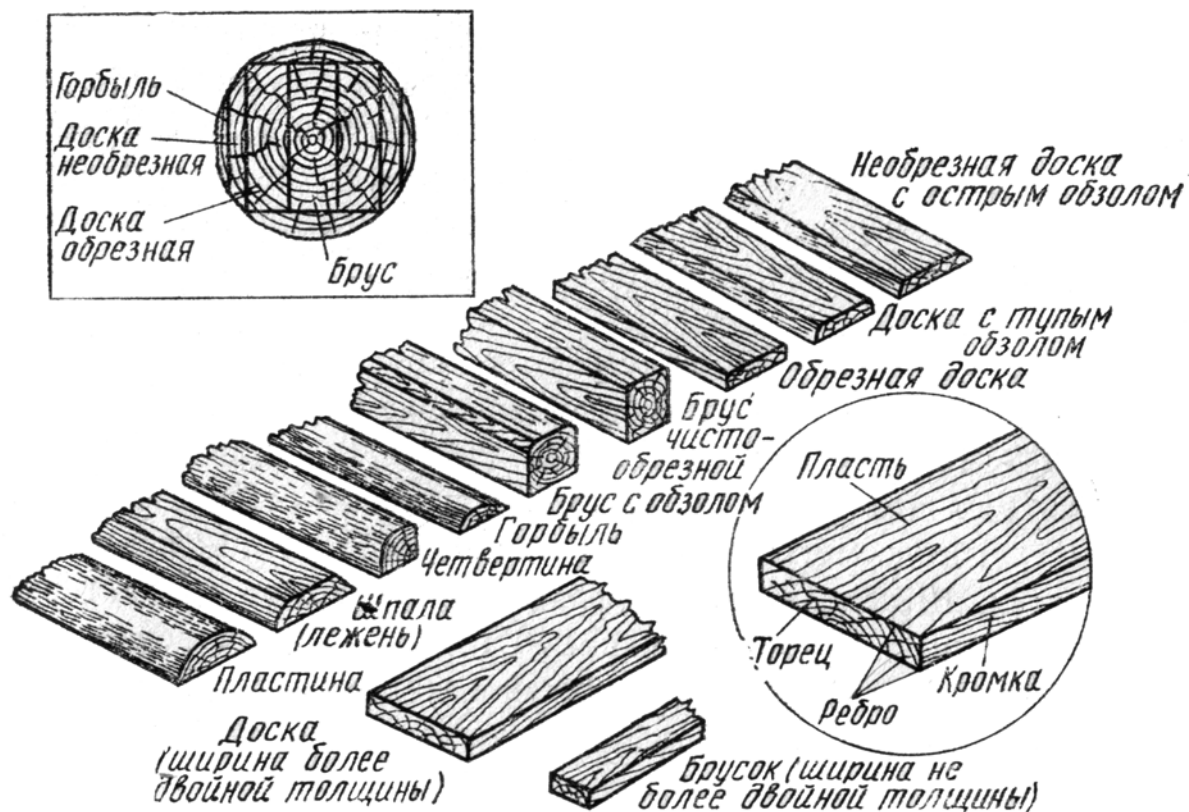


Рис. 2.2. Виды пиломатериалов:

Пласть – более широкая продольная сторона; *кромка* – узкая продольная грань; *торец* – концевое поперечное сечение пиломатериала

2.3. Строение древесины

Древесина является *анизотропным* материалом: ее свойства различаются в зависимости от того, в каком направлении приложены усилия. Строение древесины в связи с этим изучается на трех главных разрезах: поперечном, радиальном, тангенциальном.

На поперечном сечении ствола различают следующие части (рис. 2.3): *кора*; под корой – тонкий слой *камбия* (образовательной ткани); в центре – *сердцевина*, имеющая форму небольшого круглого пятнышка диаметром $2 \div 5$ мм. Вся основная древесина, расположенная между слоем камбия и сердцевиной, состоит из двух частей, отличающихся цветовыми оттенками. Внутренняя зона (более темная), содержащая больше смолы, – *ядро*; внешняя (более светлая) – *заболонь*, менее смолистая, но более прочная.

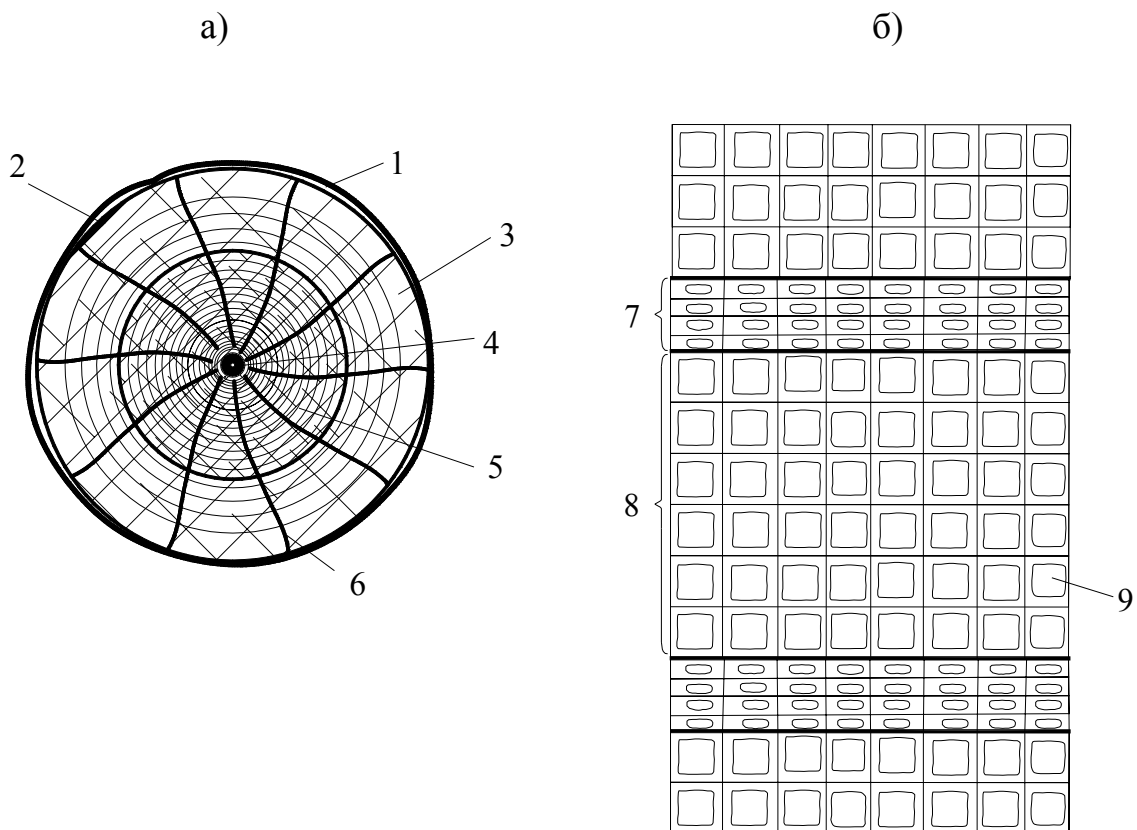


Рис. 2.3. Строение древесины:

а – поперечное сечение ствола; б – микроструктура;

1 – кора; 2 – камбий; 3 – заболонь; 4 – сердцевина; 5 – ядро; 6 – сердцевинные лучи;

7 – поздние годовые слои; 8 – ранние годовые слои; 9 – клетки трахеиды

Годичные (концентрические) слои, окружающие сердцевину, представляют ежегодный прирост древесины. Ширина годичных слоев колеблется в зависимости от возраста, породы, условий произрастания и положения в стволе. Каждый годичный слой состоит из двух частей:

- *внутренний более широкий и светлый слой* (состоит из мягкой ранней древесины, образующейся весной, когда дерево растет быстро). Клетки ранней древесины имеют более тонкие стенки и широкие полости;
- *наружный узкий и темный слой* (состоит из более твердой поздней древесины, образующейся летом). Клетки поздней древесины имеют более толстые стенки и узкие полости.

Плотность и прочность древесины зависят от относительного содержания в ней поздней древесины, которая у сосны колеблется от 10 до 30 %.

Древесина имеет трубчатое слоисто-волокнистое строение. Основную массу древесины составляют древесные волокна, расположенные вдоль ствола. Они состоят из удлиненных пустотелых оболочек отмерших клеток – *трахеидов*. Это полые клетки из органических веществ (целлюлозы и мегнина), почти прямоугольной формы, сильно вытянутые в длину с заостренными концами средней шириной 50 мкм и длиной 3 мм. Трахеиды занимают 90 % общего объема древесины. В 1 см³ древесины приблизительно размещается 420000 трахеид.

Еще есть *паренхимные клетки*. В хвойной породе они входят в состав сердцевинных лучей. В растущем дереве по сердцевинным лучам происходит движение питательных веществ и воды в горизонтальном направлении, а в период покоя в них хранятся запасные питательные вещества.

2.4. Качество лесоматериалов: пороки и сорт древесины

Качество лесоматериалов определяется в основном степенью однородности строения древесины, от которой зависит прочность.

Неоднородность строения возникает:

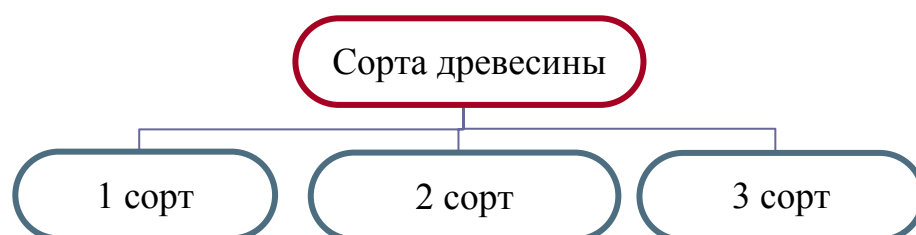
- в процессе роста;
- во время хранения лесоматериалов на складах;
- во время сушки;
- в период обработки;
- в процессе эксплуатации.

Степень однородности древесины определяется размерами и количеством участков (*пороков*), где однородность нарушена и прочность снижена.



<ul style="list-style-type: none"> • сучки • косослой (наклон волокон относительно оси элемента) • трещины при высыхании • мягкая сердцевина • выпадающие сучки 	<ul style="list-style-type: none"> • гниль • червоточина • трещины в зоне скалывания в соединениях
--	---

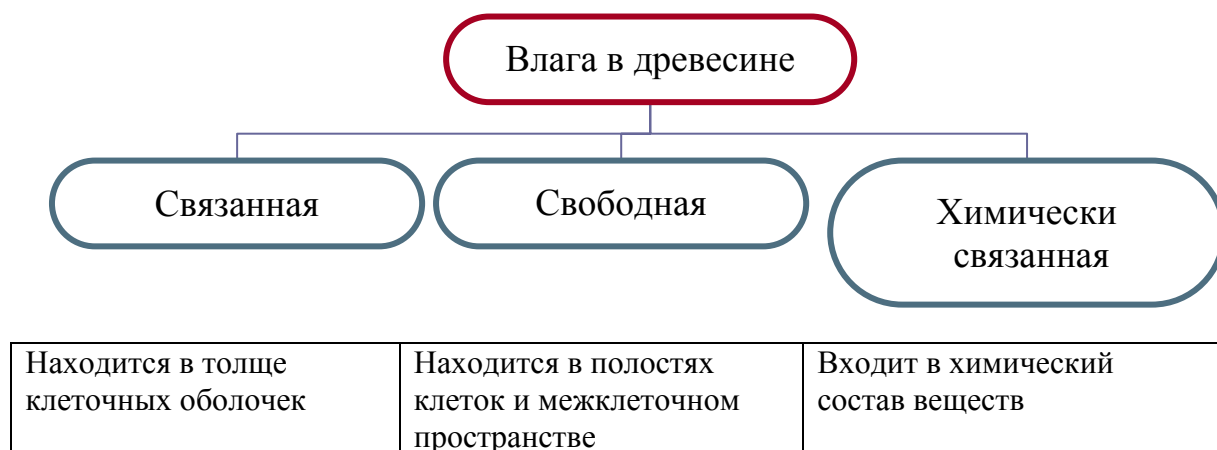
По качеству древесины и обработки доски и бруски разделяют на 5 сортов (отборный, 1, 2, 3, 4-й), а брусья – на 4 сорта (1, 2, 3, 4-й). Отборный сорт применяется в судостроении, сельхозмашиностроении, вагоностроении; древесина 4-го сорта применяется для изготовления тары и упаковки. В строительстве используют пиломатериалы 1, 2, 3-го сортов. Основными факторами, определяющими сорт, являются величины и расположение пороков, главным образом сучков и трещин в элементе. Кроме того, учитываются и другие пороки древесины: крень, кармашки, сердцевинки и др. Требования к древесине каждого сорта содержатся в ГОСТ.



Применение	Для изготовления ответственных элементов конструкций, работающих на растяжение, и растянутых зон высоких клеедеревянных балок	Для прочих элементов несущих строительных конструкций	В мало напряженных настилах и обшивках
Общий диаметр сучков на длине 20 см	$d < 1/4 b$; количество – 3	$d < 1/3 b$; количество – 4	$D \leq 1/2 b$; количество – 4
Пластовые и кро-мочные трещины	<i>Допускаются длиной в долях длины пиломатериала</i>		
	1/4	1/3	1/2

2.5. Влажность древесины

Влажность – это процентное содержание свободной и связанной воды в порах древесины. Наибольшую влажность имеет сплавная древесина ($W = 200 \%$). Свежесрубленная древесина имеет влажность до 100 %.



Предел гигроскопичности (30 %) – максимальное количество связанной влаги. Дальнейшее увеличение влажности может происходить только за счет свободной влаги, т.е. заполнением пустот в древесине.

При изменении влажности от 0 до 30 % объем древесины увеличивается, происходит *разбухание*, снижение влажности в этих пределах уменьшает ее размеры, происходит *усушка*.

При увеличении влажности более 30 %, когда влага занимает все полости клеток древесины, дальнейшего разбухания не происходит.

Для сравнения показателей прочности и жесткости древесины независимо от ее влажности установлено значение *стандартной влажности* – 12 %, т.е. при испытании образцов древесины, имеющих нестандартную влажность, предел прочности (или другой показатель) должен быть приведен к его значению при стандартной влажности с учетом поправочного коэффициента α ($\alpha = 0,05$ – при сжатии вдоль волокон, $\alpha = 0,04$ – при изгибе, $\alpha = 0,03$ – при скалывании вдоль волокон):

$$B_{12} = B_W [1 + \alpha(W-12)].$$

2.6. Меры борьбы с увлажнением, биологическими повреждениями и пожарной опасностью

Гниение – это разрушение древесины простейшими растительными организмами (древоразрушающими грибами), для которых она является питательной средой.

Гниение как результат жизнедеятельности растительных организмов невозможно без определенных благоприятных условий:

- *температура* должна быть не выше 50 °С. При отрицательной температуре жизнь грибов замирает, но может возобновиться при потеплении. При температуре больше 80 °С грибница и споры грибов погибают.

- *наименьшая влажность*, при которой могут расти грибы, – 20 %. В более сухой древесине жизнь грибов прекращается.

- *присутствие воздуха* необходимо для роста гриба. Древесина, полностью насыщенная водой или находящаяся в воде без доступа воздуха, гниению не подвергается.

Защита от гниения – это исключение одного из необходимых условий жизнедеятельности грибов. Изолировать древесину от попадания в нее спор, от окружающего воздуха и положительной температуры в большинстве случаев практически невозможно. Можно лишь только уничтожить грибы и их споры высокой температурой, не допустить повышения влажности древесины до опасного уровня.

Это достигается путем *стерилизации*, которая происходит в процессе искусственной сушки, когда все споры погибают (при $t > 80$ °С).

Конструктивная защита обеспечивает такой режим эксплуатации конструкции, при которой ее влажность не превышает благоприятного для загнивания уровня. Она предусматривает:

а) защиту от увлажнения атмосферными осадками, которая обеспечивается:

- полной водонепроницаемостью кровли;
- соблюдением требования к уклонам кровли;

б) защиту от капиллярной влаги, которая достигается:

- отделением деревянных конструкций от бетонных и каменных конструкций слоями битумной гидроизоляции;
- опиранием деревянных конструкций на фундаменты выше уровня пола и грунта.

Химическая защита используется, когда увлажнение древесины неизбежно, и представляет собой пропитку или покрытие деревянных элементов антисептиками:

- водорастворимыми (фтористый и кремнефтористый натрий);
- маслянистыми: каменноугольное масло, антраценовое масло, сланцевое масло и древесный креозот.

Защита от возгорания

Древесина, как органический материал, сгораема. Однако благодаря малой теплопроводности горение крупных элементов долго ограничивается наружными слоями, поэтому деревянные конструкции имеют достаточный предел огнестойкости.

Цель защиты от возгорания – повышение предела огнестойкости. Это достигается мероприятиями конструктивной и химической защиты.

Конструктивные меры защиты:

- в производственных зданиях с горячими процессами применение древесины запрещено;
- 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 с тягой воздуха полостей, по которым может распространяться пламя, недоступное для тушения;
- элементы деревянных конструкций должны быть более массивными клееными или брусчатыми, имеющими большие пределы огнестойкости, чем дощатые;
- применение штукатурки.

Химическая защита от возгорания применяется, когда от ограждающих деревянных конструкций требуется повышенная степень огнестойкости (например, в помещениях, где находится легковоспламеняющиеся предметы). Химическая защита включает в себя противопожарную **пропитку и окраску**.

Для пропитки применяют антипирены – вещества, которые при нагреве плавятся или разлагаются, покрывая древесину огнезащитной пленкой или газовыми оболочками. Пропитка антипиренами производится одновременно с пропиткой антисептиками.

Для окрашивания применяют защитные краски на основе жидкого стекла, суперфосфаты и др. (во время пожара их пленки вздуваются и создают воздушную прослойку, временно препятствующую возгоранию).

Лекция 3

КОНСТРУКЦИОННЫЕ ПЛАСТМАССЫ

- 3.1. История развития конструкций с применением пластмасс.
- 3.2. Основные компоненты пластмасс, применяемых в строительстве.
- 3.3. Основные виды пластмасс, их область применения.
- 3.4. Фанера.

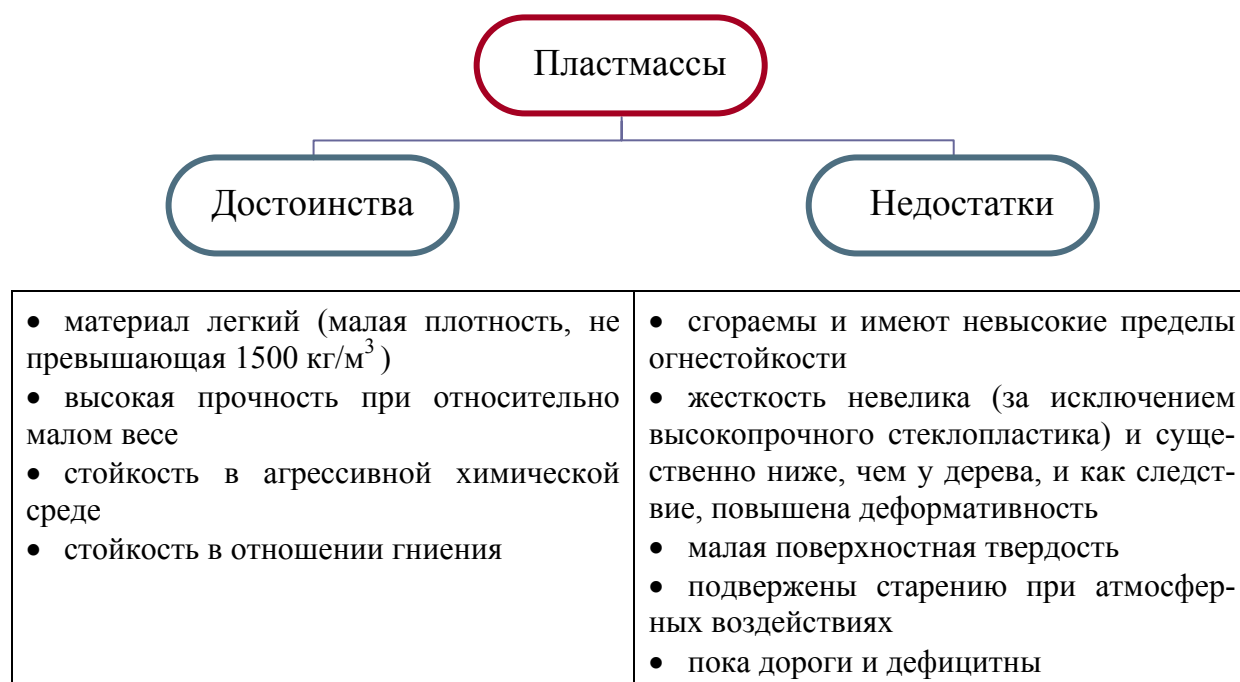
3.1. История развития конструкций с применением пластмасс

В отличие от дерева – природного материала, столетиями используемого в строительных конструкциях, – пластмассы и другие синтетические материалы начали применяться в строительстве всего несколько десятилетий назад.

Пластмассовые конструкции начинают свою историю с 1872 г., когда был получен первый целлулоид – жесткий прозрачный материал.

Впервые пластмассы для строительных конструкций начали использовать за рубежом в 1956 – 57 гг., когда во Франции были созданы экспериментальные цельнопластмассовые жилые дома (из пенопласта, винипласта, стеклопластика). Первое здание в России с применением в покрытии светопрозрачного полиэфирного стеклопластика было построено под Москвой над бассейном санатория «Пушкино» в 1963 г.

Пластмассы как конструктивный строительный материал имеют существенные достоинства и недостатки.



3.2. Основные компоненты пластмасс, применяемых в строительстве

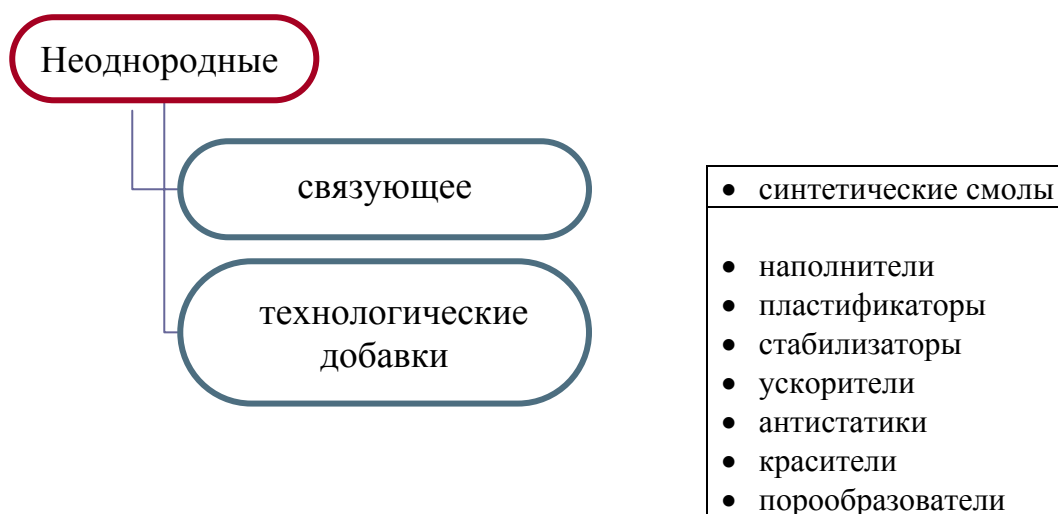
Основа пластмасс – **полимеры** – это высокомолекулярные соединения, молекулы которых состоят из многих звеньев одинаковой структуры.

Получают полимеры от исходных органических веществ (мономеров), отдельные молекулы которых благодаря двойным или тройным связям способны соединяться с образованием веществ с многократно повторяющейся структурой.

В основе технологии получения полимеров лежат два основных метода:

<i>полимеризация</i>	<i>поликонденсация</i>
соединение большого числа молекул мономеров одного и того же вещества в одну молекулу. Этот процесс происходит без выделения каких-либо низкомолекулярных веществ (химический состав полимера соответствует химическому составу исходного мономера)	химический процесс получения полимеров из мономеров различных исходных веществ, сопровождающийся выделением побочных продуктов (воды, спирта, и др.)

В состав конструкционных пластмасс входит ряд компонентов:



Синтетические смолы образуют основную массу материалов, служат связующими аналогично цементному раствору в бетоне и делятся на два основных класса:

1. **Термопластичные смолы** (поливинилхлорид, полистирол, полиэтилен и др.); при нагревании размягчаются и становятся пластичными, а при охлаждении снова твердеют.

Применяются для изготовления листовых материалов (органическое стекло, винипласт), клеев для склеивания, пенопластов, пленок.

2. Терморреактивные (фенолформальдегидные, полиэфирные, эпоксидные) смолы; переходят из вязкотекучего в твердое состояние только один раз – в процессе отверждения. Этот процесс происходит под воздействием отвердителя или при нагреве.

Применяются для изготовления стеклопластиков, пенопластов, клеев, древесных пластиков.

Нашей промышленностью вырабатываются разнообразные виды смол, но в строительстве применяют только некоторые из них:

- *полиэфирные смолы;*

Свойства	Применение
<ul style="list-style-type: none"> • небольшая вязкость • способность твердеть при повышенной и комнатной температурах без выделения летучих продуктов • хорошие механические показатели в твердом состоянии • высокая стойкость к воздействию воды, кислот, бензина, масел и др. веществ 	<ul style="list-style-type: none"> • связующее при изготовлении стеклопластиков • основа для клеев, лаков, шпатлевок

- *фенолформальдегидные смолы* – продукт конденсации фенола и формальдегида в присутствии катализаторов;

Свойства	Применение
<ul style="list-style-type: none"> • термостойкость • высокая механическая прочность • хорошая адгезия к стеклянному волокну, целлюлозосодержащим материалам (древесине, бумаге) 	<p>при производстве</p> <ul style="list-style-type: none"> • древесных и бумажных пластиков • фанеры • клееной древесины

- *эпоксидные смолы:* получают при взаимодействии многоатомных фенолов с веществами, содержащими эпоксидную группу;

Свойства	Применение
<ul style="list-style-type: none"> • изделия, изготовленные из них, бензо-, масло- и водостойкие • обладают высокой адгезией к большому числу материалов 	<ul style="list-style-type: none"> • связующее при изготовлении стеклопластика • в качестве клеев, герметиков, коррозионных и водостойких покрытий

- *мочевинформальдегидные смолы:* получают конденсацией мочевины с формальдегидом. Отверждение этих смол происходит при действии органических кислот, кислых солей;

Свойства	Применение
<ul style="list-style-type: none"> • растворяются в воде, но не растворяются в обычных органических растворителях • будучи отвержденными, практически ни в чем не растворяются 	<ul style="list-style-type: none"> • связующее в пресспорошках, применяемых для изготовления строительных деталей • клеи для соединения и пропитки деталей

• *кремнийорганические смолы*: в их составе наряду с органической частью присутствует и неорганическое вещество – кремний.

Свойства	Применение
<ul style="list-style-type: none"> • обладают повышенной атмосферо- и светостойкостью 	<ul style="list-style-type: none"> • в качестве лаков, эмалей, красок • для придания гидрофобных (водоотталкивающих) свойств поверхностям пористых материалов (мрамору, тканям, бумаге)

Наполнители уменьшают расход связующего, что снижает стоимость готового изделия, и применяют для улучшения механических и технических свойств.

Могут быть неорганического и органического происхождения. Их вводят в виде *порошков, волокон, листов* (древесная мука, стеклянные и асбестовые волокна, бумага, хлопчатобумажные и стеклянные ткани).

Пластификаторы – вещества, уменьшающие хрупкость готового материала, увеличивающие его гибкость и эластичность, улучшающие условия переработки пластмасс.

Стабилизаторы помогают сохранить механические свойства пластмасс во времени и снижают скорость разрушения под воздействием атмосферных условий, повышенной температуры, света и т.д.

Ускорители – вещества, ускоряющие отверждение.

Катализаторы – вещества, которые не участвуют в отверждении, но присутствие которых необходимо для протекания процесса отверждения.

Антистатика предотвращают накопления на материале статического электрического заряда.

Ингибиторы – вещества, замедляющие процесс отверждения.

Красители вводят в массу материала для придания цвета.

Порообразователи – добавки для получения газонаполненных материалов (пенопластов).

3.3. Основные виды пластмасс, их область применения

Конструкционные пластмассы в строительстве применяют в составе элементов несущих и ограждающих конструкций сравнительно недавно. К ним относятся:

- **стеклопластики;**
- **пенопласты;**

- оргстекло;
- винипласт;
- воздухо- и водонепроницаемые ткани и пленки;
- древесные пластики.

Стеклопластики – это листовой материал из стеклянных волокон или тканей, связанных синтетической смолой.

Стеклянные волокна (наполнитель) служат армирующими элементами: они воспринимают основные нагрузки при работе материалов конструкций. Смола не только связывает стеклянные волокна, но и распределяет усилия между ними, защищает материал от внешних воздействий.

В зависимости от вида и расположения наполнителя стеклопластики различают:

- *стеклопластики на основе ориентированных волокон*

Волокна (в виде отдельных волокон, стеклонитей, стекложгутов непрерывной длины) расположены слоями по толщине материала. Стекловолокна располагаются в одном или двух взаимно перпендикулярных направлениях в количестве до 70 % от массы.

Применяют для изготовления небольших болтов, фасонков, профильных и других деталей конструкций, эксплуатируемых в химически агрессивной среде. Из них могут изготавливаться и несущие конструкции.

- *стеклопластики на основе рубленых волокон*

Выпускаются в виде светопрозрачных волнистых или плоских листов. Количество рубленого стекловолокна – около 25 % по массе. Толщина листов – от 1,5 до 2,5 мм, ширина – до 1,5 м, длина – до 6 м. Волны имеют шаг 60 ÷ 200 мм, высоту – от 14 до 54 мм, могут располагаться вдоль и поперек листа.

Применяют в основном для кровли, также в светопрозрачных панелях в качестве ограждений лестниц, балконов и барьеров, для прозрачных навесов и перегородок, при устройстве верхнего света, в заполнениях оконных переплетов и дверных проемов.

- *стеклопластики на основе ткани (стеклотекстолиты)*

26 ÷ 45 % в таких стеклопластиках составляет связующее: фенолформальдегидные, полиэфирные смолы. Наполнителем служат стеклоткани, сетки.

Применяют для изготовления трехслойных панелей, оболочек и др. конструкций. Прочные, тонкие воздухо- и водонепроницаемые ткани используют в пневматических и тентовых покрытиях. Из полимерных пленок осуществляют временные покрытия закрытого грунта.

- *стеклопластики на основе стекломатов и стекловолокна.*

Связующее – фенолокреозолоформальдегидные полимеры с добавлением гипса. Такие стеклопластики дешевы.

Применяют для обшивки трехслойных стеновых панелей и для изготовления мало напряженных конструкций деталей, т.к. они обладают не большой прочностью на растяжение.

Пенопласты – это ячеистые газонаполненные конструкционные пластмассы. Они представляют собой нетвердую пену, состоящую из массы замкнутых ячеек, заполненных воздухом или безвредным газом.

Марки пенопластов	ПС-1, ПС-4, СПБ, ПВХ-1,2,3	Пенополиуритан, ПУ-101, пенополифенолформальдегид ФРП
Связующие	термопластичные смолы: полистирол, поливинилхлорид	термореактивные смолы: фенолформальдегидные, уретановые

Наполнителями являются газы, выделяющиеся в процессе пенообразования.

Пенопласты образуются путем горячего вспенивания термопластичных смол или введением отвердителей и пенообразователей в состав термореактивных смол в процессе их твердения.

Свойства:

- наиболее легкий конструкционный материал ($\rho = 30 \div 100 \text{ кг/м}^3$);
- прочность их мала: 0,2 ÷ 0,5 МПа (сжатие), 0,1 ÷ 0,7 МПа (сдвиг);
- очень эффективный теплоизоляционный материал;
- бывают сгораемыми (ПС-1, ПС-4); трудносгораемыми и самозатухающими (СПБ, ФРБ).

Применяют для слоистых плит, панелей покрытий и стен.

Органическое стекло (оргстекло) полностью состоит из термопластичной смолы полиметилметакрилата без каких-либо наполнителей и изготавливается в виде листов или плит.

Свойства:

- достаточная прочность при изгибе (до 10 МПа);
- ограниченная жесткость и твердость;
- легкоповреждаемая поверхность;
- сгораемость;
- высокая степень прозрачности (до 95 %).

Применяют для создания светопрозрачных участков в покрытиях и стенах. Малая теплостойкость оргстекла позволяет формировать из нагретых листов гнущиеся поверхности фонарей.

Винипласт, как и оргстекло, полностью состоит из термопластичной смолы без наполнителей. Изготавливается в виде плоских или волнистых листов толщиной до 2 мм и шириной до 120 см.

Свойства винипласта близки к свойствам оргстекла. Основные преимущества:

- самозатухаемость;
- высокая стойкость в химически агрессивных средах;
- относительно низкая стоимость.

Применяют в конструкциях, работающих в химически агрессивных средах.

Воздухо- и водонепроницаемые ткани и пленки – материал, состоящий:

- *из технического текстиля* (прочностная основа тканей). Технический текстиль изготавливается из высокопрочных синтетических волокон:
 - полимерных волокон типа «капрон»;
 - полиэфирных волокон типа «лавсан».

Текстиль имеет полотняное переплетение. Более прочные нити располагаются вдоль рулона (основа), а менее прочные – поперек него (уток).

- *из эластичных покрытий* (обеспечивают воздухонепроницаемость тканей, служат для связи нитей и слоев текстиля между собой, замедляют процесс старения). В качестве покрытий применяют резину на основе синтетических каучуков, эластичный пластифицированный поливинилхлорид.

Промышленность выпускает следующие воздухонепроницаемые ткани:

- однослойные У-93;
- двухслойные У-92, № 109 Ф;
- трехслойные № 110 Ф.

Применяют для изготовления пневматических конструкций:

- *воздухоопорных пневмооболочек*, состоящих из тканевой оболочки, опорного контура, входного шлюза, воздуходувной установки. Воздухоопорные оболочки могут образовывать покрытия пролетом до 60 м. Они имеют небольшую массу (1 кг/м²), могут перевозиться любым видом транспорта в сложенном виде и устанавливаться на опорный контур в считанные дни.

- *пневмовантовых конструкций*, представляющих собой такую же воздухоопорную оболочку, в состав которой включены стальные тросы – ванты, которые воспринимают основную часть усилий, действующих в оболочке, и поэтому пролеты пневмовантовых конструкций могут быть значительно больше и достигать 100 м.

- *пневнокаркасных конструкций*, состоящих из пневмоэлементов: пневмостоек, пневмобалок, пневмоарок, которые представляют собой герметически замкнутые баллоны из особо прочной воздухонепроницаемой ткани. Они могут служить стойками, балками, арками небольших (до 12 м) пролетов.

Древесные пластики – материалы, полученные соединением продуктов переработки натуральной древесины синтетическими смолами. К ним относятся:

- *древеснослоистые пластики* – листы или плиты, изготовленные из тонкого лущеного шпона, пропитанного и склеенного формальдегидными полимерами термореактивного типа при высокой температуре и под большим давлением.

Древеснослоистые пластики имеют марки:

ДСП – А	во всех листах шпона волокна древесины расположены параллельно или через 4 слоя с параллельными волокнами укладывают один слой под углом $20 \div 25^\circ$
ДСП – Б	через 8 ÷ 12 слоев укладывают один слой перпендикулярно
ДСП – В	все слои шпона перпендикулярны
ДСП – Г	в смежных слоях волокна древесины шпона расположены под углом в 45°

К группе ДСП относятся:

- *балинит* – пластик, полученный из шпона, выщелоченного в растворе едкого натрия и пропитанного фенолформальдегидной смолой;

- *арктилит* – армированный пластик, полученный из шпона, слои которого чередуются со слоями ткани и металлической сетки.

- *древесностружечные плиты* (марки ПС и ПТ) получают горячим прессованием под давлением древесных стружек, пропитанных термореактивными смолами: фенолформальдегидными, мочевиноформальдегидными и др. Количество смолы составляет 10 %, древесной стружки – 90 %. *Применяют* в строительстве в качестве перегородок и для декоративной отделки стен и потолков.

- *древесноволокнистые плиты* (ДВП) получают путем горячего прессования волокнистой массы, состоящей из органических, преимущественно целлюлозных волокон, воды, наполнителей, синтетических полимеров и некоторых специальных добавок. Сырьем служат отходы деревообрабатывающей промышленности, которые размалываются до волокнистого состояния. *Применяют* в строительстве в качестве перегородок и для декоративной отделки стен и потолков.

3.4. Фанера

Фанера – это листовой материал, состоящий из нечетного количества слоев тонких шпонов ($\delta \approx 1$ мм) березы или лиственницы, получаемых лущением прямолинейных отрезков ствола дерева. Волокна соседних шпонов располагаются во взаимно перпендикулярных направлениях. Наружные шпоны называются *рубашками*, средние – *срединочками*. Смежные шпоны в пакете склеиваются между собой горячим или холодным прессованием.

Классификация фанеры:

- **клееная**

- марки *ФСФ* – фанера на смоляном фенолформальдегидном клее;
- марки *ФК* – фанера на карбамидном клее.

- **бакелизированная**

- марки *ФБС* – фанера бакелизированная с пропиткой наружных слоев и намазыванием срединок спирторастворимыми смолами;
- марки *ФБ(С)В* – с пропиткой наружных слоев спирторастворимыми смолами и намазыванием срединок водорастворимыми смолами.

Бакелизированная фанера отличается от клееной фанеры более высокой водостойкостью и прочностью, поэтому применяется в конструкциях, которые работают в особо неблагоприятных влажностных условиях.

- **облицовочная** – фанера, облицованная с одной или с двух сторон строганым шпоном из древесины ценных пород с красивой текстурой, поэтому используется для отделки помещений. Марки облицовочной фанеры:

- *ФОК* – фанера облицовочная, клеенная карбамидным клеем;
- *ФОФ* – фанера облицовочная, клеенная фенолформальдегидным клеем.

- **декоративная** – обычная фанера, облицованная пленочными покрытиями, иногда в сочетании с декоративной бумагой. В отличие от облицовочной фанеры поверхность листов можно мыть холодной и теплой водой.

- **армированная** – фанера, в которой между слоями шпона расположена металлическая сетка, или поверхность которой облицована с одной или двух сторон тонким слоем (0,4 ÷ 0,6 мм) металла: стали, цинка, алюминия.

Применяют в конструкциях особо важных сооружений, теплопроводящих и светоотражающих частях зданий.

- **гофрированная** – фанера, которой в процессе прессования придается волнистая форма. Такая форма обеспечивает повышенную жесткость листа.

Применяют в качестве кровельного материала без дополнительных элементов жесткости.

- **кровельная** – фанера, получаемая из обычных листов фанеры, покрываемых одним или двумя слоями толя.

Применяют в качестве кровельного материала.

Практическое занятие 1

НАЗНАЧЕНИЕ РАЗМЕРОВ СЕЧЕНИЙ ЦЕЛЬНЫХ И КЛЕЕНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

1. Ознакомиться с основными требованиями по назначению размеров.
2. Решить задачу.
3. Обсудить решения в группе.

Методические указания

Размеры сечений элементов деревянных конструкций назначают не произвольно, а увязывая их с сортаментом и припусками на механическую обработку. Сокращенный сортамент пиломатериалов, рекомендуемый для назначения цельных сечений деревянных элементов, приведен в [6, табл. 2.1]. Доски, бруски и брусья для щитов, прогонов, настилов, элементов ферм берутся нестрогаными, поэтому размеры их сечений должны приниматься по указанной таблице.

Для клееных конструкций (панели, балки, арки, рамы, пояса ферм и др.) применяют строганные (фрезерованные) доски и бруски. В этом случае размеры их по сравнению с сортаментными уменьшаются в пределах припусков на механическую обработку. Величину припусков регламентирует ГОСТ 7307-75* «Детали из древесины и древесных материалов. Припуски на механическую обработку».

Для склеивания применяют доски толщиной до 50 мм. Слои многослойных клееных элементов перед склеиванием фрезеруют по пласти с двух сторон, величина припусков при этом указана в табл. 1.1.

Таблица 1.1

Припуски на фрезерование пластей с двух сторон

Номинальная толщина заготовки, мм	Припуск при номинальной ширине заготовок, мм		
	55 ÷ 95	95 ÷ 195	свыше 195
25	4	4,5	5
40	5	5,5	6

Кромки заготовок перед склеиванием по ширине на гладкую фугу фрезеруют в пределах припусков, величина которых указана в табл. 1.2.

Таким образом, сечения отдельных досок в клееном пакете будут меньше размера их по сортаменту на величину припусков.

Таблица 1.2

Припуски на фрезерование кромок заготовок с двух сторон

Номинальная ширина заготовок, мм	Припуски при номинальной толщине заготовок, мм	
	25	свыше 40
до 95	4,5	5,0
95 ÷ 195	5,0	5,5
свыше 195	5,5	6,0

Следует заметить также, что даже без склеивания по ширине досок ширина клееного многослойного пакета будет уменьшена на величину припусков по табл. 1.3, поскольку весь пакет после его изготовления фрезеруется с фугованием.

При компоновке сечения клееного элемента толщина клееного шва не учитывается (она очень незначительна).

Таблица 1.3

Припуски на фрезерование клееного пакета

Ширина клееной заготовки, мм	Припуск на двустороннее фрезерование, мм
до 95	6
95 ÷ 195	8
свыше 195	10

Механической обработкой можно снять и больший припуск, но это нерационально, поэтому окончательное сечение многослойного пакета назначают как размер по сортаменту за вычетом величины припусков.

Конструируя клееный пакет для балки, в целях рационального использования материала нужно стремиться к тому, чтобы его высота была близка к

шестикратной ширине (большая высота дала бы еще большее снижение площади сечения, но при этом нужно будет учитывать возможную потерю устойчивости формы). Для сжато-изогнутых элементов (арки, рамы, верхние пояса ферм) рациональная высота сечения близка к пятикратной ширине.

Более предпочтительны клееные пакеты, имеющие по одной доске в слое. Если же необходимо применять 2 или 3 доски в слое, то швы склеиваемых кромок располагаются вразбежку (с расстоянием между смежными швами не менее 40 мм).

Пример 1.1. Какое сечение будет иметь клееная балка (постоянной высоты) пролетом $l = 9000$ мм, склеиваемая из досок (по сортаменту) сечением 50×150 мм? В каждом слое располагается одна доска.

Дошчатые заготовки после фрезерования будут иметь толщину $\delta = 50 - 5,5 = 44,5$ мм ≈ 44 мм.

По конструктивным требованиям для балок высота сечения должна быть $h_{on} = (1/12 \div 1/10)l = 750 \div 900$ мм, что составляет 17 \div 21 досок толщиной 44 мм.

Принимаем 20 досок, что дает высоту сечения $h = 880$ мм. Ширина сечения с учетом припуска на фрезерование (см. табл. 1.3) будет равна

$150 - 8 = 142$ мм ($\frac{h}{b} \approx 6$). Сечение балки показано на рис. 1.1.

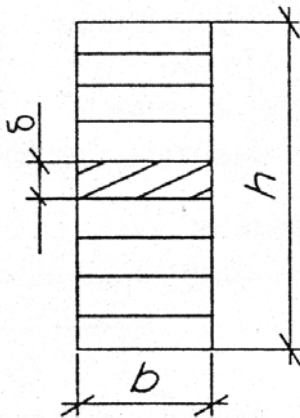


Рис. 1.1. Поперечное сечение балки

Пример 1.2. Подобрать размеры цельного сечения центрально-сжатой стойки при требуемой площади $A_{mp} = 190$ см². Соотношение гибкостей (расчетных длин) во взаимно перпендикулярных плоскостях $n = \frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 2$.

При соотношении гибкостей $n = 2$ сечение тоже должно иметь соотношение сторон

h/b , близкое к 2. В этом случае $b = \sqrt{\frac{A_{mp}}{2}} = \sqrt{\frac{190}{2}} = 5,75$ см. Принимаем по сортаменту брус сечением 100×200 мм ($A = 200$ см² $>$ A_{mp}).

Задача 1.1. Назначить (или уточнить) размеры сечений элементов по данным табл. 1.4.

Таблица 1.4

№ варианта	Наименование или характер работы элемента	Вид сечения	Ориентировочная конструктивная высота или требуемая величина A (W)	Размеры склеиваемых досок по ГОСТ, мм		Длина элемента, мм	Другие данные
				толщина	ширина		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	балка	клееное	$(1/8-1/12)l$	40	175	10000	-
2				32	200	12000	
3				44	200	14000	
4				50	225	15000	
5	колонна	клееное	$A_{mp} = 400 \text{ см}^2$	32	-	$l_{ox}=l_{oy}=6000$	$\lambda_x = 2\lambda_y$
6			$A_{mp} = 500 \text{ см}^2$	40			
7			$A_{mp} = 600 \text{ см}^2$	44			
8			$A_{mp} = 800 \text{ см}^2$	50			
9	прогон	цельное	$W_{mp}=700 \text{ см}^3$	-	125	4000	1 брус
10			$W_{mp}=500 \text{ см}^3$		2×50		2 доски
11			$W_{mp}= 750 \text{ см}^3$		-		бревно
12			$W_{mp}=1200 \text{ см}^3$		150		1 брус
13	круговая арка	клееное	$(1/30)l$	32	-	36000	-
14			$(1/35)l$	40		30000	
15			$(1/40) l$	44		42000	
16			$(1/50) l$	40		33000	
17	нижний пояс ферм	цельное	$A_{mp} = 500 \text{ см}^2$	-	100	3000	брус
18			$A_{mp} = 400 \text{ см}^2$	-	-		бревно
19			$A_{mp} = 800 \text{ см}^2$	-	125		брус
20			$A_{mp} = 550 \text{ см}^2$	-	-		бревно

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ

1. Какие породы и лесоматериалы применяются в деревянных конструкциях и как они сортируются по качеству?
2. В чем преимущества древесины как конструкционного строительного материала?
3. Каково строение древесины? Что такое пороки и анизотропия древесины и как они влияют на ее прочность?
4. При каких условиях древесина гниет и каковы методы защиты ее от гниения?
5. При каких условиях древесина горит и каковы методы защиты ее от горения?
6. Что такое строительная фанера и каковы ее строение и достоинства как конструкционного материала?
7. Какие конструкционные пластмассы применяются для строительных конструкций и каковы их общие достоинства и недостатки?
8. Что такое стеклопластики, их строение, прочность и применение?
9. Что такое пенопласты, какова их структура, плотность и применение?
10. Что такое оргстекло? Его основное достоинство и применение.
11. Что такое воздухо непроницаемые ткани, каково их строение и где они применяются?
12. Что такое винипласт, каково его основное достоинство и где он применяется?
13. Что такое древесные пластики? Их строение, свойства и применение.
14. В каких областях народного хозяйства наиболее рационально применение пластмассовых конструкций?
15. Что собой представляют пневматические конструкции?

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.05.01-2000. Деревянные конструкции. – Взамен СНиП II-25-80; Введ. 01.07.2001. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2001. – С. 14 – 21.
2. Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник под ред. Г.Г. Карлсена, Ю.В. Слицкоухова и др.; 5-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1986. – С. 33 – 108.

3. Деревянные конструкции и детали / В.М. Хрулев, К.Я. Мартынов, С.В. Лукачев, Г.М. Шутов; Под ред. В.М. Хрулева – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1995. – С. 99 – 171.

4. Зубарев Г.Н. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для вузов / Г.Н. Зубарев. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1990. – С. 13 – 38.

5. Справочное пособие для выполнения курсового и дипломного проектирования по курсу «Конструкции из дерева и пластмасс» для студ. спец. 70 02 01 / Сост. А.Р. Волик. – Новополюцк: ПГУ, 2003. – С. 14 – 32.

6. Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник для вузов / Д.К. Арленинов, Ю.Н. Буслаев, В.П. Игнатъев, П.Т. Романов, Д.К. Чахов. – М.: Изд-во АСВ, 2002. – С. 8 – 52.

7. Справочное пособие по пределам огнестойкости строительных конструкций. – Мн., 2001. – С. 16 – 18, 50 – 54.

8. Атлас деревянных конструкций / К. Гетц, Д. Хоор, К. Мелер; перевод с нем. Н.И. Александровой; Под. ред. В.В. Ермолова. – М.: Стройиздат, 1985. – С. 9 – 42.

УЧЕБНЫЙ МОДУЛЬ 3

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Тема занятий	Тип занятий	Вид занятий	Кол-во часов
Основные принципы расчетов по предельным состояниям	Изучение нового материала	Лекция	2
Расчет элементов деревянных конструкций	Изучение нового материала	Лекция	4
Определение нагрузок, действующих на конструкции	Углубление знаний	Практическое занятие	2
Расчет деревянных элементов	Систематизация знаний	Практическое занятие	2
Сбор нагрузок на конструкции по индивидуальному заданию	Углубление и систематизация знаний	Самостоятельная работа (курсовое проектирование)	2

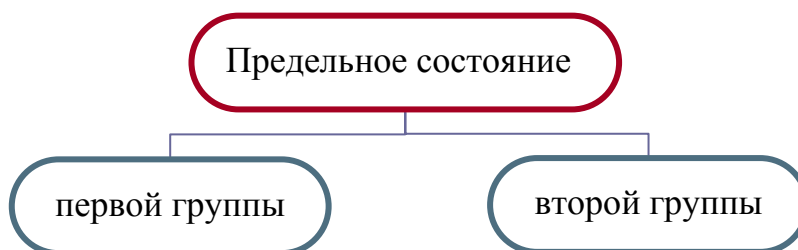
Лекция 4

ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

- 4.1. Основные принципы расчетов.
- 4.2. Воздействия. Нормативные и расчетные значения.
- 4.3. Нормативное и расчетное сопротивление древесины.

4.1. Основные принципы расчетов

Предельное состояние – состояние, при достижении которого конструкция перестает удовлетворять предъявляемым к ней в процессе эксплуатации или возведения требованиям, заданным в соответствии с назначением и ответственностью сооружения.



по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации	по непригодности к нормальной эксплуатации
--	--

Предельные состояния первой группы связаны с обрушением или другими формами разрушения конструкций, которые могут угрожать здоровью и жизни людей, и включают в себя следующие *расчеты*:

- по прочности, чтобы предотвратить хрупкое, вязкое, усталостное и иного характера разрушение;
- по потере устойчивости формы конструкций (расчет на общую и местную устойчивость);
- по потере устойчивости положения конструкций (расчет на опрокидывание и скольжение).

При расчете конструкций по первой группе предельных состояний должно соблюдаться условие

$$T_d < R_d \text{ или } \sigma_{i.\alpha.d}(\tau_{i.\alpha.d}) \leq f_{i.\alpha.d} , \quad (4.1)$$

т.е. расчетная несущая способность R_d должна превышать расчетное значение внутренней силы или момента T_d или максимальные нормативные или скалывающие напряжения не должны превосходить расчетные сопротивления материалов.

Предельные состояния второй группы соответствуют состояниям, при достижении которых конструкция не отвечает эксплуатационным требованиям, и включают в себя следующие расчеты:

- по определению деформаций или прогибов, влияющих на внешний вид, эффективное использование конструкции или вызывающих повреждение отделки и других элементов.

В общем виде условие, которое должно соблюдаться при расчете конструкций по второй группе предельных состояний, представляется как

$$E_d < C_d \text{ или } \frac{U_{\max}}{l} \leq \frac{U_{\lim}}{l} , \quad (4.2)$$

где C_d – нормальное значение или функция определенных свойств материала конструкции, связанная с рассматриваемым расчетным воздействием; E_d – расчетный эффект от воздействия нормативных нагрузок; $\frac{U_{\max}}{l}$ – максимальный относительный прогиб конструкции; $\frac{U_{\lim}}{l}$ – предельно допустимый прогиб, указанный в разделе 10 «Прогибы и перемещения» СНиП 2.01.07-85.

Предельные прогибы (табл. 4.1) устанавливаются исходя из следующих требований:

- технологических (обеспечение условий нормальной эксплуатации технологического и подъемно-транспортного оборудования, контрольно-измерительных приборов);
- конструктивных (обеспечение целостности примыкающих друг к другу конструкций и их стыков, обеспечения заданных уклонов);
- физиологических (предотвращение вредных воздействий и ощущений дискомфорта при колебаниях);
- эстетико-психологических (обеспечение благоприятных впечатлений от внешнего вида конструкций, предотвращение ощущения опасности).

Таблица 4.1

Вертикальные предельные прогибы

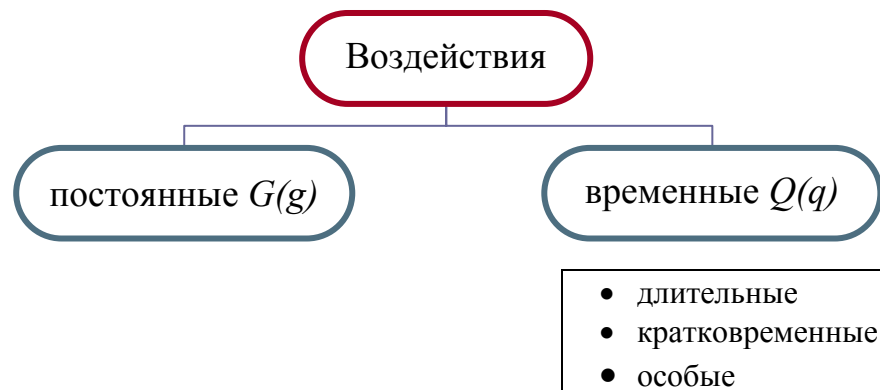
Элементы конструкций	Предъявляемые требования	Предельные вертикальные прогибы $\frac{U_{lim}}{l}$	Нагрузки для определения прогибов
Балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы: • покрытий и перекрытий, открытых для обзора, при пролете l , м;	эстетико-психологических		Постоянные и временные длительные
$l < 1$		1 / 120	
$l = 3$		1 / 150	
$l = 6$		1 / 200	
$l = 24$ (12)		1 / 250	
$l < 36$ (24)		1 / 300	
• покрытий и перекрытий при наличии перегородок под ними	Конструктивные	Прогиб не должен превышать зазора между нижней поверхностью конструкции и верхом перегородок (как правило, не должен превышать 40 мм)	Приводящие к уменьшению зазора
• покрытий и перекрытий при наличии на них элементов, подверженных растрескиванию (стяжек, полов и перегородок)	Конструктивные	1 / 150	Действующие после выполнения перегородок, полов, стяжек

Примечания.

- Для промежуточных значений l предельные прогибы определяют линейной интерполяцией.
- Цифры, указанные в скобках, следует принимать при высоте помещений до 6 м включительно.

4.2. Воздействия. Нормативные и расчетные значения

Воздействия – это нагрузки, усилия, приложенные к конструкции (прямые воздействия), или вынужденные деформации (косвенные воздействия), возникшие в результате изменения температуры. Величины воздействий определяются строительными нормами СНиП 2.01.07-85 с учетом изменения №1 (от 11.06.2004 г.).



К *постоянным* нагрузкам относится вес частей сооружений, в том числе вес несущих и ограждающих конструкций.

К *длительным* нагрузкам относятся:

- вес временных перегородок, подливок под оборудование;
- вес стационарного оборудования;
- нагрузки от складироваемых материалов и стеллажного оборудования;
- нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий с пониженным нормативным значением;

- снеговые нагрузки с пониженным нормативным значением.

К *кратковременным* нагрузкам относятся:

- снеговые нагрузки с полным нормативным значением;
- ветровые нагрузки;
- вес людей, ремонтных материалов в зоне обслуживания и ремонта оборудования.

К *особым* нагрузкам следует отнести:

- сейсмические воздействия;
- взрывные воздействия.

Каждая нагрузка имеет **нормативное** и **расчетное** значение. Нормативное значение обозначается индексом «*k*», расчетное – «*d*».

Нормативные нагрузки являются исходными значениями. Постоянные нормативные нагрузки вычисляются по значениям собственного веса и объема конструкций и других элементов. Временные нормативные на-

грузки определяются в результате обработки данных многолетних наблюдений и измерений.

Нормативные нагрузки учитываются при расчете по второй группе предельных состояний.

Расчетные нагрузки определяются на основе нормативных с учетом их возможной переменчивости, особенно в большую сторону.

Расчетное значение воздействий F_d следует определять путем умножения нормативного значения F_k на коэффициент надежности для воздействий γ_f

$$F_d = F_k \cdot \gamma_f ,$$

в частности: для постоянных воздействий $G_d = G_k \cdot \gamma_G$; для временных воздействий $Q_d = Q_k \cdot \gamma_Q$ или $Q_d = Q_k \cdot \gamma_Q \cdot \psi_i$, где γ_Q, γ_G – коэффициенты надежности для воздействий, учитывающих возможность неблагоприятных воздействий, неточностей их моделирования.

Расчетные воздействия применяются при расчете конструкций по первой группе предельных состояний.

Расчетные ситуации

При расчете деревянных конструкций следует предусматривать все расчетные ситуации и случаи нагружения и выбирать наиболее неблагоприятные расчетные случаи, для которых проверяются условия соответствующих предельных состояний.

Таблица 4.2

Расчетные значения нагрузок в сочетаниях

Расчетная комбинация	Постоянная нагрузка G_d	Временные нагрузки Q_d		Особые нагрузки D_d
		первая	все остальные	
Основная	$\gamma_G G_k$	$\gamma_Q Q_k$	$\psi_Q \gamma_Q Q_k$	-
Особая	$\gamma_G G_k$	$\psi_1 Q_k$	$\psi_2 Q_k$	$\gamma_A D_k$

При расчете по I группе предельных состояний:

- основная комбинация $G_d + Q_{1d} + \psi_{Qi} \cdot Q_{id}$;
- особая комбинация $G_d + \psi_Q \cdot Q_{1k} + \psi_2 \cdot Q_{ik} + \gamma_A D_k$.

При учете сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок следует умножать на коэффициент сочетания ψ_i , равный:

- в основных сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_Q = 0,95$; для кратковременных – $\psi_Q = 0,9$;

- в особых сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_Q = 0,95$, для кратковременных – $\psi_Q = 0,8$.

Постоянные воздействия

Постоянная нормативная нагрузка g_k , действующая на конструкции, состоит из двух частей:

- нагрузок от всех элементов и материалов, поддерживаемых данной конструкцией;
- нагрузки от собственного веса основной рассчитываемой конструкции.

При предварительном расчете нагрузку от собственного веса рассчитываемой конструкции можно определить приближенно, используя эмпирическую формулу

$$g_{2.k} = \frac{g_{i.k} + q_{s.k}}{\frac{k_{s.w} \cdot l}{1000} - 1},$$

где $g_{i.k}$ – постоянная нагрузка от веса поддерживаемых элементов; $q_{s.k}$ – снеговая нагрузка; $k_{s.w}$ – коэффициент собственного веса;

Постоянная расчетная нагрузка равна произведению нормативной на коэффициент надежности для постоянных воздействий γ_G .

Таблица 4.3

Значение коэффициента γ_G в зависимости от вида нагрузки

Вид нагрузки		Значение коэффициента
• от собственного веса деревянных конструкций	γ_G	1,1
• от утеплителя, кровли, стяжек, выполняемых в заводских условиях		1,2
• от утеплителя, кровли, стяжек, выполняемых в построечных условиях		1,3

Снеговая нагрузка

Нормативная снеговая нагрузка $q_{s.k}$ определяется с учетом нормативного веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности S_0 , который дается в нормах в зависимости от снегового района и особенностей формы покрытия μ .

$$q_{s.k} = S_0 \cdot \mu$$

Республика Беларусь согласно изменению № 1 к СНиП 2,01,07-85 «Нагрузки и воздействия» разделена на 2 снеговых района: ИБ с $S_0 = 0,8$ кПа, ПБ с $S_0 = 1,2$ кПа.

Коэффициент μ , учитывающий уклон и другие особенности формы покрытия, определяется:

- при двускатных или односкатных покрытиях, имеющих угол наклона $\alpha \leq 25^\circ$, $\mu = 1$; при $\alpha > 60^\circ$ $\mu = 0$, а при промежуточных углах наклона $25^\circ > \alpha > 60^\circ$ μ определяется интерполяцией.

- при сводчатых покрытиях по сегментным фермам или аркам равномерная снеговая нагрузка определяется с учетом коэффициентов μ_1 и μ_2 (рис. 4.1, а).

- при стрельчатой форме (рис. 4.1, б) при $\beta \leq 15^\circ$ снеговая нагрузка определяется как для двускатных покрытий, при $\beta > 15^\circ$ – как на сегментные покрытия.

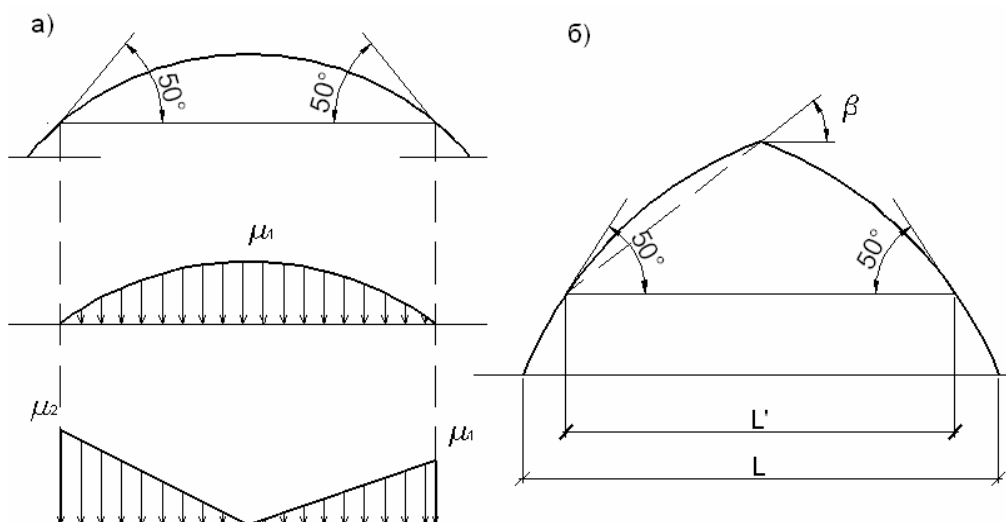


Рис. 4.1. Определение снеговой нагрузки

$$\mu_1 = \cos 1,8\alpha; \mu_2 = 2,4 \sin 1,4\alpha, \text{ где } \alpha - \text{ угол покрытия, град.}$$

Расчетная снеговая нагрузка равна произведению нормативной нагрузки на коэффициент надежности для снеговых воздействий $\gamma_G = 1,5$. Если отношение нормативного значения равномерно распределенной нагрузки от веса покрытий к нормативному значению веса снегового покрова S_0 менее 0,8, тогда $\gamma_G = 1,6$.

В 2004 г. изданы строительные нормы «Нагрузки и воздействия» в России. Вся Российская федерация разделена на 8 снеговых районов, для которых даны расчетные значения S_g веса снегового покрова 1 м^2 горизон-

тальной поверхности. Нормативное значение снеговой нагрузки определяется умножением расчетного значения на 0,7.

Ветровая нагрузка

Нормативное значение ветровой нагрузки $q_{w.k}$ определяется умножением нормативного давления ветра на коэффициент, учитывающий высоту здания, и аэродинамический коэффициент, учитывающий его форму,

$$q_{w.k} = w_0 \cdot k \cdot c,$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления (оно направлено перпендикулярно поверхностям покрытия и стен и зависит от ветрового района страны); k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте (для большинства зданий из дерева и пластмасс, высота которых не превышает 10 м, $k = 1$); c – аэродинамический коэффициент – зависит от формы здания, его абсолютных и относительных размеров, уклонов, относительных высот покрытия.

Для большинства скатных покрытий угол наклона не превышает $\alpha = 14^0$, ветровая нагрузка действует в виде отсоса. Ветровая нагрузка должна обязательно учитываться при расчете стоек, конструкций треугольной и стрельчатой формы.

Расчетная ветровая нагрузка равна нормативной, умноженной на коэффициент надежности $\gamma_q = 1,4$.

4.3. Нормативное и расчетное сопротивление древесины

Нормативное сопротивление древесины $f_{i.\alpha.k}$ (МПа) является основной характеристикой прочности древесины *чистых от пороков участков*. Эта величина определяется по результатам многочисленных лабораторных кратковременных испытаний малых стандартных образцов сухой древесины влажностью 12 % на растяжение, сжатие, изгиб, смятие и скалывание.

Статическая обработка таких испытаний позволяет определить нормативное сопротивление, для которого доверительная вероятность установлена не ниже 0,95. Это значит, из 100 % отобранных образцов не менее 95 % должны иметь прочность, большую нормативного сопротивления или равную ему.

Расчетное сопротивление древесины $f_{i.\alpha.d}$ – это основная характеристика прочности реальной древесины, т.к. древесина имеет естественные

допускаемые пороки (которых не бывает в лабораторных образцах) и работает под нагрузками в течение многих лет.

Расчетное сопротивление древесины получают путем деления нормативных значений сопротивления на коэффициенты надежности

$$f_{i,\alpha,d} = \frac{f_{i,\alpha,k}}{\gamma_m \cdot \gamma_n},$$

где γ_m – коэффициент надежности по материалу; γ_n – коэффициент надежности по назначению.

Качество древесины естественно влияет на величины ее расчетных сопротивлений. Древесина 1 сорта (с наименьшими пороками) имеет наибольшее расчетное сопротивление.

В СНБ 5.05.01-2000 расчетные сопротивления установлены в зависимости от сорта древесины: *сосны, ели, лиственницы европейской*, а расчетное сопротивление других пород учитывается путем введения коэффициента породы k_x .

Анизотропия древесины, наличие пороков, чувствительность к температурно-влажностным факторам требует введения ряда коэффициентов:

• k_{mod} – коэффициент условий работы	k_{mod} учитывает условия, в которых работают конструкции и длительность нагружения
• k_t – коэффициент, учитывающий температуру окружающего воздуха	при $t \leq 35^\circ C$ $k_t = 1$, при $t = 50^\circ C$ $k_t = 0,8$. Для промежуточных значений k_t принимается по интерполяции
• k_h – коэффициент, учитывающий изменение высоты поперечного сечения	при высоте сечения более 500 мм значение k_h снижается от 1 до 0,8
• k_δ – коэффициент, учитывающий изменение расчетных сопротивлений изгибу, сжатию в зависимости от толщины слоев в клееных элементах	значение k_δ находится в пределах $0,95 \div 1,1$ и зависит от толщины склеиваемых элементов
• k_R – коэффициент, учитывающий изменение расчетных сопротивлений растяжению, сжатию и изгибу для гнутых деревянных элементов	k_R зависит от отношения r/b и имеет значение в пределах $0,6 \div 1,0$
• k_0 – коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений в деревянных элементах при наличии ослаблений	для растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении и изгибаемых элементов из круглых лесоматериалов с подрезкой $k_0 = 0,8$
• k_S – коэффициент, учитывающий изменение расчетных сопротивлений при глубокой пропитке антипиренами	при глубокой пропитке древесины $k_S = 0,9$

Модуль упругости древесины вдоль волокон независимо от породы принимается $E_0 = 10000$ МПа. Это значение получено путем снижения в 1,5 раза модуля упругости ($E = 15000$ МПа), полученного из кратковременных испытаний образцов древесины; поперек волокон $E_{90} = 400$ МПа.

Модуль упругости древесины для учета зависимости от условий эксплуатации и классов длительности нагружения необходимо умножать на значения коэффициента k_{mod} , а для конструкций, подвергающихся воздействию повышенной температуры, – на значение коэффициента k_t .

Лекция 5

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

- 5.1. Расчет центрально-растянутых элементов.
- 5.2. Расчет сжатых элементов.
- 5.3. Расчет изгибаемых элементов.
- 5.4. Расчет элементов, подверженных изгибу с осевым растяжением.
- 5.5. Расчет элементов, подверженных изгибу с осевым сжатием.
- 5.6. Скалывание и срез древесины.

5.1. Расчет центрально-растянутых элементов

Растянутые элементы – это нижние пояса ферм, затяжки арок и стержни других сквозных конструкций.

Зависимость древесины при растяжении $\varepsilon_t - \sigma_{t.o.d.}$ близка к линейной (рис. 5.1), т.к. древесина работает на растяжение как упругий материал. Разрушение растянутых элементов происходит хрупко, в виде почти мгновенного разрыва наименее прочных волокон по пилообразной поверхности без заметных предварительных деформаций.

Поэтому работа деревянных элементов при растяжении является наиболее ответственной и растянутые элементы надо изготавливать, как правило, из наиболее прочной древесины 1 сорта. Но при отсутствии такого материала допускается в мало напряженных элементах применять древесину 2 сорта.

Прочность растянутых элементов в тех местах, где они ослаблены отверстиями или врезками, снижается в результате дополнительной концентрации напряжений у их краев. Это учитывается коэффициентом $k_0 = 0,8$ к расчетному сопротивлению древесины.

При наличии ослаблений в пределах длины равной 20 см в разных сечениях поверхность разрыва всегда проходит через них. Поэтому при определении ослабленной площади сечения A_{inf} все ослабления на этой длине суммируются, как бы совмещаются в одном сечении (рис. 5.1, г).

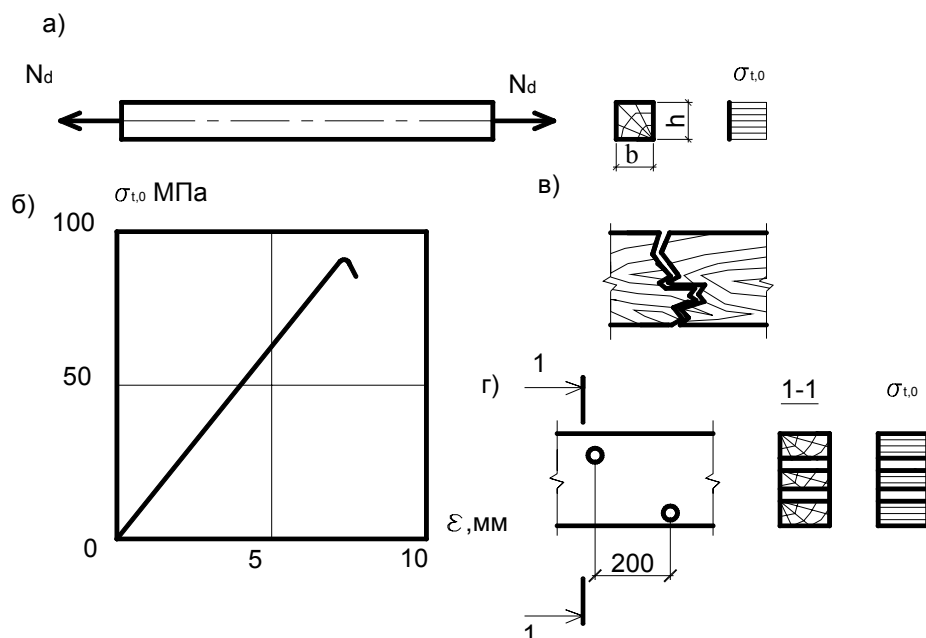


Рис. 5.1. Растянутый элемент:
а – схема работы; б – диаграмма деформирования чистой без пороков древесины при кратковременном растяжении; в – схема разрушения; г – эпюры напряжений при наличии ослаблений

Расчет центрально-растянутых элементов по прочности производится по формуле

$$\sigma_{t.o.d} \leq f_{t.o.d}; \sigma_{t.o.d} = \frac{N_d}{A_{inf}}, \quad (5.1)$$

где N_d – расчетная осевая сила; A_{inf} – площадь поперечного сечения элемента нетто. При определении A_{inf} ослабления сечения, расположенные на участке длиной до 0,2 м, принимают совмещенными в одном сечении.

По 2-й группе предельных состояний (по деформациям) растянутые элементы не проверяются.

5.2. Расчет сжатых элементов

На сжатие работают стойки, подкосы, верхние пояса и отдельные стержни ферм и других сквозных конструкций.

Древесина работает на сжатие более надежно, чем на растяжение, но не вполне упруго. Примерно до половины предела прочности древесина

работает упруго, а рост деформаций происходит по закону, близкому к линейному. При дальнейшем увеличении напряжений деформации растут быстрее, чем напряжения, указывая на упругопластическую работу древесины. Разрушение образцов происходит пластично в результате потери местной устойчивости, о чем свидетельствует характерная складка на образце. Поэтому сжатые элементы работают более надежно, чем растянутые, и разрушаются только после заметных деформаций.

Пороки реальной древесины меньше снижают прочность сжатых элементов, т.к. сами воспринимают часть сжимающих напряжений. Поэтому сжатые элементы рекомендуется изготавливать из древесины II сорта.

Сжатые элементы конструкций имеют длину, как правило, намного большую, чем размеры поперечного сечения, и разрушаются не как малые стандартные образцы, а в результате потери устойчивости, которая происходит раньше, чем напряжения сжатия достигнут предела прочности. При потере устойчивости сжатый элемент выгибается в сторону (рис. 5.2, б). При дальнейшем выгибе на вогнутой стороне появляются складки, свидетельствующие о разрушении древесины от сжатия, на выпуклой стороне древесина разрушается от растяжения.

Расчет центрально-сжатых элементов производится по формуле на устойчивость (для элементов с гибкостью $\lambda \geq 35$)

$$\sigma_{c.o.d} \leq k_c f_{c.o.d}, \quad (5.2)$$

где $\sigma_{c.o.d} = \frac{N_d}{A_d}$; N_d – расчетная осевая сила; A_d – расчетная площадь по-

перечного сечения, принимаемая равной:

$A_d = A_{sup}$ – площади сечения брутто, если ослабления не выходят за кромку и площадь ослабления не превышает 25 %;

$A_d = \frac{4}{3} A_{inf}$ – площади сечения нетто, если ослабления не выходят за кромку и площадь ослабления превышает 25 %;

$A_d = A_{inf}$ – площади нетто, если ослабления выходят за кромки;

k_c – коэффициент продольного изгиба определяется в зависимости от гибкости элемента:

$$\text{при } \lambda \leq \lambda_{rel} \quad k_c = 1 - \frac{\lambda^2}{2\lambda_{rel}^2}; \quad (5.3)$$

$$\text{при } \lambda > \lambda_{rel} \quad k_c = \frac{\lambda_{rel}^2}{2\lambda^2}; \quad (5.4)$$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{2\pi^2 E_{0,nom}}{f_{c.o.d}}}, \quad (5.5)$$

$E_{0,nom}$ – вероятный минимальный модуль упругости древесины вдоль волокон – равен $300f_{c.o.d}$.

Гибкость ($\lambda = \frac{l_d}{i}$) зависит от расчетной длины элемента и радиуса инерции сечения элемента в направлении соответствующей оси ($i = \sqrt{\frac{I}{A}}$);

Расчетную длину l_d следует определять умножением его свободной длины l на коэффициент μ_0 , учитывающий закрепление элемента и нагрузку, действующую на элемент (рис. 5.2, в).

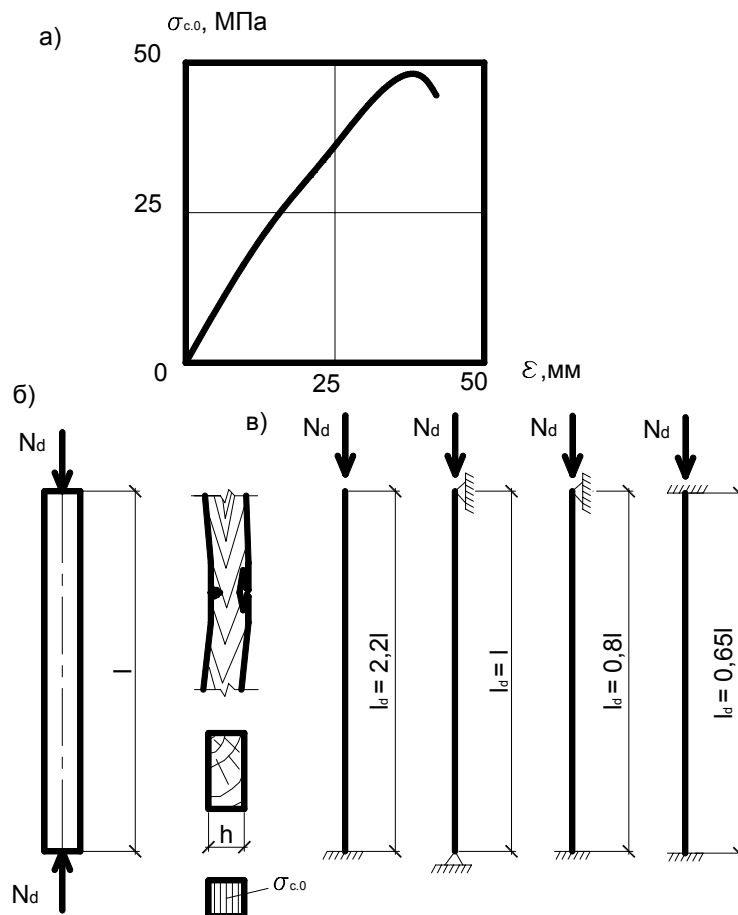


Рис. 5.2. Сжатый элемент:
а – диаграмма деформирования чистой от пороков древесины;
б – схема работы, разрушения и эпюра напряжений;
в – типы закрепления концов и расчетные длины

Сжатие поперек волокон

При местном сжатии поперек волокон соседние незагруженные участки древесины тоже сжимаются за счет изгиба волокон и оказывают поддерживающее действие работе незагруженного участка.

При сжатии поперек волокон должно соблюдаться условие

$$\sigma_{c.90.d} \leq k_{c.90} f_{c.90.d} , \quad (5.6)$$

где $k_{c.90}$ – коэффициент, учитывающий поддерживающие влияния волокон при сжатии поперек волокон на участке; зависит от величин L, L_1, a (рис. 5.3).

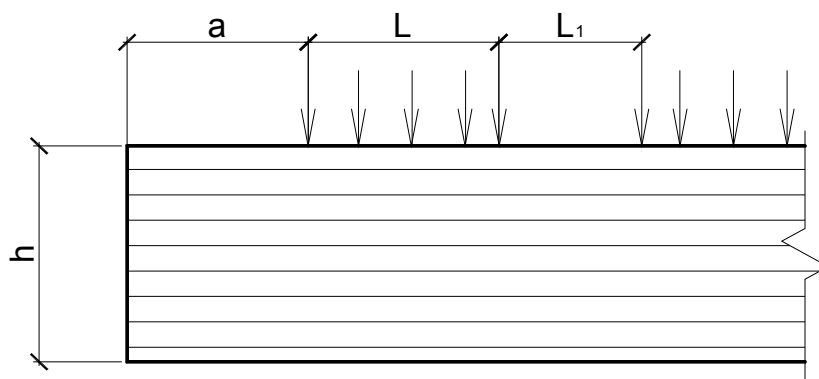


Рис. 5.3. Сжатие поперек волокон

При наклонном сжатии под углом к направлению волокон (α) должно соблюдаться условие $\sigma_{c.\alpha.d} \leq f_{c.\alpha.d}$, где расчетное сопротивление сжатию под углом определяется по формуле

$$f_{c.\alpha.d} = \frac{f_{c.0.d}}{\frac{f_{c.0.d}}{f_{c.90.d}} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} . \quad (5.7)$$

Смятие древесины – это поверхностное сжатие, которое может быть местным и общим. Общее смятие – когда сжимающая сила действует на всю поверхность, местное – когда сила действует на часть поверхности элемента. Смятие древесины в конструкции может происходить:

- вдоль волокон;
- поперек волокон;
- под углом к волокнам.

Сопротивление древесины смятию поперек волокон в несколько раз меньше сопротивления ее вдоль волокон (клетки работают в наименее благоприятных условиях: они сплющиваются за счет внутренних пустот).

5.3. Расчет изгибаемых элементов

Изгибаемые элементы – это балки, настилы, обшивки. В изгибаемом элементе от нагрузок, действующих поперек его продольной силы, возникают изгибающие моменты M_d и поперечные силы V_d .

От действия изгибающего момента в сечениях элемента возникают напряжения изгиба (рис. 5.4), которые состоят из сжатия в верхней половине сечения и растяжения в нижней. Нормальные напряжения в сечениях распределяются неравномерно по высоте.

Пороки древесины, длительное действие нагрузок уменьшают прочность изгибаемых элементов из реальной древесины, как и при сжатии. Изгибаемые элементы работают еще более надежно, чем сжатые, и предупреждают об опасности разрушения заранее большими прогибами. Отсюда следует, что изгибаемые элементы, как и сжатые, рекомендуется изготавливать из древесины 2 сорта, в малоответственных элементах можно использовать древесину 3 сорта.

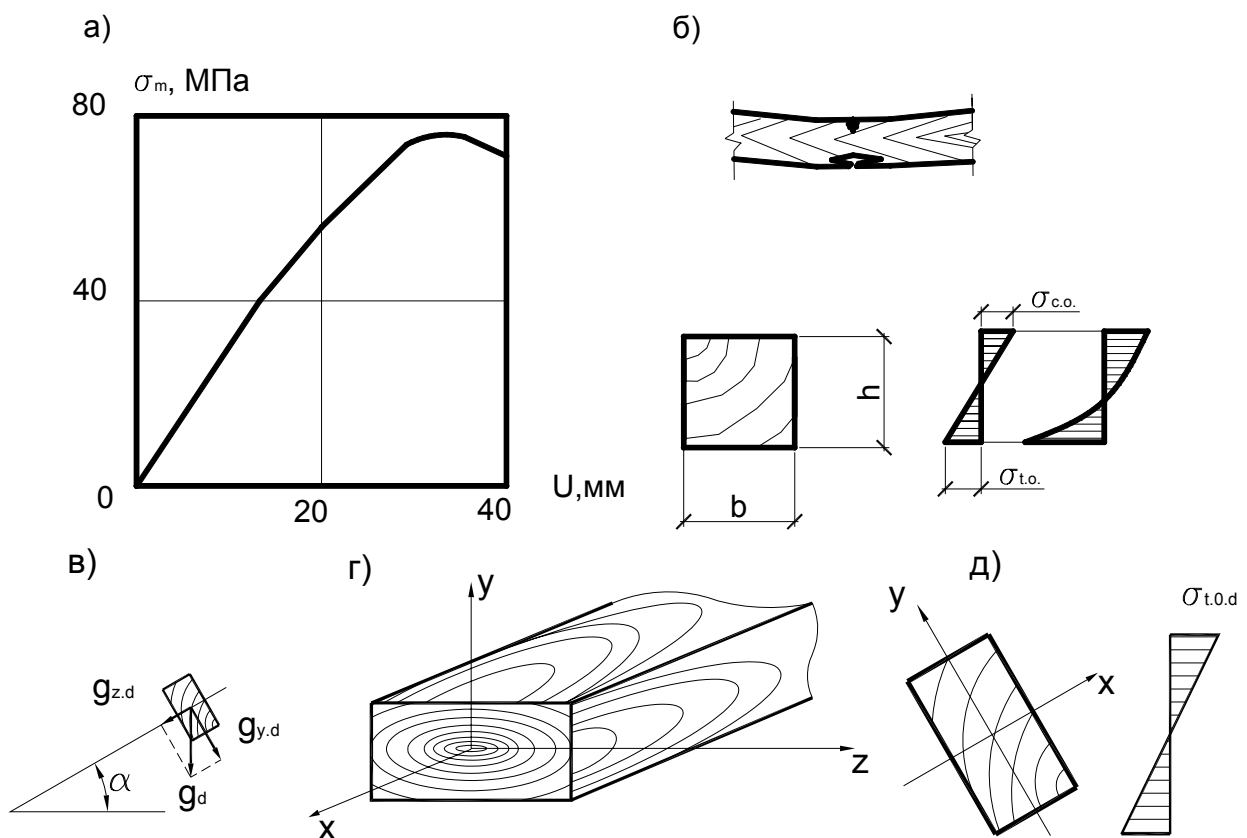


Рис. 5.4. Изгибаемый элемент:
 а – график прогибов; б – схема разрушения и эпюра нормальных напряжений;
 в – схема работы при косом изгибе; г – оси элемента; д – эпюра напряжений

Расчет изгибаемых элементов, устойчивость которых обеспечена, на прочность по нормальным сечениям производят по формуле

$$\frac{\sigma_{m.d}}{f_{m.d}} \leq 1, \quad (5.8)$$

где $f_{m.d}$ – расчетное сопротивление изгибу; $\sigma_{m.d} = \frac{M_{i.d}}{W_{i.d}}$ – расчетное напряжение.

Для изгибаемых элементов, не имеющих постоянного подкрепления сжатой кромки из плоскости изгиба, следует также провести проверку на устойчивость плоской формы деформирования по формуле

$$\sigma_{m.d} \leq k_{inst} f_{m.d}. \quad (5.9)$$

Для изгибаемых элементов прямоугольного сечения, шарнирно закрепленных для предотвращения смещения из плоскости изгиба и поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, k_{inst} определяется по формуле

$$k_{inst} = 140 \frac{b^2}{l_m h} k_f, \quad (5.10)$$

где l_m – расстояние между опорными сечениями элемента, а при закреплении сжатой кромки элемента в промежуточных точках – расстояние между этими точками; b – ширина поперечного сечения; h – максимальная высота поперечного сечения на участке l_m ; k_f – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_m .

Расчет изгибаемого элемента по прогибам заключается в определении его наибольшего относительного прогиба $\frac{U_{max}}{l}$ от нормативных нагрузок и проверке условия, чтобы он не превосходил предельно допускаемого нормами значения, что определяется условием $\frac{U_{max}}{l} \leq \frac{U_{lim}}{l}$.

Наибольший прогиб U_{max} определяется по формуле

$$U_{max} = \frac{U_0}{k_{h1} \cdot \left[1 + k_v \cdot \left(\frac{h_{max}}{l} \right)^2 \right]}, \quad (5.11)$$

где h_{max} – максимальная высота сечения; l – пролет изгибаемого элемента; k_{h1} – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения; $k_{h1} = 1$ – для элементов постоянного сечения; k_v – коэффициент, учиты-

вающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы; U_0 – прогиб элемента постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига.

Косой изгиб

В элементах, оси сечений которых расположены наклонно к направлению действия нагрузок (балки, прогоны скатных покрытий), изгиб можно рассматривать как результат изгибов относительно любой из осей сечения, каждый из которых происходит как прямой.

При косом изгибе нормальные напряжения в сечениях суммируются и достигают максимальных значений в верхних и нижних точках сечения (рис. 5.4, в – д).

Проверка прочности косоизгибаемых элементов производится по формуле

$$\frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.d}} \leq 1 . \quad (5.12)$$

Расчет косоизгибаемых элементов по прогибам производится с учетом геометрической суммы прогибов относительно каждой оси по формуле

$$\frac{U_{\max}}{l} = \frac{\sqrt{U_z^2 + U_y^2}}{l} \leq \frac{U_{\lim}}{l} . \quad (5.13)$$

5.4. Расчет элементов, подверженных изгибу с осевым растяжением

Растянуто-изгибаемые элементы работают одновременно на растяжение и на изгиб:

- при одновременном действии в сечении продольной силы и изгибающего момента (например, нижний пояс ферм, в котором, кроме растяжения, действует изгиб от межузловой нагрузки, веса подвесного оборудования и др.);
- при *внецентренном нагружении* (т.е. растягивающие силы в элементе действуют с эксцентриситетом относительно его оси или растягивающие усилия приложены к элементу, имеющему несимметричное ослабление).

В сечениях (рис. 5.5) от продольных растягивающих усилий возникают равномерные растягивающие напряжения, от изгибающего момента – напряжения изгиба, состоящие из сжатия на одной половине и растяжения

на другой половине сечения. Эти напряжения суммируются с учетом их знаков, благодаря чему растягивающие напряжения увеличиваются, а сжимающие уменьшаются. Наибольшие напряжения растяжения действуют в крайних растянутых краях сечения в месте действия максимального изгибающего момента. Здесь и начинается разрушение элемента из-за разрыва растянутых волокон древесины.

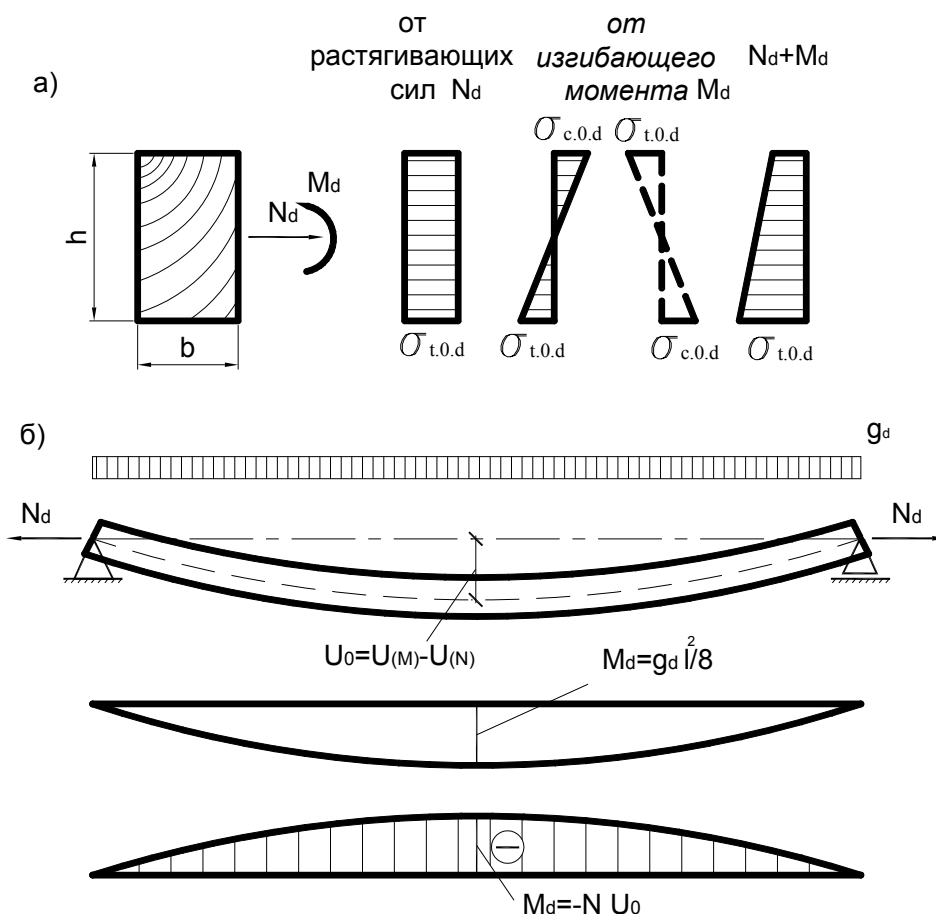


Рис. 5.5. Растянуто-изгибаемый элемент:
 а – эпюры нормальных напряжений;
 б – схема работы и эпюры изгибающих моментов

Растянуто-изгибаемые элементы – это такие же ответственные элементы, как и растянутые, и их рекомендуется изготавливать из древесины 1 сорта.

Расчет элементов при изгибе с осевым растяжением производят по формуле

$$\frac{\sigma_{t.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.d}}{f_{m.d}} \leq 1. \quad (5.14)$$

5.5. Расчет элементов, подверженных изгибу с осевым сжатием

Сжато-изгибаемые элементы работают одновременно на сжатие и изгиб:

- при одновременном действии продольной сжимающей силы и изгибающего момента (например, верхние пояса ферм, в которых, кроме сжатия, возникает еще изгиб от межузловой нагрузки);
- при действии сжимающей силы с эксцентриситетом относительно их осей (например, в криволинейных элементах, нагруженных продольной силой).

В сечениях сжато-изгибаемого элемента (рис. 5.6) действуют продольные сжимающие усилия N_d , от которых возникают равномерные напряжения сжатия $\sigma_{c.0.d}$, и изгибающий момент M_d , от которого возникают и сжимающие, и растягивающие напряжения, максимальные в крайних волокнах и нулевые на нейтральной оси.

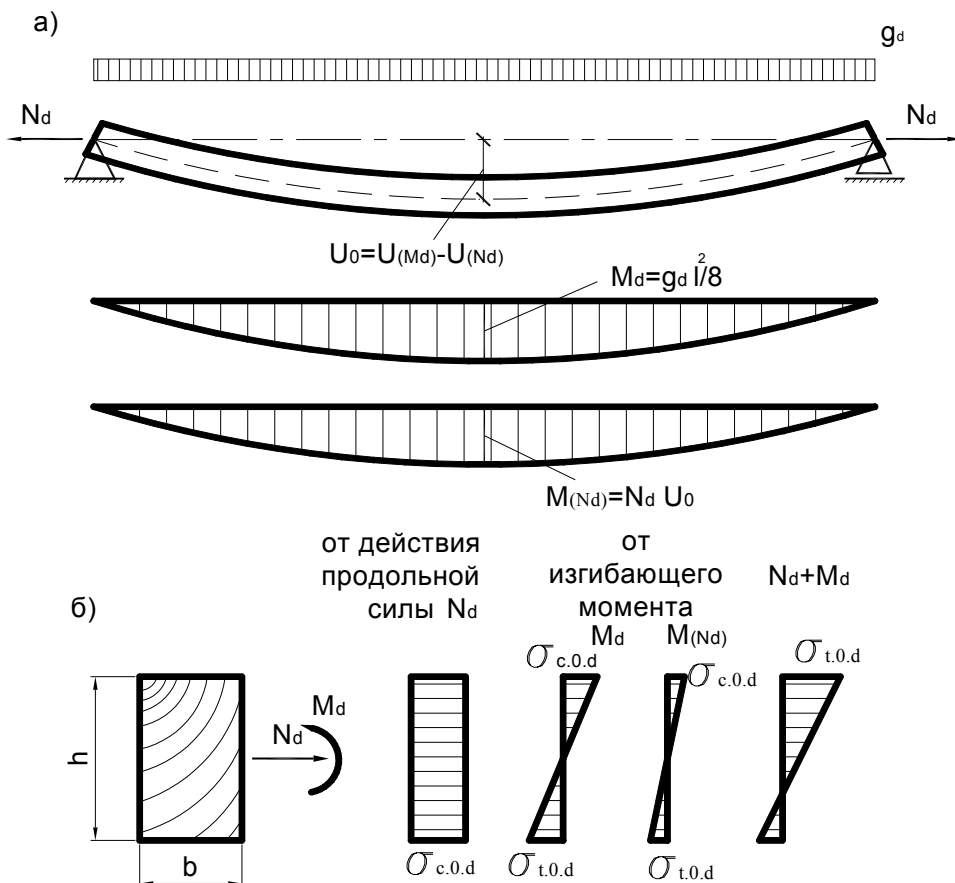


Рис. 5.6. Сжато-изгибаемый элемент:
 а – схема работы и эпюры изгибающих моментов;
 б – эпюры нормальных напряжений

Разрушение сжато-изгибаемого элемента начинается с потери устойчивости сжатых волокон, что обнаруживается появлением складок и повышенными прогибами, после чего элемент ломается. Такое разрушение частично пластическое. Поэтому сжато-изгибаемые элементы работают более надежно, чем растянутые, и их рекомендуется изготавливать из древесины 2 сорта.

Расчет элементов при изгибе с осевым сжатием производят по формуле

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.d}}{k_{m.c} f_{m.d}} \leq 1, \quad (5.15)$$

где $k_{m.c} = 1 - \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_c f_{c.0.d}}$ – коэффициент, учитывающий увеличение напряжений от действия продольной силы при изгибе для шарнирно-опертых элементов при симметричных эпюрах изгибающих моментов синусоидального, параболического, полигонального и близких к ним очертаний.

В случаях, когда в шарнирно-опертых элементах эпюра изгибающих моментов имеет треугольное или прямоугольное очертание, коэффициент $k_{m.c}$ следует умножать на поправочный коэффициент k_e , определяемый по формуле

$$k_e = \alpha + k_{m.c}(1 - \alpha), \quad (5.16)$$

где α – коэффициент, который следует принимать равным 1,22 при эпюре треугольного очертания и 0,81 – при эпюре прямоугольного очертания.

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов (из плоскости изгиба) следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_{c.o.d}}{k_c f_{c.o.d}} + \left[\frac{\sigma_{m.d}}{k_{inst} k_{m.c} f_{m.d}} \right]^n \leq 1, \quad (5.17)$$

где n – показатель степени, учитывающий раскрепление растянутой кромки из плоскости ($n = 2$ для элементов без раскрепления растянутой кромки и $n = 1$ для элементов, имеющих такое раскрепление); $k_c = 1 - \frac{\lambda^2}{2\lambda_{rel}^2}$ – коэффициент продольного изгиба, определяемый для участка длиной l_m между закреплениями; k_{inst} – коэффициент, определяемый по формуле

$k_{inst} = 140 \frac{b^2}{l_m h} k_f$; $k_{m.c}$ – коэффициент, определяемый по формуле

$k_{m.c} = 1 - \frac{\sigma_{c.o.d}}{k_c \cdot f_{c.o.d}}$; $\sigma_{c.o.d}$ – расчетное сжимающее напряжение, определяемое по формуле

$$\sigma_{c.o.d} = \frac{N_d}{A_{sup.max}}, \quad (5.18)$$

где $A_{sup.max}$ – площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента на участке l_m ; $\sigma_{m.d}$ – расчетное напряжение от изгиба, определяемое по формуле

$$\sigma_{m.d} = \frac{M_{max}}{W_{sup.max}}, \quad (5.19)$$

где M_{max} – максимальный изгибающий момент на рассматриваемом участке l_m ; $W_{sup.max}$ – максимальный момент сопротивления брутто на рассматриваемом участке l_m .

5.6. Скалывание и срез древесины

Скалывание древесины происходит в продольных сечениях элементов от действия скалывающих усилий. Прочность древесины при скалывании очень мала ввиду ее волокнистого строения. Волокна древесины имеют относительно слабые связи между собой, которые легко разрываются при скалывании. Разрушение элементов происходит почти мгновенно.

Расчет изгибаемых элементов на прочность при сдвиге выполняют по формуле

$$\tau_{v.o.d} \leq f_{v.o.d}; \quad \tau_{v.o.d} = \frac{V_d S_{sup}}{I_{sup} b_d}, \quad (5.20)$$

где V_d – расчетная поперечная сила; S_{sup} – статистический момент брутто сдвигаемой части относительно нейтральной части; I_{sup} – момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси; b_d – расчетная ширина сечения элемента; $f_{v.o.d}$ – расчетное сопротивление скалыванию при изгибе.

Расчетную несущую способность соединения на скалывание следует определять по следующей формуле:

$$R_{v.d} = f_{v.mod.d} \cdot A_v, \quad (5.21)$$

где $f_{v.mod.d}$ – расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон, определяемое по формуле

$$f_{v.mod.d} = \frac{f_{v.0.d}}{1 + \beta \left(\frac{l_v}{e} \right)}, \quad (5.22)$$

где $f_{v.0.d}$ – расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон; β – коэффициент, равный 0,25 (при обеспечении обжатия площадки скалывания $\beta = 1,25$); e – плечо сил скалывания, принимаемое равным $0,5h$; h – полная высота поперечного сечения скалываемого элемента; l_v – расчетная длина плоскости скалывания, принимаемая не более 10 глубин врезки в элемент; $A_v = b \cdot l_v$ – расчетная площадь скалывания.

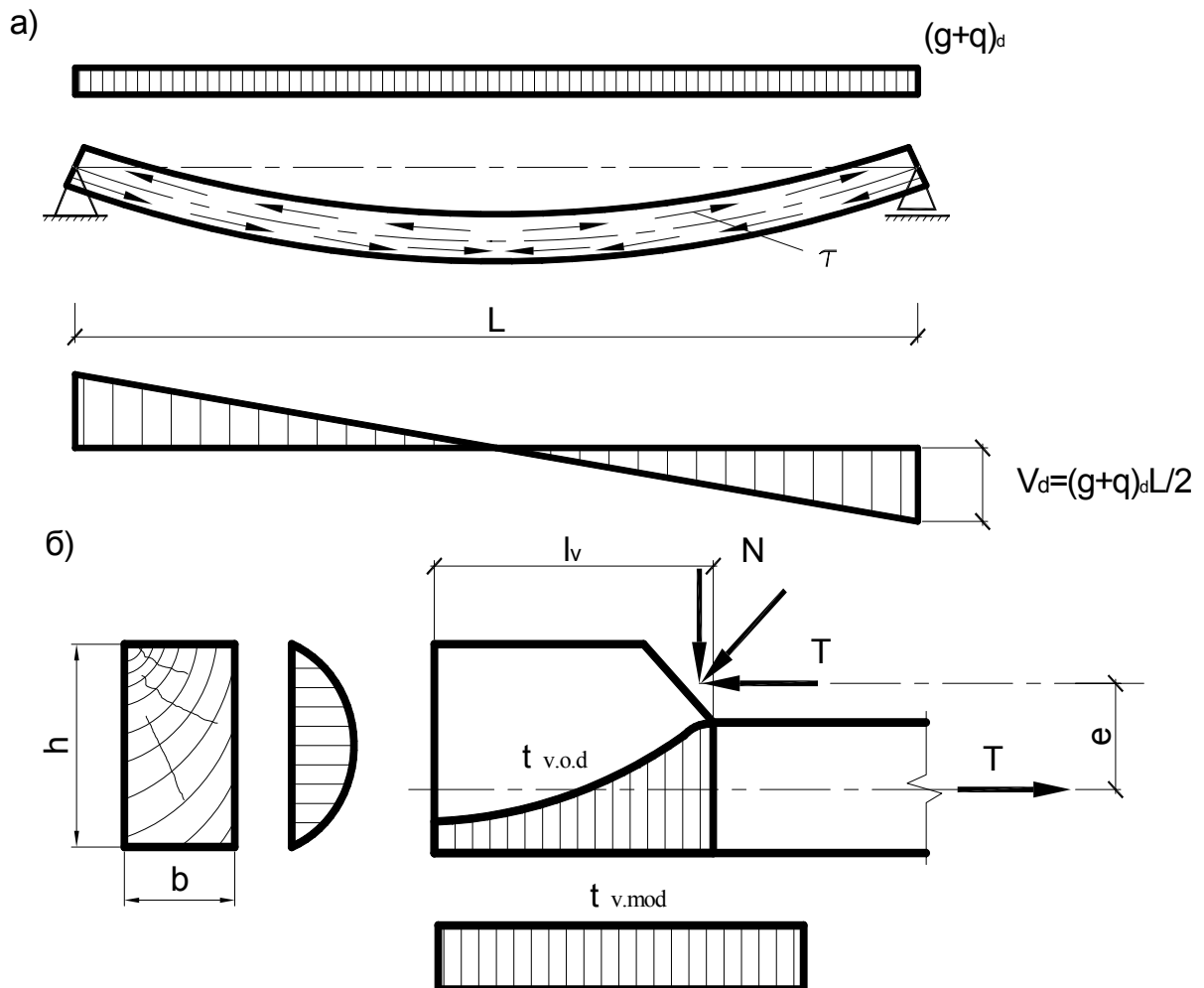


Рис. 5.7. Скалываемые элементы:
 а – скалывание при изгибе;
 б – одностороннее скалывание в соединениях

Практическое занятие 2
ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ
НА КОНСТРУКЦИИ

1. Решить задачи.
2. Обсудить решения в группе.

Задача 2.1. Определить расчетное значение линейно-распределенной нагрузки, действующей на основную несущую конструкцию (исходные данные представлены в табл. 2.1.).

Таблица 2.1

№ варианта	Основная несущая конструкция	Пролет, м	Шаг несущих конструкций, м	Нагрузка, кН/м ²		
				от покрытия		нормативное значение снеговой нагрузки
				нормативная	расчетная	
1	Балка двускатная	21	3,0	1,2	1,44	0,8
2	Гнутоклеевая рама	30	3,5	1,4	1,68	1,2
3	Рама из прямолинейных элементов	24	2,4	1,6	1,92	0,9
4	Сегментная арка	18	3,8	1,8	2,16	1,1
5	Стрельчатая арка	30	4,0	2,0	2,4	1,4
6	Сегментная ферма	24	4,2	2,2	2,64	1,5
7	Треугольная ферма	24	3,6	2,4	2,88	1,6
8	Балка клефанерная	30	5,0	1,5	1,8	1,7
9	Ферма с параллельными поясами	15	5,4	1,9	2,28	1,8
10	Сегментная арка	24	6,0	2,1	2,52	1,9

Задача 2.2. Определить величину расчетной постоянной нагрузки, действующей на плиту покрытия шириной 1500 мм. Исходные данные принять по табл. 2.2.

Таблица 2.2

№ варианта	Пролет, мм	Количество продольных ребер	Шаг поперечных ребер	Сечение ребер, $b_w \times h_w$	Порода древесины	Класс условия эксплуатации	Толщина обшивки, мм		Материал обшивки	Утеплитель	
							верхней h_{sup}	нижней h_{inf}		ρ , кг/м ³	δ , мм
1	3000	3	1000	40×144	сосна	1	10	12	Фанера ФБС	100	70
2	3500	4	1500	44×144	ель	2	8	-	Фанера ФСФ из лиственницы	150	90
3	4000	4	1000	40×169	пихта	4	-	9	Фанера ФСФ березовая	200	100
4	4500	5	1500	44×169	кедр	3	10	-	Фанера ФБС	300	150
5	5000	3	1000	44×144	пихта	2	10	12	Фанера ФСФ из лиственницы	75	100
6	5500	4	1400	40×144	лиственница	1	-	8	Асбестоцементные листы марки ЛП-П	90	80
7	6000	5	1500	44×194	ель	3	10	-	Асбестоцементные листы марки ЛП-НП	110	90
8	5000	5	1000	40×169	пихта	1	10	10	Асбестоцементные листы марки ЛП-П	140	125
9	4000	4	1000	40×144	кедр	2	10	-	Асбестоцементные листы марки ЛП-НП	50	75
0	3000	3	1000	35×194	пихта	4	-	10	Фанера ФСФ березовая	80	70

Практическое занятие 3

РАСЧЕТ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

1. Решить задачи.
2. Обсудить решения в группе.

Задача 3.1. Найти несущую способность растянутого элемента (рис. 3.1). Исходные данные приведены в табл. 3.1.

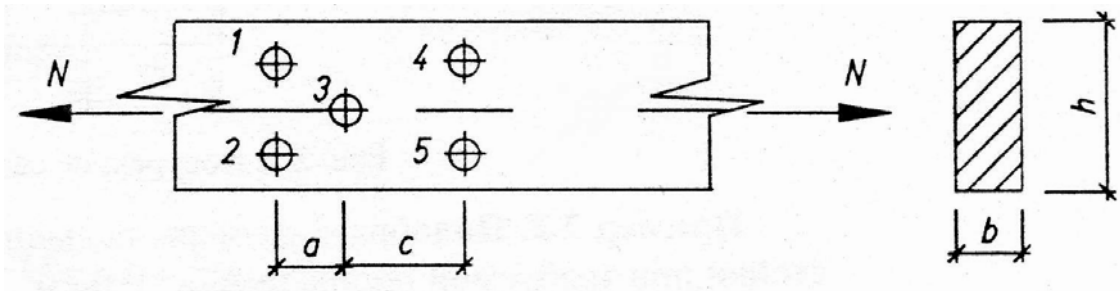


Рис. 3.1. Растянутый элемент

Таблица 3.1

№ варианта	Исходные данные							
	А				Б			
	h , мм	b , мм	A , мм	c , мм	d , мм	Материал	Класс условий эксплуатации	Сорт древесины
1	200	150	120	300	16	лиственница	1	1
2	225	125	250	250	18	сосна	2	2
3	250	150	225	150	14	ель	3	1
4	275	100	250	120	20	береза	1	1
5	175	100	300	100	12	пихта	2	1
6	175	150	250	300	16	дуб	3	2
7	200	125	300	250	18	ясень	1	2
8	225	150	300	150	12	кедр	2	1
9	250	100	350	300	22	вяз	3	1
0	250	125	120	250	16	клен	1	2

Примечание. Номер варианта задачи задается двузначным числом: первая цифра означает номер варианта по столбцу А, а вторая – по столбцу Б.

Задача 3.2. Найти несущую способность центрально-сжатого стержня (рис. 3.2), данные по которому приведены в табл. 3.2.

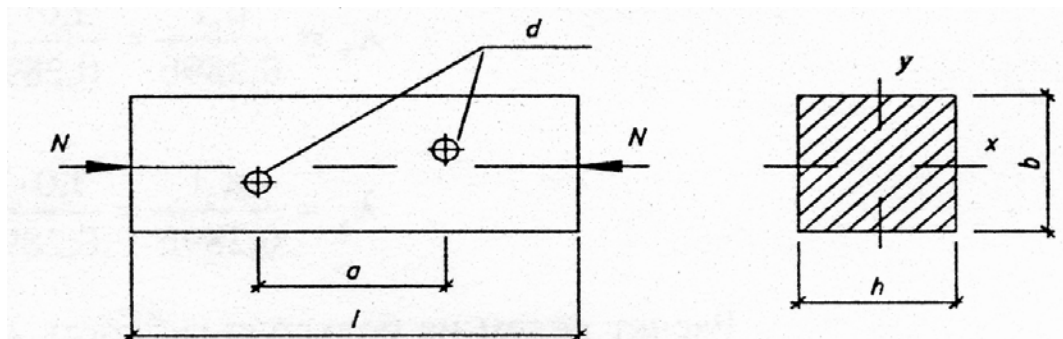


Рис. 3.2. Центрально-сжатый стержень

Таблица 3.2

№ варианта	Исходные данные								
	А					Б			
	l , мм	h , мм	b , мм	d , мм	Схема закрепления концов в плоскости		Материал	Условия эксплуата- ции	Сорт
					х-х	у-у			
1	3000	200	150	40	Ш-Ш	Ш-Ш	пихта	1	2
2	4000	225	150	24	3-Ш	Ш-Ш	сосна	2	1
3	5000	225	200	18	3-3	3-0	ель	3	1
4	6000	250	150	28	3-О	Ш-Ш	кедр	1	1
5	6500	250	200	20	Ш-3	3-3	лиственница	2	2
6	3000	200	175	24	Ш-Ш	3-3	дуб	3	2
7	4000	225	175	20	3-Ш	Ш-Ш	граб	1	2
8	5000	250	150	24	3-3	3-0	береза	2	1
9	6000	250	175	22	3-О	Ш-3	вяз	3	1
0	4500	225	150	20	Ш-3	3-Ш	ясень	1	2

Примечания.

1. Буквы в графе «Схема закрепления концов в плоскости» означают: Ш – шарнирное; 3 – заземленное; О – свободное (без раскреплений).

2. См. примечание к задаче 3.1.

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ

1. Как работают и рассчитываются растянутые деревянные элементы и как учитываются ослабления их сечений?
2. Как работают и рассчитываются сжатые элементы и как учитывается их устойчивость?
3. Как работают и рассчитываются изгибаемые элементы и как подбираются их сечения?
4. Как работают и рассчитываются сжато-изгибаемые элементы и как учитываются их прогибы?
5. Как работают и рассчитываются растянуто-изгибаемые элементы и как влияют на их работу прогибы?
6. Как работают и рассчитываются сминаемые элементы? Что такое угол смятия и как он влияет на их прочность и деформативность?
7. Как работают и рассчитываются на скалывание изгибаемые элементы и где действуют максимальные напряжения скалывания?
8. Как работают и рассчитываются на скалывание соединения?
9. Какие предельные состояния имеются у конструкций из дерева и пластмасс?
10. Что такое нормативные и расчетные нагрузки и как их определяют?
11. Что такое нормативное сопротивление древесины и как его определяют?
12. Что такое коэффициент условий работы и что он учитывает?
13. Что такое предельное состояние конструкций?
14. По каким группам предельных состояний в соответствии с требованиями СНБ рассчитываются конструкции? Чем они характеризуются?
15. Перечислите несколько предельных состояний, отнесенных к первой и второй группам.
16. Чем отличается нормативная нагрузка от расчетной, в каких случаях они используются в расчетах?
17. Что такое коэффициент сочетания и в каких случаях его применяют. Приведите пример.
18. Что такое нормативное сопротивление материала и как его определяют?
19. Напишите формулу расчетного сопротивления и объясните, какие факторы учитывает коэффициент безопасности по материалу при назначении расчетного сопротивления древесины.

20. Как определяется длительная прочность древесины?
21. Как влияют пороки на прочность древесины?
22. Что учитывают коэффициенты условия работы? Приведите примеры таких коэффициентов.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.05.01-2000. Деревянные конструкции. – Взамен СНиП II-25-80; Введ. 01.07.2001. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2001. – С. 21 – 31.
2. Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник под ред. Г.Г. Карлсена, Ю.В. Слицкоухова и др.; 5-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1986. – С. 108 – 137.
3. Зубарев Г.Н. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для вузов / Г.Н. Зубарев. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1990. – С. 38 – 64.
4. Справочное пособие для выполнения курсового и дипломного проектирования по курсу «Конструкции из дерева и пластмасс» для студ. спец. 70 02 01 / Сост. А.Р. Волик. – Новополоцк: ПГУ, 2003. – С. 1 – 14, 32 – 52.
5. Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник для вузов / Д.К. Арленинов, Ю.Н. Буслаев, В.П. Игнатъев, П.Т. Романов, Д.К. Чахов. – М.: Изд-во АСВ, 2002. – С. 52 – 63.

УЧЕБНЫЙ МОДУЛЬ 4

СОЕДИНЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Тема занятий	Тип занятий	Вид занятий	Кол-во часов
Соединение элементов без рабочих связей	Изучение нового материала	Лекция	2
Соединение на механических связях	Изучение нового материала	Лекция	2
Испытание лобовой врубки	Углубление знаний	Лабораторный практикум	4
Испытание соединения на нагелях	Углубление знаний	Лабораторный практикум	4
Подготовка к 1-му промежуточному зачету	Предварительный контроль и корректировка знаний	Самостоятельная работа	5

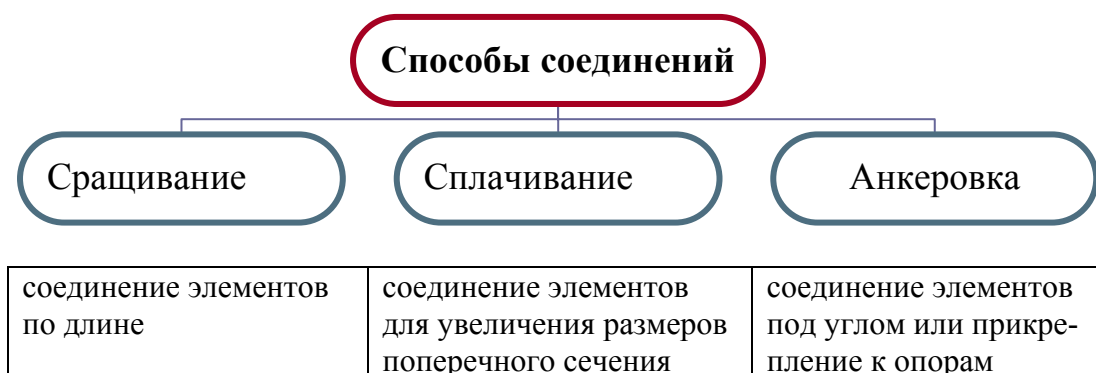
Лекция 6

СОЕДИНЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗ МЕХАНИЧЕСКИХ СВЯЗЕЙ

- 6.1. Классификация соединений.
- 6.2. Конструктивные врубки и лобовые упоры.
- 6.3. Клеевые соединения.

6.1. Классификация соединений

Пиломатериалы, применяемые в строительстве, имеют ограниченные размеры поперечного сечения (250 ÷ 275 мм) и максимальную длину до 6,5 м. Лесоматериалы, имеющие большие размеры, поставляются по особому заказу по повышенной стоимости. В связи с этим для создания конструкций больших пролетов или высоты необходимо соединять отдельные элементы.



Анизотропия строения, малая прочность древесины при скалывании, растяжении поперек волокон и смятии являются причиной большой сложности и многообразия соединения конструкций из дерева.

Для осуществления соединений используют различные средства (*связи*). Это различные детали, позволяющие не только обеспечить заданную форму конструкции, но и передавать значительные усилия с одного элемента на другой. Самым распространенным видом соединений деревянных элементов являются **нагели** – гибкие стержни или пластинки из стали, пластмасс или древесины твердых пород (дуба или антисептированной березы).

По *характеру работы* соединения могут быть разделены на следующие группы:

- **без специальных связей, требующих расчета** (лобовые упоры, врубки). Чаще всего это сжатые элементы, в которых усилия передаются от элемента к элементу и не требуют рабочих связей;

- **со связями, работающими:**

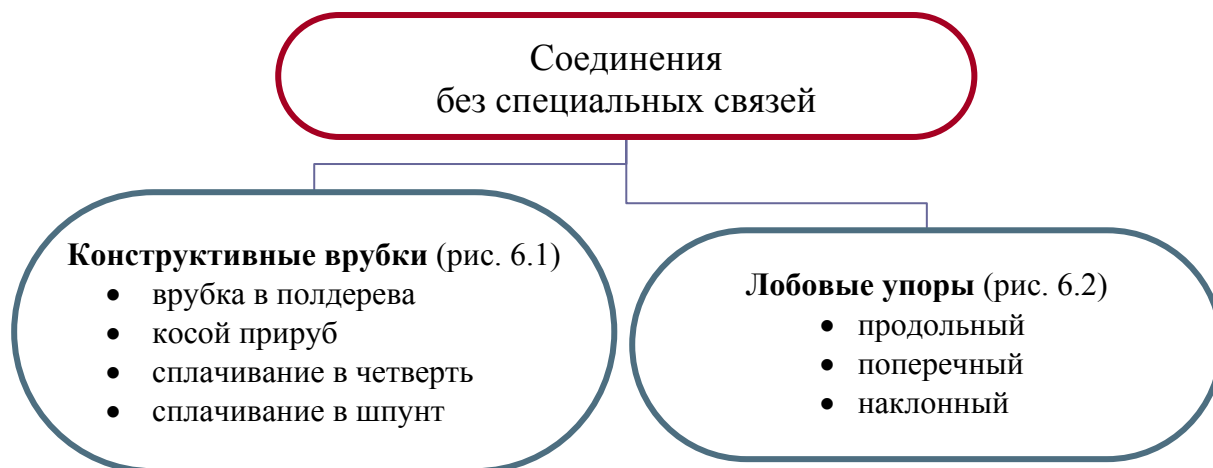
- на сжатие (шпонки, колодки);
- на изгиб (болты, стержни, гвозди, винты, пластинки);
- на растяжение (болты, винты, хомуты);
- на сдвиг, скалывание (клеевые швы);

- **податливые** (податливость – способность связей давать возможность соединяемым элементам сдвигаться друг относительно друга). Деформации в податливых соединениях возникают в результате:

- неплотностей, образующихся при изготовлении, от усушки и смятия древесины, особенно поперек волокон;
- изгиба связей;

- **жесткие** – соединения, не обладающие податливостью. К жестким соединениям относятся клеевые соединения.

6.2. Конструктивные врубки и лобовые упоры



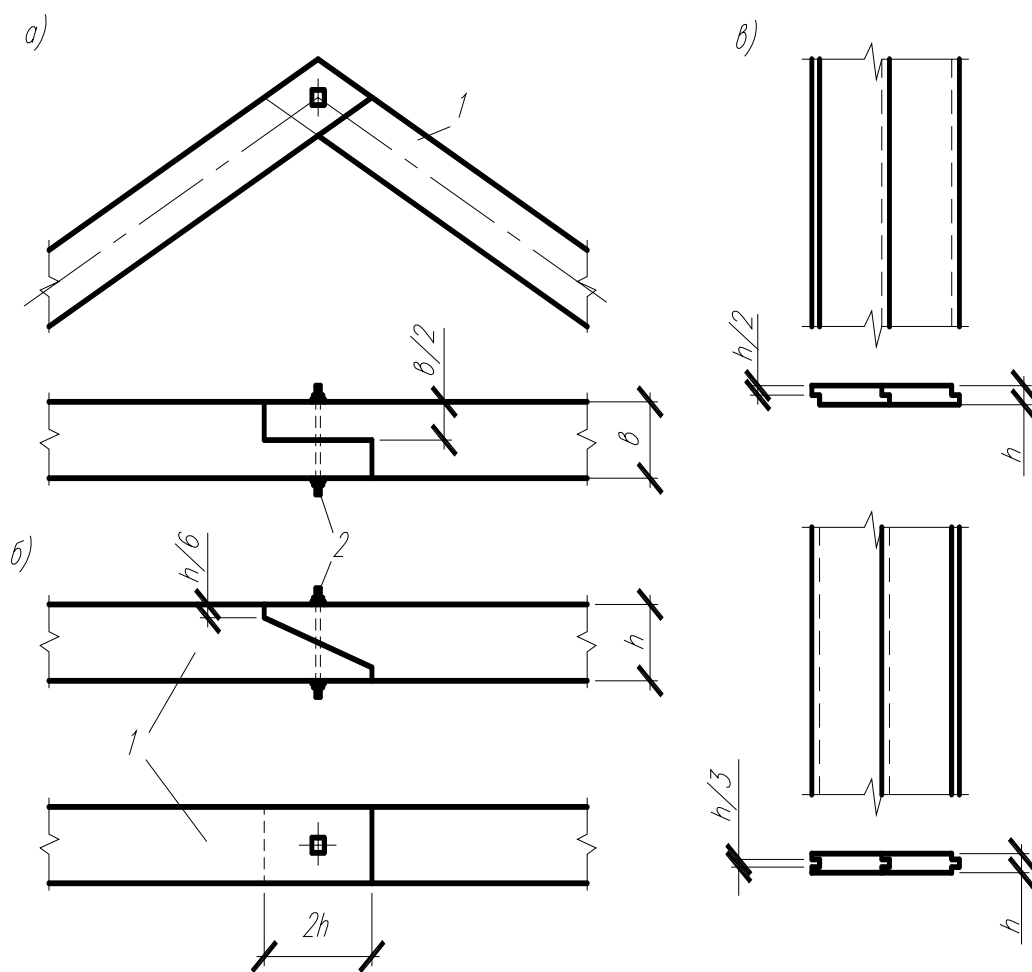


Рис. 6.1. Конструктивные врубки:
 а – врубка в полдерева; б – косой прируб; в – соединения в четверть;
 1 – соединяемые элементы; 2 – стяжные болты

Врубка в полдерева – соединение концов брусьев, бревен с вырезками до половины их толщины, стянутое болтом.

Косой прируб – продольное сращивание болтами брусьев или бревен, в концах которых сделаны односторонние вырезы.

Применение: для соединения прогонов и балок по длине.

Сплачивание в четверть – сплачивание досок кромками по ширине. Механически образуют пазы, в которые входят выступы соседних досок.

Применение: обшивки наружных стен.

Сплачивание в шпунт – сплачивание досок или брусьев кромками, в одной из которых вырезан выступ, а в другой – шпунт, равный $1/3$ толщины доски, в который входит выступ соседней доски.

Применение: настилы из досок.

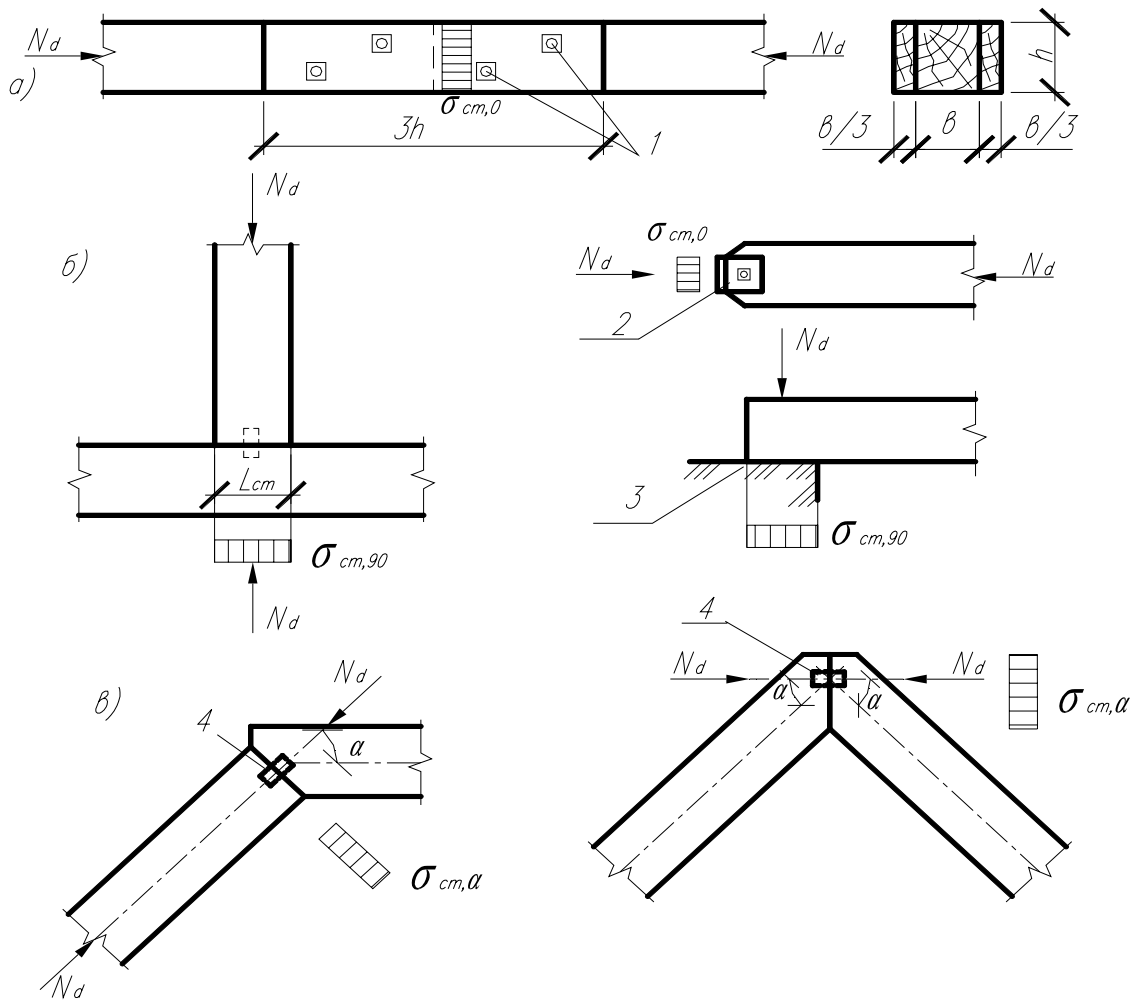
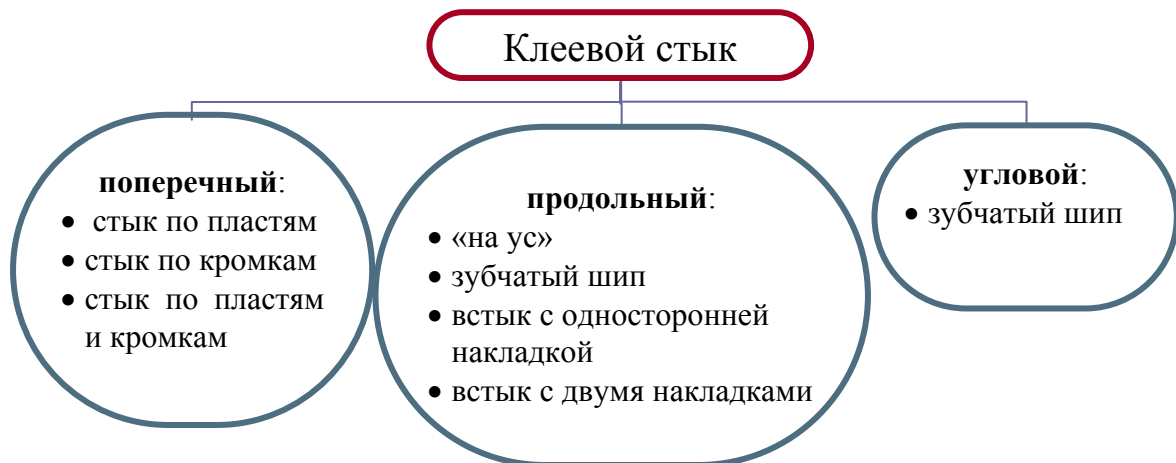


Рис. 6.2. Лобовые упоры:
 а – продольные; б – поперечные; в – наклонные;
 1 – стяжной болт; 2 – стальное крепление; 3 – опора; 4 – штырь

Клеевое соединение

Клеевые стыки по их расположению и особенностям работы могут быть разделены (рис. 6.3):



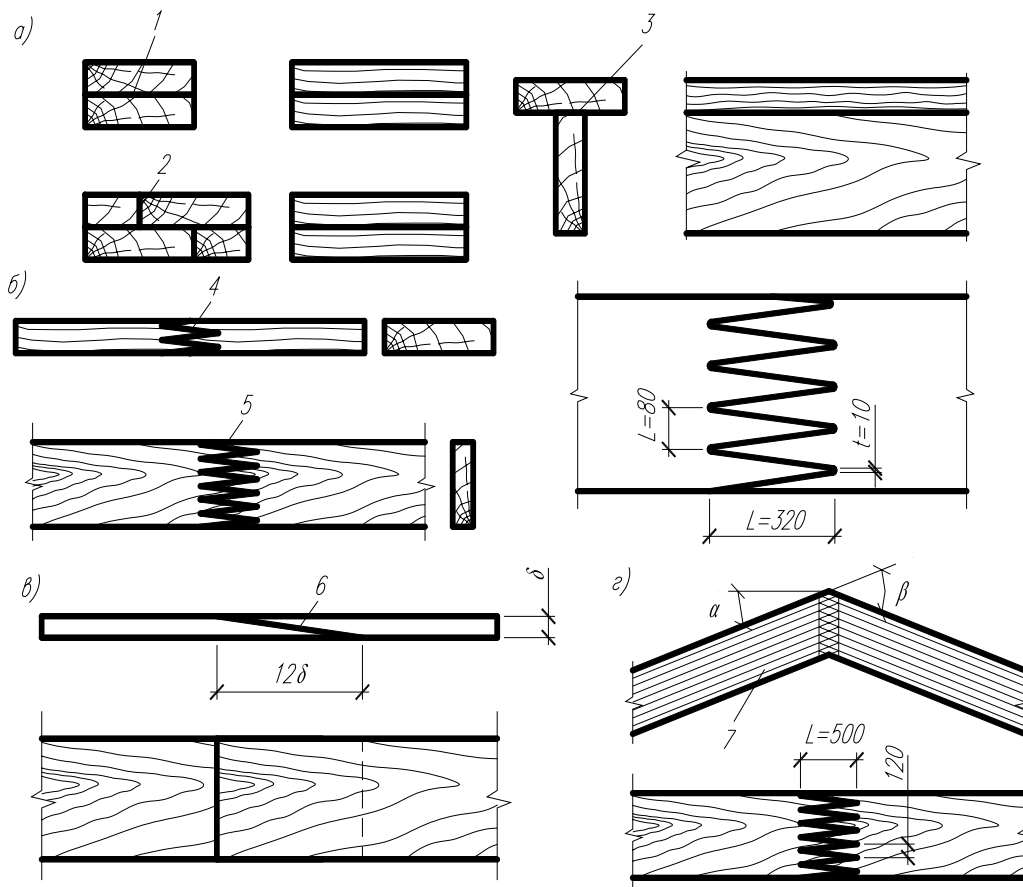


Рис. 6.3. Клеевые стыки:

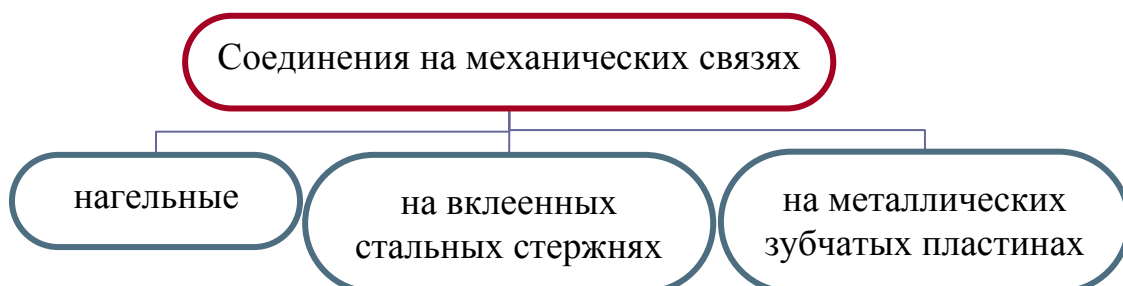
а – поперечные; б – продольные; в – фанеры; г – под углом; 1 – по пластиам; 2 – по кромкам; 3 – по пласти и кромке; 4 и 5 – зубчатый с выходом зубьев на кромки и пласти; 6 – усовое соединение фанеры; 7 – клееный элемент

Лекция 7

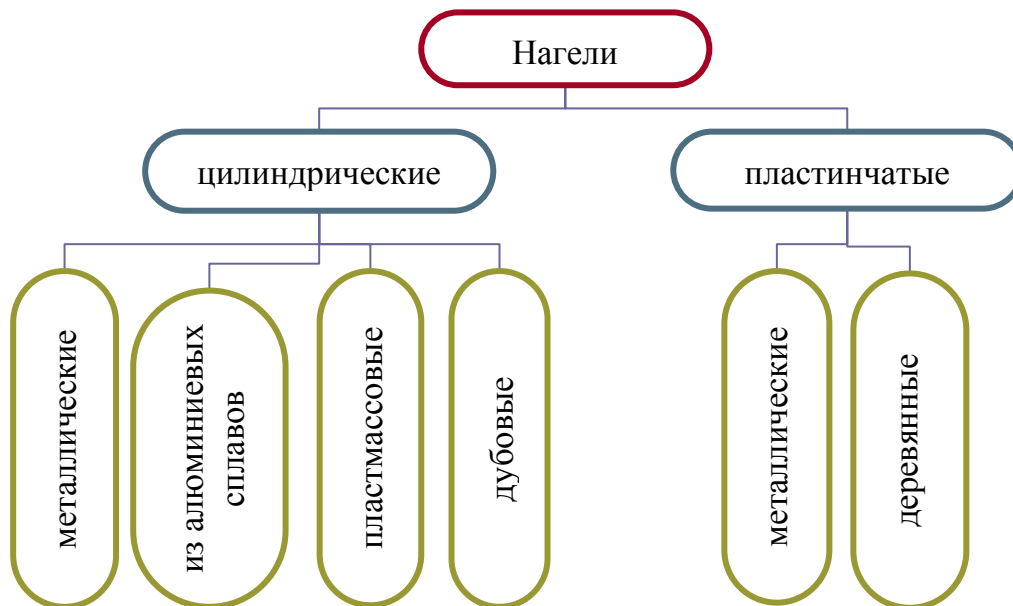
СОЕДИНЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ НА МЕХАНИЧЕСКИХ СВЯЗЯХ

- 7.1. Классификация нагельных соединений.
- 7.2. Расчет нагельных соединений.
- 7.3. Соединения на вклеенных стальных стержнях.

7.1. Классификация нагельных соединений



Нагели – это стержни или пластины, препятствующие взаимному сдвигу соединяемых элементов и работающие в основном на изгиб.



Нагели применяются при сплачивании (в составных стержнях или балках), при наращивании деревянных элементов (в стыках), при узловых соединениях (в узлах ферм).

В зависимости от способа приложения внешних сил и числа швов, пересекаемых одним нагелем, различают два вида соединения: симметричные и несимметричные (рис. 7.1).

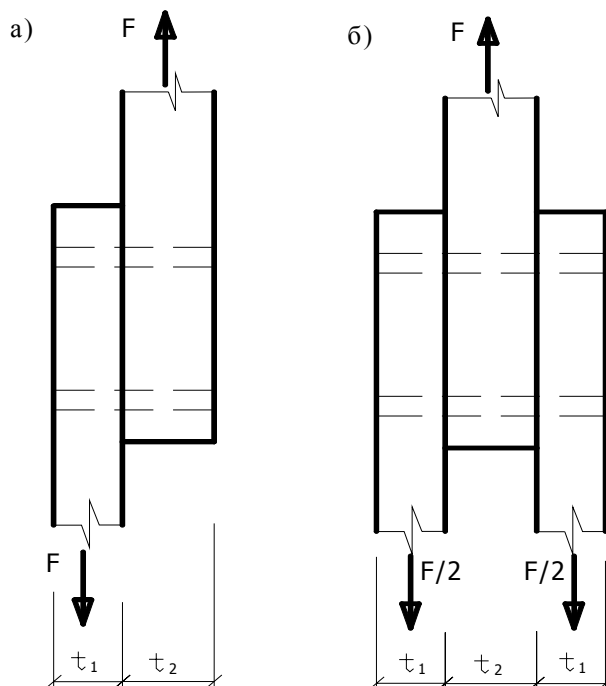


Рис. 7.1. Нагельные соединения древесины с древесиной: а – односрезное соединение; б – симметричное соединение

Гвоздевые соединения должны отвечать следующим требованиям:

- диаметр гвоздей следует принимать не более $0,25$ толщины пробиваемых элементов;
- при определении расчетной длины заземления конца гвоздя не следует учитывать заостренную часть гвоздя длиной $1,5d$; кроме того, из длины гвоздя следует вычитать по 2 мм на каждый шов между соединяемыми элементами; если расчетная длина заземления гвоздя получается меньше $4d$, его работу в примыкающем к нему шве учитывать не следует;
- при свободном выходе гвоздя из пакета расчетную длину последнего элемента следует уменьшать на $1,5d$;
- в соединении должно быть не меньше двух гвоздей;
- под гвозди диаметром 6 мм и более следует предварительно сверлить отверстия диаметром $0,8d$.

Болтовые соединения должны отвечать следующим требованиям:

- диаметр отверстия под болт не должен превышать диаметра болта более чем на 1 мм;
- под головкой болта и гайкой должны быть использованы шайбы с боковым размером или диаметром не менее $3d$ и толщиной не менее $3d$ (d – диаметр болта). Шайбы должны плотно прилегать к древесине.

Сопряжение несущих деревянных конструкций с фундаментом выполняется с помощью фундаментных анкерных болтов.

Соединения на шурупах должны отвечать следующим требованиям:

- заземление шурупа (т.е. длина его в элементе, принимающем острие) должно быть как минимум $4d$;
- шурупы завинчиваются в предварительно просверленные отверстия;
- длина гладкой части шурупа больше толщины элемента под его головкой;
- длина гладкой части шурупа в элементе, принимающем острие, составляет не менее $2d$.

7.2. Расчет нагельных соединений

Нагель работает как балка в упруго-пластичной среде. Разрушение нагеля может произойти:

- 1) *от изгиба* нагеля (нагель – балка, лежащая на сплошном основании);
- 2) *от смятия* древесины нагельного гнезда;
- 3) *от скалывания* древесины (от нагеля до торца или между нагельями);
- 4) *от раскалывания* (разрыв поперек волокон).

Несущая способность нагеля определяется из условия изгиба и смятия древесины нагельного гнезда (в крайних и средних элементах пролета). Несущую способность по скалыванию и раскалыванию обеспечивают соответствующей расстановкой нагелей.

Расстановка нагелей в соединениях бывает нормальная, в шахматном порядке и косыми рядами (рис. 7.2) и производится по правилам, исключая опасность преждевременного разрушения древесины от скалывания и растяжения поперек волокон.

Промежутки и расстояния между осями не должны быть меньше приведенных в строительных нормах значений.

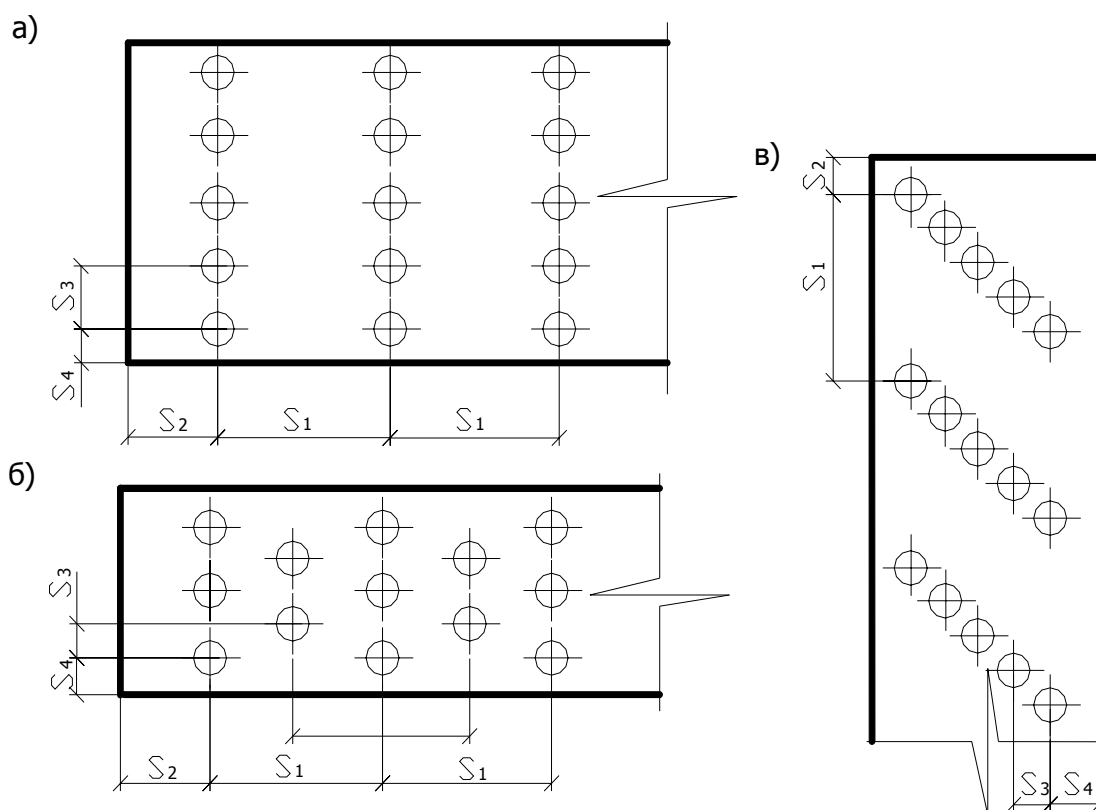


Рис. 7.2. Схемы расстановки нагелей:
а – нормальная; б – в шахматном порядке; в – косыми рядами

Расчетную несущую способность соединения на цилиндрических нагелях из одного материала (сосны или ели) и одинакового диаметра следует определять по формуле

$$R_d = R_{ld, \min} n_n n_s, \quad (7.1)$$

где $R_{ld.min}$ – минимальное значение несущей способности одного среза нагеля в соединении; N_n – количество нагелей в соединении; N_s – количество швов в соединении для одного нагеля.

Расчетную несущую способность одного среза в односрезных и симметричных двухсрезных соединениях (рис. 7.1) следует принимать как наименьшее значение из найденных по приведенным ниже формулам:

$$R_{ld} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h.1.d} t_1 d k_\alpha \\ f_{h.2.d} t_2 d k_\alpha \\ f_{n.d} d^2 (1 + \beta_n) \sqrt{k_\alpha} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (7.2) \\ (7.3) \\ (7.4) \end{array}$$

где $f_{h.1.d}$ и $f_{h.2.d}$ – расчетные сопротивления смятию древесины для наружных элементов и для средних элементов в глухом нагельном гнезде, которые приведены для сосны и ели для нормальных условий эксплуатации. Для соединения элементов из древесины других пород или для других условий эксплуатации следует учитывать соответствующие коэффициенты k_{mod} , k_x , k_t ; t_1 – толщина крайних элементов в симметричных соединениях или более тонких элементов в односрезных соединениях; t_2 – толщина средних элементов в симметричных соединениях или более толстых или равных по толщине элементов в односрезных соединениях; d – диаметр нагеля; β_n – коэффициент, зависящий от отношения толщины более тонкого элемента к диаметру нагеля, определяемый по формуле

$$\beta_n = k_n \frac{t_1}{d}, \quad (7.5)$$

где k_n – коэффициент, зависящий от типа нагеля; k_α – коэффициент, учитывающий угол α между силой и направлением волокон.

Расчетную несущую способность гладких гвоздей на выдергивание определяют по формуле

$$R_d = f_{v1,d} \cdot \pi \cdot d \cdot l_{d,1} \cdot k_x \cdot k_{mod}, \quad (7.6)$$

где $f_{v1,d}$ – расчетное сопротивление единицы поверхности древесины выдергиванию, принимаемое равным 0,3 МПа для воздушно-сухой древесины и 0,1 МПа – для сырой древесины; d – диаметр гвоздя. При диаметре

гвоздей более 5 мм в расчет вводят диаметр, равный 5 мм; $l_{d,1}$ – расчетная длина заземленной части гвоздя. Длина заземленной части гвоздя $l_{d,1}$ должна быть не менее двух толщин пробиваемого элемента и не менее $10d$.

Расчетную несущую способность гвоздей с нарезкой (витых гвоздей) на выдергивание следует определять по формуле

$$R_d = f_{v2,d} \cdot \pi \cdot d \cdot l_{d,1} \cdot k_x \cdot k_{mod}, \quad (7.7)$$

где $f_{v2,d}$ – расчетное сопротивление выдергиванию на единицу поверхности древесины, принимаемое равным 1 МПа;

d – диаметр гвоздя;

$l_{d,1}$ – расчетная длина заземленной части гвоздя.

Соединения с растянутыми болтами применяются при анкерном креплении деревянных конструкций к опорам, при подвеске к конструкциям перекрытий и в узловых соединениях. Они работают и рассчитываются на действие растягивающей силы от расчетных нагрузок:

$$\sigma_t = \frac{N_d}{0,8A_{inf}} \leq f_{yd} \cdot \gamma_c. \quad (7.8)$$

Кроме того, древесина под шайбами болта должна быть проверена на местное смятие.

7.3. Соединения на клеенных стальных стержнях

Соединения на клеенных стальных стержнях представляют собой клеевые соединения клеедеревянных элементов при помощи коротких стержней из арматуры периодического профиля классов S240, S400 диаметром $15 \div 25$ мм. Они клеиваются в прямоугольные пазы с накладками или в круглые отверстия клеем, обеспечивающим надежное соединение древесины со сталью (рис. 7.3)

Диаметр отверстий принимается на $4 \div 6$ мм больше номинального размера клеенного стержня.

Стержни, работающие на выдергивание или продавливание, воспринимают продольные растягивающие (выдергивание) или сжимающие (вдавливание) силы.

Длина заделываемой части l_d стержня должна быть не менее $10d$ и не более $30d$. Расстояние между осями стержней $S_3=3d$, до наружных граней – $S_4=2d$.

Скрытые в толще древесины стальные стержни защищены от химически агрессивной среды и быстрого нагревания при пожаре, что повышает коррозионную стойкость соединения и предел огнестойкости конструкции.

Соединения на продольно склеенных стержнях работают на скалывание древесины вдоль волокон. Разрушаются они почти мгновенно без заметных деформаций, в основном от скалывания древесины по площади внутренней поверхности бывших отверстий. Напряжения скалывания по длине площади скалывания распределяются неравномерно и значительно увеличиваются у ее наружных концов, что учитывается коэффициентом неравномерности k_{n3} .

Расчетную несущую способность вклеенного вдоль волокон стержня на выдергивание или продавливание определяют по формуле

$$R_d = f_{sv,d} \cdot \pi \cdot d_0 \cdot l_d \cdot k_{n3} . \quad (7.9)$$

где $f_{sv,d}$ – расчетное сопротивление древесины сдвигу вдоль волокон на единицу поверхности, принимаемое равным 2,1 МПа; d_0 – диаметр отверстия под вклеенный стержень; l_d – расчетная длина заделываемой части стержня; k_{n3} – коэффициент, учитывающий неравномерность напряжений сдвига в зависимости от длины заделываемой части стержня, определенный по формуле

$$k_{n3} = 1,2 - 0,02 \frac{l_d}{d} , \quad (7.10)$$

где d – номинальный диаметр стержня.

Расчетную несущую способность соединения на вклеенных поперек волокон стержнях (рис. 7.3), работающих на продавливание, определяют по формуле

$$R_d = f_{sv,90,d} \cdot \pi \cdot d_0 \cdot l_d \cdot k_{n4} \cdot k_{n5} \cdot k_{n6} , \quad (7.11)$$

где $f_{sv,90,d}$ – расчетное сопротивление древесины срезу поперек волокон на единицу поверхности, принимаемое равным 4,5 МПа; d_0 – диаметр от-

верстия под клеенный стержень; l_d – расчетная длина заделываемой части стержня; n – число стержней; k_{n4} – коэффициент, учитывающий неравномерность напряжений сдвига в зависимости от длины заделываемой части стержня; k_{n5} – коэффициент, учитывающий изменение расчетного сопротивления древесины срезу поперек волокон в зависимости от диаметра стержней; k_{n6} – коэффициент, учитывающий неравномерность нагружения стержней.

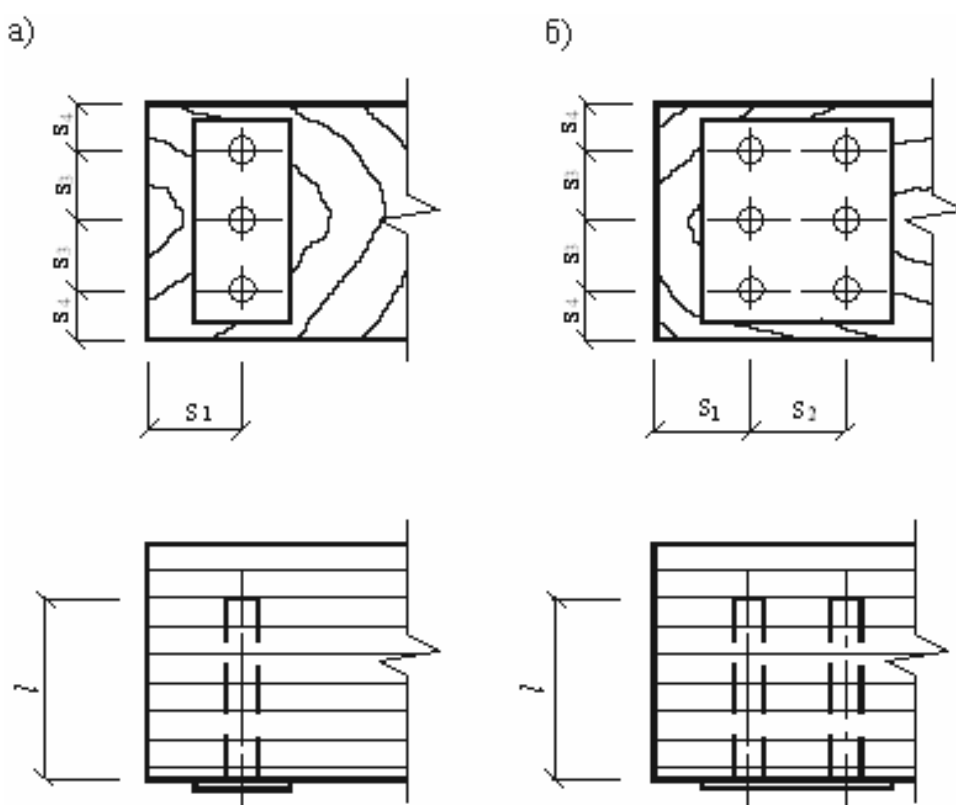


Рис. 7.3. Схема расстановки клеенных поперек волокон древесины стержней:
а – однорядная расстановка; б – двухрядная расстановка

Коэффициенты k_{n4} и k_{n5} определяют по формулам

$$k_{n4} = 1 - 0,01 \frac{l}{d}, \quad (7.12)$$

$$k_{n5} = 1,12 - 10 \cdot d \quad (7.13)$$

Длина заделываемой части стержня должна быть в пределах от $5d$ до $10d$, но не менее 100 мм.

Лабораторная работа 1

ИСПЫТАНИЕ ЛОБОВОЙ ВРУБКИ

Цель работы:

- определить расчетную несущую способность соединения и сравнить ее с разрушающей нагрузкой;
- определить деформации смятия врубки и построить график зависимости деформаций от нагрузки.

1.1. Общие сведения

Врубкой называют соединение (рис. 1.1), в котором усилие элемента, работающего на сжатие, передается другому элементу непосредственно без вкладышей или других рабочих связей. За этим видом соединения сохранилось старое название «врубка», хотя в настоящее время врезка и гнезда выполняются не топором, а электро-, мотопилой и т.д.

Лобовая врубка может утратить несущую способность при достижении одного из трех предельных состояний:

- смятие площадки упора;
- скалывание площадки;
- разрыв ослабленного врубкой нижнего пояса.

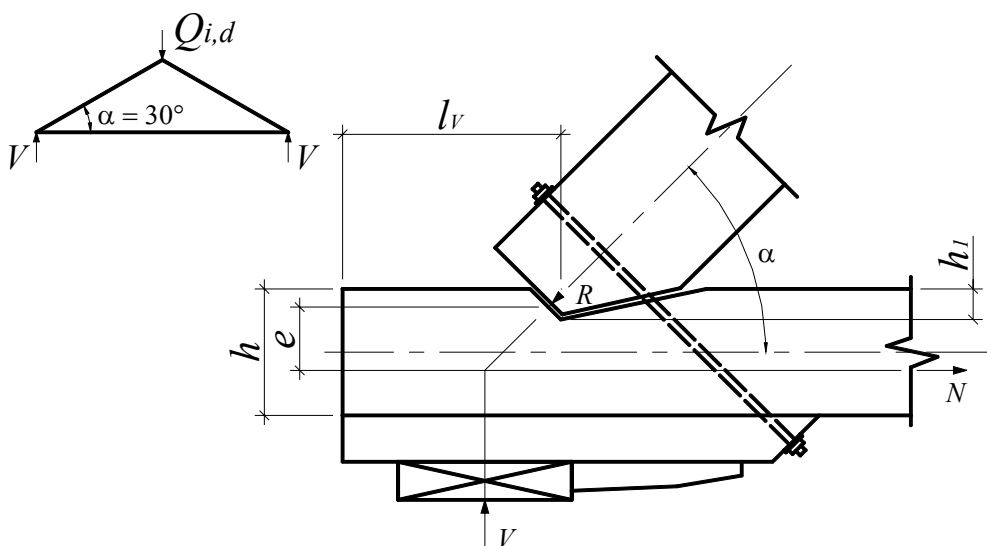


Рис. 1.1. Конструкция лобовой врубки

Расчетная несущая способность соединения на смятие определяется по формуле

$$R_{cm,d} = f_{cm,\alpha,d} \cdot A_{cm} \quad (1.1)$$

где A_{cm} – рабочая площадь смятия, определяемая по формуле $A_{cm} = \frac{b \cdot h_1}{\cos \alpha}$,
 где b – ширина сминаемого участка; h_1 – глубина врубки;

$f_{cm.\alpha.d}$ – расчетное сопротивление смятию древесины под углом к волокнам, определяемое по формуле

$$f_{cm.\alpha.d} = \frac{f_{cm.0.d}}{\frac{f_{cm.0.d}}{f_{cm.90.d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}; \quad (1.2)$$

$f_{cm.0.d}$, $f_{cm.90.d}$ – расчетные сопротивления смятию вдоль волокон и поперек, определенные в соответствии с [6, п. 2.1.2];

Расчетная несущая способность соединения на скалывание определяется по формуле

$$R_{v.d} = f_{v.mod.d} \cdot A_v, \quad (1.3)$$

где $f_{v.mod.d}$ – расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон, определяемое по формуле

$$f_{v.mod.d} = \frac{f_{v.0.d}}{1 + \beta \frac{l_v}{e}}, \quad (1.4)$$

где $f_{v.0.d}$ – расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон, определяемое по приложению 2; β – коэффициент, равный 0,25 (при обеспечении обжатия площадки скалывания $\beta = 0,125$); e – плечо сил скалывания, принимаемое $0,5h$; h – полная высота поперечного сечения скалываемого элемента; l_v – расчетная длина плоскости скалывания, принимаемая не более 10 глубин врезки в элемент;

A_v – расчетная площадь скалывания, определяемая по формуле $A_v = b \cdot l_v$, где b – ширина скалываемого участка.

Расчетная несущая способность соединения на растяжение в ослабленном сечении определяется по формуле

$$R_{t.0.d} = f_{t.0.d} \cdot k_0 \cdot A_{inf}, \quad (1.5)$$

где $f_{t.0.d}$ – расчетное сопротивление древесины растяжению вдоль волокон, определяемое по приложению 2; $k_0 = 0,8$ – коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений в деревянных элементах при наличии ослаблений в соответствии с [6, п. 2.1.2.9]; A_{inf} – площадь поперечного сечения элемента нетто, т.е. с учетом ослаблений.

1.2. Методика проведения испытаний

Приборы и оборудование: машина испытательная МС-100, приспособления для испытаний, штангенциркуль, индикаторы часового типа, электровлагомер.

Геометрическая схема образца, его размеры показаны на рис. 1.1.

Подготовленную к испытаниям конструкцию устанавливают в прессовую установку. Путем обмера определяют необходимые для расчета фактические геометрические размеры элементов лобовой врубки (табл. 1.1) перед ее испытанием.

Таблица 1.1

Результаты испытаний и расчетов

Показатели	Величины
1	2
1. Порода	
2. Геометрические размеры	
• ширина сечения, мм	$b =$
• полная высота поперечного сечения скальваемого элемента, мм	$h =$
• глубина врубки, мм	$h_1 =$
• расчетная длина плоскости скальвания, мм	$l_v =$
• плечо сил скальвания, мм	$e =$
• угол наклона, град.	$\alpha =$
• рабочая площадь смятия, мм ²	$A_c = \frac{b \cdot h_1}{\cos \alpha} =$
• расчетная площадь скальвания, мм ²	$A_v = b \cdot l_v =$
• площадь поперечного сечения элемента нетто, т.е. с учетом ослаблений, мм ²	$A_{inf} = (h - h_1) \cdot b =$
3. Расчетные сопротивления древесины, МПа:	
• смятию вдоль волокон (с учетом k_{mod}, k_x в соответствии с [6, п. 2.1.2])	$f_{cm.0.d} =$
• смятию поперек волокон (с учетом k_{mod}, k_x в соответствии с [6, п. 2.1.2])	$f_{cm.90.d} =$

1	2
<ul style="list-style-type: none"> расчетное сопротивление смятию древесины под углом к волокнам 	$f_{cm.\alpha.d} = \frac{f_{cm.0.d}}{\frac{f_{cm.0.d}}{f_{cm.90.d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} =$
<ul style="list-style-type: none"> расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон (с учетом k_{mod}, k_x в соответствии с [6, п. 2.1.2]) 	$f_{v.0.d} =$
<ul style="list-style-type: none"> расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон 	$f_{v.mod.d} = \frac{f_{v.0.d}}{1 + \beta \frac{l_v}{e}} =$
<ul style="list-style-type: none"> расчетное сопротивление древесины растяжению вдоль волокон (с учетом k_{mod}, k_x в соответствии с [6, п. 2.1.2]) 	$f_{t.0.d} =$
4. Расчетная несущая способность соединения, кН:	
<ul style="list-style-type: none"> на смятие 	$R_{cm.d} = f_{cm.\alpha.d} \cdot A_c =$
<ul style="list-style-type: none"> на скалывание 	$R_{v.d} = f_{v.mod.d} \cdot A_v =$
<ul style="list-style-type: none"> на растяжение в ослабленном сечении 	$R_{t.0.d} = f_{t.0.d} \cdot k_0 \cdot A_{inf} =$
5. Расчетная нагрузка, кН:	
<ul style="list-style-type: none"> на смятие 	$Q_{cm.d} = 2 \cdot R_{cm.d} / \cos \alpha =$
<ul style="list-style-type: none"> на скалывание 	$Q_{v.d} = 2 \cdot R_{v.d} \cdot \operatorname{tg} \alpha =$
<ul style="list-style-type: none"> на растяжение в ослабленном сечении 	$Q_{t.0.d} = 2 \cdot R_{t.0.d} \cdot \operatorname{tg} \alpha =$
6. Минимальная расчетная нагрузка, кН	$Q_{i.d.min} =$

Испытания производятся при кратковременном машинном нагружении ступенями по 1 кН. На каждой ступени нагрузки снимают отсчеты по двум индикаторам для определения деформаций смятия врубки и записывают в журнал испытания, форма которого приведена в табл. 1.2. После приложения нагрузки $0,8 Q_{i.d.min}$ индикаторы снимают, и производится дальнейшее нагружение образца до разрушения.

Определение полных деформаций смятия врубки производится по данным отсчетов индикаторов с учетом их масштаба. Для этого из отсчета при нагрузке, соответствующей ступени нагружения, нужно вычесть отсчет при нулевой нагрузке. А затем определить среднее значение полной деформации по двум индикаторам.

Испытание соединения

Нагрузка, кН	Индикатор № 1		Индикатор № 2		Средняя полная деформация, мм
	Отсчет по прибору	Полная деформация, мм	Отсчет по прибору	Полная деформация, мм	
0					
1					
.....					
$Q_{max, exp}$					

По вычисленным средним значениям деформаций смятия строится график зависимости этих деформаций от нагрузки (рис. 1.2). По графику определяют полную деформацию смятия врубки при расчетной нагрузке $Q_{cm,d}$, величины рыхлой и упругой деформаций.

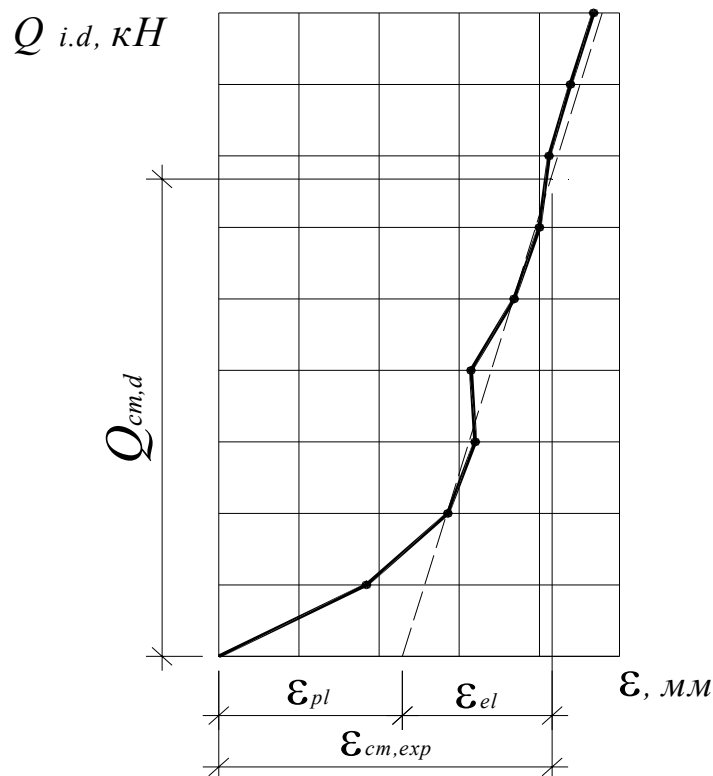


Рис. 1.2. График зависимости деформаций смятия от нагрузки

В завершение работы следует произвести сопоставление экспериментальных данных с теоретическими по выражениям:

- опытное значение разрушающей нагрузки $Q_{\max.\text{exp}}$ составляет от теоретического значения разрушающей нагрузки $Q_{i.d.\text{min}}$

$$\frac{Q_{\max.\text{exp}} - Q_{i.d.\text{min}}}{Q_{i.d.\text{min}}} \cdot 100\% ;$$

- опытное значение деформаций смятия врубки $\varepsilon_{\text{см. exp}}$ при расчетной нагрузке $Q_{\text{см. d}}$ составляет от величины деформации соединения $\varepsilon_{\text{см. max}}$, определенного с учетом СНБ 5.05.01-2000 $\varepsilon_{\text{см. max}} = 1,5$ мм [1, табл. 8.1],

$$\frac{\varepsilon_{\text{см. exp}} - \varepsilon_{\text{см. max}}}{\varepsilon_{\text{см. max}}} \cdot 100\%.$$

Отчет должен содержать рисунки образца с указанием действительных размеров, таблиц расчетов и испытаний соединения со всеми вычислениями, график зависимости деформаций смятия от нагрузки и анализ результатов испытания.

Лабораторная работа 2

ИСПЫТАНИЕ СОЕДИНЕНИЯ НА НАГЕЛЯХ

Цель работы:

- определить разрушающую нагрузку и сравнить ее с расчетной несущей способностью соединения;
- определить нагрузку, при которой резко возрастают остаточные деформации;
- определить деформацию соединения при расчетной несущей способности соединения.

2.1. Общие указания

Расчетную несущую способность соединения на цилиндрических нагелях из одного материала (сосны или ели) и одинакового диаметра следует определять по формуле

$$R_d = R_{ld.\text{min}} n_n n_s, \quad (2.1)$$

где $R_{ld.\text{min}}$ – минимальное значение несущей способности одного среза нагеля в соединении; n_n – количество нагелей в соединении; n_s – количество швов в соединении для одного нагеля.

Расчетную несущую способность одного среза в односрезных и симметричных двухсрезных соединениях (рис. 2.1.) следует принимать как наименьшее значение из найденных по приведенным ниже формулам:

$$R_{ld} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h.1.d} t_1 dk_{\alpha} \\ f_{h.2.d} t_2 dk_{\alpha} \\ f_{n.d} d^2 (1 + \beta_n) \sqrt{k_{\alpha}} \end{array} \right. ; \quad (2.2)$$

$f_{h.1.d}, f_{h.2.d}$ следует принимать по [6, табл. 4.1, 4.2], где расчетное сопротивление древесины смятию приведено для сосны и ели при нормальных условиях эксплуатации. Для соединения элементов из древесины других пород или для других условий эксплуатации следует учитывать коэффициенты k_{mod}, k_x, k_t в соответствии с [6, п. 2.1.2];

$f_{n.d}$ – расчетное сопротивление изгибу нагеля [6, табл. 4.3]. При соединении элементов из древесины других пород, отличающихся от сосны и ели, или для условий эксплуатации, отличающихся от нормальных, расчетное значение сопротивления изгибу нагеля следует умножить на квадратный корень соответствующих коэффициентов (k_{mod}, k_x, k_t);

t_1 – толщина крайних элементов в симметричных соединениях или более тонких элементов в односрезных соединениях;

t_2 – толщина средних элементов в симметричных соединениях или более толстых, или равных по толщине элементов в односрезных соединениях;

d – диаметр нагеля;

β_n – коэффициент, зависящий от отношения толщины более тонкого элемента к диаметру нагеля, определяется по формуле

$$\beta_n = k_n \frac{t_1}{d}, \quad (2.3)$$

где k_n – коэффициент, зависящий от типа нагеля [6, табл. 4.3]. Значение коэффициента β_n , определенного по формуле (2.3), не должно превышать значение $\beta_{n,max}$, приведенного в [6, табл. 4.3];

k_{α} – коэффициент, учитывающий угол α между силой и направлением волокон, принимается по [6, табл. 4.4].

Промежутки и расстояния между осями нагелей не должны быть меньше приведенных в [6, табл. 4.5, 4.6].

2.2. Методика проведения испытаний

Приборы и оборудование: индикатор часового типа, машина испытательная МС-100 (ГОСТ 8902-82), штангенциркуль, линейка измерительная металлическая, электровлагомер.

Для испытания применяют образцы на нагелях в виде стальных стержней или проволочных гвоздей (рис. 2.1.), изготовленных из сосновых или еловых досок $W = 10 \div 15 \%$ (по возможности без пороков).

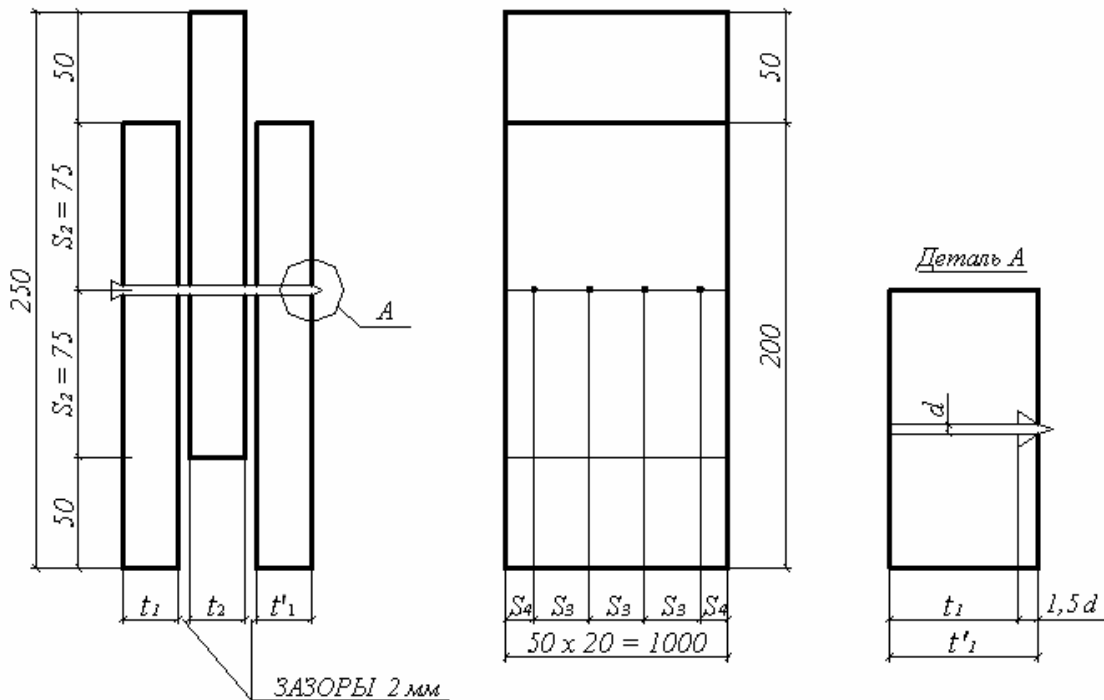


Рис. 2.1. Конструкция образца нагельного соединения

Предварительно производят геометрические измерения и необходимые расчеты, результаты которых сводят в табл. 2.1.

При испытании образца определяют деформации сдвига соединения и разрушающую нагрузку.

Для измерения деформаций сдвига в швах на образцах устанавливают два индикатора, которые закрепляют на крайних досках так, чтобы их штрихи упирались в уголки, привинченные к средней доске (рис. 2.2.).

Ниже индикаторов на швы накладывают полоски миллиметровой бумаги, которые после отвердения клея осторожно разрезают по шву лезвием безопасной бритвы. Перед разрушением образца (после того, как индикаторы будут сняты) по этим разрезанным полоскам измеряют деформации сдвига $\varepsilon_{v.exp}$.

Таблица 2.1

Результаты измерений и расчетов

Показатели	Обозначение
1. Порода древесины	
2. Толщина элементов, мм:	
• крайних – со стороны забивки гвоздя – со стороны острия гвоздя	$t_1 =$ $t_1' =$
• среднего	$t_2 =$
• расчетная толщина крайнего элемента со стороны острия	$t_1 = t_1' - 1,5d$
3. Диаметр нагеля	$d =$
4. Количество нагелей	$n_n =$
5. Количество швов для одного соединения	$n_s =$
6. Расстояния, мм	
• между осями вдоль волокон	$S_1 =$
• до торца элемента вдоль волокон	$S_2 =$
• между осями поперек волокон	$S_3 =$
• до кромки элемента поперек волокон	$S_4 =$
7. Минимальные расстояния по нормам [6, табл. 4.5, 4.6], мм:	
• между осями вдоль волокон	$S_{1.min} =$
• до торца элемента вдоль волокон	$S_{2.min} =$
• между осями поперек волокон	$S_{3.min} =$
• до кромки элемента поперек волокон	$S_{4.min} =$
8. Расчетная несущая способность одного среза, кН:	
из условия смятия крайнего элемента	
– со стороны забивки гвоздя	$R_{ld}^1 = f_{h.1.d} t_1 d k_\alpha =$
– со стороны острия гвоздя	$R_{ld}^2 = f_{h.1.d} t_1' d k_\alpha =$
• из условия смятия среднего элемента	$R_{ld}^3 = f_{h.2.d} t_2 d k_\alpha =$
из условия изгиба нагеля	
– со стороны забивки гвоздя	$R_{ld}^4 = f_{n.d} (1 + \beta_n) \sqrt{k_\alpha} d^2 =$ $\beta_n = k_n \frac{t_1}{d} \leq \beta_{n.max}$
– со стороны острия гвоздя	$R_{ld}^5 = f_{n.d} (1 + \beta_n) \sqrt{k_\alpha} d^2 =$ $\beta_n = k_n \frac{t_1'}{d} \leq \beta_{n.max}$
9. Минимальная несущая способность одного соединения, кН	$R_{ld.min} =$
10. Расчетная несущая способность соединения, кН	$R_d = R_{ld.min} n_n n_s$
11. Разрушающая нагрузка, кН	$Q_{max.exp} =$
12. Полная величина деформации сдвига, мм	$\varepsilon_{v.exp} =$

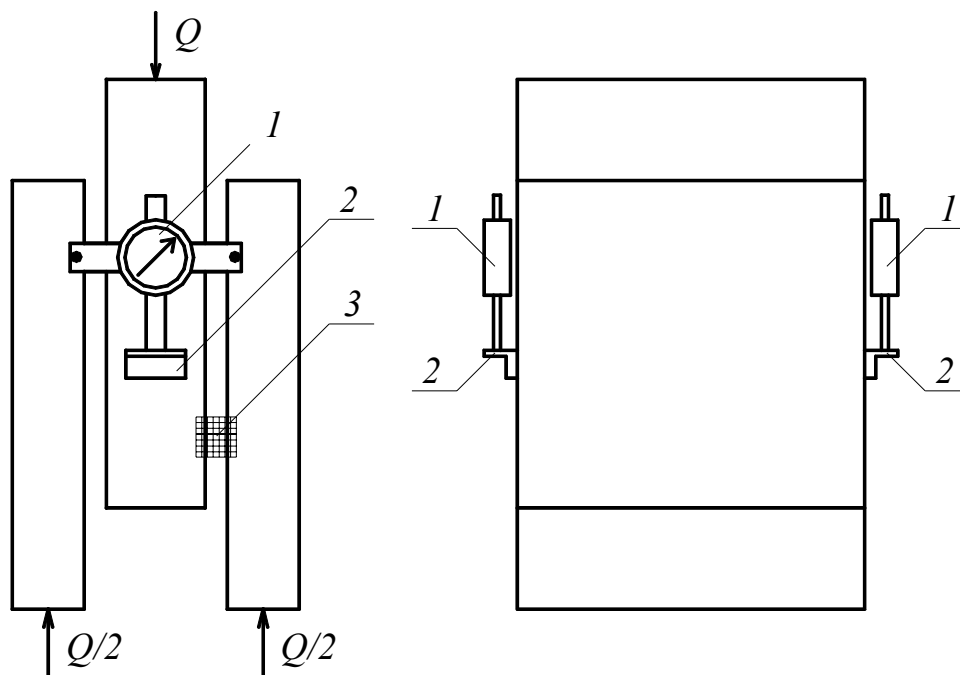
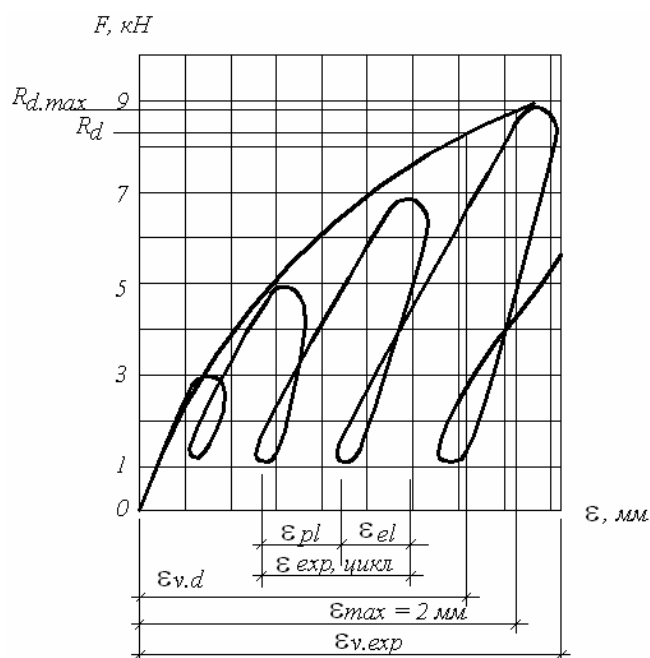


Рис. 2.2. Схема расстановки индикаторов:
1 – индикаторы; 2 – уголки для упора штифтов; 3 – миллиметровая бумага

Для ликвидации рыхлых деформаций образец предварительно загружают нагрузкой 1 кН, которая принимается в дальнейшем за условный нуль.



Нагружение производится ступенями с равномерной скоростью 0,3 кН/с. При последующих нагружениях на каждой ступени нагрузки, равной 1 ÷ 2 кН, с разгрузкой после каждого цикла до условного нуля (рис. 2.3.) снимают отсчеты и записывают в табл. 2.2.

Величину разрушающей нагрузки определяют по силоизмерителю машины, когда при непрерывном росте деформаций нагрузка не увеличивается.

Рис. 2.3. График зависимости деформации сдвига нагельного соединения от нагрузки:
 $\epsilon_{v.exp}$ – полная деформация от начала испытаний; ϵ_{pl} – остаточная деформация за цикл; ϵ_{el} – упругая деформация; $\epsilon_{exp, цикл}$ – полная деформация за цикл

После испытаний рассчитывают деформации сдвига. Предварительно определяют полные и упругие деформации отдельно за цикл по каждому индикатору. Для определения полной деформации за данный цикл следует из отсчета при нагрузке вычесть предыдущий отсчет при условном нуле, т.е. 1 кН. Для определения упругой деформации нужно из отсчета при нагрузке вычесть последующий отсчет при условном нуле (1 кН) (см. рис. 2.3.). Полная деформация образца равна разности между отсчетами при рассматриваемой нагрузке и нагрузке, равной нулю. Средние величины остаточных деформаций определяются разностью между средними величинами полных и упругих деформаций за цикл.

Таблица 2.2

Нагрузка, кН	Индикатор № 1			Индикатор № 2			Средние деформации, мм					
	Отсчеты по прибору, мм	Полная деформация за цикл, мм	Упругая деформация, мм	Полная деформация образца, мм	Отсчеты по прибору, мм	Полная деформация за цикл, мм	Упругая деформация, мм	Полная деформация образца, мм	Полные за цикл, мм	Упругие, мм	Остаточные, мм	Полные, мм
0												
1												
3												
1												
5												
...												
15												
1												
$Q_{\max.exp}$												

По данным табл. 2.2 строится график зависимости средних значений полной деформации от внешней нагрузки. На графике откладывают несущую способность соединения R_d и измеряют соответствующую этой нагрузке деформацию сдвига $\varepsilon_{v.d}$.

После этого определяют нагрузку $R_{d.max}$ при деформации сдвига $\varepsilon_{max} = 2$ мм (деформация при полном использовании расчетной несущей способности соединения).

По графику зависимости между упругими и остаточными деформациями (рис. 2.4.) находится нагрузка, при которой резко возрастают остаточные деформации. Ей соответствует точка перелома двух прямых.

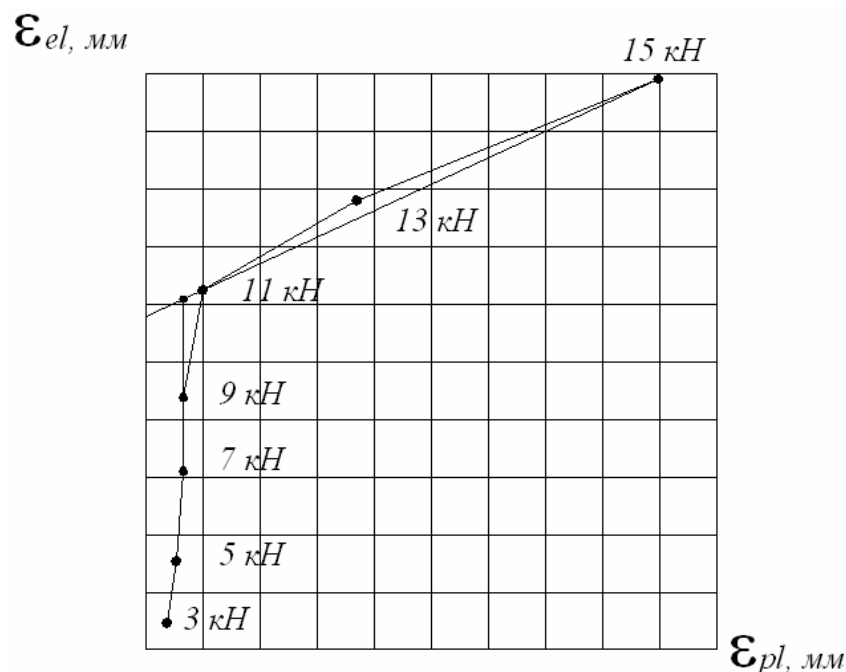


Рис. 2.4. График зависимости между упругими и остаточными деформациями

В заключение выполняют сравнение экспериментальных данных с теоретическими:

$$\frac{R_{d.max} - R_d}{R_d} \cdot 100\% = \dots\%,$$

$$\frac{\varepsilon_{v.d} - \varepsilon_{max}}{\varepsilon_{max}} \cdot 100\% = \dots\%, \text{ где } \varepsilon_{max} = 2 \text{ [1, табл. 8.1].}$$

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ

1. Какие соединения применяются в деревянных конструкциях? Какие из них являются податливыми и какие – жесткими?
2. Что такое косою прируб, врубка в полдерева, соединения в четверть и в шпунт?
3. Какие бывают лобовые упоры и в чем их преимущества? Как они рассчитываются?
4. Как конструируется и рассчитывается лобовая врубка?
5. Как работают и рассчитываются растянутые болты?
6. Как расставляются изгибаемые болты в соединениях и почему?
7. Как работает изгибаемый болт и окружающая древесина и как определяется расчетная прочность болта?
8. Как определить требуемое число изгибаемых болтов в растянутом стыке двух брусьев с двусторонними накладками?
9. Как расставляются гвозди в соединениях и почему?
10. Как работают и рассчитываются выдергиваемые гвозди?
11. Как работает изгибаемый гвоздь и как определяется его прочность?
12. Как определить требуемое число гвоздей в соединении доски с брусом?
13. Как работают изгибаемые гвозди и болты в соединениях под углом и со стальными накладками?
14. Где применяются и как работают штыри, винты, хомуты и скобы?
15. В чем состоят главные достоинства клеевых соединений?
16. Какие стыки применяются в клееных конструкциях и как они работают?
17. Что такое клеенные стержни, как они работают и рассчитываются?

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.05.01-2000. Деревянные конструкции. – Взамен СНиП II-25-80; Введ. 01.07.2001. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2001. – С. 43 – 62.
2. Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник под ред. Г.Г. Карлсена, Ю.В. Слицкоухова и др.; 5-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1986. – С. 137 – 198.

3. Деревянные конструкции и детали / В. М. Хрулев, К. Я. Мартынов, С. В. Лукачев, Г. М. Шутов; Под ред. В.М. Хрулева. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1995. – С. 171 – 204.

4. Зубарев Г.Н. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для вузов / Г. Н. Зубарев. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1990. – С. 64 – 92.

5. Конструкции из дерева и пластмасс: Лаб. работы для студ. спец. 70 02 01 «Пром. и гражд. стр-во» дневной и заоч. форм обуч. / ПГУ; Сост. А.Р. Волик. – Новополоцк: ПГУ, 2003. – С. 4 – 18.

6. Справочное пособие для выполнения курсового и дипломного проектирования по курсу «Конструкции из дерева и пластмасс» для студ. спец. 70 02 01 / ПГУ, каф. железобетон. и камен. конструкций; Сост. А.Р.Волик. – Новополоцк: ПГУ, 2003. – С. 52 – 61.

7. Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник для вузов / Д.К. Арленинов, Ю.Н. Буслаев, В.П. Игнатъев, П.Т. Романов, Д.К. Чахов. – М.: Изд-во АСВ, 2002. – С. 66 – 84.

8. Шутенко Л.Н. Клеевые соединения древесины и бетона в строительстве / Л. Н. Шутенко, и др. – Киев: Будывэльник, 1990. – С. 4 – 45.

9. Хрулев В.М. Прогнозирование долговечности клеевых соединений деревянных конструкций / В. М. Хрулев. – М.: Стройиздат, 1981. – 128 с. – (Наука – строит. пр-ву).

10. Деревянные конструкции в строительстве / Л.М. Ковальчук, С.Б. Турковский и др. – М.: Стройиздат, 1995. – 246 с.

11. Современные пространственные конструкции (железобетон, металл, дерево): справочник / Под ред. Ю.А. Дыховичного, – М.: Высшая школа, 1991.

УЧЕБНЫЙ МОДУЛЬ 5 ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Тема занятий	Тип занятий	Вид занятий	Кол-во часов
Ограждающие конструкции из дерева и пластмасс	Изучение нового материала	Лекция	2
Методика расчетов плит покрытия с деревянным каркасом	Углубление знаний	Практическое занятие	2
Испытание на статический изгиб фрагмента клефанерной ребристой плиты	Углубление знаний	Лабораторный практикум	4
Конструирование и расчет плит по индивидуальному заданию	Систематизация и углубление навыков	Курсовое проектирование	3
Современные светопрозрачные покрытия	Углубление знаний	Самостоятельная работа	2

Лекция 8

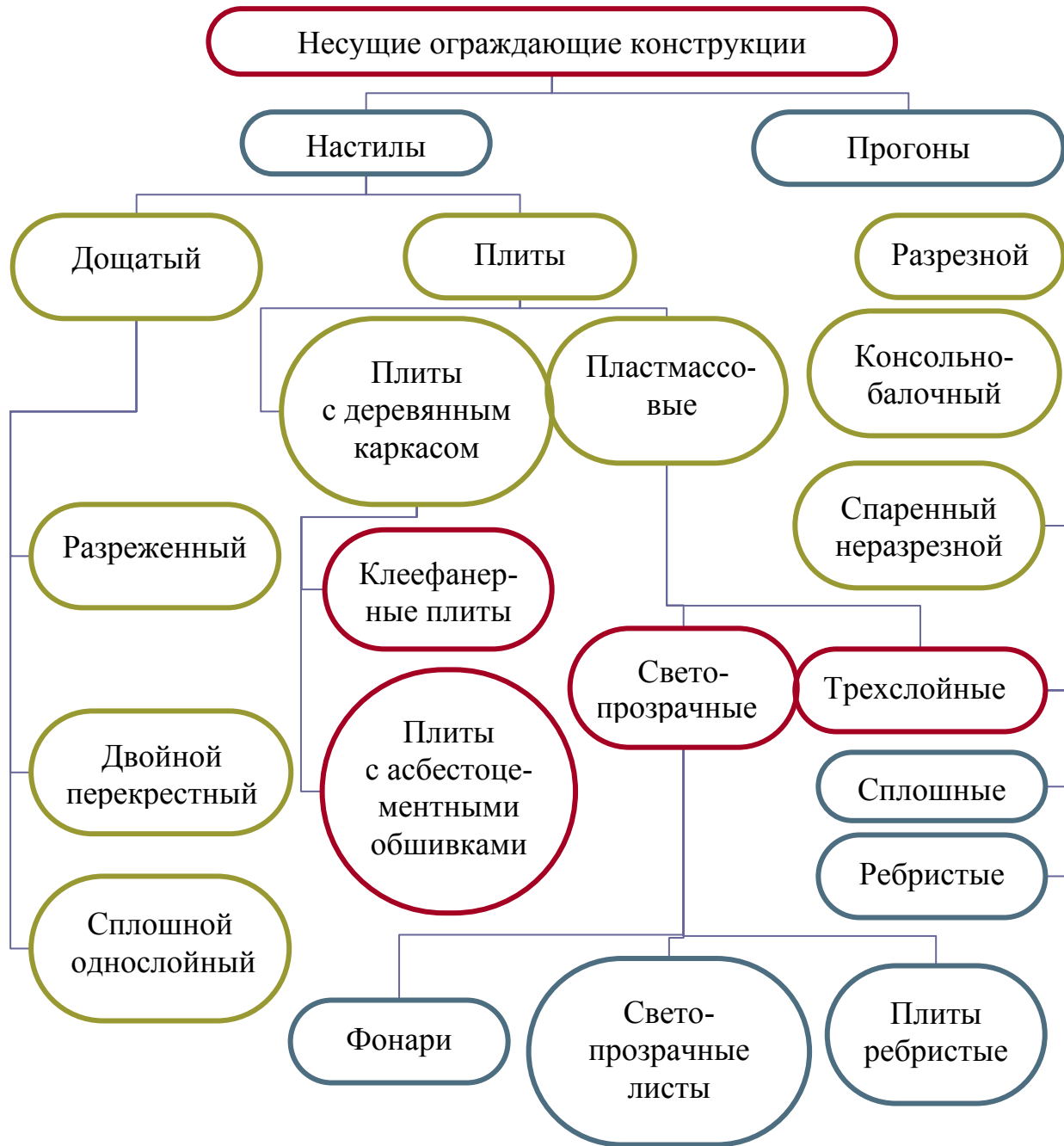
ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

- 8.1. Классификация ограждающих конструкций.
- 8.2. Расчет и конструирование прогонов.
- 8.3. Расчет и конструирование дощатых настилов.
- 8.4. Плиты с деревянным каркасом. Конструирование и расчет.
- 8.5. Пластмассовые плиты.

Деревянные настилы, прогоны являются несущими элементами ограждающих покрытий. На их изготовление расходуется большая часть древесины, используемой при сооружении деревянных покрытий. Экономное проектирование несущих элементов покрытия во многом определяет экономическую эффективность покрытия в целом.

Настилы служат основанием водо- и теплоизоляционных слоев покрытия. Они участвуют в обеспечении устойчивости основных несущих конструкций и восприятии вертикальных и горизонтальных нагрузок.

8.1. Классификация ограждающих конструкций



8.2. Расчет и конструирование прогонов

Прогоны, на которые укладывается настил, бывают трех типов:

- разрезные (однопролетные);
- консольно-балочные;
- спаренные неразрезные.

Более экономичные по расходу материалов являются консольно-балочные и спаренные неразрезные прогоны.

Разрезные прогоны (рис. 8.1) представляют собой горизонтальные ряды брусьев или бревен, расположенные вдоль скатов покрытия и опертые на верхние кромки основных несущих конструкций покрытия.

Прогоны соединяются между собой по длине при помощи косоугольного прируба или дощатых накладок и болтов. К опорам прогоны крепятся посредством бобышек – коротких отрезков досок или стальных уголковых коротышек и гвоздей или винтов. Эти крепления препятствуют сползанию прогонов вниз по скату опор.

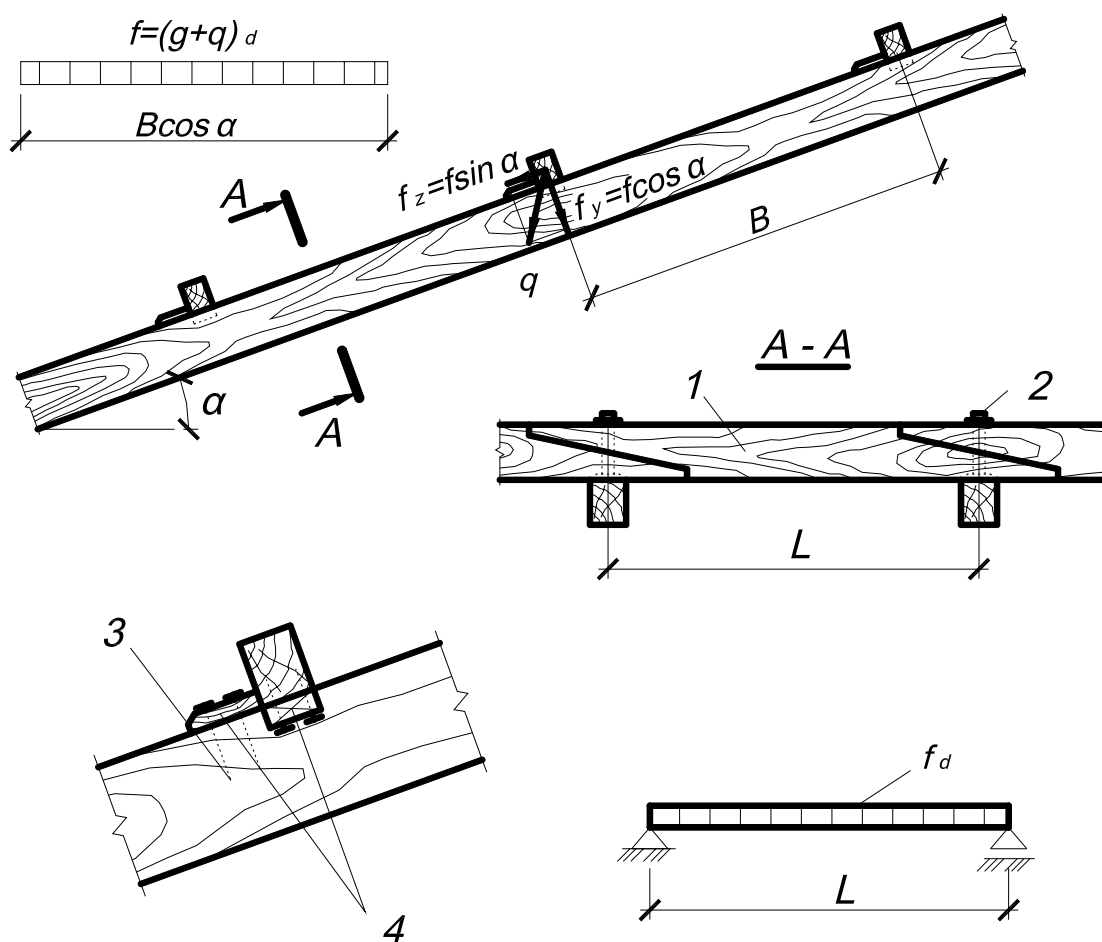


Рис. 8.1. Разрезные прогоны покрытий:
1 – прогон; 2 – болт; 3 – гвозди; 4 – бобышки

Консольно-балочные прогоны представляют собой продольные ряды брусьев или бревен со встречным расположением стыков за пределами опор (рис. 8.2.). Консольно-балочные прогоны выполняются из брусьев, соединенных косым прирубом в местах расположения шарниров. Во избежание смещения под действием случайных усилий в середине косоугольного при-

руба ставят болты не менее 8 мм. Такие прогоны применяются при шаге конструкций не более 4,5 м.

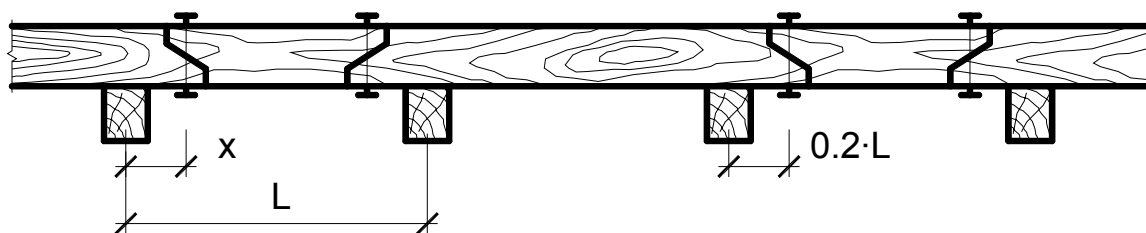


Рис. 8.2. Консольно-балочные прогоны

Прогоны в зависимости от расположения стыков (шарниров) могут быть:

а) *равномоментами* (расположение стыков при $x = 0,5l$): изгибающие моменты на опорах и в пролете $M = \frac{f_d l^2}{16}$, а максимальный относительный прогиб

$$\frac{U}{l} = \frac{2}{384} \cdot \frac{f_k \cdot l^3}{E_0 \cdot I_d}.$$

б) *равнопрогибными* (стыки расположены при $x = 0,21l$): изгибающие моменты на опорах имеют максимальное значение $M = \frac{f_d l^2}{12}$, а в

пролетах — $M = \frac{f_d l^2}{24}$. Относительные прогибы во всех пролетах

$$\frac{U}{l} = \frac{2}{384} \cdot \frac{f_k \cdot l^3}{E_0 \cdot I_d}.$$

Спаренные неразрезные прогоны (рис. 8.3.) применяются при шаге конструкций от 4,5 до 6 м и состоят из двух досок, поставленных на ребро и соединенных гвоздями, забиваемыми конструктивно в шахматном порядке с шагом 50 см.

Стык досок устраивается в точках, где изгибающий момент в неразрезных балках, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой по всей длине, равен нулю, т.е. на расстоянии $l = 0,21l$ от опор и осуществляется

при помощи расчетного количества гвоздей $n_s = \frac{M_{d(опора)}}{2l_d \cdot R_{ld}}$, где

$l_d = l - 15d$ — расстояние от опоры до центра гвоздевого забоя, учитывая,

что каждый гвоздь воспринимает одинаковое усилие R_{ld} , определяемое в зависимости от несущей способности древесины на сжатие и гвоздя на изгиб. При этом крайние пролеты l_1 должны быть уменьшены до $0,8l$.

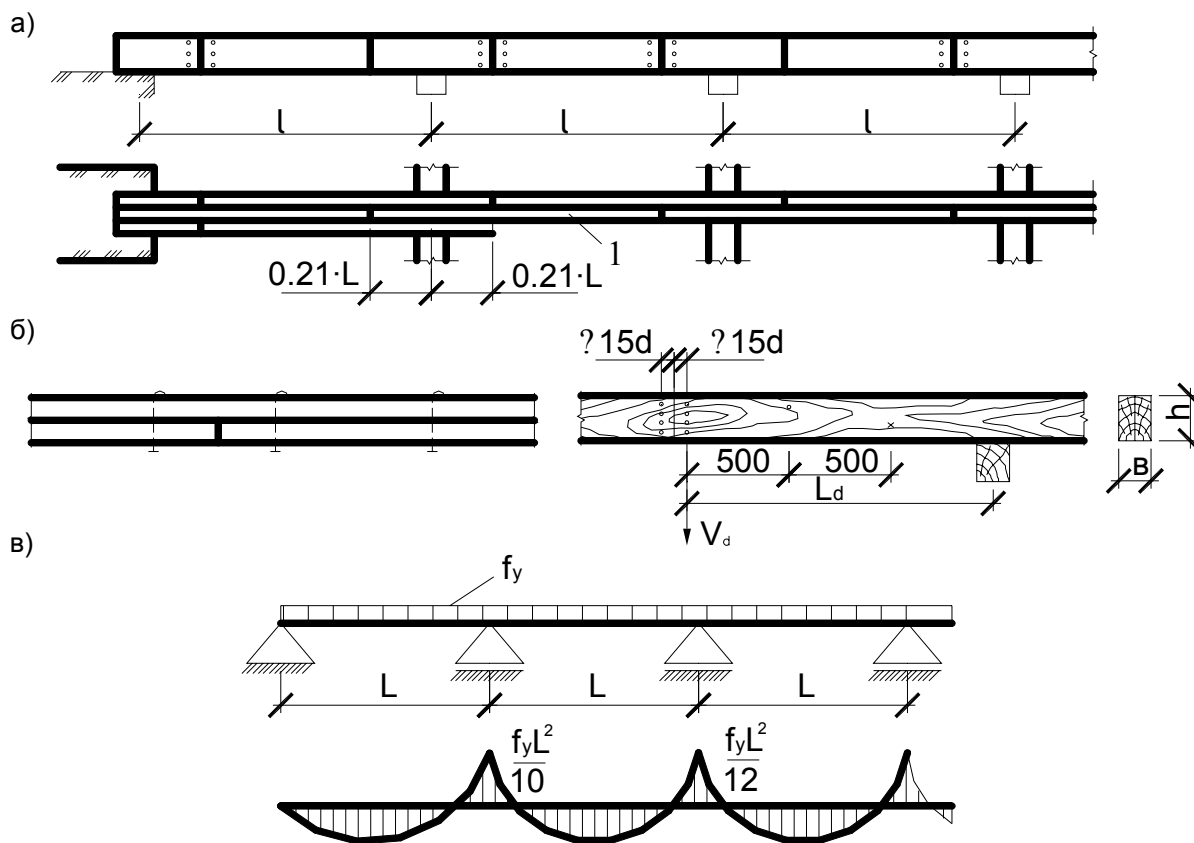


Рис. 8.3. Спаренный неразрезной прогон:
а – общий вид; б – деталь стыка; в – расчетная схема; 1 – доски; 2 – гвозди

Расчет:

Разрезные прогоны работают и рассчитываются на косоу изгиб как однопролетные шарнирно-опертые балки, оси которых расположены наклонно к горизонтальной плоскости.

Нагрузки – собственный вес всех элементов покрытия, отнесенный к горизонтальной проекции покрытия, и вес снега с учетом шага прогонов:

$$f_d = \left(\frac{g_d}{\cos \alpha} + q_d \right) \cdot B.$$

Максимальный изгибающий момент возникает в середине пролета и определяется по формуле $M_{m.i.d.} = \frac{f_d l^2}{8}$. Этот изгибающий момент геометрически делится на нормальную и скатную составляющие:

- нормальная составляющая $M_{m.z.d.} = M_{m.i.d.} \sin \alpha$;
- скатная $M_{m.y.d.} = M_{m.i.d.} \cos \alpha$.

Консольно-балочные прогоны

Расчет проводят по схеме многопролетной статически определимой балки с пролетом l на нормальные составляющие нагрузок.

Спаренные неразрезные прогоны

Расчетной схемой является горизонтальная многопролетная неразрезная шарнирно опертая балка с равными пролетами. Максимальные изгибающие моменты возникают над средними пролетами ($M_{m.i.d.} = \frac{f_d l^2}{12}$) и над вторыми от концов прогона опорами ($M_{m.i.d.} = \frac{f_d l^2}{10}$) (см. рис. 8.3).

Подбор сечений и проверку производят по моменту на промежуточных опорах, а сечение над вторыми опорами усиливают третьей доской. По прогибам проверяют только первые от концов пролета прогоны, в которых относительный прогиб является наибольшим $\frac{U}{l} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{f_k \cdot l^3}{E_0 \cdot I_d}$.

8.3. Расчет и конструирование дощатых настилов

Для изготовления дощатых настилов применяется древесина 2 и 3 сортов. Они изготавливаются из досок на гвоздях и укладываются на прогоны или основные несущие конструкции при расстоянии между ними не более 3 м.

Рабочие доски настилов должны иметь длину, достаточную для опирания не менее чем на 2 опоры с целью увеличения их изгибной жесткости.

Основными типами дощатых настилов являются:

- разреженный;
- двойной перекрестный;
- сплошные однослойные щиты.

Разреженный настил (или обрешетка) (рис. 8.4) – это несплошной ряд досок, уложенный с шагом, определяемым расчетом в зависимости от типа кровли. Зазоры между кромками досок для их проветривания должны быть не менее 2 см.

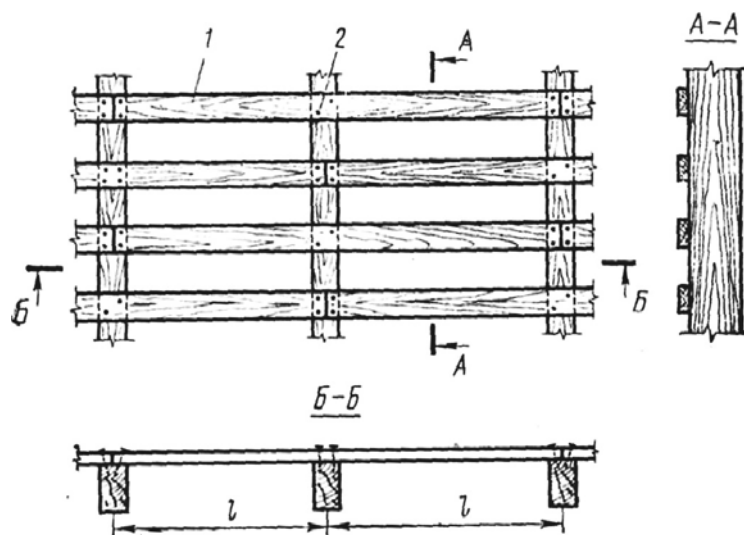


Рис. 8.4. Разреженный настил (обрешетка): 1 – доски; 2 – гвозди

Двойной перекрестный настил (рис. 8.5) состоит из двух слоев: нижнего – рабочего и верхнего – защитного.

Верхний защитный слой выполняется из досок толщиной $16 \div 22$ мм и шириной не более 100 мм и укладывается под углом $45 \div 60$ градусов к нижнему. Защитный слой образует необходимую сплошную поверхность, обеспечивает совместную работу всех досок настила.

Рабочий настил – разреженный или сплошной ряд более толстых досок – несет на себе все нагрузки, действующие на покрытие.

Нижний рабочий слой выполняется из досок толщиной $19 \div 32$ мм (определяется по расчету) и шириной $100 \div 150$ мм, которые для лучшего проветривания укладывают с зазором $20 \div 150$ мм.

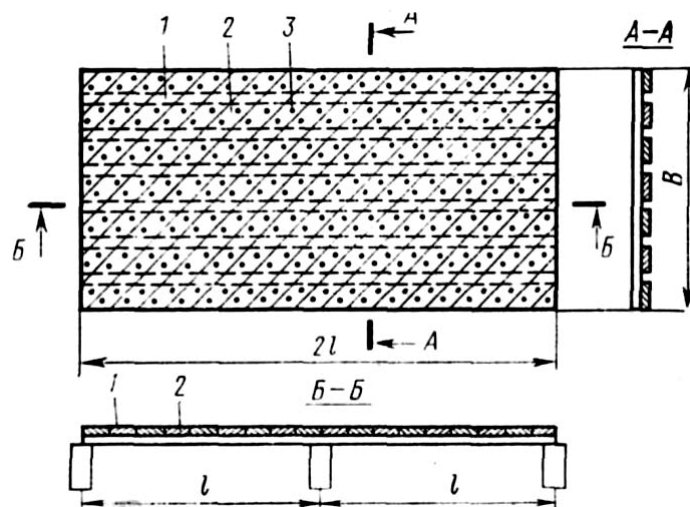


Рис. 8.5. Щит двойного перекрестного настила:
1 – косой защитный настил; 2 – рабочий настил; 3 – гвозди

Сплошные однослойные щиты (рис. 8.6) – это щиты, соединенные между раскосами и поперечинами.

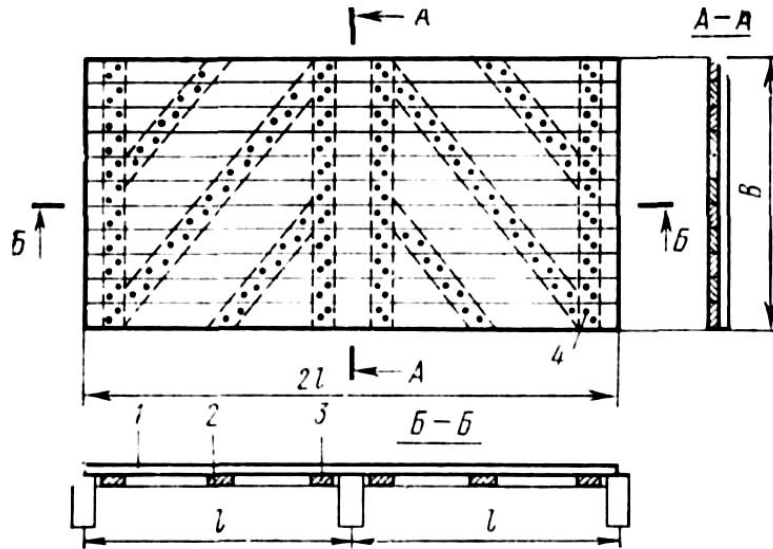
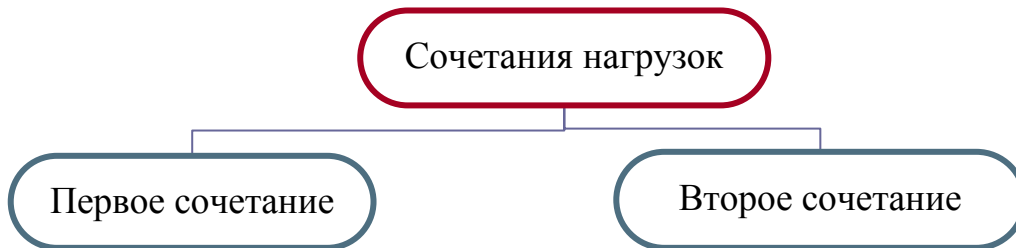


Рис. 8.6. Щит одиночный сплошного настила:
1 – доски настила; 2 – раскосы; 3 – поперечины; 4 – гвозди

Расчет дощатых настилов, работающих на поперечный изгиб, производят по схеме двухпролетной шарнирно опертой балки при двух сочетаниях нагрузки (рис. 8.7).



постоянная и временная (снеговая) нагрузки на всем пролете	постоянная на всем пролете и сосредоточенная в одном пролете, расположенная на $0,432L$ от левой опоры
На прочность: $\frac{\sigma_{m.i.d.}}{f_{m.i.d.}} \leq 1; \sigma_{m.i.d.} = \frac{M_{i.d.}}{W_{i.d.}}$ На прогиб: $U_0 = \frac{2,13(g_k + q_k) \cdot l^4}{384E_o I_d} \leq U_{\max}$	На изгибающий момент $M = 0,07gl_d^2 + 0,21P_dL_d$ сечение настила проверяют только по несущей способности $\sigma_{m.i.d.} = \frac{M_{i.d.}}{W_{i.d.}} \leq f_{m.i.d.} \cdot \kappa_{\text{mod}}$

При расчете настила скатных покрытий, имеющих угол наклона α , нагрузку от собственного веса удобно относить к горизонтальной проекции.

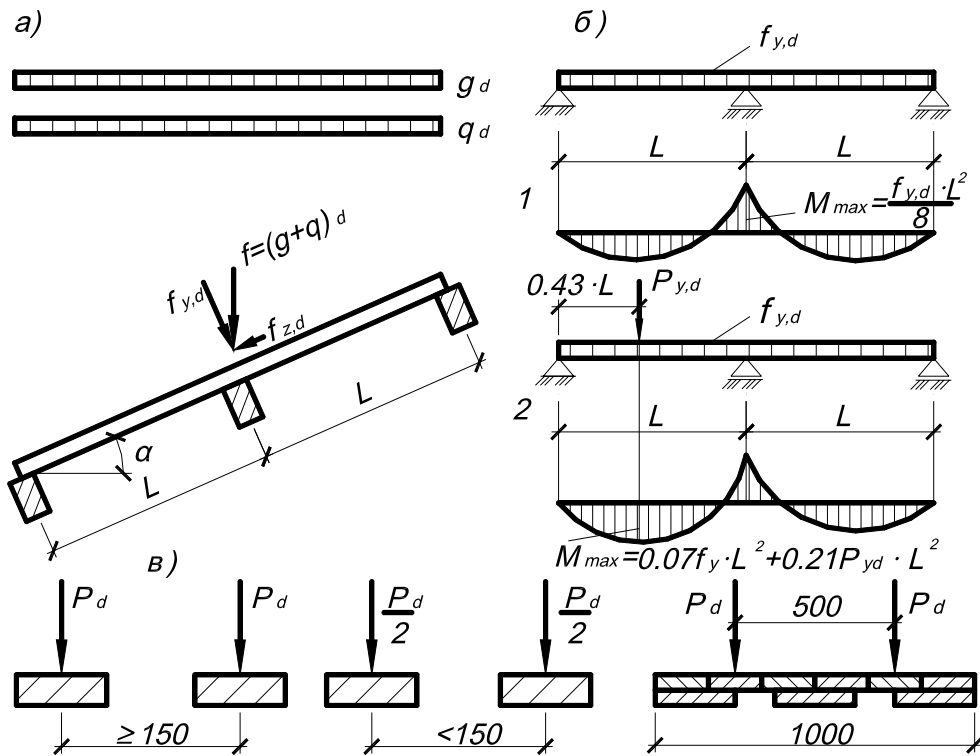


Рис. 8.7. Расчетные схемы настилов:

а – схема действия нагрузок; б – статические схемы; в – схемы действия сосредоточенных грузов; 1 – первое сочетание нагрузок; 2 – второе сочетание нагрузок

Расчет разреженного настила, расположенного поперек ската крыши производится на косоу изгиб: $\frac{\sigma_{m.y.d.}}{f_{m.y.d.}} + \frac{\sigma_{m.z.d.}}{f_{m.z.d.}} \leq 1$; $U_{\max} \geq \sqrt{U_{0.y}^2 + U_{0.z}^2}$.

Расчетная ширина настила принимается равной шагу расстановки досок с учетом сечения только одной доски или принимается равной 1 м, но при этом учитывается сечение всех досок, расположенных на этой ширине.

Сосредоточенный груз $P_d = 1,2$ кН считается приложенным к каждой доске полностью при шаге досок более 15 см, а при шаге менее 15 см к каждой доске прикладывается $P_d \cos \alpha / 2$.

В двойном перекрестном настиле рассчитывается на изгиб только рабочий настил и только от нормальных составляющих, поскольку скатные составляющие воспринимаются с помощью защитного настила.

Расчетная ширина настила принимается $B = 1$ м с учетом всех входящих в нее досок. Сосредоточенные грузы распределяются здесь на ширину 0,5 м, поэтому в расчетную ширину входят удвоенные величины, т.е. $P = 2,4$ кН.

8.4. Плиты с деревянным каркасом

В современном индустриальном строительстве кровельные покрытия чаще всего делают из сборных щитов и панелей, что ускоряет монтаж и сокращает расход лесоматериалов.

Классификация плит:

- *по назначению*: покрытия, стены;
- *по характеру работы*: навесные, несущие;
- *по технологии изготовления*: склеивание, соединения на гвоздях, шурупах;
- *по теплотехническим свойствам*: утепленные, неутепленные;
- *по применяемым материалам*:
 - клефанерные плиты;
 - плиты с деревянным каркасом и плоскими асбестоцементными обшивками;
 - пластмассовые плиты.

Плиты с деревянным каркасом состоят:

- из *дощатого* конструируемого из пиломатериалов (досок и брусьев) *каркаса*, который связывает верхние и нижние обшивки. Продольные ребра несут совместно с обшивкой нагрузку, а поперечные обеспечивают жесткость конструкции в поперечном направлении и воспринимают местную нагрузку;
- из *тонколистовой обшивки* (фанеры, древесностружечных и древесноволокнистых плит, асбестоцемента, алюминия, стеклопластика);
- из *утеплителя* (минераловатной плиты, стекловолокна, пенопласта и др.).

Клефанерные плиты имеют длину $l = 3 \div 6$ м и ширину $b = 1 \div 1,5$ м, соответствующую размерам фанерных листов.

Каркас состоит из продольных и поперечных ребер толщиной не менее 25 мм. Рабочие ребра **продольные** – сплошные по длине – ставятся на расстоянии менее 50 см друг от друга из условия работы обшивок на изгиб от сосредоточенных грузов. **Поперечные** ребра (ребра жесткости) ставятся на расстоянии не более 1,5 м; как правило, в местах расположения стыков фанеры и прерываются в местах пересечений с продольными ребрами.

Обшивка – это листы фанеры толщиной больше 8 мм, состыкованные по длине соединениями «на ус». Обшивка приклеивается к каркасу в таком положении, при котором направления наружных волокон фанеры и древесины продольных ребер совпадают для того, чтобы фанера работала в направлении своей большей прочности и жесткости.

Клефанерные плиты подразделяются (рис. 8.8):

- на коробчатые;
- на ребристые обшивкой вверх;
- на ребристые обшивкой вниз.

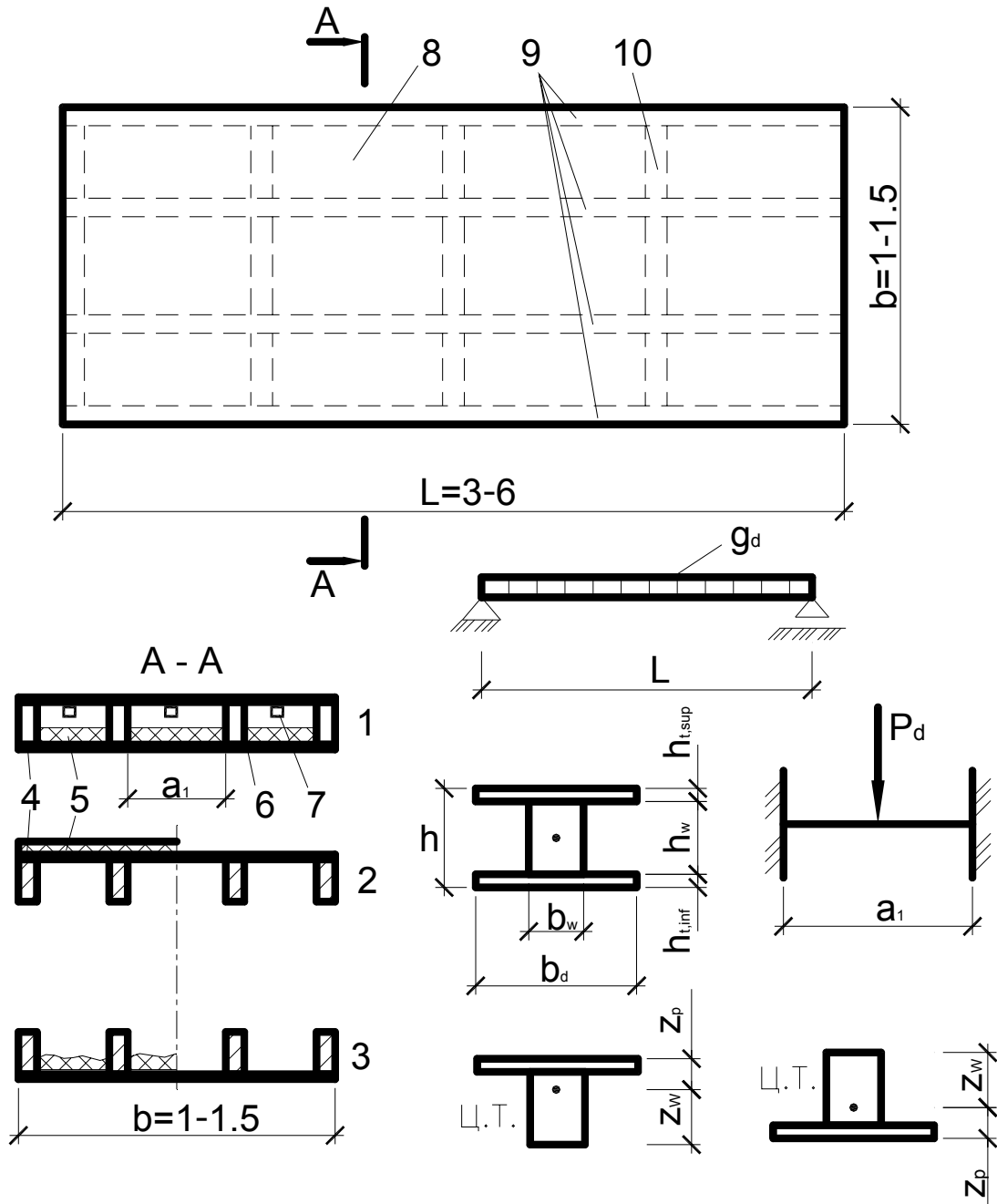


Рис. 8.8. Клефанерные плиты или панели настила:
конструкция и расчетные схемы;

- 1 – коробчатая; 2 – ребристая обшивкой вверх; 3 – ребристая обшивкой вниз; 4 – клей; 5 – утеплитель; 6 – пароизоляция; 7 – осушающий продух; 8 – фанерная обшивка; 9 – продольные ребра; 10 – поперечные ребра

Коробчатые клеефанерные плиты применяют в утепленных покрытиях с рулонной кровлей. Нижний слой рулонного ковра наклеивается на верхнюю обшивку при изготовлении (для защиты от увлажнения), а верхний слой – после сборки покрытия.

Ребристые обшивкой вверх (одна верхняя обшивка) клеефанерные плиты применяют в холодных и утепленных покрытиях с рулонной кровлей.

Ребристые обшивкой вниз плиты применяют в утепленных и холодных покрытиях с чешуйчатой кровлей, например, из волнистых асбестоцементных листов. Листы кровли укладывают по продольным ребрам, а утеплитель размещают по обшивке между ребрами.

Расчет клеефанерных плит:

Расчет плит производят по прочности и по прогибам при изгибе по схеме однопролетной свободно опертой балки.

При расчете клеефанерной плиты производят семь проверок:

<ul style="list-style-type: none"> • проверку нижней обшивки на <i>растяжение при изгибе</i> 	$\sigma_{f.t.d} = \frac{M_d}{W_{d.ef}^{p,inf}} \leq k_p f_{pt.o.d},$ <p>где $k_p = 0,6$ (для фанеры обычной) и $k_p = 0,8$ (для бакелизированной) учитывает ослабление сечения обшивки усовыми соединениями фанеры</p>
<ul style="list-style-type: none"> • проверку верхней обшивки на <i>сжатие и устойчивость при изгибе</i> 	$\sigma_{f.c.d} = \frac{M_d}{W_{d.ef}^{p,sup}} \leq k_{pf} f_{c.o.d},$ <p>где коэффициент устойчивости фанеры k_{pf} определяют в зависимости от ее толщины h_t и расстояния между ребрами в свету a_1 из выражений:</p> $k_{pf} = \frac{1250}{\left(\frac{a_1}{h_t}\right)^2} \text{ при } a_1/h_t \geq 50; \quad k_{pf} = 1 - \frac{\left(\frac{a_1}{h_t}\right)^2}{5000} \text{ при } a_1/h_t < 50$
<ul style="list-style-type: none"> • проверку верхней обшивки на <i>местный изгиб</i> между продольными ребрами от сосредоточенного груза 	$\sigma_{f.m.d} = \frac{M_d}{W_{p.d}} \leq f_{pm.90.d},$ <p>при этом рассматривают полосу шириной 1 м и момент сопротивления обшивки $W_{p.d} = \frac{1 \cdot h_{pt}^{sup2}}{6}$</p>
<ul style="list-style-type: none"> • проверку <i>ребер на изгиб</i> производят только при расчетах ребристых панелей, т.к. в коробчатых напряжения в ребрах менее опасны, чем в обшивках. Расчет производится по общей формуле изгиба, в которой принимается момент сопротивления сечения, приведенный к древесине $W_{d.ef}^0$ 	

- *клеевые швы* проверяют между слоями фанеры, ближайшими к ребрам, по общей формуле на скалывание при изгибе, в которой учитывается приведенный к фанере момент инерции сечения $I_{d.ef}^P$, а расчетная ширина равна общей ширине ребер
- *продольные ребра* проверяются на скалывание на уровне нейтральной оси по формуле на скалывание, только в этом расчете учитывается момент инерции, приведенный к древесине $I_{d.ef}^0$
- проверку панелей *по прогибам* производят по общей формуле прогиба свободно опертых балок с учетом модуля упругости древесины, причем относительный прогиб от нормативных нагрузок не должен превышать предельных величин, указанных в нормативных документах

Плиты с каркасом и плоскими асбестоцементными обшивками имеют такие же размеры, как и клефанерные плиты. Они применяются в холодных и утепленных покрытиях помещений с асбестоцементной и рулонной кровлей, потолок которых должен быть несгораемым. Асбестоцементную обшивку прикрепляют к каркасам оцинкованными шурупами, которые обладают податливостью, необходимой для соединения разнородных материалов.

Расчет асбестоцементных плит:

Расчет асбестоцементных плит производится на изгиб по схеме однопролетной свободно опертой балки с учетом податливости соединения между обшивками и каркасом.

Определение напряжений в расчетном сечении при наличии податливости в соединениях обшивок с каркасом производится в два этапа, причем при назначении расчетного сечения каркасной плиты учитывается только часть обшивок, редуцируемых к ребрам (рис. 8.9): $b_1 = 18h_{t.sup}$, $b_2 = 25h_{t.inf}$ (но не более половины расстояния между ребрами каркаса $1/2 a$).

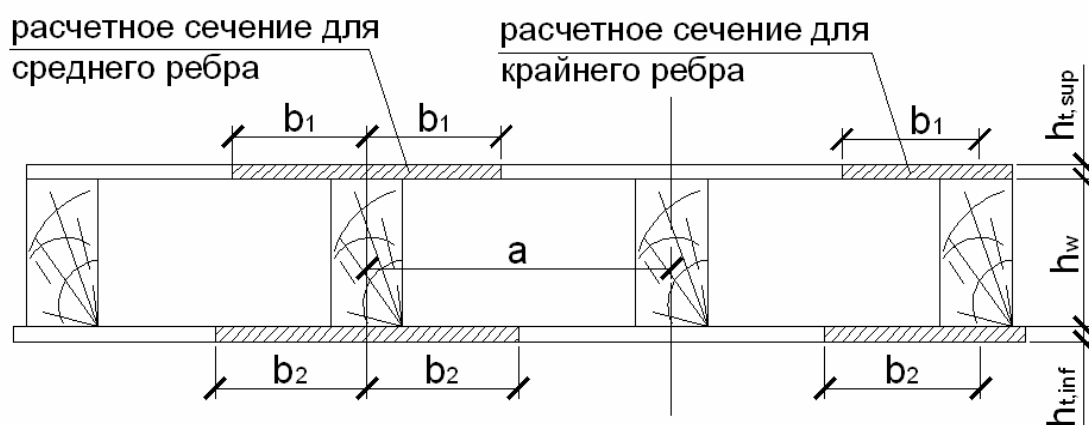


Рис. 8.9. Поперечное сечение асбестоцементной плиты

Проверку прочности элементов асбестоцементных конструкций выполняют исходя из условий:

а) для обшивок:

$$\sigma_{t.d} \leq f_{t.d}$$

$$\sigma_{c.d} \leq f_{c.d}$$

б) для каркаса:

$$\sigma_{m.d} \leq f_{m.d}$$

$$\sigma_{v.0.d} \leq f_{v.0.d}$$

$$\sigma_{t.0.d} \leq f_{t.0.d}$$

$$\sigma_{c.0.d} \leq f_{c.0.d}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c.d.} = 0,5(1-\beta) \cdot \frac{M \cdot I \cdot E_{\text{sup}}}{m \cdot (E_{\text{sup}} \cdot I_{\text{sup}} + E_{\text{inf}} \cdot I_{\text{inf}})} \\ \sigma_{t.d.} = 0,5(1-\beta) \cdot \frac{M \cdot I \cdot E_{\text{inf}}}{m \cdot (E \cdot I_{\text{sup}} + E \cdot I_{\text{inf}})} \\ \sigma_w = 0,5(1+\beta) \cdot \frac{M \cdot I}{I_w} \\ \tau_{v.0.d} = \frac{V_d \cdot S_{s.d}}{I_{d.ef}^0 \cdot b_d} \end{array} \right.$$

Первый этап расчета носит предварительный характер и заключается в определении коэффициента податливости связей m :

$$m = \sqrt{1 - \frac{6(S_1^0 + S_2^0)E_0 \cdot I_w^0 \cdot \eta \cdot k_m}{n'_c \cdot l(2h_w + h_{t.\text{sup}} + h_{t.\text{inf}})I_r^0}}$$

Коэффициент m может иметь разное значение по длине конструкции, отрезок которой определяется начальным и конечным (для этого отрезка) изгибающими моментами. Рекомендуется принимать отрезок, на котором эпюра поперечных сил однозначна.

Значение m_0 определяется для каждого участка по формуле

$$m_0 = 0,4 \sqrt{\frac{E_0 \cdot I_w}{E_{\text{sup}} \cdot I_{\text{sup}} + E_{\text{inf}} \cdot I_{\text{inf}}}}$$

При $m > m_0$ для расчета каркаса следует принимать $m = m_0$; при $m \leq m_0$ – m . Для расчета обшивок приведенные рекомендации принимаются с обратными знаками неравенств.

Получив значения коэффициентов податливости, определяют нормальные и касательные напряжения в обшивках и каркасах.

Следующий этап расчета состоит в проверке соединений. Для этого определяем выполнение неравенства по формуле $\frac{m \cdot S_n (M_C - M_B)}{5I_r \cdot n_c} \leq R_{ld}$,

где

$$R_{ld} = \min \begin{cases} f_{cm} t_1 d \cdot 0,6 & \text{– смятие материала обшивок} \\ f_{h.2.d} t_2 d k_\alpha & \text{– смятие материала каркаса} \\ f_{n.d} d^2 (1 + \beta_n) \sqrt{k_\alpha} & \text{– изгиб нагеля (шурупа)} \end{cases}$$

При определении прогиба асбестоцементных плит изгибная жесткость рассчитывается по формуле

$$D = E_0 \cdot I_{d.ef}^0, \text{ где } I_{d.ef}^0 = I_0 + m^2 \left(\frac{E_{sup}}{E_{inf}} \cdot I_{sup} + \frac{E_{inf}}{E_{sup}} \cdot I_{inf} \right).$$

8.5. Пластмассовые плиты



Сплошные трехслойные плиты (рис. 8.10) – плиты со сплошным безреберным средним слоем (за рубежом такие плиты называют «сэндвичи»).

Плита состоит из тонких наружных слоев (обшивок из прочных материалов) и толстого среднего слоя (очень легкого пластмассового материала). Эти три слоя соединены между собой клеем, обеспечивающим их совместную работу на изгиб.

Обшивки сплошных трехслойных плит могут изготавливаться:

1) из металлических листовых материалов (например, алюминиевые плоские, крупно- и мелкоффрированные листы толщиной приблизительно 1 мм);

2) из неметаллических листовых материалов (плоские асбестоцементные листы и листы водостойкой строительной фанеры).

Обшивки защищают средний нежесткий слой от механических повреждений и климатических воздействий, воспринимают напряжения, возникающие при изгибе плиты, и являются гидро- и пароизоляционными слоями.

Средний слой выполняют чаще всего из пенопластов. Наиболее эффективно применение пенополиуретана или пенополистерола, вспениваемого из гранул непосредственно в процессе изготовления.

Средний слой является связующим элементом между обшивками, воспринимает скалывающие напряжения, возникающие при изгибе плиты, обеспечивает совместно с клеем устойчивую работу тонкой сжатой обшивки и воспринимает вместе с ней сосредоточенные нагрузки.

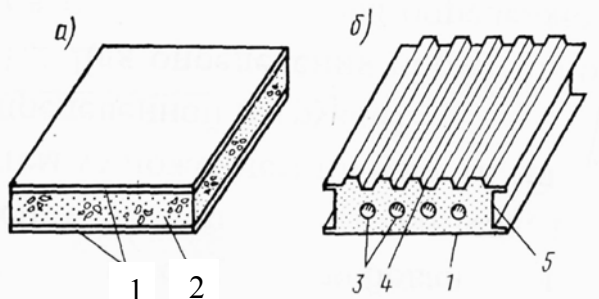


Рис. 8.10. Основные типы трехслойных панелей:

а – без ребер со сплошным средним слоем типа «сэндвич»; б – с обрамляющими ребрами и сплошным средним слоем; 1 – обшивка плоская; 2 – пенопласт; 3 – пустоты; 4 – гофрированная обшивка; 5 – обрамляющие ребра

Ресристые плиты (рис. 8.11) имеют такие же тонкие и прочные обшивки и пенопластовый средний слой, как сплошные трехслойные плиты. Кроме того, у них устраиваются жесткие ребра, которые являются обрамляющими и располагаются по боковым кромкам плиты.

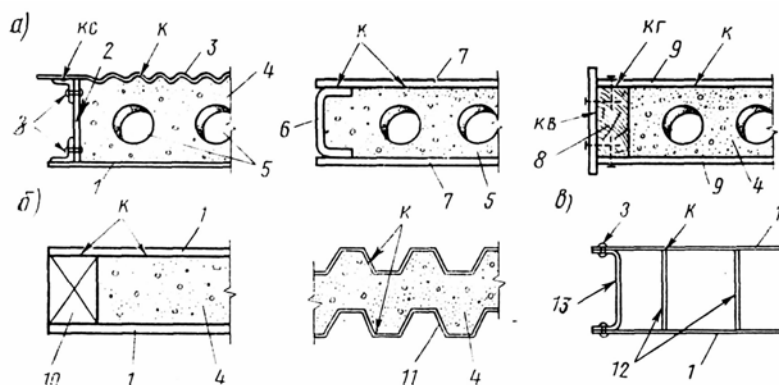


Рис. 8.11. Поперечные сечения трехслойных панелей:

На рис. 8.11 представлены: а – панели с обрамляющими ребрами и средним слоем из пенопласта; б – панели типа «сэндвич»; в – панели с об-

рамляющими ребрами и ребристым наполнителем; 1 – металлическая плоская обшивка; 2 – обрамляющее ребро из бакелезированной фанеры; 3 – металлическая обшивка с мелким гофром; 4 – пенопласт; 5 – пустоты; 6 – обрамляющее ребро из асбестоцемента; 7 – плоская обшивка из асбестоцемента; 8 – обрамляющее ребро из деревянного бруска и фанеры; 9 – плоская обшивка из фанеры; 10 – деревянные пробки; 11 – металлическая обшивка с крупным гофром; 12 – ребристый средний слой из древесноволокнистой плиты; 13 – обрамляющее ребро из металла. Виды соединений: к – клеевое; з – заклепочное; кс – клеесварное; кв – клеевинтовое; кг – клеегвоздевое.

Ребристые прозрачные плиты (рис. 8.12) состоят из двойных обшивок и средних ребристых слоев. Обе (верхние и нижние) обшивки состоят из плоских прозрачных стеклопластиковых листов. Средний слой может иметь различную конструкцию – волнистый стеклопластик или ряд стеклопластиковых полос, швеллеров, двутавров.

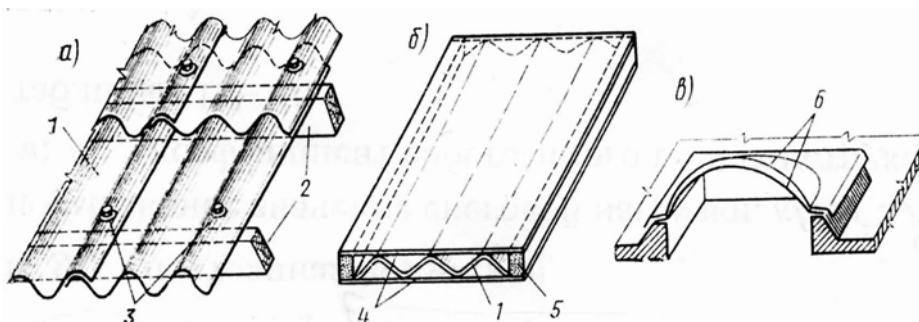


Рис. 8.12. Основные типы светопрозрачных конструкций из стеклопластика, оргстекла и винипласта:

- а – волнистые листы; б – трехслойная панель; в – зенитный фонарь;
 1 – волнистые листы; 2 – прогоны; 3 – крепежные детали; 4 – плоские листы;
 5 – обрамление из пенопласта; 6 – двухслойный купол

Практическое занятие 4

МЕТОДИКА РАСЧЕТОВ ПЛИТ ПОКРЫТИЯ С ДЕРЕВЯННЫМ КАРКАСОМ

1. Решить задачу.
2. Обсудить решения в группе.

Задача. Сделать требуемые проверки для клеефанерной панели шириной $b = 1500$ мм, изображенной на рис. 4.1. Исходные данные принять по табл. 4.1.

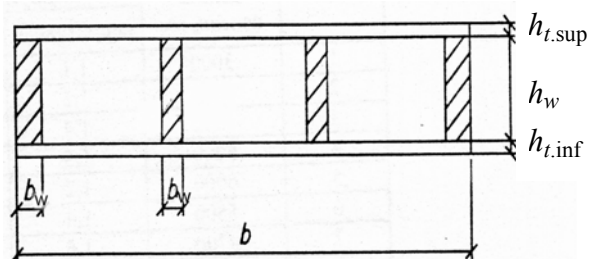


Рис. 4.1. Поперечное сечение панели

Таблица 4.1

№ варианта	Исходные данные							
	А			Б				
	Пролет, мм	Нагрузка, кН/м		Сечение ребра $b_w \cdot h_w$, мм	Толщина обшивки, мм		К-во ребер	Что требуется проверить
		расчетная	нормативная		верхней	нижней		
1	3000	4,0	3,6	40×144	6	6	5	Прочность растянутой обшивки
2	3500	3,8	2,8	44×144	7	7	4	Прочность ребер на изгиб
3	4000	3,4	2,4	44×169	8	8	4	Прочность ребер на скалывание
4	4500	3,0	2,2	44×169	9	9	4	Устойчивость верхней обшивки
5	5000	2,45	1,8	44×144	10	10	4	Прогиб
6	5500	2,35	2,0	44×169	12	12	3	Прочность верхней обшивки на местный изгиб
7	6000	2,0	1,6	35×194	8	8	5	Прочность верхней обшивки
8	5000	2,8	2,2	35×168	9	9	3	Прочность клеевых швов
9	3000	3,8	3,0	44×144	10	10	3	Устойчивость верхней обшивки
0	4000	3,6	2,7	35×144	7	7	5	Прогиб

Лабораторная работа 3

ИСПЫТАНИЕ НА СТАТИЧЕСКИЙ ИЗГИБ ФРАГМЕНТА КЛЕЕФАНЕРНОЙ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ

Цель работы:

- определить величины и характер распределения нормальных напряжений по высоте поперечного сечения плиты (экспериментально и теоретически);
- построить график прогиба элемента от испытательной нагрузки и сопоставить с теоретическими значениями.

3.1. Общие сведения

Клееные конструкции, состоящие из деревянных элементов и фанеры, называются клеефанерными. Клеефанерные панели состоят из продольных ребер и фанерных обшивок, соединенных на клею в одно целое и образующих коробчатое или тавровое сечение. Клеефанерные панели применяются в отапливаемых зданиях и состоят из двух обшивок (верхней и нижней), пространство между которыми заполняется утеплителем. Клеефанерные плиты, применяемые в неотапливаемых зданиях, состоят только из одной обшивки, на которую наклеивается рулонная кровля.

Расчет клеефанерных элементов производится в предположении жесткого соединения фанерных обшивок с деревянными ребрами (без учета податливости клеевого шва). Поскольку материал ребер (древесина хвойных пород) и обшивок (обычно березовая фанера) отличается по своим физико-механическим свойствам, то расчет выполняется по приведенным геометрическим характеристикам (табл. 3.1).

Таблица 3.1

Показатели	Расчеты, измерения
1	2
1. Материал:	
• обшивка	фанера марки ФСФ березовая
• ребра	сосна I сорт
2. Размеры, мм:	
• <i>плиты</i>	
– высота	$H =$
– пролет	$L =$

1	2
– расстояние между осями продольных ребер	$A =$
– расстояние между продольными ребрами в свету	$A_1 =$
• <i>ребер</i>	
– ширина	$b_w =$
– высота	$h_w =$
• <i>обшивки</i>	
– ширина	$b =$
– толщина	$h_{t.sup} =$
– расчетная ширина фанерной обшивки (учитывая концентрацию напряжений в обшивке в зоне соединения ее с ребрами)	$b_d = 0,9b$ при $L \geq 6a$ $b_d = 0,15L \cdot b/a$ при $L < 6a$
3. Геометрические характеристики расчетного поперечного сечения	
• <i>приведенные к фанере:</i>	
– коэффициент приведения сечения к фанере (модули упругости определяются по [6])	$n_p = \frac{E_0}{E_p}$
– площадь приведенного сечения	$A_{d.ef}^p = A_{t.sup} + A_{\omega} \cdot n_p$
– статический момент сечения относительно верхней грани обшивки	$S_{d.ef}^p = A_{t.sup} \cdot \frac{h_{t.sup}}{2} + A_{\omega} \cdot \left(h_{t.sup} + \frac{h_{\omega}}{2} \right) \cdot n_p$
– положение нейтральной оси	$z^p = \frac{S_{d.ef}^p}{A_{d.ef}^p}$
– момент инерции относительно нейтральной оси	$I_{d.ef}^p = \frac{b_d \cdot h_{t.sup}^3}{12} + A_{t.sup} \cdot \left(z^p - \frac{h_{t.sup}}{2} \right)^2 + n_p \cdot \left[\frac{b_{\omega} \cdot h_{\omega}^3}{12} + A_{\omega} \cdot \left(\frac{h_{\omega}}{2} + h_{t.sup} - z^p \right)^2 \right]$
– момент сопротивления в крайних сжатых волокнах обшивки (сечение 4-4)	$W_{d.ef}^p = \frac{I_{d.ef}^p}{z^p}$
• <i>приведенные к древесине:</i>	
– коэффициент приведения сечения к древесине:	$n_0 = \frac{E_p}{E_0}$
– площадь приведенного сечения	$A_{d.ef}^0 = A_{t.sup} \cdot n_0 + A_{\omega} = b_d \cdot h_{t.sup} \cdot n_0 + b_{\omega} \cdot h_{\omega}$

1	2
– статический момент сечения относительно нижней грани ребра	$S_{d.ef}^0 = A_w \cdot \frac{h_w}{2} + A_{t.sup} \cdot \left(h_w + \frac{h_{t.sup}}{2} \right) \cdot n_0$
– положение нейтральной оси	$z^0 = \frac{S_{d.ef}^0}{A_{d.ef}^0}$
– момент инерции относительно нейтральной оси	$I_{d.ef}^0 = \frac{b_w \cdot h_w^3}{12} + A_w \left(z^0 - \frac{h_w}{2} \right)^2 + n_0 \cdot \left[\frac{b_d \cdot h_{t.sup}^3}{12} + A_{t.sup} \cdot \left(h - \frac{h_{t.sup}}{2} - z^0 \right)^2 \right]$
– момент сопротивления в сечении:	
1-1 $y_1 = z^0$	$W_{d.ef}^0 = \frac{I_{d.ef}^0}{y_1}$
2-2 $y_2 = z^0 - 22$	$W_{d.ef}^0 = \frac{I_{d.ef}^0}{y_2}$
3-3 $y_3 = h_w - z^0$	$W_{d.ef}^0 = \frac{I_{d.ef}^0}{y_3}$

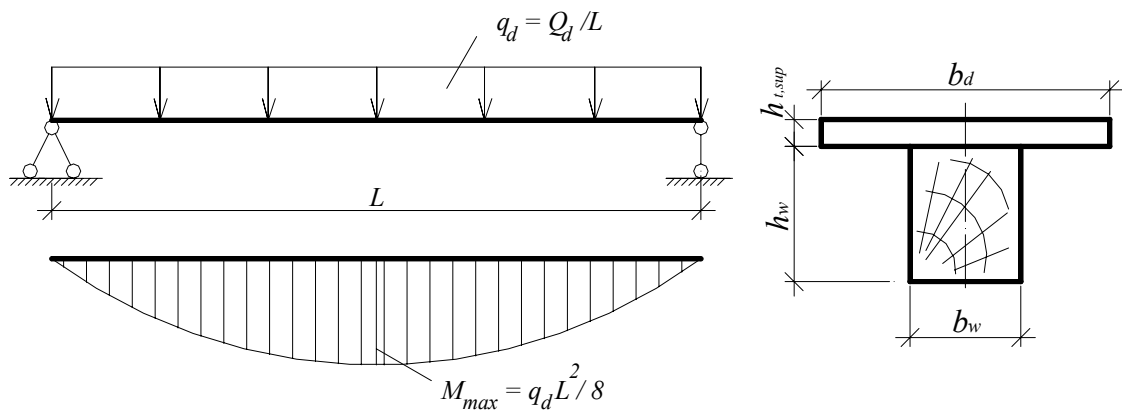


Рис. 3.1. Расчетная схема плиты, расчетное поперечное сечение

3.2. Методика проведения испытаний

Приборы и оборудование: пресс с приспособлением для испытания плиты, прогибомеры, тензорезисторы, электронный измеритель деформаций АИД-4, штангенциркуль, линейка измерительная металлическая, электровлагомер.

В работе проводится испытание клефанерного элемента, который является фрагментом клефанерной плиты и состоит из двух продольных ребер и приклеенной к ним фанерной обшивки.

Нагружение элемента осуществляется 4-мя сосредоточенными силами, что эквивалентно равномерно распределенной нагрузке. Нагружение элемента осуществляется ступенями 0,4 кН и доводится до максимальной нагрузки 2,4 кН, что соответствует упругой области работы элемента.

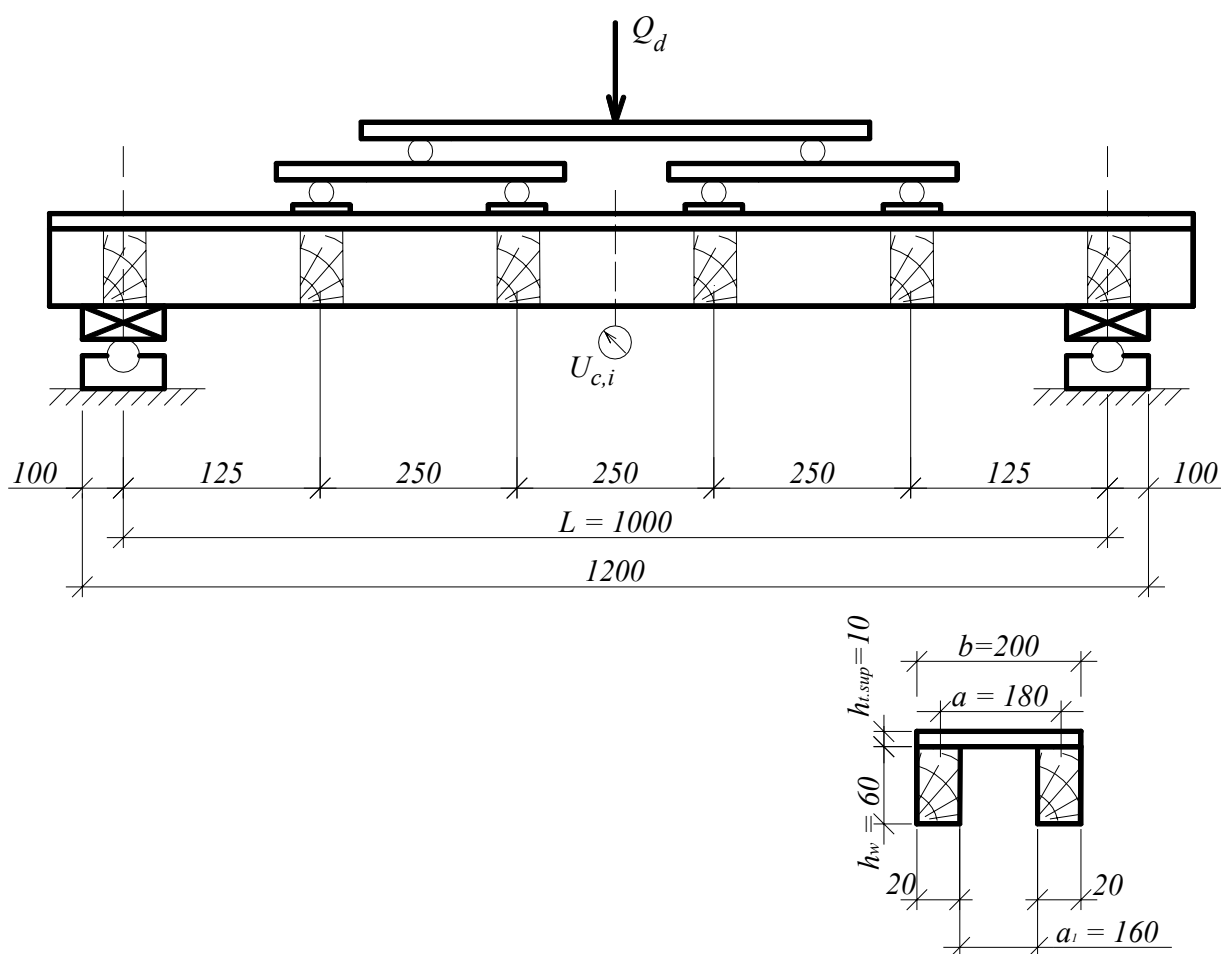


Рис. 3.2. Конструкция и схема испытания на статический изгиб фрагмента ребристой панели

Относительные деформации по сечению элемента в средней части определяются при помощи тензорезисторов Т1-Т9 (рис. 3.3) с помощью электронного измерителя деформаций АИД-4. На нулевой и последней ступени нагружения снимаются показания тензорезисторов и заносятся в табл. 3.2.

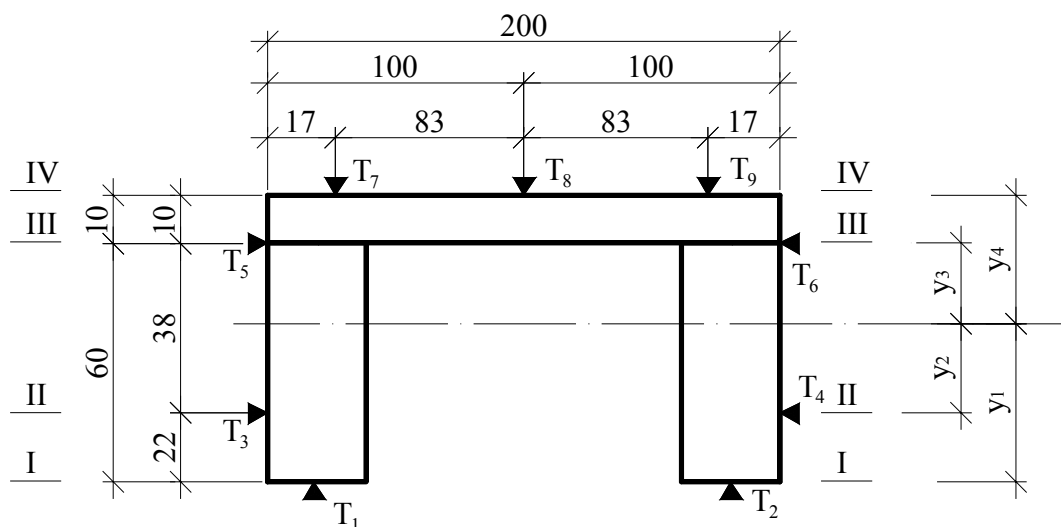


Рис. 3.3. Схема расстановки тензорезисторов

Относительные деформации (столбец 4, табл. 3.2) определяются как приращение показателей тензорезисторов по отношению к нулевой ступени нагружения со своими знаками. Относительные деформации в каждом сечении (сечения на рис. 3.3 обозначены римскими цифрами) определяются как среднее арифметическое ε_i тех тензорезисторов, которые находятся в соответствующем сечении.

Таблица 3.2

Определение напряжений в поперечном сечении плиты

№ тензорезисторов	Отсчеты		Относительная деформация $\varepsilon_i 10^{-5}, \%$	Относительная деформация в сечении $\varepsilon_i 10^{-5}, \%$	$\sigma_{i,calc}, \text{МПа}$ (по ф-ле 3.2)	$\sigma_{i,exp}, \text{МПа}$ (по ф-ле 3.1)
	при $Q_{i,d}=0 \text{ кН}$	при $Q_{i,d}=_ \text{кН}$				
1	2	3	4	5	6	7
1				В сечении I-I		
2						
3				В сечении II-II		
4						
5				В сечении III-III		
6						
7				В сечении IV-IV		
8						
9						
Среднее значение нормальных напряжений в обшивке $\sigma_{exp, mid}, \text{МПа}$						
Максимальное значение нормальных напряжений в обшивке $\sigma_{exp, max}, \text{МПа}$						
Коэффициент неравномерности напряжений по ширине обшивки $k_1 = \sigma_{exp, mid} / \sigma_{exp, max}$						

Экспериментальные значения напряжений в элементе определяют пользуясь законом Гука по формуле

$$\sigma_{i.exp} = E_i \cdot \varepsilon_i, \quad (3.1)$$

где E_i – модуль упругости, принимаемый для древесины $E_0 = 10000$ МПа, для фанеры $E_p = 9000$ МПа. В зависимости от условий эксплуатации модули упругости древесины и фанеры следует определять умножением E_p и E_0 на коэффициент k_{mod} .

Теоретические значения нормальных напряжений по высоте поперечного сечения определяют по формуле

$$\sigma_{i.calc} = \frac{M_{i.d}}{W_{d.ef}} = \frac{Q_d \cdot l}{8 \cdot W_{d.ef}}, \quad (3.2)$$

где $M_{i.d} = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{Q_d}{l} \cdot \frac{l^2}{8} = \frac{Q_d \cdot l}{8}$ – расчетный изгибающий момент; $W_{d.ef}$ – приведенный к соответствующему материалу момент инерции, определенный в табл. 3.1.

После этого строят эпюры нормальных напряжений $\sigma_{i.d}$ по значениям теоретическим и экспериментальным.

По прогибомерам, установленным на плите, определяют ее *прогибы* при нагружении. Отсчеты снимают по прогибомерам при каждой ступени нагружения и заносят в табл. 3.3.

Таблица 3.3

Определение прогибов плиты

Нагрузка, кН	Отсчеты по прогибомерам		Величины прогибов		$U_{o.i.exp}$	$U_{o.i.calc}$ (по ф-ле 3.3)
	U_{c1}	U_{c2}	ΔU_{c1}	ΔU_{c2}		
0						
0,4						
0,8						
...						

В табл. 3.3 величины прогибов ΔU_{c1} , ΔU_{c2} определяются как приращение по отношению к нулевой ступени нагружения. Экспериментальное значение прогиба плиты определяется как среднее арифметическое прогибов ΔU_{c1} и ΔU_{c2} .

Теоретическую величину прогиба определяют для каждого этапа нагружения по формуле

$$U_{0.i.calc} = \frac{5 \cdot q_k \cdot l^4}{384 \cdot E_0 \cdot I_{d.ef}} = \frac{5 \cdot Q_d \cdot l^3}{461 \cdot E_0 \cdot I_{d.ef}}, \quad (3.3)$$

где $E_0 = 10000$ МПа. В зависимости от условий эксплуатации модуль упругости древесины следует определять с учетом коэффициента k_{mod} ; $q_k = \frac{Q_d}{1,2l}$ – ступени нагружения, кН; $I_{d.ef}$ – приведенный к дереву момент инерции поперечного сечения относительно нейтральной оси, мм⁴;

По данным табл. 3.3 в координатах $Q_i - U_0$ строят графики теоретических и экспериментальных прогибов.

Отчет должен содержать рисунки образца и схему испытаний, журналы испытаний со всеми вычислениями, эпюру нормальных напряжений и графики прогибов, а также анализ результатов испытаний.

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ

1. Что такое дощатые настилы, каково их назначение и основные преимущества?
2. Какую конструкцию имеет двойной перекрестный дощатый настил и каково назначение его элементов?
3. Как работает и рассчитывается дощатый разреженный настил – обрешетка?
4. Как работает и рассчитывается дощатый двойной перекрестный настил?
5. Какие типы клефанерных плит имеются и каково назначение плит каждого типа?
6. Как работают и рассчитываются клефанерные плиты каждого типа?
7. Какие проверки производятся при расчете клефанерных плит каждого типа?
8. Что такое трехслойные пластмассовые настилы, каковы их преимущества и области применения?
9. Какова конструкция сплошных трехслойных плит и каково назначение их слоев?
10. Как работают и рассчитываются сплошные трехслойные плиты с асбестоцементными обшивками?
11. Какую конструкцию имеют ребристые трехслойные плиты, как они работают и рассчитываются?

12. Как работают и рассчитываются настилы из стеклопластиковых прозрачных волнистых листов?

13. Какую конструкцию имеют ребристые прозрачные плиты, как они работают и рассчитываются?

14. Какие существуют виды прогибов? Чем отличаются равнопрогибной и равномоментный прогоны?

15. Как определяется число гвоздей в стыках спаренных многопролетных прогонов?

16. В каком виде могут быть светопрозрачные конструкции и какие материалы в них используются?

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.05.01-2000. Деревянные конструкции. – Взамен СНиП II-25-80; Введ. 01.07.2001. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2001. – С. 41 – 42.

2. Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник под ред. Г.Г. Карлсена, Ю.В. Слицкоухова и др.; 5-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1986. – С. 216 – 236.

3. Зубарев Г.Н. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для вузов / Г. Н. Зубарев. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1990. – С. 92 – 115.

4. Конструкции из дерева и пластмасс: Лаб. работы для студ. спец. 70 02 01 «Пром. и гражд. стр-во» дневной и заочной форм обуч. / Сост. А.Р. Волик. – Новополоцк: ПГУ, 2003. – С. 27 – 34.

5. Справочное пособие для выполнения курсового и дипломного проектирования по курсу «Конструкции из дерева и пластмасс» для студ. спец. 70 02 01 / Сост. А.Р. Волик. – Новополоцк: ПГУ, 2003. – С. 47 – 48.

6. Конструкции из дерева и пластмасс. Учебник для вузов / Д.К. Арленинов, Ю.Н. Буслаев, В.П. Игнатъев, П.Т. Романов, Д.К. Чахов. – М.: Изд-во АСВ, 2002. – С. 100 – 124.

7. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: Учебное пособие / М: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2001. – 292 с.

8. Шишкин В.Е. Примеры расчета конструкций из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для техникумов / В.Е. Шишкин. – М.: Стройиздат, 1974. – С. 77 – 107, 202 – 206.

9. Атлас деревянных конструкций / К. Гетц, Д. Хоор, К. Мелер; перевод с нем. Н.И. Александровой; под. ред. В.В. Ермолова. – М.: Стройиздат, 1985. – 272 с.

УЧЕБНЫЙ МОДУЛЬ 6 ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ИНДУСТРИАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Тема занятий	Тип занятий	Вид занятий	Кол-во часов
Обеспечение пространственной неизменяемости конструкций	Изучение нового материала	Лекция	2
Деревянные арки и рамы	Изучение нового материала	Лекция	2
Деревянные балки и стойки	Изучение нового материала	Лекция	2
Фермы и их проектирование	Изучение нового материала	Лекция	2
Проверка прочности и устойчивости арок	Углубление знаний	Практическое занятие	2
Конструирование и расчет узлов арок и рам	Углубление знаний	Практическое занятие	2
Конструирование и расчет металлодеревянных ферм	Углубление знаний	Практическое занятие	2
Испытание на статический изгиб клееной балки прямоугольного сечения	Углубление знаний	Лабораторный практикум	4
Обеспечение пространственной неизменяемости здания (по индивидуальному заданию)	Систематизация и углубление навыков	Курсовое проектирование	2
Конструирование и расчет несущих конструкций по индивидуальному заданию	Систематизация и углубление навыков	Курсовое проектирование	8
Современные пространственные конструкции	Углубление знаний	Самостоятельная работа	2
Подготовка к 2-му промежуточному зачету	Предварительный контроль и корректировка знаний	Самостоятельная работа	5

Лекция 9 ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ НЕИЗМЕНЯЕМОСТИ КОНСТРУКЦИЙ

- 9.1. Функции связей. Классификация.
- 9.2. Конструктивные решения связевых ферм.
- 9.3. Варианты конструктивных решений связевых систем при различных узловых соединениях.
- 9.4. Расчет связевой системы.

9.1. Функции связей. Классификация

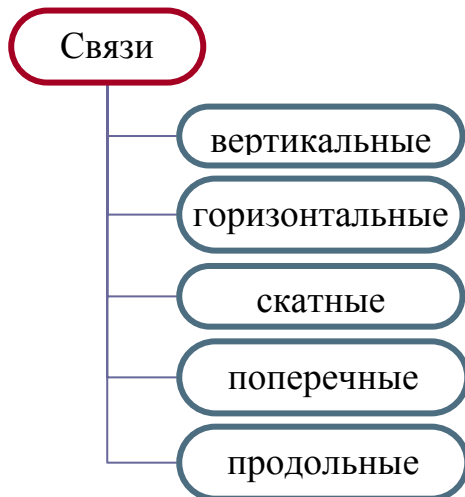
Плоскостные конструкции (балки, арки, рамы, фермы) предназначены для восприятия нагрузок, действующих только в их плоскости.

Сооружение, выполненное только из одних плоских элементов, расположенных в вертикальной плоскости, будет геометрически изменяемым в пространстве. Поэтому для обеспечения пространственной жесткости и геометрической неизменяемости плоские конструкции объединяют между собой в геометрически неизменяемый пространственный каркас при помощи связей.

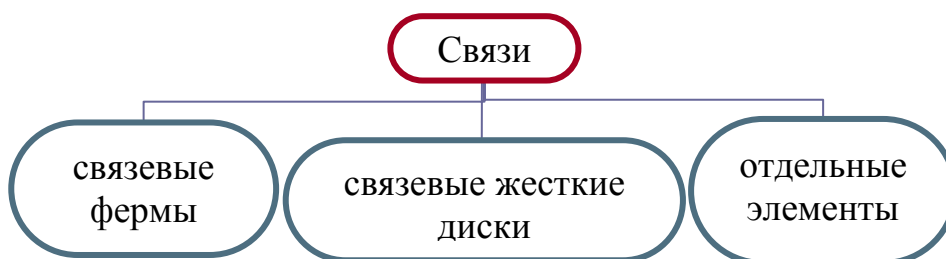
В каркасных зданиях связи выполняют следующие функции:

- создание геометрической неизменяемости сооружения;
- обеспечение устойчивости сжатых элементов путем уменьшения их расчетной длины (поясов стропильных ферм, колонн, ригелей);
- восприятие нагрузок, действующих из плоскости несущих конструкций (давление ветра, торможение крана), и передача их через другие элементы каркаса на фундаменты;
- перераспределение нагрузок между элементами каркаса (например, при торможении крана, действии случайных эксплуатационных нагрузок);
- фиксирование положения и обеспечение устойчивости конструкции во время монтажа.

По положению (расположению) связи бывают:



По конструктивной части связи могут представлять собой:



Связевые фермы располагают поперек здания в плоскости верхнего пояса или поверху основных ферм, балок, арок, рам непосредственно у торцевых стен или между ближайшими к ним несущими конструкциям и в промежутках не реже чем 30 м (в тех же секциях располагают вертикальные связи между колоннами). Связевые фермы у торцов здания могут не устраиваться, если торцевые каменные и железобетонные стены в состоянии воспринимать горизонтальные нагрузки.

В качестве поясов поперечных связевых ферм используются верхние пояса или все сечение стропильных конструкций.

Решетка применяется раскосной из деревянных элементов или перекрестной из стальных тяжей. В качестве стоек связевых ферм могут быть использованы прогоны или продольные ребра плит покрытия.

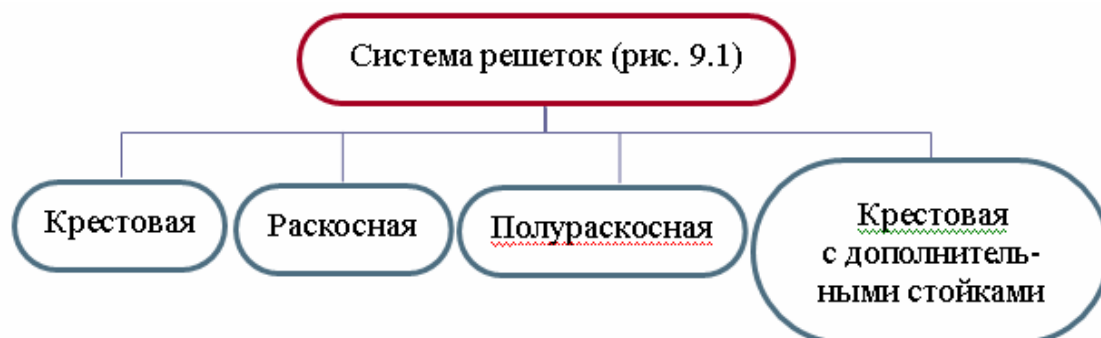
Связевые жесткие диски выполняют в виде двойных дощатых перекрестных настилов, из сборных дощатых щитов панелей покрытия, однако при этом должно быть обеспечено надежное крепление одних элементов, образующих диск, к другим, а также к раскрепляемым конструкциям.

Жесткость покрытий с одинарным настилом или обрешеткой без диагональных элементов недостаточна для восприятия ветровой нагрузки и закрепления плоскостных деревянных конструкций в проектное положение. В этом случае при наличии деревянных каркасных стен необходимо устройство в плоскости верхних поясов несущих конструкций горизонтальных (скатных) связей.

Отдельные элементы изготавливают из цельной древесины при длине до 6,5 м, иначе применяют связи двухъярусные, металлические, клееные.

9.2. Конструктивные решения связевых ферм

Связевые фермы аналогичны по конструкциям стропильным фермам, но в состав фермы включаются элементы несущих и ограждающих конструкций. Поясами связевых ферм являются пояса ригелей (ферм, клефанерных балок) или все сечения несущих конструкций (дощатых рам, арок, стоек). Стойками ферм служат прогоны или ребра каркаса.



Решетки крестовые выполняют из металлических тяжей с муфтами. Раскосные выполняются деревянными. При частом расположении прогонов (через $1,5 \div 2$ м) рекомендуется применять полураскосную решетку.

Вертикальные связи, расположенные в плоскости стен, выполняют (рис. 9.2) либо металлическими крестовыми в виде тяжей с муфтами, либо деревянными.

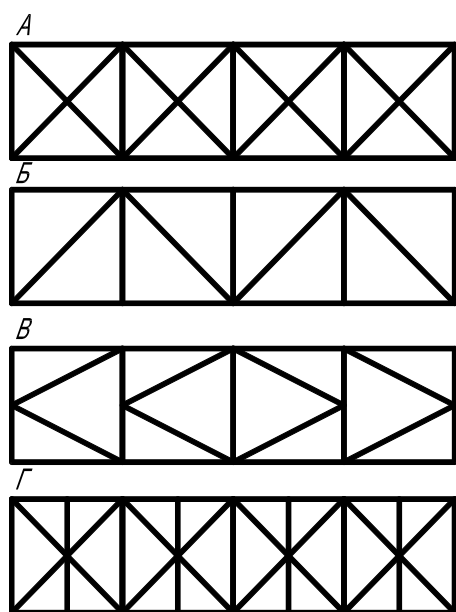


Рис. 9.1. Схемы решеток связевых ферм:
А – крестовая; Б – раскосная;
В – полураскосная; Г – крестовая
с дополнительными стойками

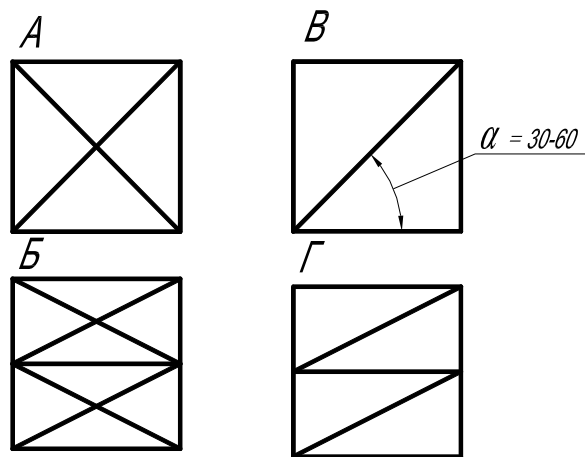


Рис. 9.2. Схемы вертикальных связей:
А – крестовая; Б – двухъярусная крестовая;
В – раскосная наклонная; Г – многоярусная
раскосная наклонная

Расположенные по глухим стенам вертикальные связи целесообразно выполнять деревянными в виде раскосных или полураскосных ферм.

Связи, размещенные в местах оконных проемов, рекомендуется выполнять металлическими крестовыми из тяжей или порталными. Они не затемняют оконных проемов, не нарушают внешнего вида и интерьера здания.

Соединение элементов связей с основной несущей конструкцией выполняется различными вариантами (рис. 9.3): а – присоединение деревянных раскосов в полдерева на гвоздях; б – то же, с опиранием на деревянную прибоину; в – то же, с помощью металлической полосы, пропускаемой в вертикальный пропил и закрепляемой болтами; г – то же, с опиранием на металлический уголок с приваренными полосами и прикреплением болтами; д – присоединение металлических раскосов и деревянных распорок с помощью фасонки и башмака; е – то же, металлических раскосов из тяжей и трубчатой распорки с помощью фасонки на болтах или глухарях.

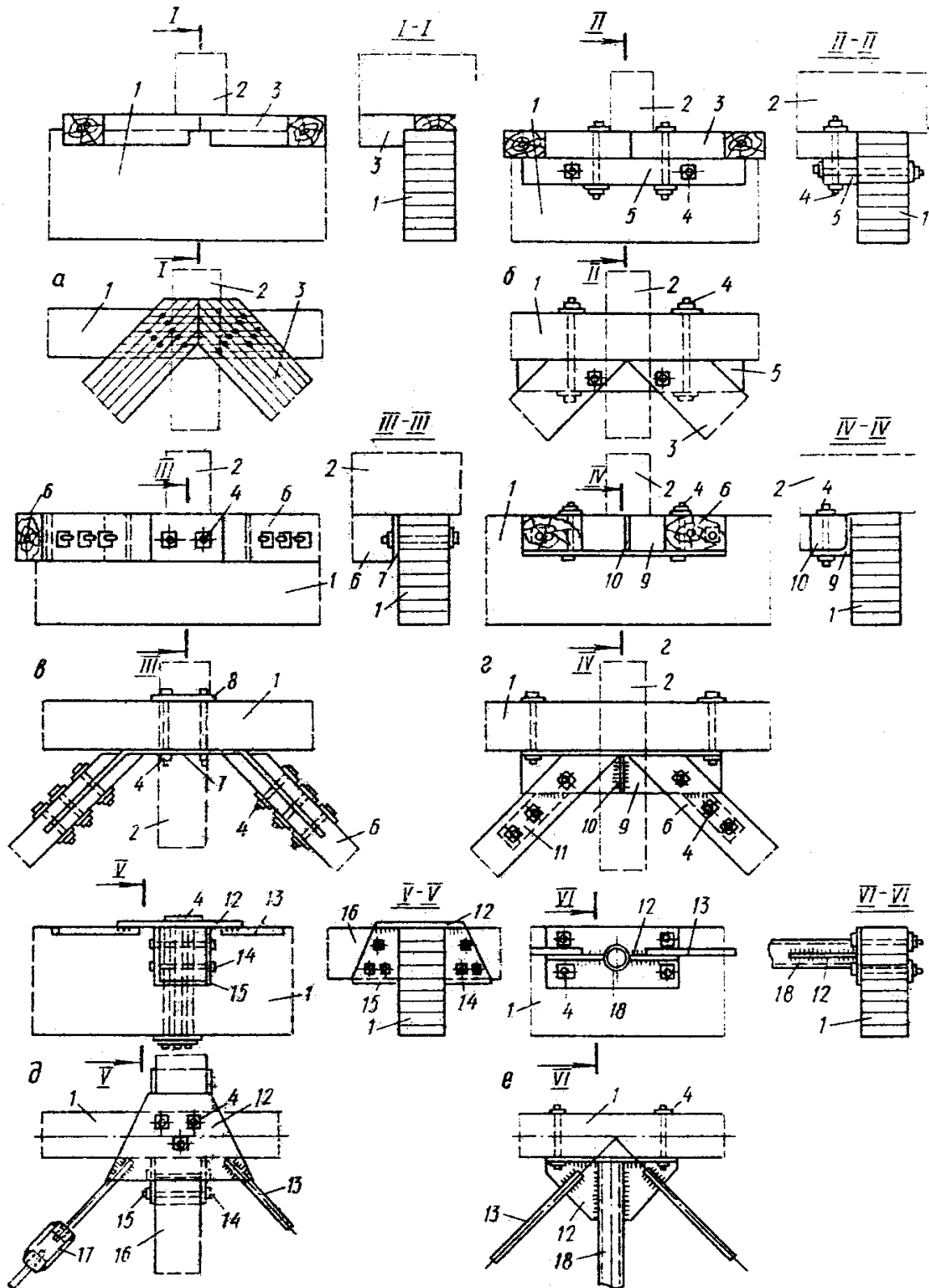


Рис. 9.3. Узлы соединения элементов связей с основной несущей конструкцией:
 1 – основная несущая конструкция; 2 – прогон; 3 – дощатый раскос; 4 – болт; 5 – прибоина (брус); 6 – брусчатый раскос; 7 – полосовая сталь толщиной 2 – 3 мм; 8 – планка; 9 – уголок; 10 – ребро жесткости; 11 – полоса толщиной 4 – 5 мм; 12 – фасонка; 13 – тяж или полоса; 14 – глухарь; 15 – башмак из листовой стали толщиной 4 – 5 мм; 16 – деревянная распорка; 17 – натяжная муфта; 18 – металлическая трубчатая распорка

9.3. Варианты конструктивных решений связевых систем при различных узловых соединениях

Каркасные деревянные здания с плоскими конструкциями в зависимости от особенностей узловых соединений элементов каркаса между собой и фундаментами можно разделить на четыре основных типа.

Первый тип – здания с заземленными во всех направлениях колоннами и линейными элементами покрытия (т.е. жесткое защемление колонн и жесткое соединение колонн с элементами покрытия). Такой каркас является устойчивым как в продольном, так и в поперечном направлении и не требует постановки связей при условии, что все элементы каркаса закреплены в узлах от взаимных смещений. Иногда в таких зданиях могут устанавливаться связи, препятствующие перекосу здания при возможной неравномерной осадке грунта, если такая осадка представляет опасность для здания (рис. 9.4).

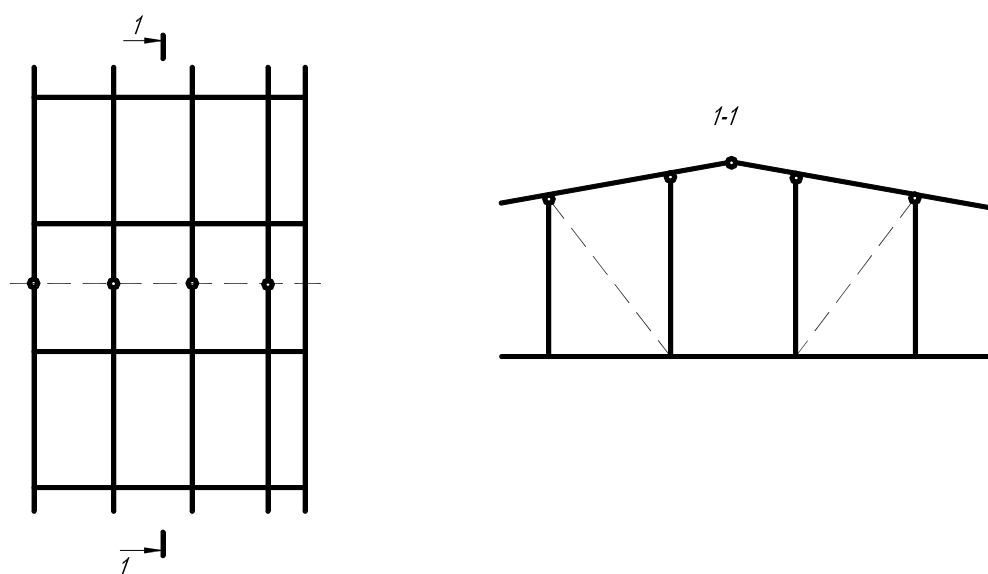


Рис. 9.4. Схема каркаса здания с заземленными во всех направлениях колоннами и линейными несущими элементами (пунктиром показано возможное расположение связей, препятствующих перекосу каркаса при неравномерной осадке грунта)

Второй тип – здания с каркасом из плоских трехшарнирных рам или арок. Поперечная устойчивость таких зданий обеспечена геометрически неизменяемыми конструкциями рам или арок без постановки связей, а продольная – не обеспечена.

При отсутствии связей на рис. 9.5 показаны возможные перемещения участков каркаса (1, 2). Деревянные прогоны, а также продольные ребра панелей, выполняют роль распорок и являются элементами связей, но

существующие способы их крепления к несущим конструкциям каркаса позволяют получить лишь шарнирные соединения. Они не препятствуют возможным перемещениям 1 и 2, поэтому для предотвращения этих деформаций и обеспечения продольной устойчивости в зданиях устраивают связи.

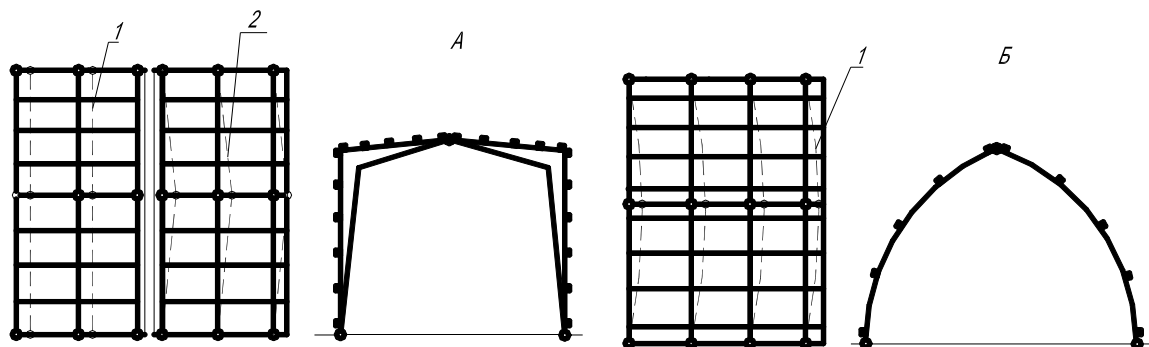


Рис. 9.5. Кинематические схемы деформации зданий без связей с каркасами:
А – из трехшарнирных рам; Б – из трехшарнирных арок

В рамных зданиях эти связи выполняют отдельно: по стенам – вертикальные ВС (1) и в покрытиях – наклонные (НС) или скатные (СС) (2) (рис. 9.6). В арочных зданиях – это скатные (или наклонные) связи. Две смежные арки, рамы, объединенные между собой, создают жесткий пространственный блок, состоящий из связевых ферм. Такие блоки создаются в торцах здания и через 25 ÷ 30 м.

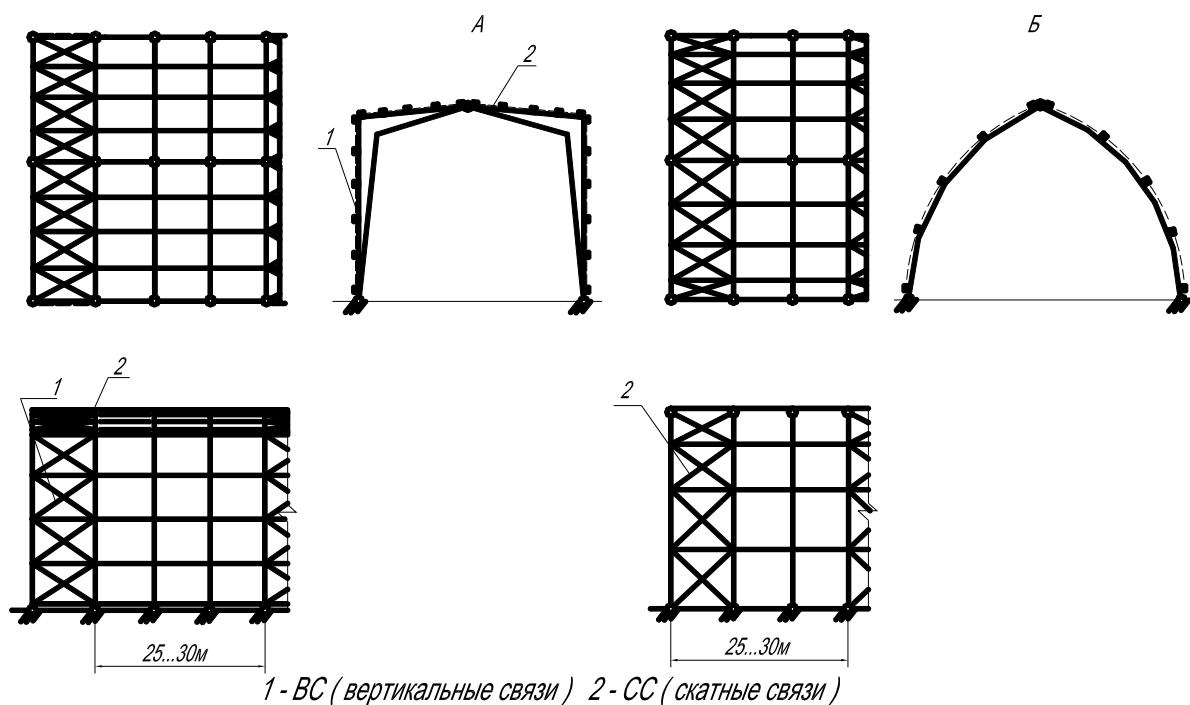


Рис. 9.6. Схемы расстановки связей в зданиях с каркасами:
А – из трехшарнирных рам; Б – из трехшарнирных арок

Третий тип – здания с заземленными в поперечном направлении колоннами и плоскими стропильными конструкциями (двухшарнирная рама) (рис. 9.7). Поперечная устойчивость здания обеспечивается без связей самой конструкцией двухшарнирной рамы.

Для обеспечения продольной устойчивости деформации 1 и 3 должны быть устранены постановкой вертикальных связей по колоннам ВС (1) и в шатре 3 (рис. 9.8). Связи шатра 3 при пролетах стропильных конструкций до 18 м достаточно располагать посередине пролета, при больших пролетах их устраивают у опор ферм (балок) или в четвертях (третях) пролета. Эти связи размещают по длине здания через 25 ÷ 30 м. Иногда для удобства монтажа фермы или балки соединяют вертикальными связями 3 попарно.

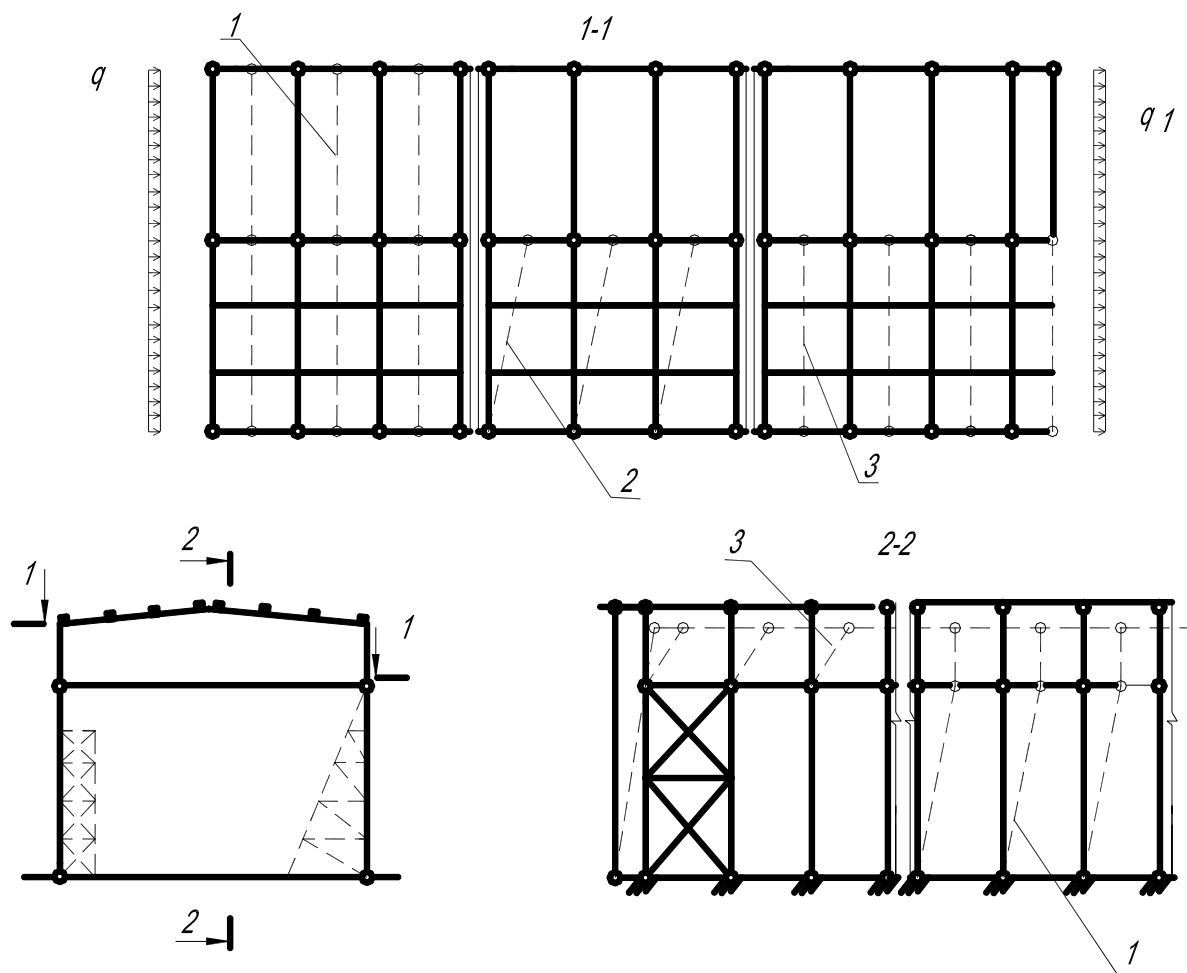


Рис. 9.7. Кинематическая схема каркаса здания без связей с заземленными колоннами

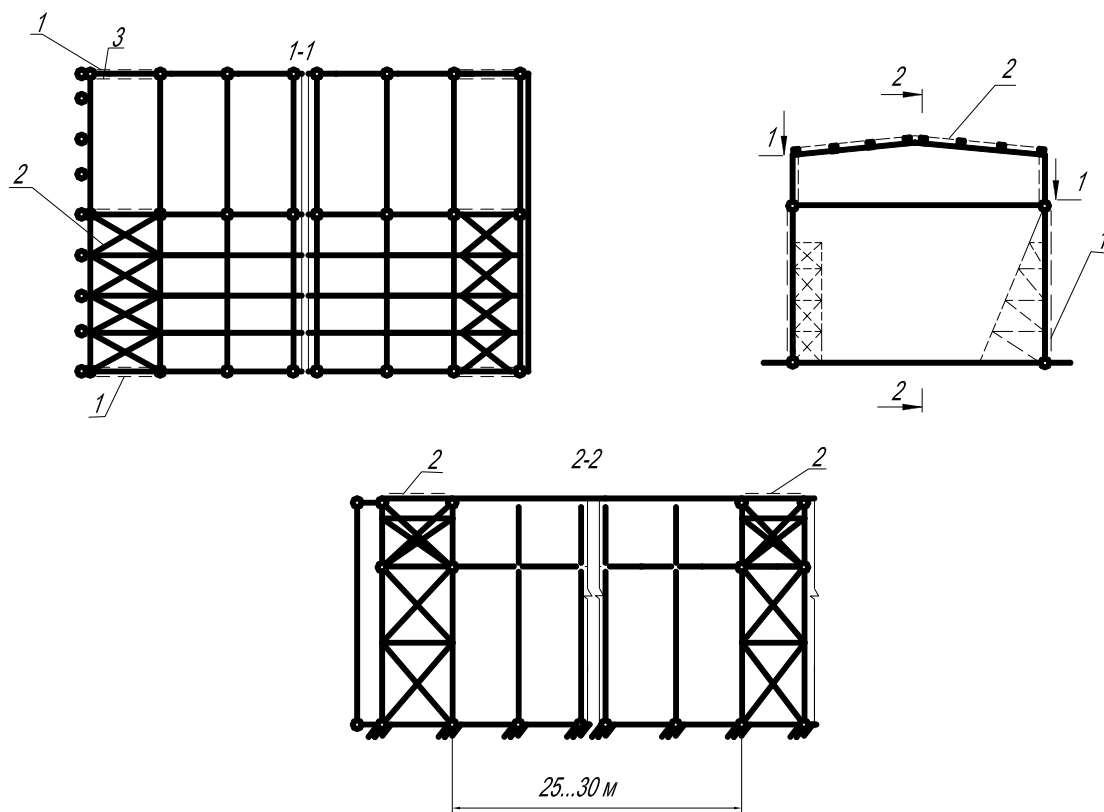


Рис. 9.8. Схема расстановки связей в здании с заземленными колоннами:
 1 – вертикальные связи; 2 – скатные связи; 3 – вертикальные связи шатра

При действии ветровой нагрузки на торец здания стропильные конструкции, раскрепленные лишь связями 3 могут иметь деформации 2. Во избежание повреждения кровли или излома ферм в горизонтальном направлении деформации 2 должны быть устранены связевыми поперечными фермами 2. Такие же связевые фермы 3 выполняются через 25 ÷ 30 метров по длине здания.

Четвертый тип – здания с шарнирно опертыми колоннами и плоскими стропильными конструкциями (рис. 9.9).

Четвертый тип здания отличается от третьего тем, что в нем не обеспечена поперечная устойчивость, т.е. есть деформации 4, а при жестких торцевых стенах и поперечные деформации прогонов 5. Для устранения этих двух деформаций и обеспечения геометрической неизменяемости поперечника каркаса необходимо устройство продольной связевой фермы 5 (рис. 9.10) в плоскости верхних поясов, опорами которой являются поперечные диаграммы жесткости 4, устраиваемые по торцам через 25 ÷ 30 метров по длине здания в виде заземленных колонн или трехшарнирных рам.

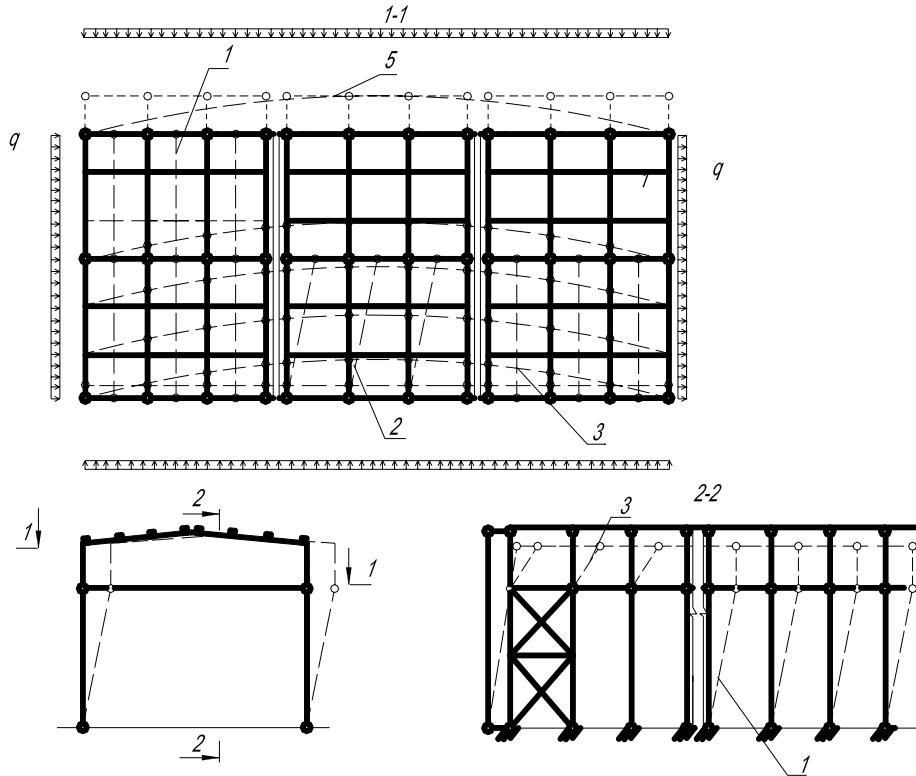


Рис. 9.9. Кинематическая схема каркаса здания без связей с шарнирно опертыми колоннами

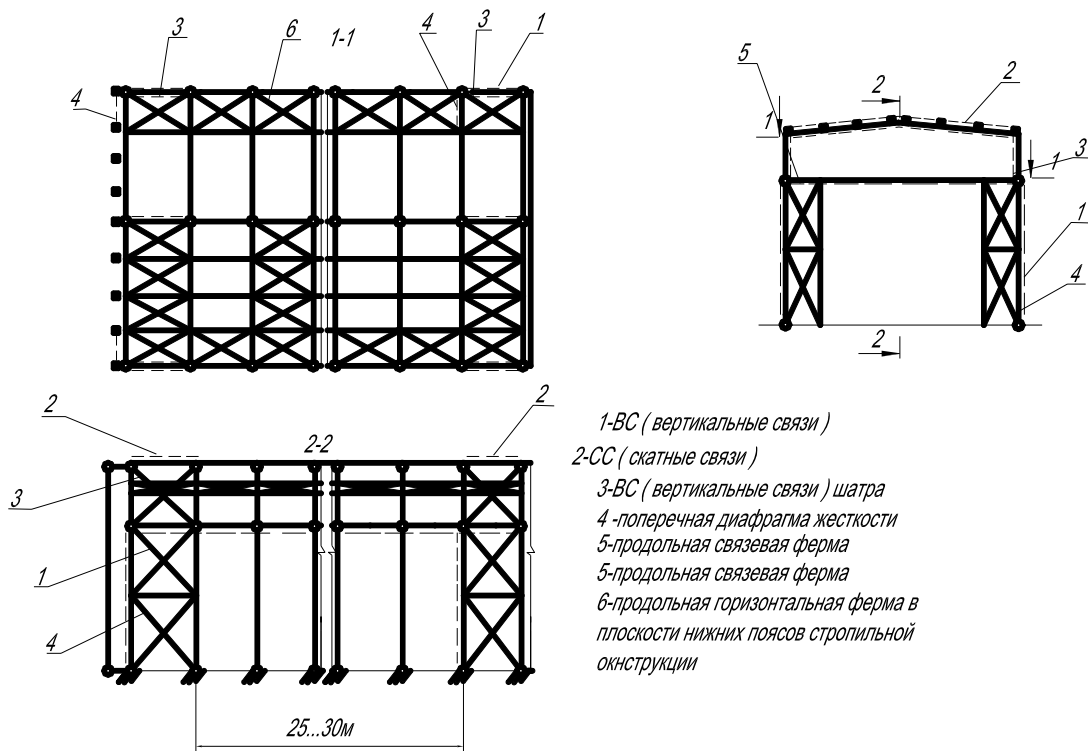


Рис. 9.10. Схема расстановки связей в здании с шарнирно опертыми колоннами: 1 – вертикальные связи; 2 – скатные связи; 3 – вертикальные связи шатра; 4 – поперечная диафрагма жесткости; 5 – продольная связевая ферма; 6 – продольная горизонтальная ферма в плоскости нижних поясов стропильной конструкции

Продольную горизонтальную связевую ферму в плоскости нижних поясов стропильных конструкций (6) следует выполнять лишь в том случае, если в гибком нижнем поясе стропильной фермы с нисходящим опорным раскосом может возникнуть сжимающее усилие от действия поперечной ветровой нагрузки.

9.4. Расчет связевой системы

Расчет связевой системы производится на горизонтальные нагрузки, действующие на здание. Они складываются:

1) из внешних силовых воздействий:

- ветровых;
- сейсмических;
- тормозных усилий кранов;

2) из внутренних усилий в несущих конструкциях, возникающих под воздействием вертикальных нагрузок вследствие отклонения от вертикали при монтаже.

При расчете связевой системы несущие конструкции заменяются их силовыми воздействиями в плоскости связей по верхним граням конструкций. Для связи указанное воздействие является внешним воздействием, которое приближенно принимается равномерно распределенным. Интенсивность этой горизонтальной нагрузки от каждой несущей конструкции (арки, балки, фермы) определяется по формуле

$$f_{x.d} = k_{св} \cdot f_d,$$

где f_d – расчетная равномерно распределенная вертикальная нагрузка на 1 м горизонтальной проекции несущей конструкции покрытия; $k_{св}$ – коэффициент, зависящий от вида и геометрических параметров несущей конструкции: для балок постоянного сечения, ферм, пологих арок с $f/l \geq 1/6$ $k_{св} = 0,02$; для покрытий по двускатным балкам $k_{св} = 0,024$; для покрытий по рамам и аркам с $f/l \geq 1/3$ $k_{св} = 0,01$.

Нагрузку на каждую поперечную связевую ферму определяют по формуле

$$f_{св} = \frac{q_w - f_{x.d} \cdot n}{t},$$

где q_w – внешняя горизонтальная нагрузка в продольном направлении от ветра, торможения крана и т.д.; n – общее число несущих конструкций (арок, балок) на всю длину здания в рассматриваемом пролете; t – число связевых ферм (в том числе заменяющих их торцевых стен) на всю длину здания.

Связи рассчитывают как обычные фермы с параллельными поясами. Если контур криволинейный, то пролет фермы равен развертке поясов несущих конструкций.

Если решетка принята деревянной раскосной, то раскосы и стойки решетки ферм рассчитывают на растяжение или сжатие. Если решетка принята перекрестной из стальных тяжей, то сжатые раскосы, восходящие от опор, исключаются.

Пояса связевых ферм, являющиеся одновременно элементами несущих конструкций, рассчитывают на совместное усилие от вертикальной и горизонтальной нагрузок.

Лекция 10

ДЕРЕВЯННЫЕ АРКИ И РАМЫ

10.1. Арки. Конструирование арок.

10.2. Рамы. Конструктивные решения.

10.3. Расчет рам и арок.

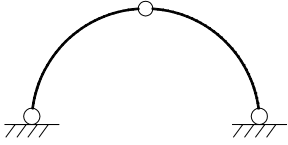

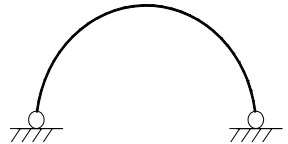
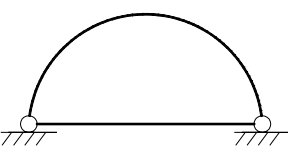
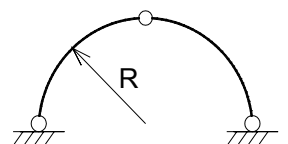
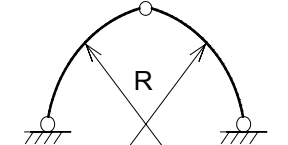
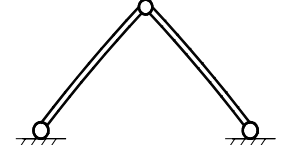
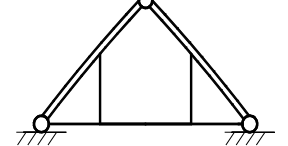
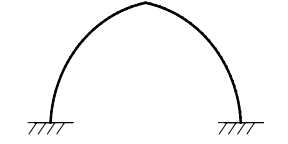
10.1. Арки. Конструирование арок

Деревянные арки применяются в покрытиях производственных промышленных, сельскохозяйственных и общественных зданий, имеющих пролеты 12 ÷ 60 м. В практике за рубежом имеются отдельные примеры применения арок с пролетом 100 м.

Достоинства деревянных арок:

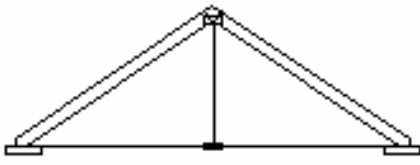
- архитектурная выразительность деревянных арочных покрытий;
- конструкции арок просты, состоят из минимального числа элементов;
- повышенный предел огнестойкости;
- достаточно длительное сопротивление загниванию и разрушению в химически агрессивных средах.

Классификация арок

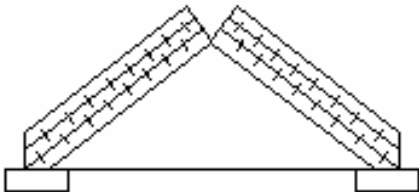
<i>а) по статическим схемам:</i>		
	трехшарнирные	Наиболее распространены. Имеют два опорных и один коньковый или ключевой шарниры. Статически определимы.
	двухшарнирные	Имеют два опорных шарнира. Применяются реже. Усилия в сечениях зависят от осадки опор, деформаций затяжек. Не могут делиться на более транспортабельные элементы.
<i>б) по особенностям опирания:</i>		
	без затяжек	Арки опираются на фундаменты или соседние конструкции, на опоры; рассчитываются на вертикальные и горизонтальные усилия (распор).
	с затяжками (или с нижними поясами)	Такие арки сложнее по конструкции, верхний пояс рассчитывают на вертикальные усилия, горизонтальные усилия воспринимает затяжка.
<i>в) по форме осей</i>		
	сегментные (или кругового очертания)	Арки имеют верхние пояса, оси которых располагаются на общей части окружности.
	стрельчатые	Арки состоят из двух полуарок, оси которых располагаются на двух одинаковых частях окружности, стыкующиеся под углом в коньковом шарнире
	треугольные (или треугольные распорные системы) без затяжки	Арки состоят из двух одинаковых полуарок, смыкающихся в коньковом шарнире.
	безраскосные треугольные фермы (с затяжками)	
	ломаные	Состоят из полуарок с ломаными поясами

Треугольные арки изготавливают:

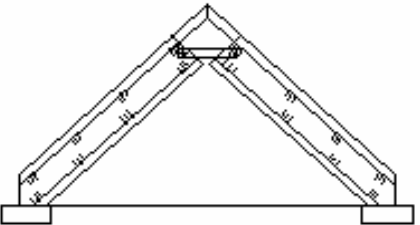
1) из клееных дощатых блоков

	$l = 12 \div 18 \text{ м};$ Обрезные по шаблону блоки (клееный пакет досок 33 ÷ 35 мм) соединяют в коньке (замке) деревянными накладками на болтах. Затяжки делают из армированной стали с подвесками. Для удобства транспортирования в затяжках устраивают монтажный стык с натяжной муфтой.
---	--

2) из балок на пластинчатых качелях

	$l < 12 \text{ м}; H = (1/8 \div 1/5)l;$ В коньковом узле балки соединяются деревянными парными накладками, а в опорах – затяжкой из круглой или профильной стали.
---	---

3) из балок с волнистой фанерной стенкой

	$l = 18 \text{ м}; H = (1/4 \div 1/5)l;$ Высота сечения блока 450 ÷ 500 мм. В коньке фанерные блоки соединяются бобышкой и парными накладками на болтах. Затяжка выполняется из круглой стали с защитным покрытием.
--	---

Способ соединения арок в коньке (накладки на болтах, стальной шарнир, штыри и др.) выбирают в зависимости от стрелы подъема, угла примыкания блоков и распора.

Распор воспринимает затяжки, которые изготовляют из армированной стали, из профильной или круглой стали. Для предупреждения провисания длинных затяжек ставят подвески.

Блоки арок изготавливают на горизонтальных или вертикальных ваймовых (винтовых) прессах со сменными цулагами, обеспечивающими получение элементов заданной кривизны.

Толщина досок во избежание больших начальных напряжений от гнуща должна быть не более $1/300$ радиуса кривизны и не более 40 см.

10.2. Рамы. Конструктивные решения

Рамы состоят из горизонтальных или наклонных элементов – ригелей и вертикальных – стоек.

Благодаря совместной работе этих элементов значительно снижается изгибающий момент в ригеле, что позволяет увеличить пролет конструкции до 18 ÷ 24 м.

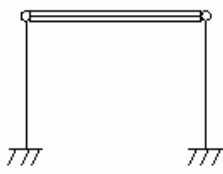
Но если сравнивать с арками, то рамы требуют большего расхода древесины на изготовление, поскольку форма их осей менее соответствует

закономерностям действующих в них распределенных и особенно сосредоточенных нагрузок.

При ломаном очертании арок в карнизном узле (жестком) при нагружении как левой, так и правой половины рамы возникают моменты одного знака. В результате при загрузении рамы по всему пролету угловые моменты сильно увеличиваются, что ограничивает длину пролетов.

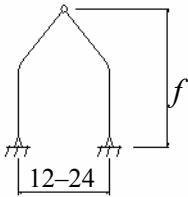
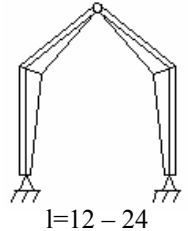
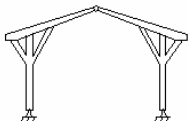
Деревянные рамы можно разделить по ряду признаков:

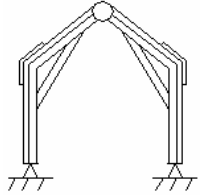
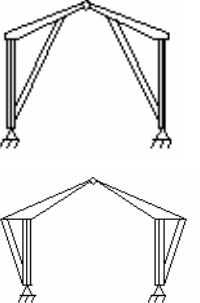
- **по статическим схемам:**
 - статически определимые (трехшарнирные);
 - статически неопределимые (двухшарнирные).

Тип рамы			
Преимущества	Независимость действующих в ее сечениях усилий от осадки фундаментов и относительная простота решений шарнирных опорных узлов	Отсутствие M_d в шарнирном соединении ригеля со стойкой. Это упрощает конструкцию и дает возможность применения в качестве ригеля клеедеревянных балок, арок с затяжками, ферм.	Отсутствие M_d в шарнирных узлах, что позволяет просто решать их конструкцию.
Недостатки	Возникновение больших изгибающих моментов в карнизных сечениях или узлах	Наличие жестких опорных узлов, в которых действует M_d и конструкции которых сложнее шарнирных; зависимость усилий в рамах от осадок опор.	Наличие жестких карнизных узлов, в которых действует M_d , что усложняет решение их конструкций.

- **по применяемым материалам и форме:**



Тип рамы	Описание	Достоинство	Недостатки
<p>Гнутоклееная рама</p> 	<p>Состоит из двух г-образных полурам, изогнутых при изготовлении.</p> <p>Радиус кривизны невелик и обычно составляет $2 \div 4$ м. По условиям гнутья отношение $R/\delta < 150$ толщина применяемых пиломатериалов $\delta = 1,6 \div 2,5$ см после фрезерования.</p> <p>Сечение рамы выполняется прямоугольным, высота сечения – переменная, что достигается уменьшением числа досок в пакете с внутренней стороны. Изменение высоты может происходить постепенно плавно и ступенчато.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • состоит из двух элементов, которые соединяются всего тремя шарнирными узлами. Это сводит к минимуму время и трудоемкость обработки и установки; • переменная высота сечения (max – в зоне выгиба, min – в узлах, где отсутствует M_d) позволяет экономить древесину и рационально использовать ее прочность; 	<ul style="list-style-type: none"> • более трудоемки в изготовлении; • расчетное сопротивление изгибу уменьшается, т.к. учитывается k_r
<p>Ломаноклееная рама</p> 	<p>Клеедеревянная рама с жестким стыком на зубчатый шип.</p> <p>Полурама состоит из 2-х прямых элементов – стойки и полуригеля, имеющих переменные сечения, максимальная высота – в зоне перелома оси. Эти элементы соединяются под необходимым углом наклонным зубчатым шипом.</p> <p>Ломанные полурамы изготавливают из прямых заготовок постоянного сечения, которые склеивают из досок любой доступной толщины и затем распиливают по диагонали для получения сечения переменной высоты.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • простота при изготовлении; • малая трудоемкость при изготовлении и монтаже. 	<ul style="list-style-type: none"> • трудно транспортировать; • увеличиваются размеры карнизного сечения
<p>Четырехподкосная рама</p> 	<p>Сборно-разборная рама, состоящая из прямых клеедеревянных элементов: двух стоек, двух полуригелей переменной высоты и четырех подкосов постоянной высоты.</p> <p>Подкосы соединяют полуригели со стойкой и создают дополнительные опоры для полуригеля, приводящие к уменьшению M_d</p>	<ul style="list-style-type: none"> • проста в изготовлении и транспортировании. 	<ul style="list-style-type: none"> • большое число элементов и узлов, что повышает трудоемкость изготовления и сборки; • подкосы сокращают свободное пространство помещения.

<p>Двухподкосная рама</p> 	<p>Состоит из двух стоек, двух полуригелей переменного сечения и двух подкосов постоянного сечения.</p>		<ul style="list-style-type: none"> • необходимо применение металлических креплений и винтов для восприятия значительных растягивающих усилий в карнизных узлах; • в стойках и ригелях M_d значительно больше, чем в рамах с парными подкосами; • подкосы уменьшают пространство.
<p>Рама с опорными подкосами наружными и внутренними</p> 	<p>Состоит из двух полуригелей переменного сечения, двух подкосов и двух стоек постоянного сечения.</p>		<ul style="list-style-type: none"> • усложненные конструкции узловых креплений стоек, которые работают на растяжение и изгиб от ветровой нагрузки

Двухшарнирные клеедеревянные рамы состоят из трех конструктивных элементов – двух вертикальных стоек и горизонтального ригеля.

Достоинство: относительная простота изготовления и транспортирования прямых стоек и балочных конструкций ригелей.

Недостатки: большая трудоемкость сборки и зависимость усилий в элементах от возможных осадок опор.

Карнизные узлы рам

Дощатоклееные рамы различаются решением карнизного узла (рис. 10.1). Широко распространен вариант, когда отдельные блоки соединяются зубчатым шипом по биссектрисе угла или с помощью прямоугольной вставки. Последнее решение позволяет снизить расход древесины на $8 \div 10$ % по сравнению с соединением одним стыком по биссектрисе. Жесткий карнизный узел со вставкой на болтах допустим при небольших усилиях и пролетах. Сравнительно небольшие усилия могут воспринимать конструкции карнизного узла в металлической обойме и с металлическими накладками на нагелях.

На рис. 10.1 изображены распространенные соединения: а – с зубчатым шипом по биссектрисному углу, б – с пятиугольной вставкой на зубчатом шипе, в – с пятиугольными фанерными накладками, г – с криволинейной вставкой на зубчатом шипе, д – со вставкой-прокладкой на болтах, е – на сварном металлическом замке, ж – с металлическими накладками на глухарях, з – монтажный стык клеефанерных рам с применением болтов и нагелей, и – при соединении ригеля со стойкой болтами или зубчатыми шпонками, расположенными по окружности, к, л – на металлических планках, устанавливаемых в пропилы с присоединением на нагелях и болтах, м – монтажный стык с натяжным замком, н – на металлическом башмаке с вклеенными стержнями. 1 – стойка, 2 – пятиугольная вставка на зубчатом шипе, 3 – ригель, 4 – пятиугольная вставка на зубчатом шипе из бакелизированной фанеры марки ФБС, 5 – гнutoкклееная вставка из тонких досок, фанеры или шпона, 6 – клееный вкладыш, 7 – полосовая сталь, 8 – уголок, 9 – тяж, 10 – гнутый швеллер, 11 – винт, 12 – глухарь, 13 – болт, 14 – зубчатая шпонка, 15 – фасонка, 16 – штырь или нагель, 17 – газовая трубка, 18 – дощатый верхний и нижний пояса, 19 – фанерная стенка марки ФСФ, 20 – ребро жесткости, 21 – тавр, 22 – гвоздь, 23 – стальная полка башмака, 24 – вертикальная стенка, 25 – вклеенные стержни с односторонней нарезкой под гайки.

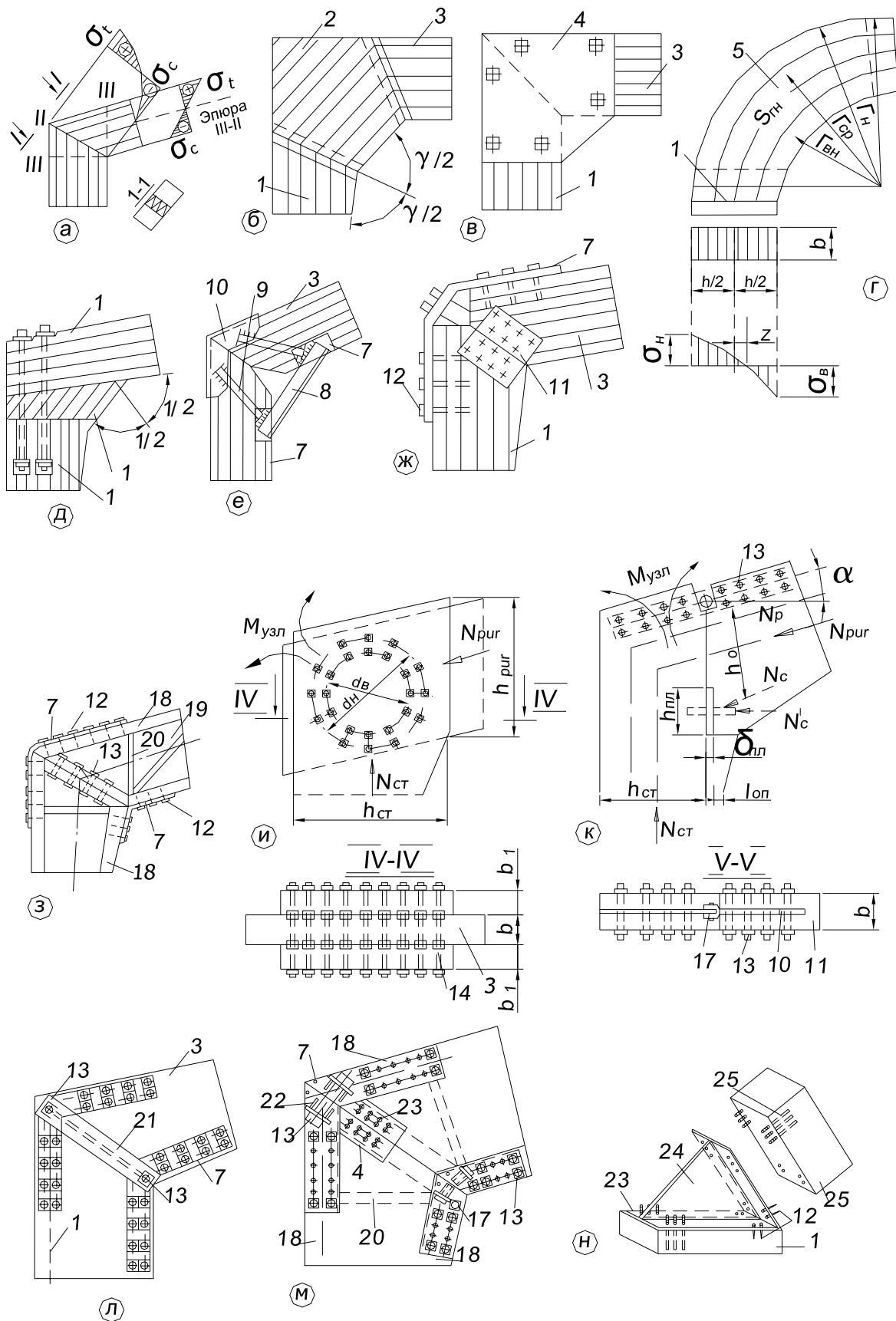


Рис. 10.1. Карнизные узлы рам

Опорные узлы гнутоклееных и ломаноклееных рам

Опорные (шарнирные) узлы выполняются (рис. 10.2) с применением стальных башмаков с опорными листами, двойными фасонками и диафрагмами, передающими усилия в стойках на фундаменты.

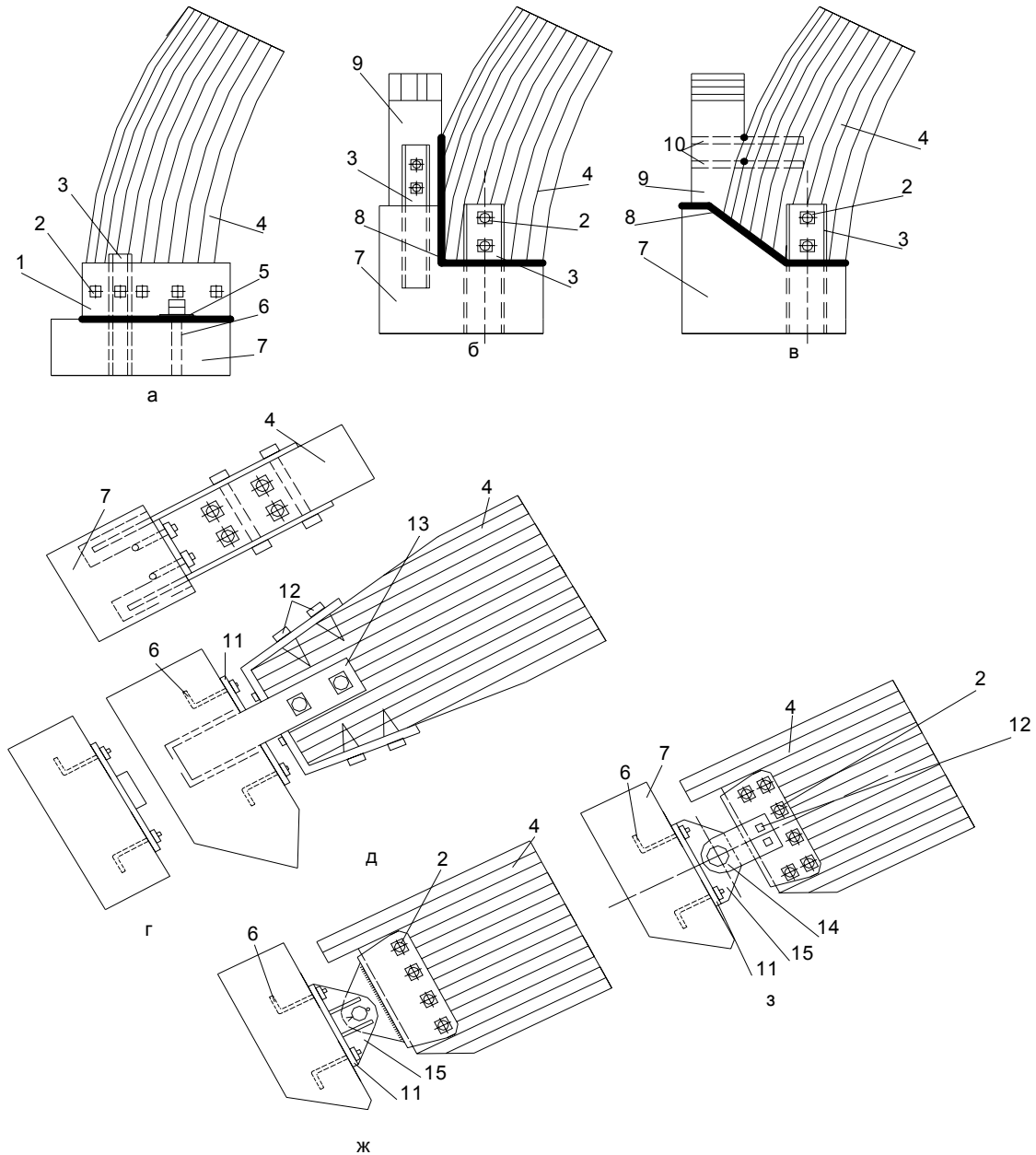


Рис. 10.2. Опорные узлы гнутоклееных и ломаноклееных рам:

а – непосредственным упором на верх плиты фундамента с бандажом; б – то же, с уступом; в – то же, на наклонный уступ; г – нижний балансир; д – опорный узел с плиточным шарниром; е – верхний балансир; е, ж – опорный узел с валиковым шарниром; 1 – металлический бандаж; 2 – болт; 3 – швеллер; 4 – арка; 5 – металлическая опорная плитка, приваренная к бандажу; 6 – анкер из круглой стали; 7 – фундамент; 8 – гидроизоляция; 9 – стойка; 10 – вклеенные штыри; 11 – опорная плита; 12 – глухарь; 13 – анкер; 14 – валиковый шарнир; 15 – траверса; 16 – ребро жесткости; 17 – башмак

Коньковые узлы выполняются с применением стальных креплений, двусторонних клеодеревянных накладок и болтов (рис. 10.3, 10.4).

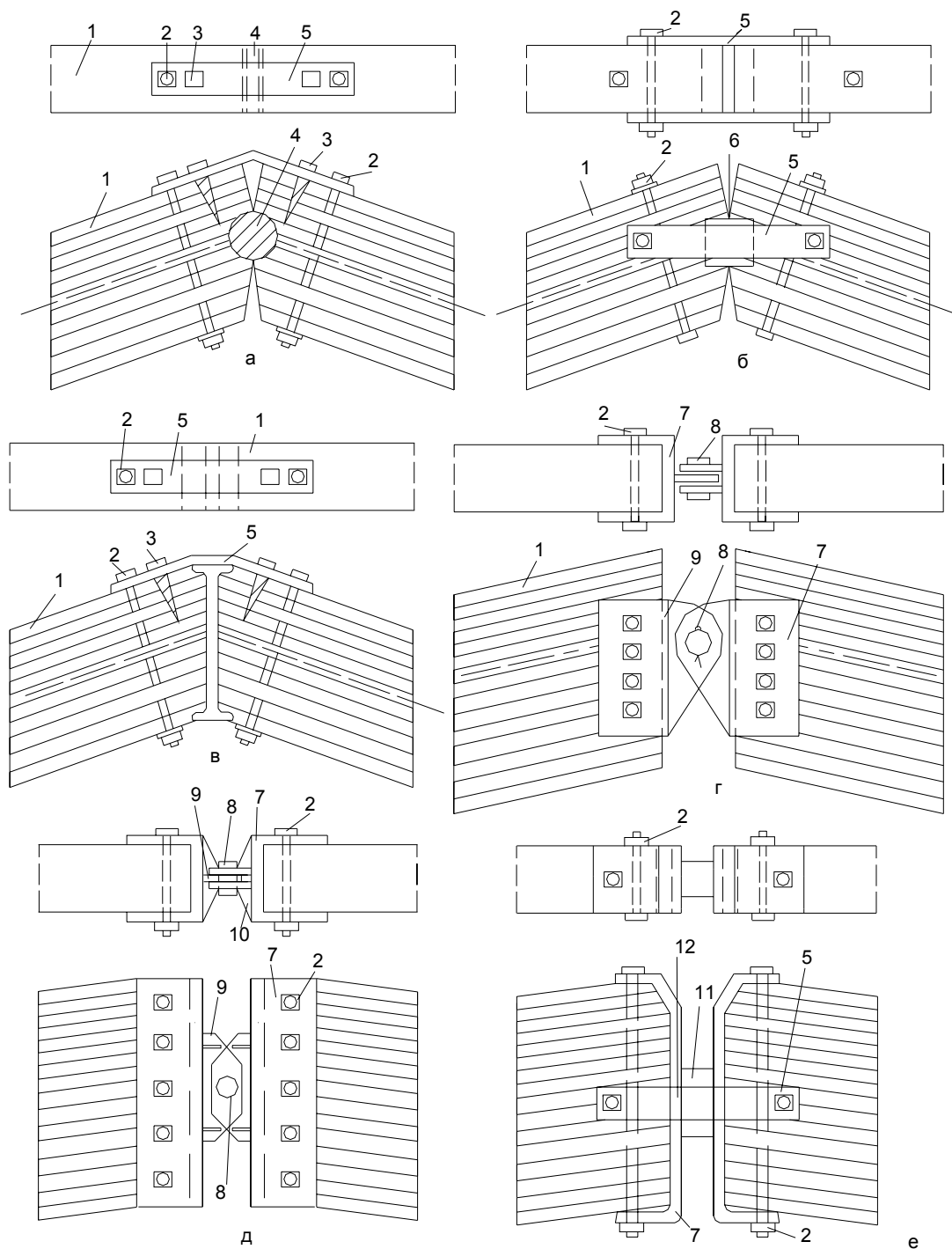


Рис. 10.3. Коньковые узлы рам средних и больших пролетов:
 а – с цилиндрическим вкладышем; б – с призматическим вкладышем; в – с металлическим двутавровым вкладышем; г, д – с валиковым шарниром; е – с плиточным шарниром; 1 – полуарка (полурама), 2 – болт, 3 – глухарь, 4 – цилиндрический вкладыш, 5 – полосовая сталь, 6 – призматический вкладыш из древесины твердых пород, 7 – хомут, 8 – стальной валик, 9 – траверса, 10 – ребро жесткости, 11 – плиточный шарнир, 12 – металлический полый шип

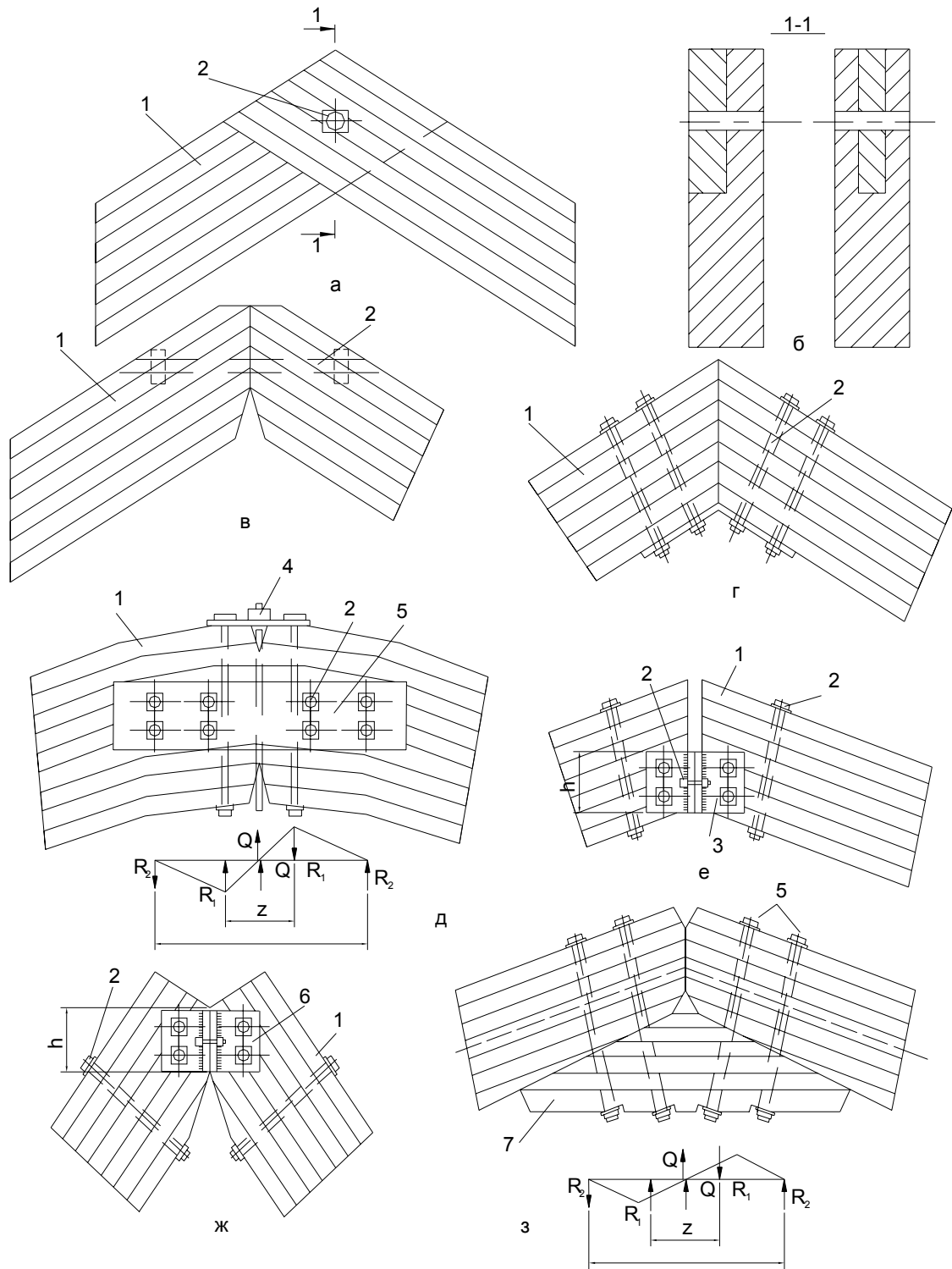


Рис. 10.4. Коньковые узлы арок и рам малых и средних пролетов:
 а – в полдерева; б – шипом; в – с помощью горизонтально расположенного болта;
 г – металлическим листом на болтах; д – впритык с перекрытием деревянными наклад-
 ками; е, ж – то же, металлическими уголками на болтах; з – то же, клееной деревянной
 подкладкой (h – высота площадки смятия); 1 – арка или рама, 2 – болт, 3 – металлическая
 полоса, 4 – подвеска из круглой стали $d = 12$ мм, 5 – деревянная наклад-
 ка, 6 – уголок, 7 – клееная деревянная прокладка

Клеефанерные рамы

По типу сечения различают:

- двутавровые;
- коробчатые.

Рамы могут иметь монолитное (жесткое) и сборное (шарнирное) решение карнизного узла.

При монолитном решении пояса и стойки рам двутаврового сечения соединяют на клею при помощи гнутых вставок, изготовленных из шпона или тонких досок. Концы вставок сращивают с поясами зубчатым шипом.

При сборном решении (рис. 10.5) в поясах рам двутаврового сечения закрепляется стальная арматура (стержни, полосы, профили) с выпусками, которые соединяются механическими средствами.

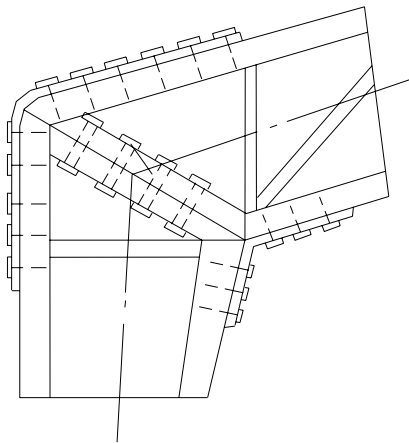


Рис. 10.5. Карнизный сборный узел двутавровой клеефанерной рамы

Для облегчения таких конструкций среднюю часть ригеля делают из балок с волнистой фанерной стенкой, имеющих двутавровое сечение. Остальная часть ригеля и стойки имеет коробчатое сечение. Стальные арматурные стержни, служащие для передачи усилий с ригеля на стойку, вклеены эпоксидным клеем в пазы наружного пояса.

Фанеру, как и у клеефанерной балки, лучше располагать так, чтобы волокна на рубашке были параллельны оси рамы.

В рамках коробчатого сечения карнизный узел, как правило, конструируется монолитным (рис. 10.6).

Рамы пролетом $9 \div 15$ м состоят из брусчатого или клееного реечного каркаса, обклеенного с боковых сторон водостойкой фанерой толщиной $6 \div 12$ мм. При наклейке фанеры в зоне карнизного узла стыки располагают как можно дальше от его середины, а волокна рубашек направляют вдоль ригеля.

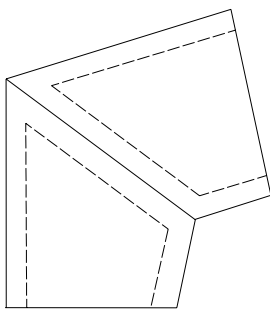


Рис. 10.6. Карнизный узел клеефанерной рамы коробчатого сечения

В коньке рамы соединяют потайным болтом, а при пролетах 15 м и более – парными накладками на болтах. В пятах рамы опираются на стальные сварные башмаки, закрепленные в бетонных фундаментальных подушках.

Цельнодеревянные рамы изготавливают из брусьев, бревен или из толстых досок.

Достоинства:

- могут быть изготовлены на любой строительной площадке, не обязательно в заводских условиях;
- стоимость ниже клеендеревянных.

Недостатки:

- пролеты рам невелики (до 9 м);
- требуются лесоматериалы крупных размеров (которые дефицитны);
- большие затраты ручного труда.

10.3. Расчет арок и рам

Расчет деревянных рам и арок производится в одинаковом порядке по правилам строительной механики с учетом требований СНБ 5.05.01-2000.

Расчет рам	Расчет арок
<p>Нагрузки, действующие на рамы и арки, определяются в соответствии со СНиП 2.01.07 «Нагрузки и воздействия».</p> <p>Постоянные нагрузки включают в себя вес всех элементов покрытия и собственный вес конструкции, который приближенно определяется по формуле</p> $g_{2,k} = \frac{g_{1,k} + q_{s,k}}{\frac{1000}{k_1 \cdot L} - 1},$ <p>где $g_{1,k}$ – постоянная нормативная нагрузка от покрытия, кН/м²; $q_{s,k}$ – полное нормативное значение снеговой нагрузки, кН/м²; L – расчетный пролет, м; k_1 – коэффициент собственного веса конструкции, определяемой по справочникам.</p> <p>Постоянная нагрузка g считается равномерно распределенной по длине пролета арки или рамы, для чего его фактическое значение определяется</p>	
с учетом $\cos \alpha$	с учетом отношения S_a / l
<p>Временные нагрузки включают в себя <i>вес снега</i> и <i>давление ветра</i>. <i>Снеговая нагрузка</i> определяется в зависимости от снегового района:</p>	
<p>на <i>рамы</i> снеговая нагрузка дается равномерно распределенной по длине пролета или полупролета в зависимости от наклона скатов</p>	<ul style="list-style-type: none"> • на <i>треугольные и стрельчатые арки</i> дается в нормах условно равномерно распределенной по длине пролета арки; • на <i>сегментные арки</i> может быть неравномерно распределенной по всему пролету или его половинам. <p>Кроме того, нагрузка q_s может быть треугольной с максимальными значениями над опорными узлами и нулевым значением в коньке</p>

<p><i>Ветровая нагрузка</i> определяется в соответствии с ветровым районом и зависит от профиля, размеров здания и направления ветра.</p>	
<p>На подветренную сторону рамы действует ветровое давление $\omega +$, на заветренную сторону действует ветровой отсос $\omega -$.</p> <p>На ригель рамы ветровая нагрузка определяется в зависимости от угла наклона ската и отношения h/l.</p> <p>В трехшарнирных рамах со стойками высотой до 4-х метров расчет на ветровую нагрузку не требуется.</p>	<p>На пологие треугольные и сегментные арки она действует в виде ветрового отсоса $\omega -$ и, как правило, не учитывается в расчете.</p> <p>На относительно высокие сегментные и стрельчатые арки ветровая нагрузка действует в виде давления $\omega +$ на подветренную сторону и отсоса $\omega -$ на заветренную сторону, обычно близких по значению. При расчете этих арок ветровая нагрузка обязательно учитывается.</p>
<p>При расчете рам и арок нагрузки принимаются линейно распределенными, для чего они определяются с учетом шага расстановки арок или рам.</p>	
<p><i>Схемы нагружения (сочетание нагрузок):</i></p>	
<p>а) постоянная и временная снеговая на всем пролете; б) постоянная (на всем пролете) и временная снеговая на половине пролета; в), г) по схемам а) и б) и с учетом ветровой нагрузки.</p>	
<p>Расчет:</p> <p>1. На прочность рам и арок в плоскости выполняется по правилам расчета сжато-изгибаемых элементов</p> $\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{k_{m.c.y} f_{m.y.d}} \leq 1,$ <p>На криволинейных участках при отношении $h/r \geq 1/7$ напряжения от изгиба следует определять с учетом нелинейного распределения по высоте сечения. Допускается расчет по линейной теории с умножением напряжений $\sigma_{m.y.d}$ на следующие коэффициенты: на внутренней кромке $k_r = \frac{1 - 0,17 h / r}{1 - 0,5 h / r}$, на наружной кромке $k_{r1} = \frac{1 + 0,17 h / r}{1 + 0,5 h / r}$, при этом расстояние от центральной до нейтральной оси следует определять по формуле $z = \frac{h^2}{12r}$.</p>	
<p><i>Расчетная длина при расчете на прочность</i></p>	
<p>равна длине полурам</p>	<ul style="list-style-type: none"> • для двухшарнирных арок и сводов при симметричной нагрузке $-0,35S_a$; S_a – полная дуга арки • для двухшарнирных арок и сводов при кососимметричной нагрузке $-\frac{\pi \cdot S_a}{2\sqrt{\pi^2 - \alpha^2}}$ • для трехшарнирных арок и сводов с углом перелома в ключе не более 10^0 при симметричной и кососимметричной нагрузках $-0,58S_a$ • для трехшарнирных арок и сводов с углом перелома в ключе более 10^0 при симметричной и кососимметричной нагрузках $-0,5S_a$

2. На устойчивость плоской формы деформирования верхнего пояса исключает опасность выхода пояса из вертикальной плоскости до момента потери им несущей способности. Верхние пояса закрепляются от выхода из вертикальной плоскости скатными связями. Эти связи, как правило, располагаются близ верхних кромок конструкции.

Устойчивость плоской формы деформирования трехшарнирных рам и арок, закрепленных по внешнему контуру, допускается проверять по формуле

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_c f_{c.0.d}} + \left[\frac{\sigma_{m.y.d}}{k_{inst} k_{m.c} f_{m.d}} \right]^n \leq 1,$$

расчетная длина при этом:

для гнутоклееных рам и рам из прямолинейных элементов с углом между осями стойки и ригеля меньше 130° равна длинам внешних подкрепленных кромок ригеля и стойки.

для двухшарнирных и трехшарнирных арок и сводов равна $0,58S_a$

Лекция 11

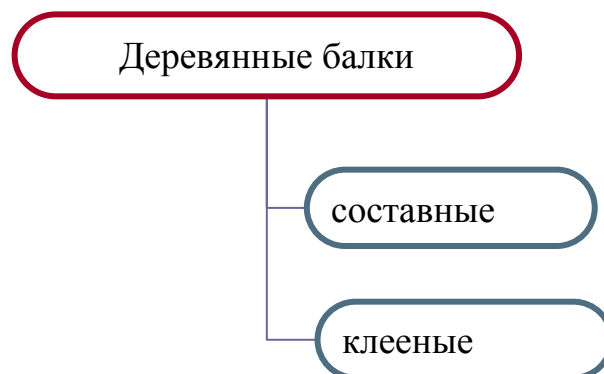
ДЕРЕВЯННЫЕ БАЛКИ И СТОЙКИ

11.1. Цельнодеревянные, клеедеревянные, клеефанерные и составные балки. Конструирование и расчет.

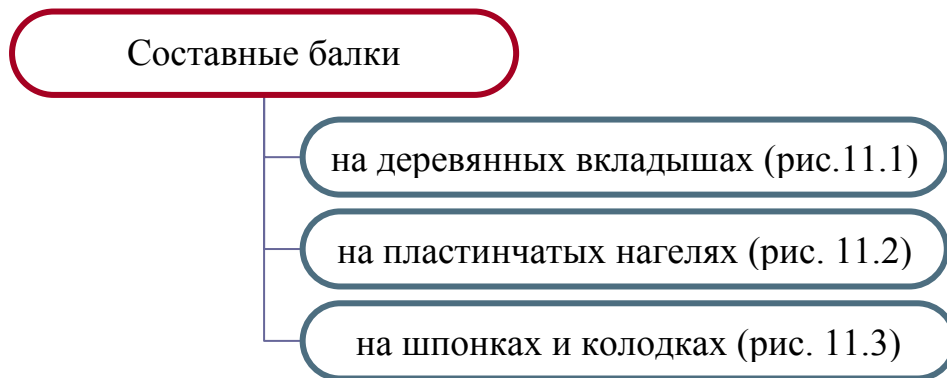
11.2. Цельнодеревянные, клеедеревянные и составные стойки. Конструирование и расчет.

11.1. Цельнодеревянные, клеедеревянные, клеефанерные и составные балки. Конструирование и расчет

Классификация балок



Классификация составных балок:



Составные балки на деревянных вкладышах (рис. 11.1)

Балки состоят из двух-трех брусьев или бревен без продольных стыков, скрепленных по высоте деревянными вкладышами. Ввиду того, что продольные стыки не допустимы, пролет балок при применении стандартных брусьев не может быть более 6,5 м, а при использовании окантованных бревен – 2 м.

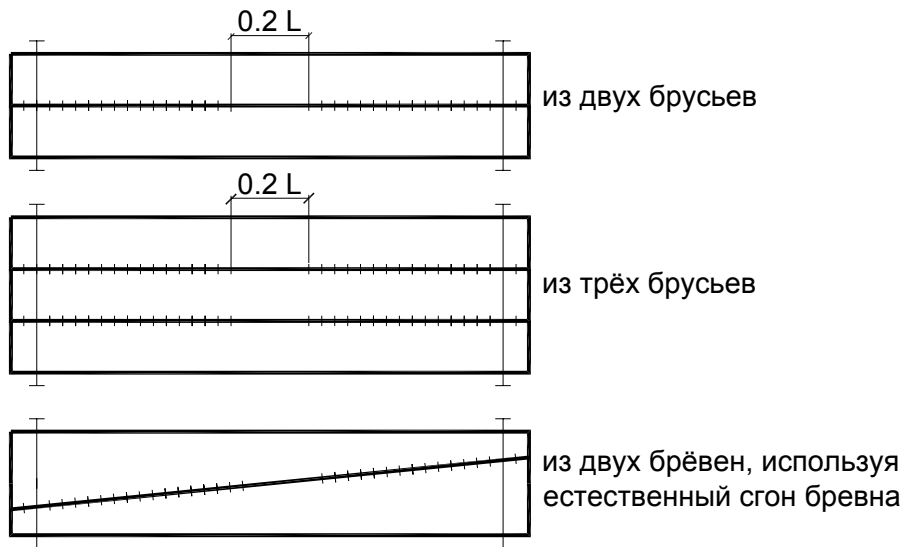


Рис. 11.1. Составные балки на деревянных вкладышах

Составные балки на пластинчатых нагелях (рис. 11.2)

Нагели изготавливают из твердой древесины (дуб или антисептированная береза). Толщина нагелей 1,2 и 1,6 см, длина (вдоль волокон) – 5,4 и 7,2 см.

Нагели вставляют в глухие или сквозные пазы, выбранные цепным долбежником в предварительно выгнутых брусьях для придания балкам стрелы подъема. Глубина пазов для нагелей не более $1/5 h$.

Нижние брусья находятся в зоне растягивающих напряжений, поэтому для них подбирают лесоматериалы 1 сорта, для верхних – 2 сорта, для средних брусьев пригодна древесина 3 сорта.

Составные балки на шпонках и колодках (рис. 11.3)

Балки состоят из брусьев и бревен, соединяемых по высоте короткими деревянными вкладышами из такой же древесины, что и элементы балки.

Колодки являются более толстыми, чем шпонки. Волокна древесины шпонок и колодок имеют такое же направление, что и элементов балки.

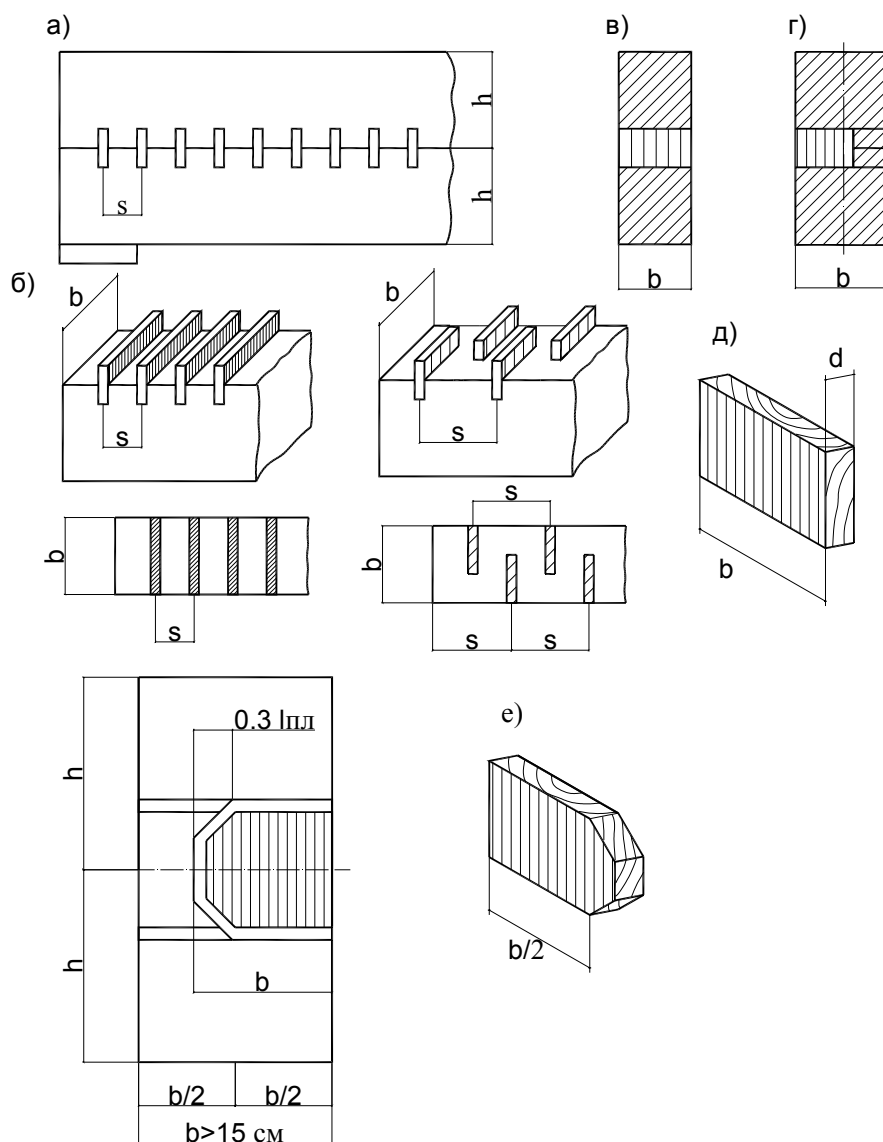


Рис. 11.2. Составные балки на пластинчатых нагелях:

а – часть составной балки на сквозных пластинчатых нагелях; б – нижний брус со вставленными сквозными пластинчатыми нагелями; в – сквозной пластинчатый нагель при $b \leq 15$ см в разрезе; г – глухой пластинчатый нагель при $b \geq 15$ см; д – сквозной пластинчатый нагель; е – глухой пластинчатый нагель; $s = 9d$; $d = 12$ или 16 мм; $l_{nn} = 5,4$ или $7,2$ см

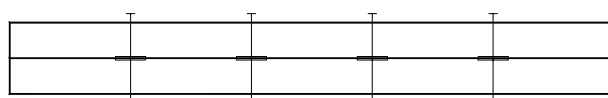


Рис. 11.3. Составные балки на шпонках и колодках

Классификация клееных балок:



Варианты компоновки поперечного сечения доштоклееных балок представлены на рис. 11.4, а виды клеефанерных балок представлены на рис. 11.5 и 11.6.

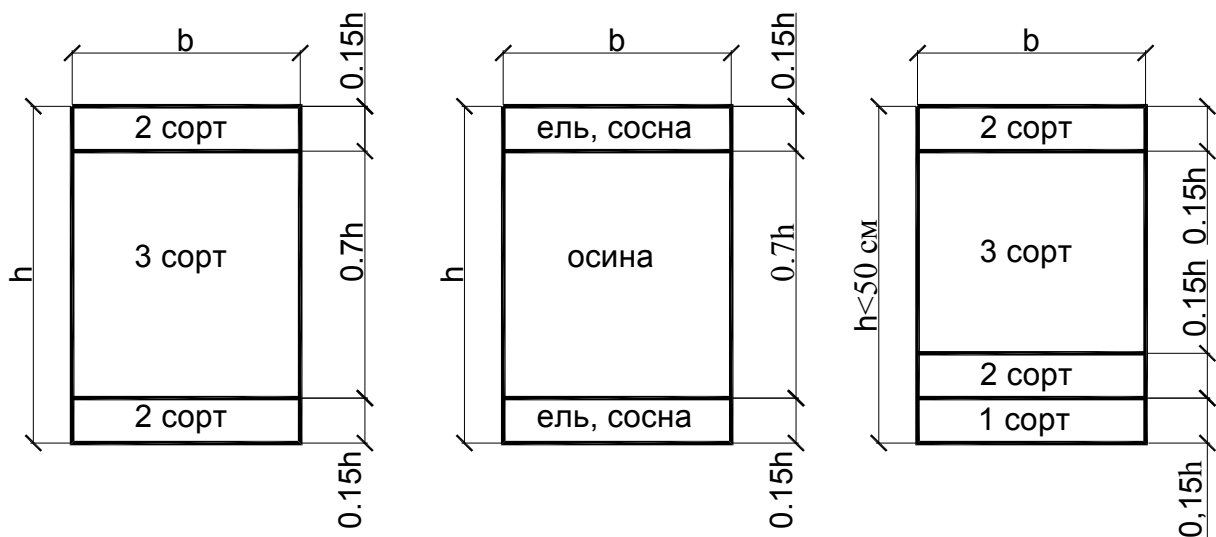


Рис. 11.4. Варианты компоновки поперечного сечения доштоклееных балок

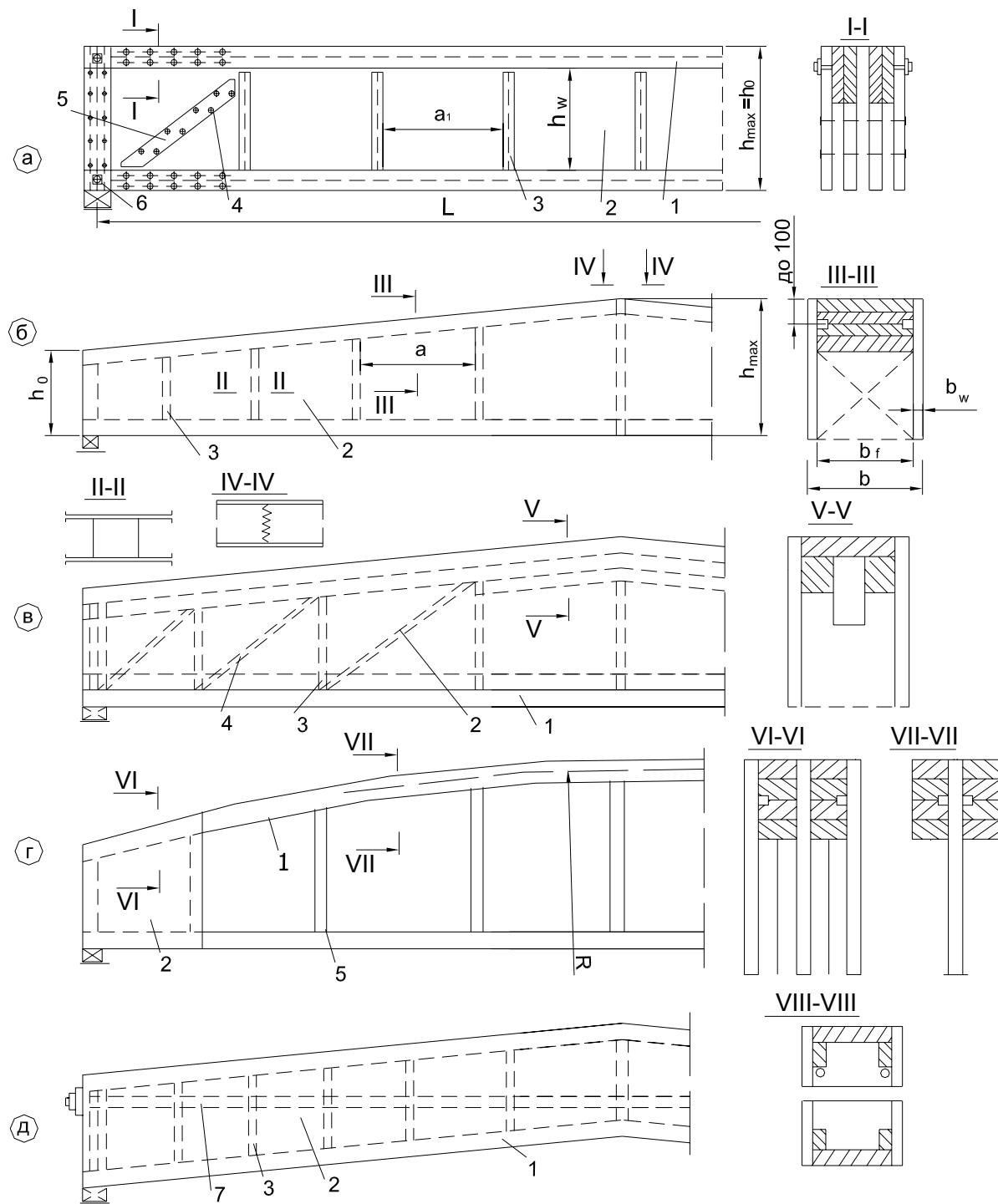


Рис. 11.5. Виды клефанерных балок:

а – двутаврового постоянного по длине сечения; б – коробчатого переменного по длине сечения; в – с учащенной постановкой диагональных ребер жесткости; г – с криволинейным верхним поясом двутаврового сечения; д – двускатная коробчатого сечения с ломаным нижним поясом с затяжкой; 1 – дощатый пояс; 2 – фанерная стенка; 3 – вертикальное ребро жесткости; 4 – диагональное ребро жесткости; 5 – гвоздь; 6 – болт; 7 – затяжка; 8 – металлическая затяжка

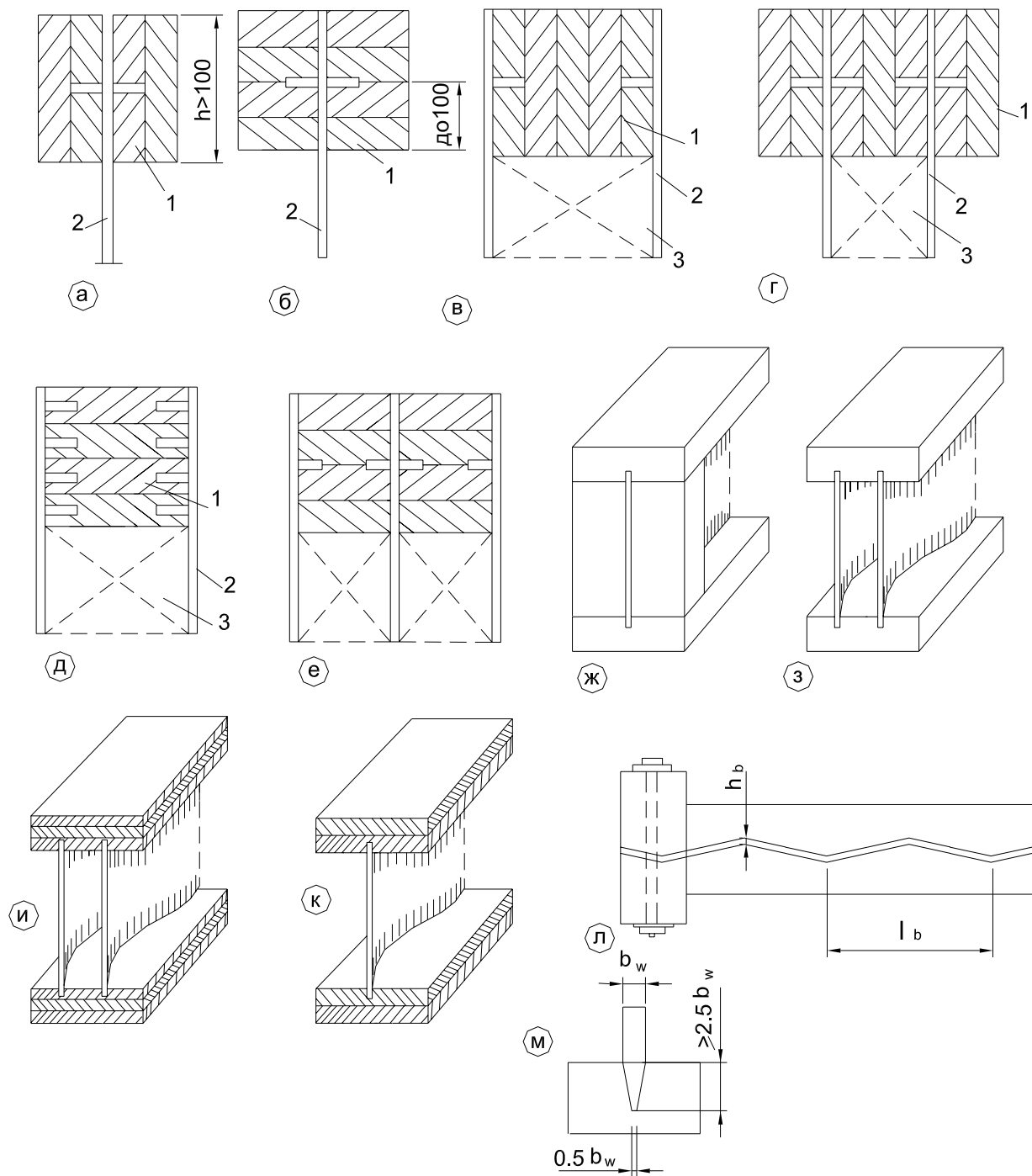


Рис. 11.6. Клефанерные балки с плоской и волнистой стенкой:

а – двутаврового сечения с плоской фанерной стенкой с вертикальным расположением досок в поясах; б – то же, с горизонтальным расположением досок в поясах; в, г – коробчатого с вертикальным расположением досок в поясах; д, е – то же, двух- и трехстенчатого с горизонтальным расположением досок в поясах; ж, к – одностенчатого сечения с волнистой фанерной стенкой; з, и – двустенчатого сечения с дощатыми и фанерными поясами; л – горизонтальное сечение одностенчатой балки; м – деталь сопряжения стенки с поясом; 1 – пояс; 2 – фанерная стенка; 3 – ребро жесткости

Узлы опирания балок на нижележащие конструкции показаны на рис. 11.7.

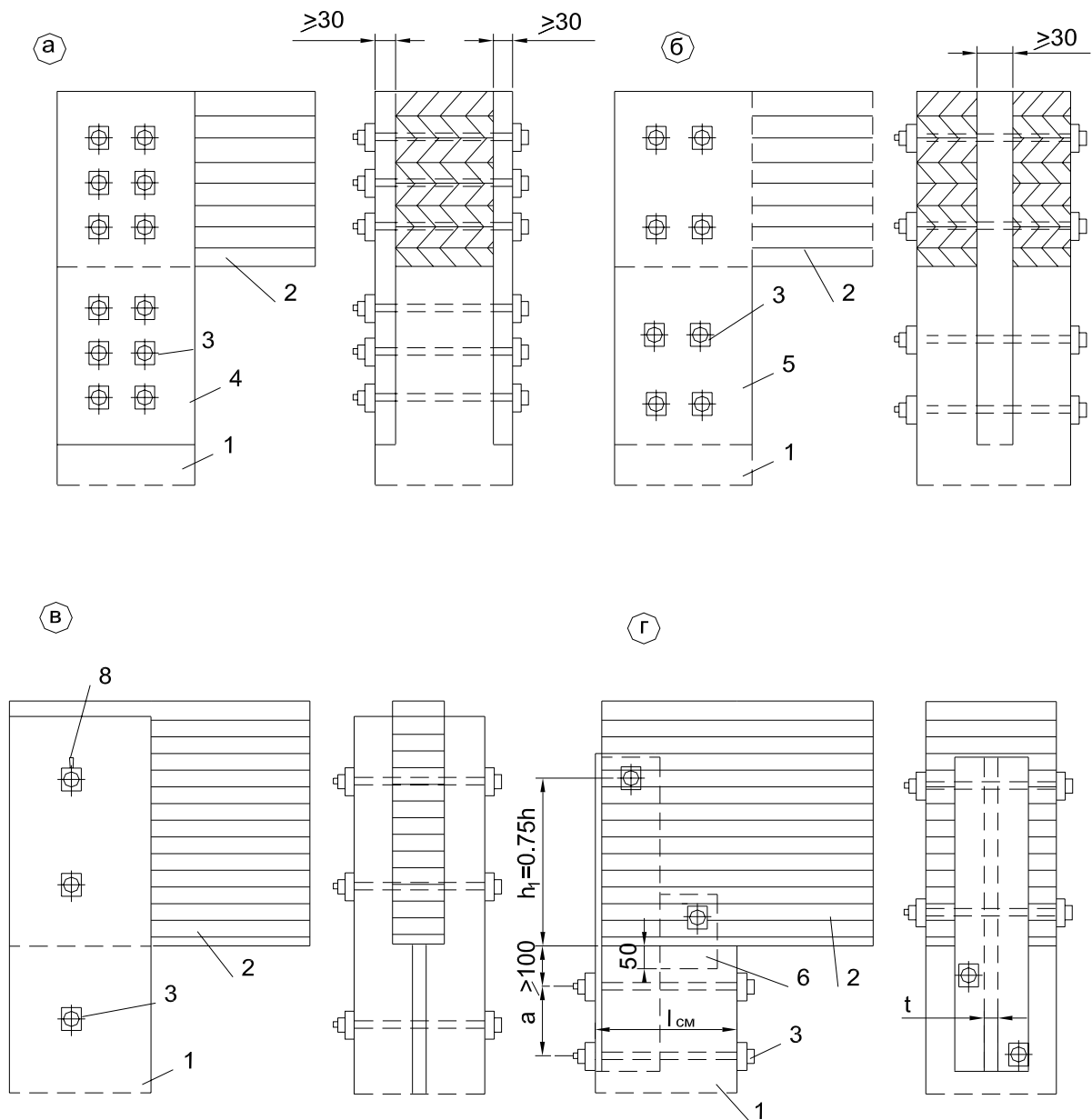


Рис. 11.7. Опирание балок каркасных зданий:

а – с перекрытием концов балок накладками на болтах; б – с помощью вкладыша; в – на двухветвевую стойку; г – на деревянную стойку; 1 – стойка; 2 – балка; 3 – болт; 4 – деревянная накладка 30 мм; 5 – вкладыш; 6 – планка; 7 – тавровый профиль; 8 – удлиненное отверстие для болта

Расчет балок:

В большинстве случаев рассчитываются как однопролетная шарнирно опертая балка на изгиб, на равномерно распределенную нагрузку (от собственного веса, покрытия, снега):

1. Расчет на нормальные напряжения при изгибе производят по формуле $\sigma_{m.i.d.} = \frac{M_{i.d.}}{W_{i.d.}}$. При расчете балок с переменной высотой сечения

следует учитывать влияние ската на изгибающие напряжения: при $\alpha < 10^0$ изгибающие напряжения в крайних волокнах, параллельных поверхности, определяются по формуле $\sigma_{m.d.} = (1 + 4 \tan^2 \alpha) \frac{6M_d}{b \cdot h^2}$, а на скатной поверх-

ности – по формуле $\sigma_{m.o.d.} = (1 - 4 \tan^2 \alpha) \frac{6M_d}{b \cdot h^2}$. В крайних волокнах кромок ската напряжения должны удовлетворять условию

$$\sigma_{m.o.d.} \leq f_{m.o.d.},$$

где $f_{m.o.d.} = \frac{f_{m.d.}}{\frac{f_{m.d.}}{f_{t.90.d.}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$ – для случая растягивающих напряже-

ний параллельно скатной поверхности; $f_{m.o.d.} = \frac{f_{m.d.}}{\frac{f_{m.d.}}{f_{c.90.d.}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$ – для

случая сжимающих напряжений параллельно скатной поверхности.

2. Проверка на устойчивость плоской формы деформирования производится по формуле $\sigma_{m.d.} \leq k_{inst} f_{m.d.}$, где k_{inst} – коэффициент устойчивости изгибаемого элемента. Для изгибаемых балок постоянного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба, k_{inst} опре-

деляется по формуле $k_{inst} = 140 \frac{b^2}{l_m h} k_f$. Если высота сечения меняется, k_{inst}

следует умножать на дополнительный коэффициент $k_{g.m.}$, принимаемый по табл. 7.5. СНБ 5.05.01-2000.

3. Расчет балок на скалывание производится в сечениях над опорами на действие поперечных сил V_d по формуле

$$\tau_{v.o.d.} \leq f_{v.o.d.}, \quad \tau_{v.o.d.} = \frac{V_d S_{sup}}{I_{sup} b_d},$$

где S_{sup} – статистический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси; I_{sup} – момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси.

Расчет клеефанерных балок:

Расчет клеефанерных балок производят с учетом совместной работы поясов и фанерных стенок без учета податливости соединений.

Проверка нормальных напряжений в полках балки производится в сечениях, где они достигают максимальной величины.

1. Верхняя полка проверяется на сжатие от изгиба с учетом ее устойчивости из плоскости балки по формуле

$$\sigma_{f.c.d} \leq k_c f_{c.0.d}, \quad \sigma_{f.c.d} = \frac{M_d}{W_d},$$

где k_c – коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от гибкости элемента:

$$k_c = 1 - \frac{\lambda^2}{2\lambda_{rel}^2} \text{ при } \lambda \leq \lambda_{rel};$$

$$k_c = \frac{\lambda_{rel}^2}{2\lambda^2} \text{ при } \lambda > \lambda_{rel};$$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{2\pi^2 E_{0,nom}}{f_{c.0.d}}}.$$

Гибкость элементов определяется по формуле $\lambda = \frac{l_d}{i}$, а расчетную длину элемента принимают равной шагу ребер жесткости.

2. Нижнюю полку балки проверяют на растяжение от изгиба по формуле

$$\sigma_{f.t.d} \leq f_{t.0.d}, \quad \sigma_{f.t.d} = \frac{M_d}{W_d}.$$

3. Прочность фанерных стенок проверяется при срезе и скалывании над опорами, где действуют максимальные поперечные силы, с помощью формулы для расчета деревянных элементов, работающих на скалывание.

Скалывающие напряжения $\tau_{w.d}$ в стенке балки на уровне ее нейтральной оси определяются по формуле $\tau_{w.d} = (V_d S_{sd}) / (I_d b_d)$, где S_{sd} – статический момент сдвигаемой части приведенного сечения относительно нейтральной оси; b_d – расчетная ширина сечения; $b_d = \sum b_w$, где $\sum b_w$ – суммарная толщина стенок.

4. Прочность фанеры по клеевым швам, соединяющим стенки с поясами, проверяют по общей формуле скалывающих напряжений, при

этом ширина площади скалывания (расчетная ширина сечения) $b_d = n \cdot h_f$, где h_f – высота поясов; n – число вертикальных швов.

Скалывающие напряжения $\tau_{w.f.d}$ в швах между поясами и стенкой балки должны удовлетворять условиям

$$\tau_{w.d} \leq f_{pv.90.d}, \tau_{w.f.d} \leq f_{pv.0.d}.$$

5. Стенка должна проверяться на прочность при действии нормальных и касательных напряжений по формуле

$$\frac{\sigma_w}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_w}{2}\right)^2 + \tau_w^2} \leq f_{pt.\alpha},$$

где $f_{pt.\alpha}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению под углом α ; σ_w – нормальное напряжение в стенке от изгиба на уровне внутренней кромки поясов; τ_w – касательное напряжение в стенке на уровне внутренней кромки поясов; α – угол, определяемый из зависимости $tg 2\alpha = \frac{2\tau_w}{\sigma_w}$.

6. Устойчивость стенки с продольным по отношению к оси балки расположением волокон наружных слоев следует проверять **на действие касательных и нормальных напряжений** при условии $\frac{h_w}{b_w} > 50$ (h_w – высота стенки между внутренними гранями полок; b_w – толщина стенок) по формуле

$$\frac{\sigma_w}{k_i \left(\frac{100b_w}{h_w}\right)^2} + \frac{\tau_w}{k_\tau \left(\frac{100b_w}{h_w}\right)^2} \leq 1,$$

где h_w – расчетная высота сечения стенки, которую следует принимать равной h_w при расстоянии между ребрами $a \geq h_w$ и a – при $a < h_w$.

При поперечном по отношению к оси балки расположении наружных волокон фанерной стенки проверку устойчивости следует производить по этой же формуле на действие только касательных напряжений в тех случаях, когда $\frac{h_w}{b_w} > 80$.

По II группе предельных состояний расчет заключается в определении его наибольшего прогиба U_{\max} от нормативных нагрузок и проверке условия, чтобы он не превосходил предельные прогибы элементов зданий и сооружений, указанных в нормативных документах.

Деформации деревянных конструкций или их определенных элементов следует определять с учетом сдвига и податливости соединений, т.е. поперечных сил.

Наибольший прогиб изгибаемых элементов постоянного и переменного сечения определяют по формуле

$$U_{\max} = \frac{U_0}{k_{h1} \left[1 + k_v \left(\frac{h_{\max}}{l} \right)^2 \right]},$$

где U_0 – прогиб балки постоянного сечения, высотой h без учета деформаций сдвига; $U_0 = k \frac{F_k \cdot l^3}{E \cdot I_{\text{sup}}}$,

11.2. Цельнодеревянные, клеедеревянные и составные стойки. Конструирование и расчет



Цельнодеревянные стойки представляют собой деревянные элементы (брусья, толстые доски, круглые или окантованные бревна). Размеры стоек и их несущая способность ограничена сортаментом лесоматериала. Длина должна быть не более 6,5 м, а размеры сечения – до 20 см. Это малотрудоемкие элементы конструкций, имеющие небольшую сложность. Широко распространены в строительстве. Применяются для различного рода опор.

Составные стойки состоят из цельных брусьев или толстых досок, соединенных по длине болтами или гвоздями. Стержни составных стоек

соединяются плашмя вплотную или имеют зазоры, выполненные с помощью прокладок из досок или брусков (рис. 11.8.).

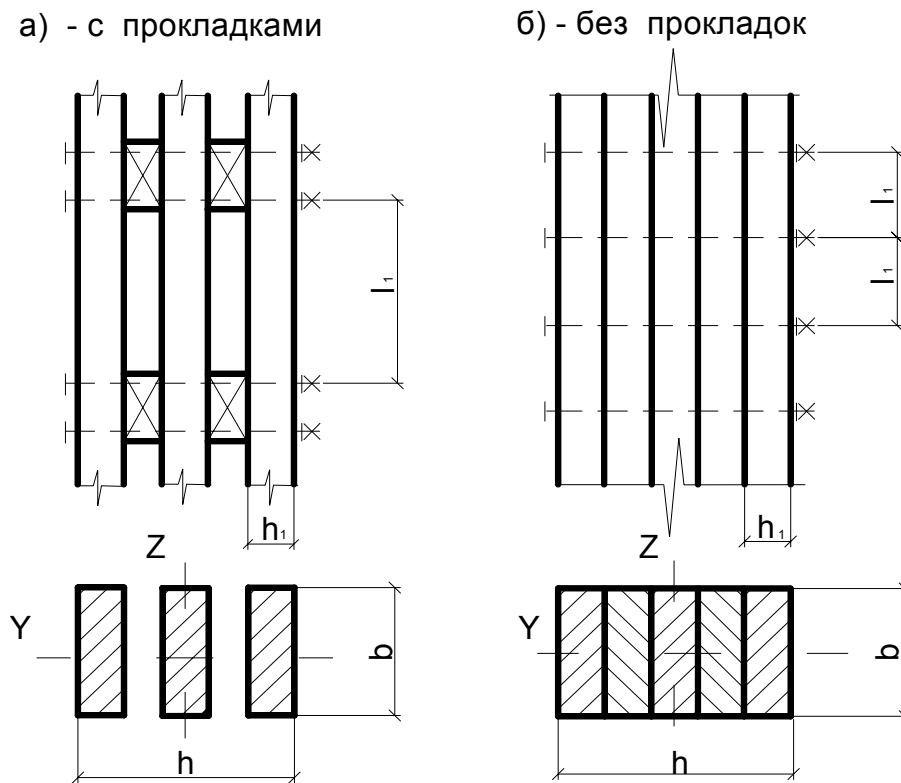
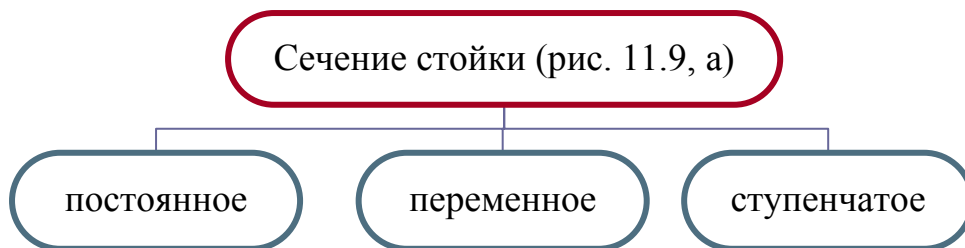


Рис. 11.8. Составные стойки

Клеедеревянные стойки могут иметь квадратное или прямоугольное сечение.



Решетчатые стойки применяют в качестве опор несущих конструкций покрытий и стен деревянных производственных зданий в районах, где нет возможности изготовить клеедеревянные стойки. Их высота может достигать 10 м и более. Они состоят обычно из брусьев, соединяемых в узлах болтами (рис. 11.9, 11.10). Такие стойки могут иметь прямоугольную форму с двумя вертикальными поясами или треугольную с одним вертикальным и другим наклонным поясами.

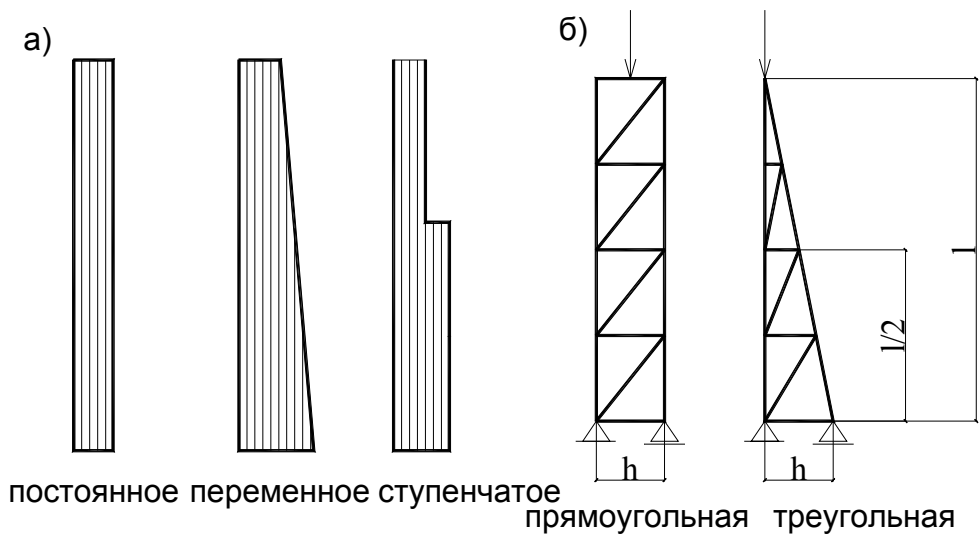


Рис. 11.9. Виды стоек:
а – кледеревянные стойки (виды сечений по высоте стойки); б – решетчатые стойки

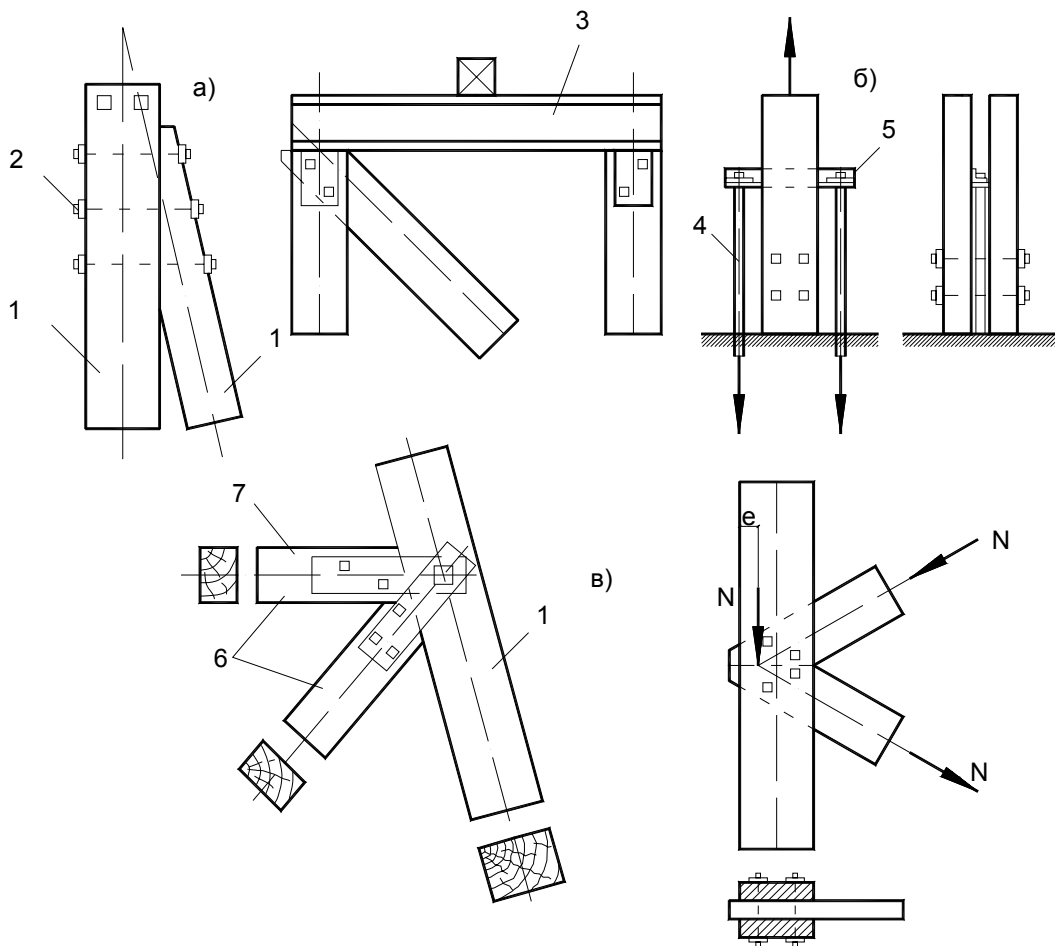


Рис. 11.10. Узлы решетчатых стоек:
а – верхние; б – опорные; в – промежуточные; 1 – пояса; 2 – болты; 3 – стальная балка;
4 – анкеры; 5 – стальной уголок; 6 – стержни решетки; 7 – стальные накладки

Опираие стоек может быть жестким или шарнирным (рис. 11.11).

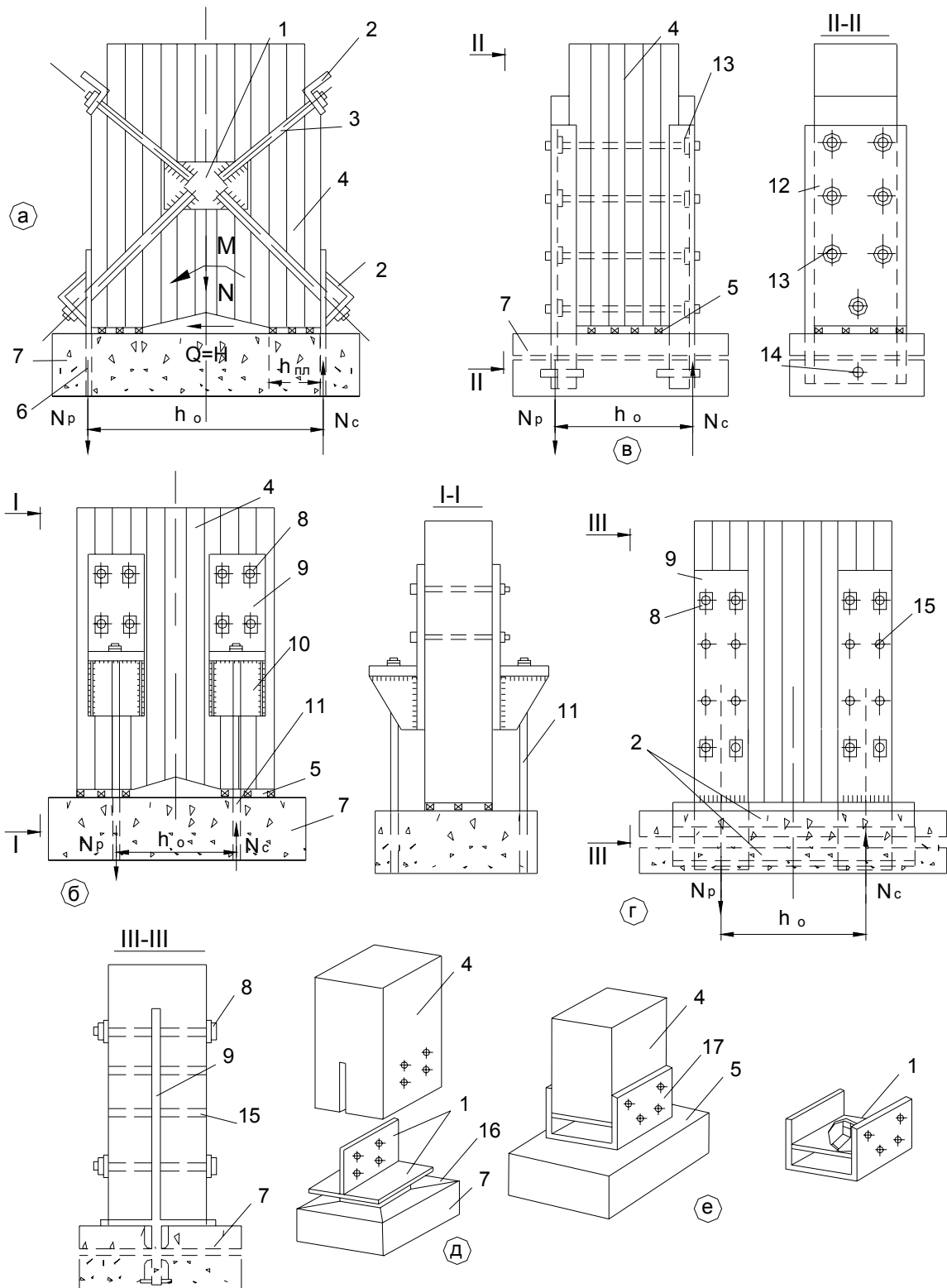


Рис. 11.11. Опорные узлы жестко защемленных (а – г) и шарнирно опирающихся сжатых стоек (д, е): 1 – фанонка; 2 – уголок; 3 – тяж; 4 – стояк; 5 – изоляция; 6 – анкер из полосовой стали; 7 – фундамент; 8 – болт; 9 – планка; 10 – сварной столик; 11 – анкер из круглой стали; 12 – швеллер; 13 – зубчатая шпонка; 14 – штырь; 15 – нагель; 16 – квадратная труба; 17 – гнутая фанонка

Расчет колонн:

В зависимости от схемы нагружения колонна рассчитывается на центральное сжатие и сжатие с изгибом и проверяется на устойчивость плоской формы деформации.

Сечение колонны подбирается методом последовательного приближения на воздействие наиболее невыгодного сочетания нагрузок, задаваясь в рекомендуемых пределах значениями высоты и ширины сечения.

Центрально сжатые стойки рассчитываются:

1) **на прочность** по формуле $\sigma_{c.0.d} \leq f_{c.0.d}$, $\sigma_{c.0.d} = \frac{N_d}{A_{inf}}$, где A_{inf} – площадь поперечного сечения нетто.

2) **на устойчивость** для стоек с гибкостью $\lambda \geq 35$ $\sigma_{c.0.d} \leq k_c \cdot f_{c.0.d}$, $\sigma_{c.0.d} = \frac{N_d}{A_d}$, где k_c – коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от гибкости элемента. Гибкость элементов определяется по формуле $\lambda = \frac{l_d}{i}$, а расчетную длину элемента следует определять умножением его свободной длины l на коэффициент μ_0 , учитывающий закрепление элемента и нагрузку, действующую на элемент.

Внецентренно сжатые стойки рассчитываются:

1) **на сжатие с изгибом** по формуле $\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.d}}{k_{m.c} f_{m.d}} \leq 1$, где $k_{m.c}$ – коэффициент, учитывающий увеличение напряжений при изгибе по направлению соответствующей оси от действия продольной силы, определяемый по п. 7.1.9.2. СНБ 5.05.01-2000.

2) **на устойчивость** по формуле $\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_c f_{c.0.d}} + \left[\frac{\sigma_{m.d}}{k_{inst} k_{m.c} f_{m.d}} \right]^n \leq 1$, где $\sigma_{c.0.d}$ – расчетное сжимающее напряжение, определяемое по формуле $\sigma_{c.0.d} = \frac{N_d}{A_{sup.max}}$, где $A_{sup.max}$ – площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента; $\sigma_{m.d}$ – расчетное напряжение от изгиба, определяемое по формуле $\sigma_{m.d} = \frac{M_{max}}{W_{sup.max}}$, где $W_{sup.max}$ – максимальный момент сопротивления брутто на рассматриваемом участке l_m .

При расчете составных колонн и стоек следует учитывать деформации, вызванные податливостью соединений сдвигом и изгибом накладок, вставок, ветвей и полок. Гибкость составных элементов допускается определять по формуле $\lambda = \sqrt{(k_\lambda \lambda_z)^2 + \lambda_1^2}$, где λ_z – гибкость всего элемента, определенная без учета податливости при расчетной длине l_d ; λ_1 – гибкость отдельной ветви относительно собственной оси, вычисленная при расчетной длине l_1 ; k_λ – коэффициент приведения гибкости, определяемый по формуле $k_\lambda = \sqrt{1 + k_k \frac{10000b \cdot h \cdot n}{l_d^2 \cdot n^2}}$, Рассчитанное значение гибкости не должно превышать $\lambda = \frac{l_d}{\sqrt{\frac{\sum l_{i,\text{sup}}}{A_{\text{sup}}}}}$.

Лекция 12

ФЕРМЫ И ИХ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

12.1. Классификация и конструирование ферм.

12.2. Расчет ферм.

12.1. Классификация и конструирование ферм

Деревянные фермы – основные несущие конструкции зданий различного назначения.

Деревянные фермы – это сквозные решетчатые конструкции, состоящие из поясов и связывающих их решеток. Пояса состоят из одной или нескольких ветвей и могут быть цельного или составного сечения. Решетка состоит из отдельных стержней, раскосов и стоек. Применение решетки вместо сплошной стенки уменьшает расход материала. Однако из этого же вытекает и главный недостаток ферм: они содержат большое количество стержней и узлов, а также много узловых соединений элементов решетки между собой и с поясами, требующих специальных средств соединений, что существенно повышает трудоемкость изготовления.

Верхний пояс ферм принимается прямоугольным брусчатым или клееным из горизонтальных слоев. Нижний пояс ферм выполняется из профильной или круглой стали (в треугольной ферме на врубках – брусчатым). Решетка выполняется из цельных или дощатоклееных элементов и стали и должна иметь минимальное число элементов.

Фермы различают:

- **по форме** (рис. 12.1; 12.2):

1. *Треугольные*. Целесообразно применять в бесчердачных и чердачных покрытиях, когда материал кровли требует больших уклонов. Нижний пояс в зависимости от нагрузок и пролета изготавливают из круглой или профилированной стали. Решетка состоит из небольшого числа элементов и узлов, причем чем их меньше, тем экономичнее ферма.

2. *Прямоугольные* (с параллельными поясами).

3. *Трапецевидные* фермы имеют небольшой уклон верхнего пояса, поэтому их применяют при малых уклонах крыши. Решетки ферм изготавливают с растянутыми и сжатыми опорными раскосами, чаще с растянутыми.

4. *Сегментные* (верхний пояс очерчен по дуге окружности). Благодаря криволинейному очертанию верхнего пояса эти фермы имеют мало нагруженную решетку, что упрощает конструкцию их узлов, а также небольшие изгибающие моменты в верхнем поясе.

5. *Многоугольные* (верхний пояс – ломаный, вписывающийся в дугу окружности).

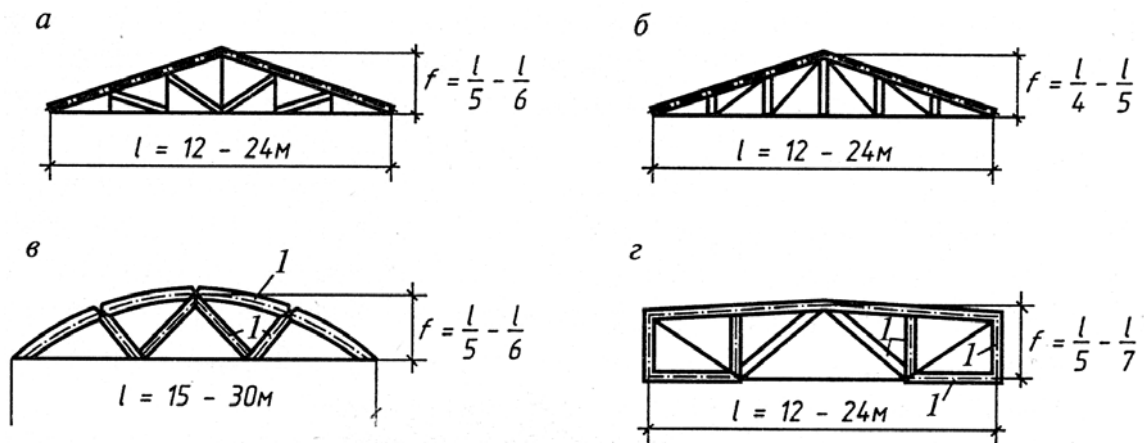


Рис. 12.1. Клеефанерные фермы:

а – треугольная с нисходящими раскосами; б – то же, с восходящими раскосами;
в – сегментная; г – пятиугольная

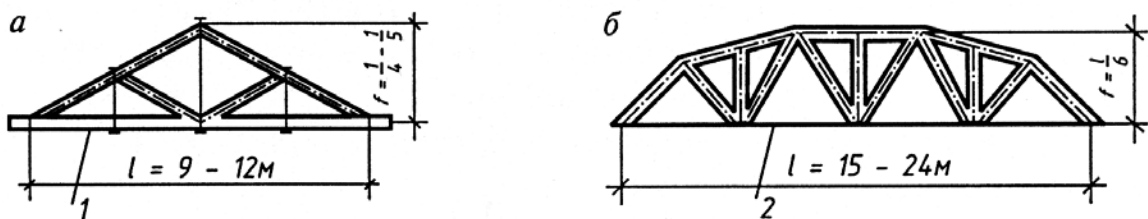


Рис. 12.2. Брусчатые фермы:

а – треугольная малопролетная; б – многоугольная;
1 – нижний пояс из бруса; 2 – нижний пояс из металлического проката

6. *Шпренгельные системы* – системы, состоящие из способных самостоятельно работать деревянных конструкций, которые, кроме того, содержат дополнительные элементы, предназначенные для уменьшения изгибающих моментов основных элементов (рис. 12.3).

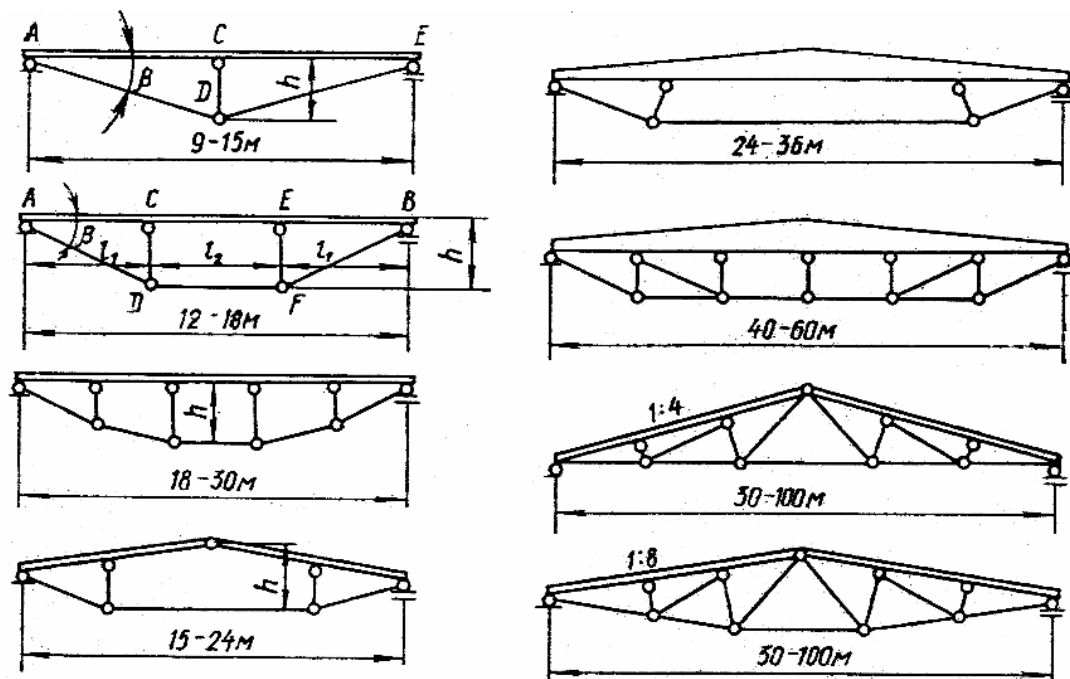


Рис. 12.3. Схемы шпренгельных балок

Верхний пояс выполняют из клееных деревянных блоков, брусьев, бревен; нижний – из круглой стали или стальных профилей.

• **по типу решетки:**

1. Фермы с *раскосной решеткой* (с постоянными восходящими или нисходящими направлениями раскосов).

2. Фермы с *треугольной решеткой* (с переменным направлением раскосов).

Схему решетки надо выбирать так, чтобы более короткие стержни работали на сжатие, а длинные – на растяжение.

• **по материалу:**

1. *Деревянные.*

2. *Комбинированные:* нижний пояс – металлический, верхний – из древесины (доски, брусья, клееные пакеты), для решетки (преимущественно для тяжёлых и подвесок) применяется металл.

Конструкции узлов деревянных ферм различны. Они являются важнейшими деталями их конструкций, от которых в большей степени зависят их прочность, надежность и долговечность. Типы узловых соединений непосредственно связаны со схемами их решетки.

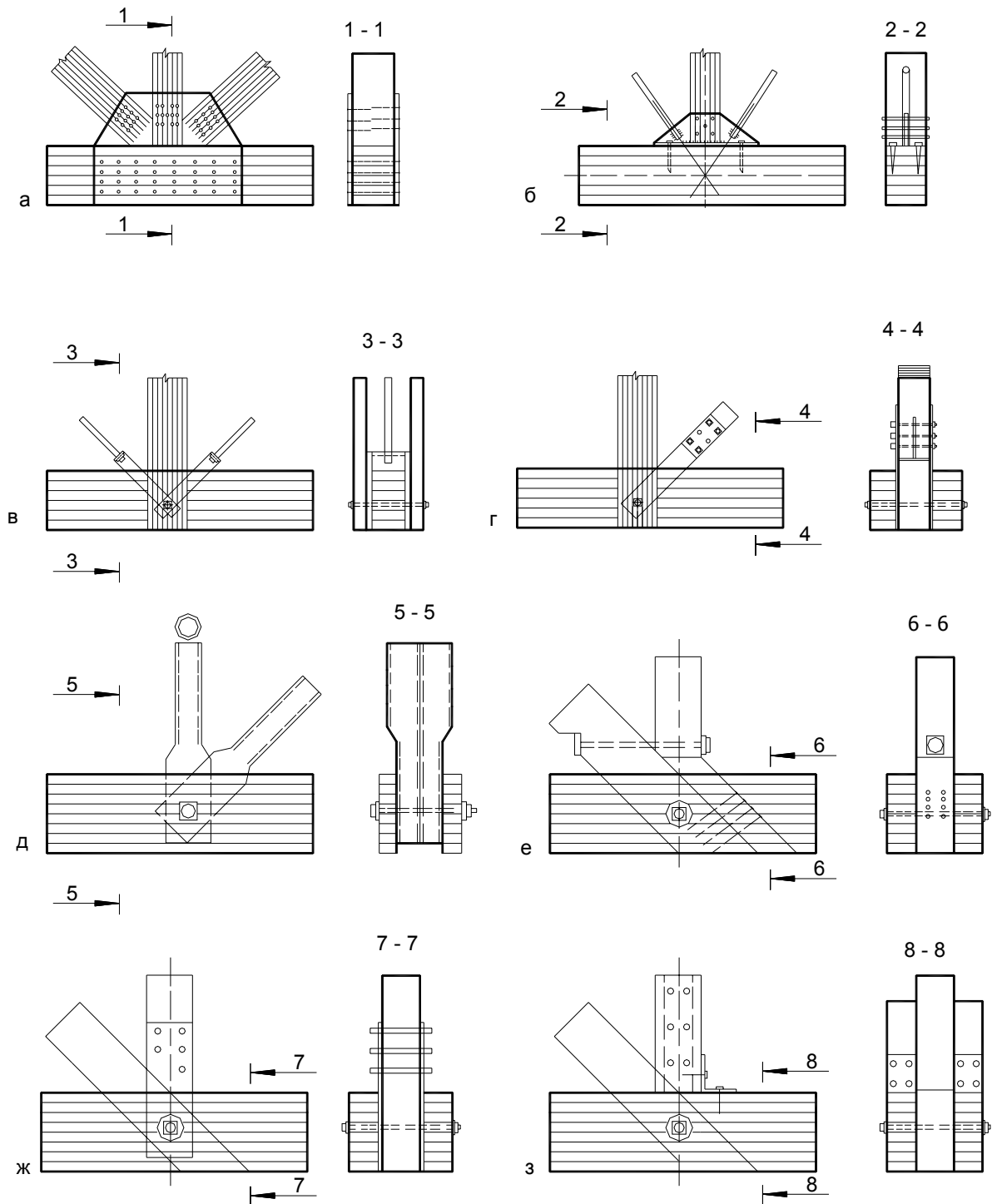


Рис. 12.5. Конструкции нижних промежуточных узлов ферм:

а, б, в – при одинарном сечении пояса; г, д, е, ж, з – при поясах спаяного сечения; 1 – фанерная или тонколистовая стальная накладка; 2 – гвоздь; 3 – сварной тавр; 4 – нагель; 5 – глухарь; 6 – хомут из полосовой стали; 7 – болт; 8 – металлическая полосовая сталь; 9 – планка; 10 – трубчатый элемент; 11 – двусторонняя; 12 – односторонняя зубчатая шпонка

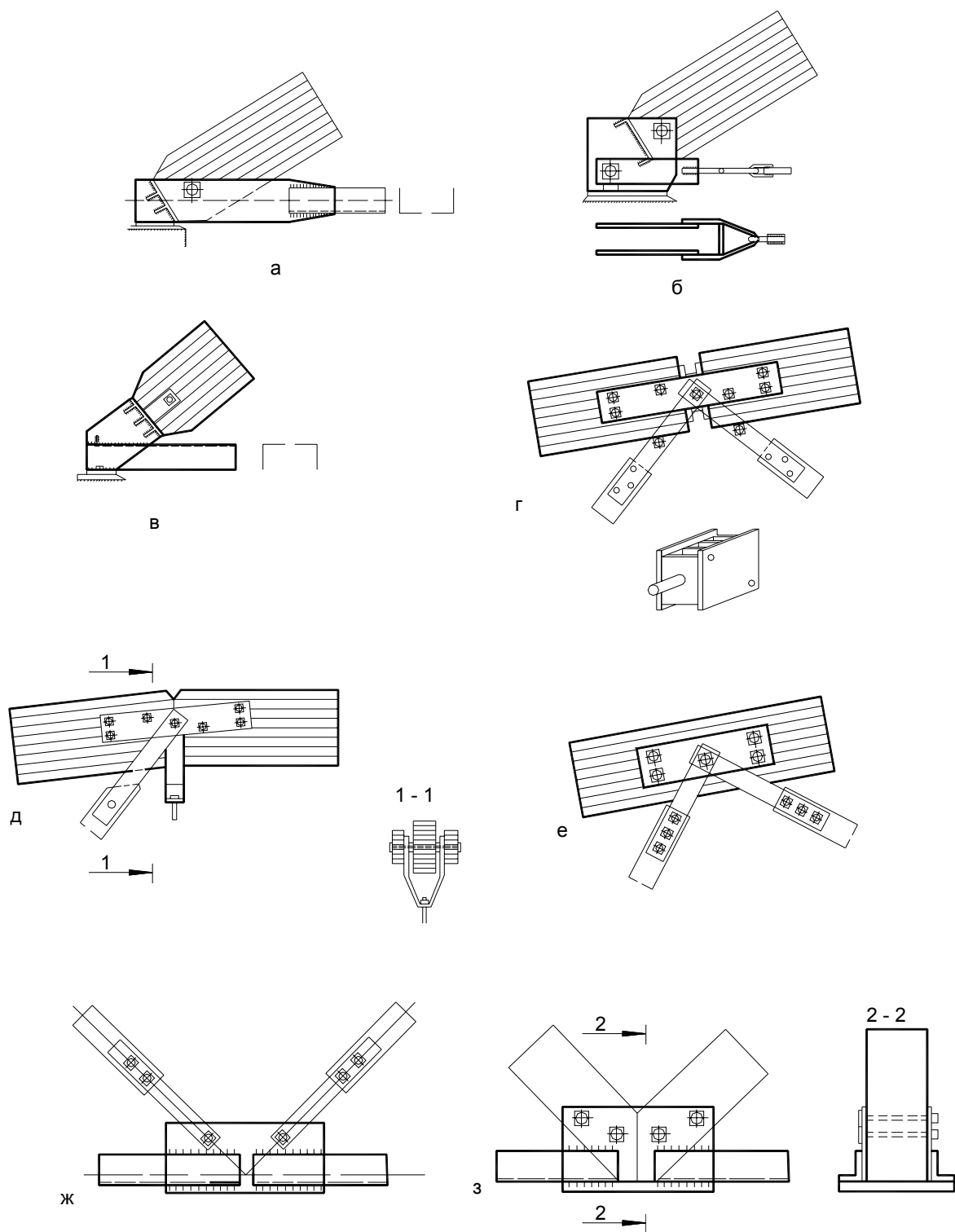
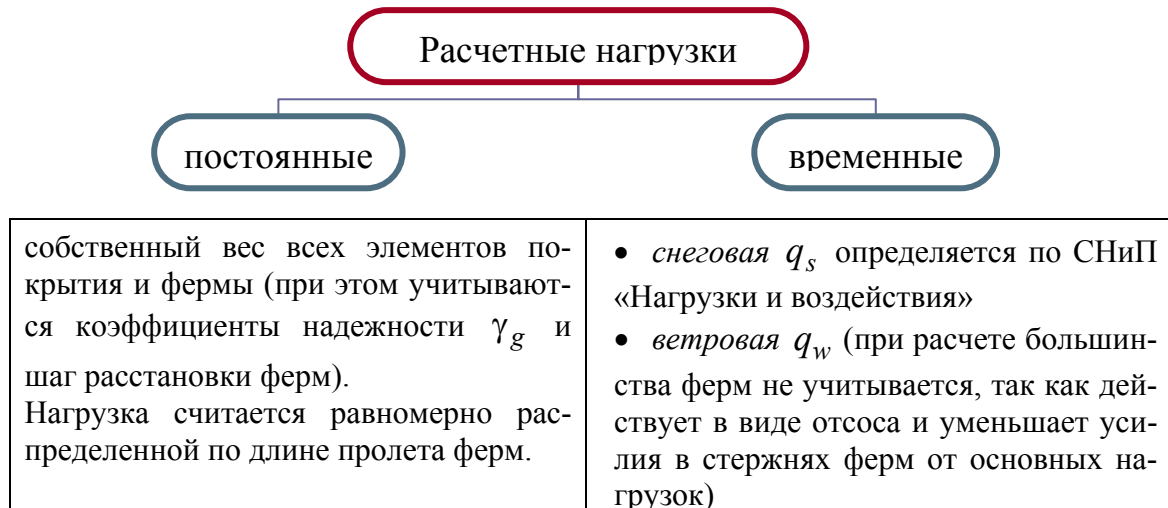


Рис. 12.6. Решение узлов сегментных ферм: а, б, в – опорные узлы; г, д, е – промежуточные узлы верхнего пояса; ж, з – промежуточные узлы нижнего пояса

12.2. Расчет ферм

Расчет ферм с разрезными и неразрезными поясами следует производить по деформированной схеме с учетом податливости узловых соединений.



1. При расчетах надо учитывать *следующие случаи загрузки*:

- ферма нагружена постоянной и временной нагрузкой на всем пролете;
- ферма нагружена постоянной нагрузкой на всем пролете и временной на половине пролета, панель находится на незагруженной половине пролета;

- ферма нагружена постоянной нагрузкой на всем пролете и временной на половине пролета, панель находится на загруженной половине пролета.

2. При геометрическом расчете определяют:

- длины стержней;
- углы наклона к горизонтальной проекции;
- в сегментных:

– радиус $R = \frac{l^2 + 4h^2}{8h}$, где l и h – соответственно пролет и высота фермы посередине;

– длину верхнего пояса $S_a = \frac{2\pi \cdot R \cdot (2\alpha_0)}{360}$,

– центральный угол дуги верхнего пояса $\sin(2\alpha_0) = \frac{1}{2R}$;

– стрелы выгиба одной панели верхнего пояса $f_0 = \frac{l_s^2}{8R}$,

– длина хорды, стягивающей дугу панели $l_s = 2R \sin\left(\frac{\alpha_0}{n}\right)$, где n –

количество панелей верхнего пояса.

3. При статическом расчете определяют усилия в стержнях фермы от всех нагрузок и их сочетаний.

При этом в схемах сегментных ферм криволинейные оси панелей верхнего пояса на участках между соседними узлами заменяют хордами. Продольную силу определяют во всех стержнях, для этого распределенную нагрузку заменяют (условно считают) сосредоточенной в узлах.

В случае, когда верхний пояс нагружен межузловой нагрузкой, изгибающий момент определяют только в сечении верхних поясов.

Изгибающий момент может быть уменьшен за счет разгружающего момента, создаваемого путем приложения продольной сжимающей силы N_d с эксцентриситетом в фермах с прямолинейным верхним поясом (рис. 12.7, б), для этого ось площадки смятия в смежных панелях опускают ниже действительной оси пояса.

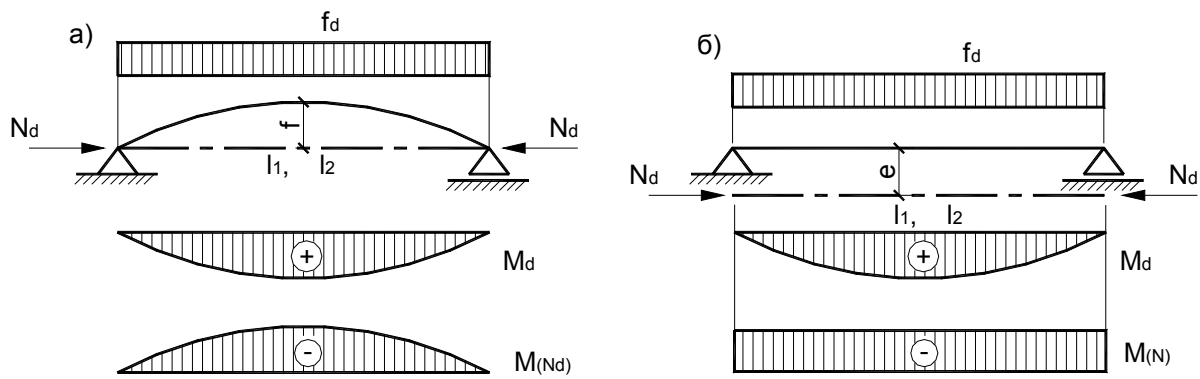


Рис. 12.7. Расчетные схемы работы верхних поясов:
 а – гнутого пояса сегментной фермы;
 б – прямого пояса треугольной и пятиугольной ферм

Изгибающий пролет по середине длины панели сегментной фермы определяют по формуле $M_d = M_0 - N_d f_x$, где M_0 – изгибающий момент от равномерно-распределенной нагрузки для свободно лежащей балки на двух опорах пролетом, равным горизонтальной проекции длины панели;

N_d – продольное усилие панели; $f_x = \frac{l_k^2}{8R}$ – стрела подъема (выгиба) панели; l_k – длина хорды между центрами узлов панели; R – радиус кривизны верхнего пояса.

При расчете неразрезной фермы верхний пояс рассматривается как многопролетная неразрезная балка.

Верхний пояс рассчитывают как сжато-изгибаемый элемент на прочность и устойчивость по обычным формулам расчета сжато-

изгибаемых элементов:
$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{k_{m.c} f_{m.y.d}} \leq 1, \quad \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_c f_{c.0.d}} + \left[\frac{\sigma_{m.d}}{k_{inst} k_{m.c} f_{m.d}} \right]^2 \leq 1.$$

Расчетная длина элементов решетки в плоскости и из плоскости фермы принимается равной расстоянию между центрами узлов. **Расчетная длина верхнего пояса** из плоскости фермы принимается равной расстоянию между точками закрепления их из плоскости при помощи связей, располагающихся по верхнему поясу.

Ширина сечений стержней принимается не более 17 см, тогда их можно клеивать из цельных досок без поперечных стыков.

Прогибы ферм при соблюдении указанных требований отношений высоты к пролету не проверяют, т.к. эти отношения обеспечивают требуемую жесткость ферм.

Для предотвращения нежелательных последствий, вызванных перемещениями узлов и прогибов нижнего пояса, возникающими в процессе эксплуатации, фермы проектируют со строительным подъемом, значение которого принимается равным $1/200$ пролета.

Практическое занятие 5

ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ АРОК

1. Решить задачу.
2. Обсудить решения в группе.

Задача. Проверить прочность и устойчивость арки. Исходные данные принять из таблицы.

№ варианта	А		Вид арки	Длина дуги полуарки, мм	Б		Материал, сорт
	Расчетные усилия				Сечение, мм		
	M_d , кН·м	N_d , кН				$h=n \cdot \delta$	
1	-88,1	100,6	стрельчатая	15000	20×35	142	сосна, 2 с.
2	90,4	46,4	сегментная	20000	18×42	168	ель, 2 с.
3	- 90,5	104,4	стрельчатая	18000	23×35	168	пихта, 1 с.
4	96,7	51,7	сегментная	22000	20×42	142	кедр, 2 с.
5	-95,3	107,7	стрельчатая	20000	30×27	142	пихта, 1 с.
6	89,9	47,1	сегментная	18000	25×33	168	лиственница, 2с.
7	100,3	96,1	стрельчатая	21000	31×26	168	ель, 1 с.
8	-98,3	53,2	сегментная	15000	22×33	142	пихта, 2 с.
9	102,7	90,3	стрельчатая	19000	32×26	142	кедр, 2 с.
0	-92,4	50,1	сегментная	20000	22×40	168	пихта, 2 с.

Примечание. Изгибающий момент M_d отрицательный, если растягивает наружную кромку сечения арки.

Практическое занятие 6

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ УЗЛОВ АРОК И РАМ

1. Решить задачу.
2. Обсудить решения в группе.

Задача 6.1. Запроектировать коньковый узел рамы. Ригель имеет уклон к горизонту $\alpha = 20^\circ$. Исходные данные принять из табл. В результате решения задачи требуется проверить прочность торцов полурам на смятие, подобрать размеры деревянных накладок, определить количество болтов и расставить их в узле.

Таблица

№ варианта	Исходные данные					
	А				Б	
	Расчетные усилия		Сечение рамы в коньке, мм		Диаметр болтов, мм	Материал
	M , кН	Q , кН	Н	В		
1	80,0	36,0	330	142	16	сосна, 2 сорт
2	100,0	32,0	369	168	18	пихта, 2 сорт
3	130,0	30,0	420	142	20	кедр, 2 сорт
4	156,0	24,0	594	168	22	лиственница, 2 сорт
5	138,0	25,0	462	142	18	сосна, 1 сорт
6	143,0	26,0	504	168	20	пихта, 1 сорт
7	160,0	20,0	588	142	22	лиственница, 2 сорт
8	165,0	18,0	673	168	24	сосна, 2 сорт
9	90,0	38,0	336	142	18	ясень, 2 сорт
0	136,0	27,0	528	168	20	вяз, 1 сорт

Практическое занятие 7

КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ ФЕРМ

1. Решить задачи.
2. Обсудить решения в группе.

Задача 7.1. Проверить прочность первой (от опоры) панели верхнего пояса фермы (см. рис. 7.1), нагруженной равномерно распределенной верти-

кальной нагрузкой q по всему пролету. Исходные данные взять из табл. 7.1. Материал пояса – сосна 2 сорта, коэффициенты k_{mod} , k_{δ} для случая клееного пояса принять равными 1,0.

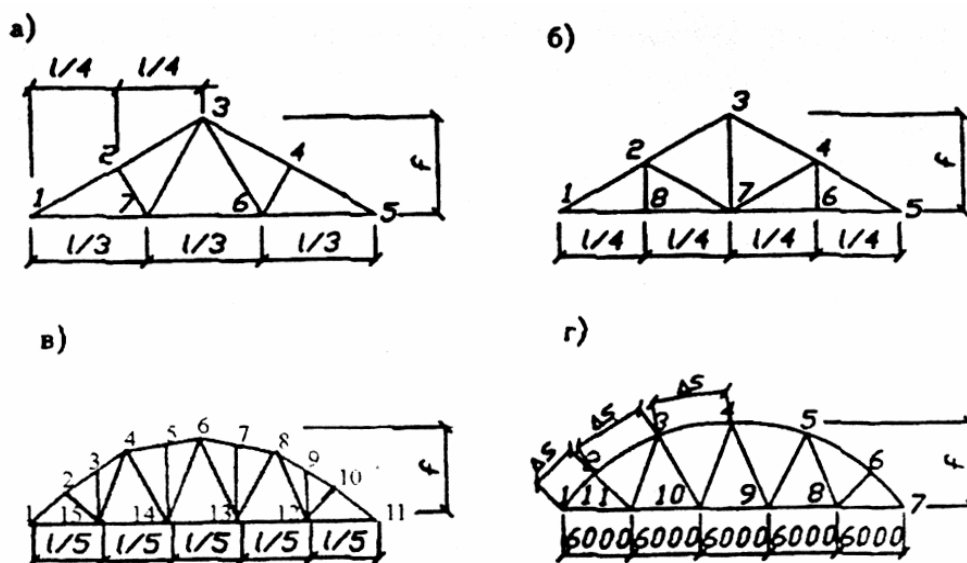


Рис. 7.1. Схемы промышленных ферм:
а, б – треугольная; в – многоугольная; г – сегментная

Таблица 7.1

№ варианта	Исходные данные							
	А				Б			
	Схема фермы по рис. 7.1	Эксцентриситет в узлах	Пролет фермы, мм	Разрезность верхнего пояса	Распределенная нагрузка, кН/м	Длина элемента, мм	Сечение элемента	
							$b, \text{мм}$	$h, \text{мм}$
1	а	$0,15h$	12000	неразрезн.	10,0	3230	150	200
2	б	$0,2h$	12000	разрезн.	12,0	3230	200	200
3	в	$0,15h$	24000	разрезн.	11,0	2800	200	200
4	г	-	30000	разрезн.	11,0	5400	170	380
5	а	$0,2h$	15000	неразрезн.	12,0	4040	190	350
6	б	$0,15h$	15000	неразрезн.	9,0	4040	190	300
7	в	$0,15h$	24000	разрезн.	10,0	2800	200	225
8	г	-	30000	разрезн.	10,0	5400	170	385
9	а	$0,25h$	15000	неразрезн.	11,0	4040	190	350
0	б	$0,2h$	15000	разрезн.	10,0	4040	170	300

Примечание. Для сегментных ферм (см. рис. 7.1, г) приближенно принять длину дуги и длину стягивающей ее хорды одинаковыми, а стрелу дуги оси верхнего пояса принять равной $f_l = 150 \text{ мм}$.

Задача 7.2. Подобрать поперечное сечение стойки и раскоса фермы, изображенной на рис. 7.1. Исходные данные взять из табл. 7.2.

Таблица 7.2

№ варианта	Исходные данные					
	А			Б		
	Наименование стержня	Схема фермы по рис. 7.1	Усилие N, кН	Материал		длина элемента, мм
				древесина	сталь	
1	стойка раскос	б б	+30,0 -40,0	сосна, 2с -	- S240	3000 4000
2	стойка раскос	а а	-30,0 +48,0	- лиственница, 2с	A1 -	1500 4800
3	стойка раскос	в в	-35,0 +38,0	лиственница, 2с лиственница, 2с	- -	3100 4400
4	стойка раскос	б б	+36,0 -50,0	лиственница, 2с -	- S400	3600 4800
5	стойка раскос	а а	-35,0 +56,0	- сосна, 1с	S500 -	2000 5600
6	стойка раскос	в в	-40,0 +40,0	сосна, 1с сосна, 1с	- -	3000 4000
7	стойка раскос	б б	+40,0 -54,0	сосна, 1с -	- S240	3000 4000
8	стойка раскос	а а	-40,0 +64,0	- лиственница, 1с	S400 -	1700 5100
9	стойка раскос	в в	-30,0 +28,0	лиственница, 1с лиственница, 1с	- -	4000 4800
0	стойка раскос	б б	+33,0 -45,0	лиственница, 1с -	- S500	3200 4300

Примечание. Знаки усилий означают: «+» – растяжение; «-» – сжатие.

Лабораторная работа 4

ИСПЫТАНИЕ НА СТАТИЧЕСКИЙ ИЗГИБ КЛЕЕНОЙ БАЛКИ ПРЯМОУГОЛЬНОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Цель работы:

- определить расчетную нагрузку балки, сравнить ее с разрушающей;
- определить модуль упругости древесины;
- определить величины и характер распределения нормальных напряжений по высоте поперечного сечения;
- определить величины прогибов.

4.1. Общие указания

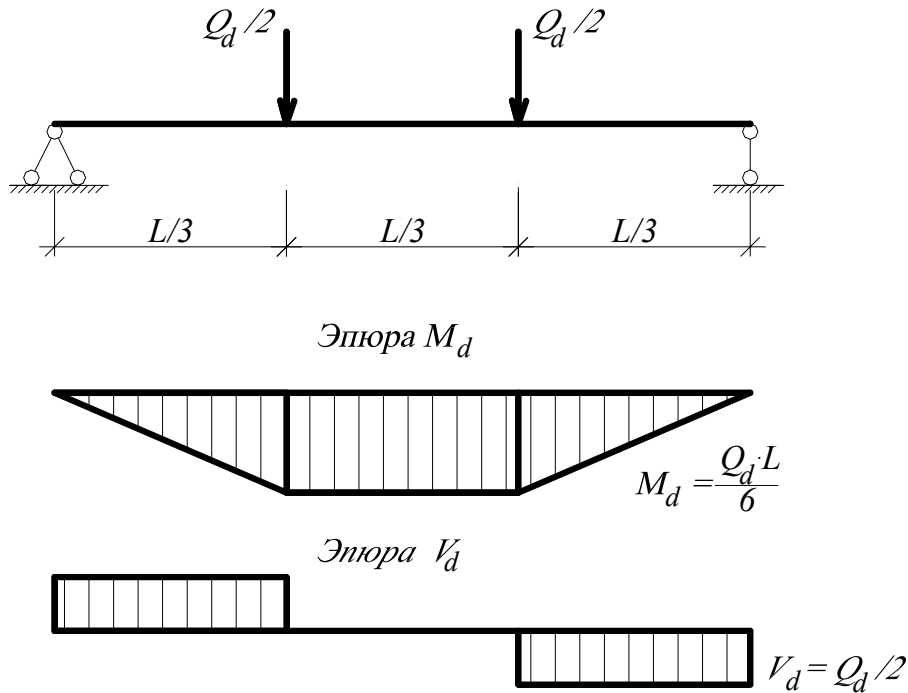


Рис. 4.1. Расчетная схема балки

Расчетную нагрузку Q_d определяют исходя из расчетной несущей способности балки:

1) по прочности поперечного сечения от действия нормальных напряжений расчетную нагрузку находят, используя формулу

$$\frac{\sigma_{m.d}}{f_{m.d}} \leq 1, \quad (4.1)$$

где $\sigma_{m.d}$ – расчетные напряжения изгиба, определяемые по формуле

$\sigma_{m.d} = \frac{M_{i.d}}{W_{i.d}}$; $M_{i.d} = \frac{Q_d \cdot l}{6}$ – расчетный изгибающий момент (рис. 4.1);

$W_{i.d} = \frac{b \cdot h^2}{6}$ – расчетный момент сопротивления поперечного сечения элемента;

$$\sigma_{m.d} = \frac{M_{i.d}}{W_{i.d}} = \frac{Q_d \cdot l}{6} \cdot \frac{6}{b \cdot h^2} = \frac{Q_d \cdot l}{b \cdot h^2}; \quad \frac{Q_d \cdot l}{b \cdot h^2} = f_{m.d};$$

$$Q_d = \frac{f_{m.d} \cdot b \cdot h^2}{l}. \quad (4.2)$$

2) При изгибе в сечениях элемента возникают *скалывающие напряжения* $\tau_{v.o.d}$, возникающие от действия парных сдвиговых сил. Расчетную нагрузку определяют из условия:

$$\tau_{v.o.d} = \frac{V_d \cdot S_{sup}}{I_{sup} \cdot b_d} \leq f_{v.o.d}, \quad (4.3.)$$

где $V_d = \frac{Q_d}{2}$ – расчетная поперечная сила (рис. 4.1); $S_{sup} = \frac{b \cdot h^2}{8}$ – статический момент брутто; $I_{sup} = \frac{b \cdot h^3}{12}$ – момент инерции брутто; $b_d = b$ – расчетная ширина сечения элемента.

После подстановки получаем
$$\frac{\frac{Q_d}{2} \cdot \frac{b_d \cdot h^2}{8}}{\frac{b_d \cdot h^3}{12} \cdot b_d} = \frac{3 \cdot Q_d}{4 \cdot h \cdot b} = f_{v.o.d};$$

$$Q_d = \frac{4 \cdot h \cdot b \cdot f_{v.o.d}}{3} = 1,33b \cdot h \cdot f_{v.o.d}. \quad (4.4)$$

3) По предельному прогибу расчетную нагрузку определяют в следующей последовательности.

Прогиб балки без учета деформаций сдвига определяют по формуле

$$U_0 = \frac{23 \cdot Q_k \cdot l^3}{648 \cdot E_0 \cdot I_{sup}}, \quad (4.5)$$

где $Q_k = \frac{Q_d}{2 \cdot \gamma_Q} = \frac{Q_d}{2 \cdot 1,2} = \frac{Q_d}{2,4}$ – величина нормативной нагрузки; $E_0 = 10000$ МПа –

модуль упругости древесины; $I_{sup} = \frac{b \cdot h^3}{12}$ – момент инерции брутто.

$$U_0 = \frac{23 \cdot Q_d \cdot l^3 \cdot 12}{648 \cdot 2,4 \cdot 10000 \cdot b h^3} = 0,000018 \frac{Q_d \cdot l^3}{b \cdot h^3}.$$

Наибольший прогиб с учетом деформаций сдвига определяют по формуле

$$U_{max} = \frac{U_0}{k_{h1} \cdot \left[1 + k_v \left(\frac{h_{max}}{l} \right)^2 \right]}, \quad (4.6)$$

где $h_{\max} = h$ – наибольшая высота сечения; k_{h1} – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения ($k_{h1} = 1$ для балок постоянного сечения); k_v – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы, определяется по [1, табл. 8.2]:

$$k_v = [45 - 24\alpha(1 - \beta) + 3\beta] \cdot \frac{1}{3 - 4\alpha^2}. \quad (4.7)$$

При $\alpha = \frac{1}{3}$ и $\beta = 1$ $k_v = [45 + 3] \cdot \frac{1}{3 - 4 \cdot \frac{1}{9}} = 18,78$.

После подстановки получаем

$$\frac{U_{\max}}{l} = \frac{0,000018 \cdot Q_d \cdot l^3}{b \cdot h^3 \left[1 + 18,78 \left(\frac{h_{\max}}{l} \right)^2 \right]} \leq \left[\frac{U_{\lim}}{l} \right],$$

$\left[\frac{U_{\lim}}{l} \right] = \frac{1}{150}$ – предельный прогиб по СНиП 2.01.07-85 (раздел 10, табл. 19).

Таким образом, после преобразований $\frac{0,000018 \cdot Q_d \cdot l^2}{b \cdot h^3 \left(1 + 18,78 \frac{h^2}{l^2} \right)} = \frac{1}{150}$.

$$Q_d = \frac{bh^3 \left(1 + 18,78 \frac{h^2}{l^2} \right)}{0,0027l^2}. \quad (4.8)$$

Таблица 4.1

Результаты испытаний и расчетов

Показатели	Величины
1	2
1. Порода	
2. Геометрические размеры, мм	
• ширина сечения	$b =$
• высота поперечного сечения	$h =$
• толщина слоя	$\delta =$
• расчетный пролет	$L =$

1	2
Статический момент брутто, мм ³	$S_{\text{sup}} = \frac{b \cdot h^2}{8} =$
Момент инерции брутто, мм ⁴	$I_{\text{sup}} = \frac{b \cdot h^3}{12} =$
Расчетный момент сопротивления поперечного среза сечения элемента, мм ³	$W_{i.d} = \frac{b \cdot h^2}{6} =$
3. Расчетные сопротивления древесины, МПа:	
• изгибу (с учетом $k_{\text{mod}}, k_x, k_{\delta}$)	$f_{m.d} =$
• скалыванию вдоль волокон при изгибе клееных элементов (с учетом $k_{\text{mod}}, k_x, k_{\delta}$)	$f_{v.0.d} =$
4. Расчетная нагрузка, кН:	
• от действия нормальных напряжений при изгибе	$Q_d = \frac{f_{m.d} \cdot b \cdot h^2}{l} =$
• от действия напряжений сдвига	$Q_d = 1,33 \cdot b \cdot h \cdot f_{v.0.d} =$
• по предельному прогибу	$Q_d = \frac{bh^3 \left(1 + 18,78 \frac{h^2}{l^2} \right)}{0,0027l^2} =$
5. Минимальная расчетная нагрузка, кН	$Q_d =$

4.2. Методика проведения испытаний

Приборы и оборудование: пресс с приспособлением для испытания балки, прогибомеры, тензорезисторы, электронный измеритель деформаций АИД-4, штангенциркуль, линейка измерительная металлическая, электровлагомер.

Испытания балки проводят в следующей последовательности:

- 1) определение модуля упругости древесины балки;
- 2) определение нормальных напряжений по высоте поперечного сечения и прогибов балки.

При *определении модуля упругости* для измерений деформаций на балку устанавливают 3 прогибомера (рис. 4.2): средний и два крайних. Средний прогибомер устанавливают под образцом, а крайние – над ним по осям опор. По среднему прогибомеру определяют перемещение балки посередине пролета U_c , а по крайним – глубину смятия деревянных прокладок U_r, U_l .

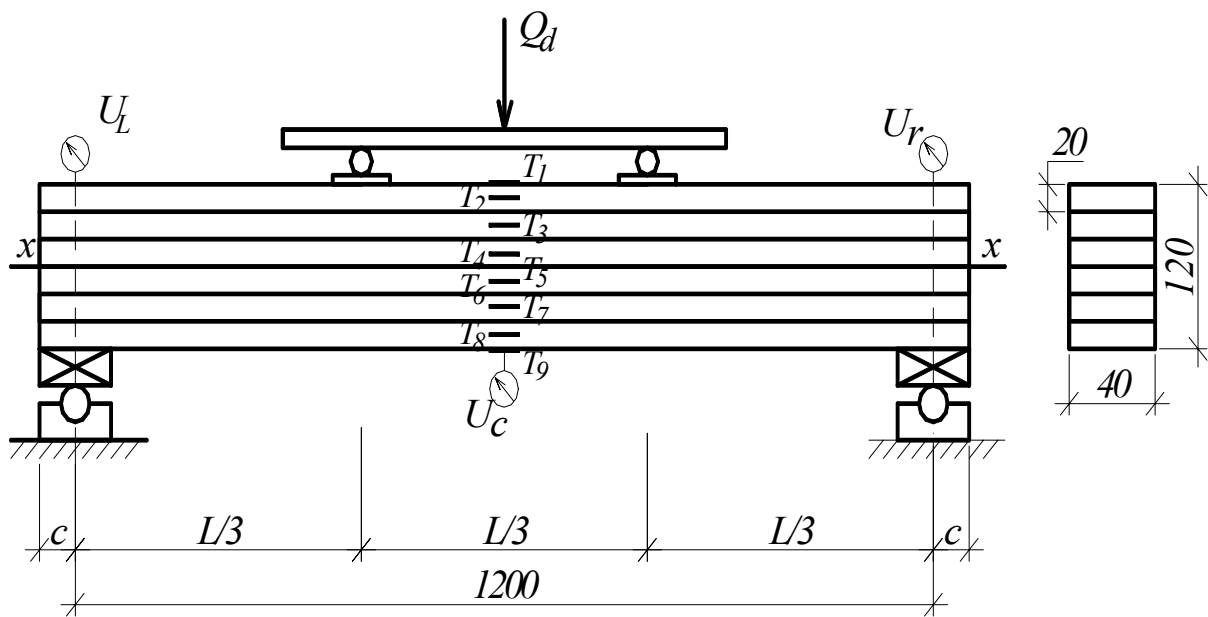


Рис. 4.2. Конструкция и схема испытания

Действительный экспериментальный прогиб балки $U_{i,j}$ вычисляют по формуле

$$U_{i,j} = U_c - \left(\frac{U_r + U_l}{2} \right). \quad (4.9)$$

Балку нагружают равномерно возрастающей нагрузкой со скоростью 6 ± 1 кН/мин. При достижении нагрузки 4,5 кН балку равномерно разгружают до 1 кН. При последующих 4-х нагружениях в момент достижения нагрузки $Q_{inf} = 1$ кН (нижняя нагрузка) и $Q_{sup} = 4,5$ кН (верхняя нагрузка) по прогибомерам снимают отсчеты и записывают в журнал (табл. 4.2).

Модуль упругости древесины балки при статическом изгибе $E_{o,exp}$ вычисляют с округлением 100 МПа по формуле

$$E_{o,exp} = \frac{23 \cdot Q_d \cdot l^3 \cdot 12}{648 \cdot 2 \cdot b \cdot h^3 \cdot U_{mid}} = \frac{23 Q_d \cdot l^3}{108 \cdot b \cdot h^3 \cdot U_{mid}}, \quad (4.10)$$

где Q_d – нагрузка, равная разности верхнего и нижнего пределов нагружения ($Q_d = Q_{sup} - Q_{inf} = 3,5$ кН);

$U_{mid} = U_{sup,mid} - U_{inf,mid}$ – прогиб образца, равный разности между средними арифметическими измерений прогиба при верхнем и нижнем пределах нагружения, мм.

Таблица 4.2

Определение модуля упругости

Циклы	Степени нагружения	Показания индикаторов			$\frac{U_r + U_l}{2}$	U_{inf}	U_{sup}
		среднего U_c	правого U_r	левого U_l			
1	$Q_{inf} = 1$ кН $Q_{sup} = 4,5$ кН						
2	$Q_{inf} = 1$ кН $Q_{sup} = 4,5$ кН						
3	$Q_{inf} = 1$ кН $Q_{sup} = 4,5$ кН						
4	$Q_{inf} = 1$ кН $Q_{sup} = 4,5$ кН						
Примечание. Подстрочные индексы: c – центральный (center) r – правый (right) l – левый (left) mid – средний (middle)				$U_{inf.mid} =$ $U_{sup.mid} =$ $U_{mid} = U_{sup.mid} - U_{inf.mid} =$ $E_{o.exp} = \frac{23Q_d \cdot l^3}{108 \cdot b \cdot h^3 \cdot U_{mid}} =$			

Для определения прогибов и нормальных напряжений по высоте поперечного сечения балку нагружают равномерно возрастающей нагрузкой со скоростью 6 ± 1 кН/мин ступенями 0,5 кН. После установки и проверки работы приборов пробной нагрузкой, равной $Q_{i.d} = 1$ кН, балку разгружают, снимают отсчеты по приборам при нагрузке $Q_{o.d} = 0$ кН и записывают в журналы (табл. 4.3, 4.4).

По прогибомерам, установленным на балке, определяют ее прогибы при нагружении. Отсчеты снимают по прогибомерам при каждой ступени нагружения, а также при расчетной нагрузке Q_d и заносят в табл. 4.3.

Таблица 4.3

Определение прогибов балки

Нагрузка, кН	Отсчеты по прогибомерам			$\frac{U_r + U_l}{2}$	$U_{o.i.exp}$ (по ф-ле 4.9)	$U_{o.i.calc}$ (по ф-ле 4.11)
	U_c	U_r	U_l			
0						
0,5						
1						
...						
$Q_d =$						

Теоретическую величину прогиба определяют для каждого этапа нагружения по формуле

$$U_{0,i,\text{calc}} = \frac{23 \cdot Q_i \cdot l^3}{648 \cdot 2 \cdot E_0 \cdot I_{\text{sup}}}, \quad (4.11)$$

где $E_0 = 10000$ МПа. В зависимости от условий эксплуатации модуль упругости следует определять с учетом коэффициента k_{mod} ; Q_i – ступени нагружения, кН; $I_{\text{sup}} = \frac{b \cdot h^3}{12}$ – момент инерции поперечного сечения балки, мм⁴;

По данным табл. 4.3 в координатах $Q_i - U_0$ (рис. 4.3) строят графики теоретических и экспериментальных прогибов.

Относительные деформации на боковой грани балки определяют по тензорезисторам Т1-Т9 (рис. 4.2) с помощью электронного измерителя деформаций АИД-4.

Отсчеты по тензорезисторам снимают только при нулевой и расчетной нагрузках (табл. 4.4).

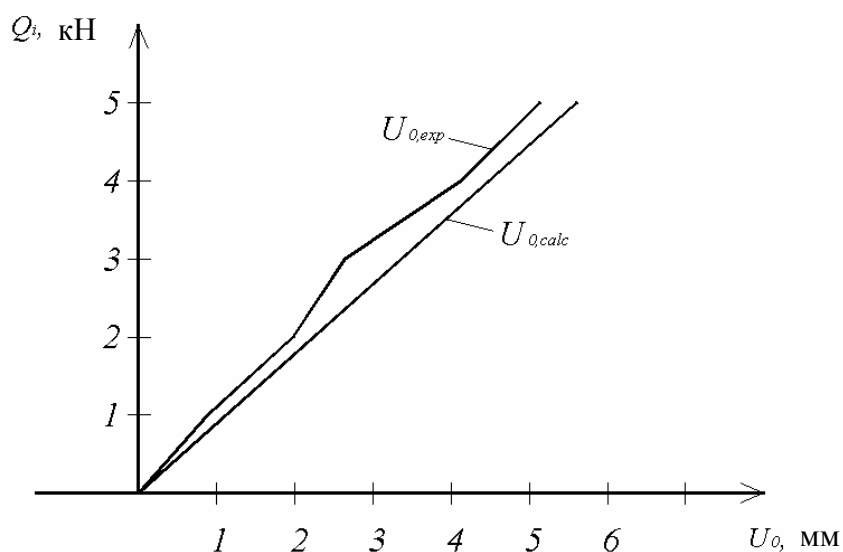


Рис. 4.3. График зависимости прогибов балки от нагрузки

Таблица 4.4

Определение напряжений в поперечном сечении балки

Показатели	Отсчеты			
	№ 1	№ 2	...	№ 9
Нагрузка, кН $Q_{i,d} = 0$ $Q_d =$				
Относительная деформация $\varepsilon_i \cdot 10^{-5}$, %				
Напряжения $\sigma_{i,\text{exp}}$, МПа (по ф-ле 4.12)				
Напряжения $\sigma_{i,\text{calc}}$, МПа (по ф-ле 4.13)				

Относительные деформации определяют приращение показателей тензорезисторов по отношению к нулевой ступени нагружения. Экспериментальные значения напряжений в элементе определяют, пользуясь законом Гука, по формуле

$$\sigma_{i.exp} = E_{0.exp} \cdot \varepsilon_i, \quad (4.12)$$

где $E_{0.exp}$ – модуль упругости, полученный из эксперимента по формуле (4.10).

Теоретические значения нормальных напряжений по высоте поперечного сечения определяют по формуле

$$\sigma_{i.calc} = \frac{M_{i.d} \cdot y_i}{I_{sup}}, \quad (4.13)$$

где $M_{i.d} = \frac{Q_d \cdot l}{6}$ – изгибающий момент при минимальной расчетной нагрузке, кНм; y_i – расстояние от нейтрального слоя балки до места установки тензорезистора.

После этого строят эпюры нормальных напряжений $\sigma_{i.d}$ (рис. 4.4), вычисленные по формуле 4.13, и экспериментальных $\sigma_{i.exp}$ – по табл. 4.4.

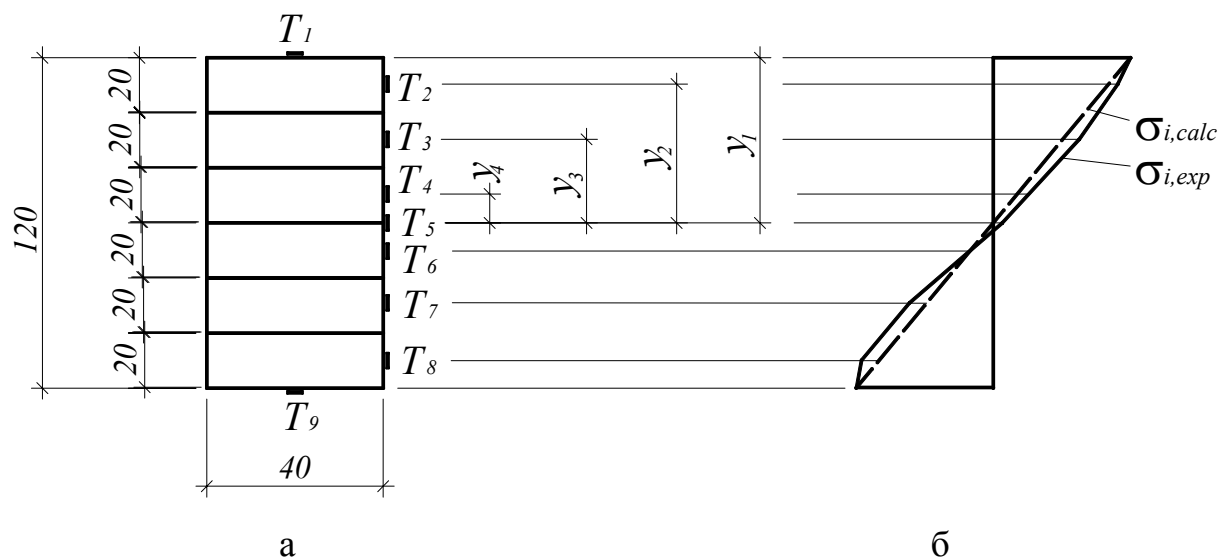


Рис. 4.4. Эпюры нормальных напряжений по высоте сечения:
 а – поперечное сечение с привязкой мест установки тензорезисторов;
 б – эпюры теоретических и экспериментальных напряжений

Отчет должен содержать рисунки образца и схему испытаний, журналы испытаний со всеми вычислениями, эпюру нормальных напряжений и графики прогибов, а также анализ результатов испытаний.

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ

1. Какие типы деревянных арок применяются и где?
2. На какие нагрузки и усилия рассчитываются арки и как они определяются?
3. Как подбирают и проверяют сечения клеедеревянных арок?
4. В чем заключаются основные достоинства дощатоклееных арок?
5. На какие нагрузки рассчитываются деревянные арки?
6. В чем заключается геометрический расчет арки?
7. В какой последовательности производится статический расчет арки?
8. Какие усилия действуют в сечениях арки и как они определяются?
9. Какие напряжения действуют в сечениях арок и с чем они сравниваются?
10. Как конструируются и рассчитываются опорные узлы арок без затяжек?
11. Как конструируются и рассчитываются опорные узлы арок с затяжками?
12. Как конструируются и рассчитываются коньковые узлы арок?
13. Как рассчитываются арки на устойчивость из их плоскости?
14. Какие статические схемы чаще всего применяются в деревянных рамах?
15. Как группируются деревянные рамы по способу изготовления?
16. Какого сечения могут быть элементы рам построечного и заводского изготовления?
17. В чем заключаются достоинства клееных рам?
18. Какой конструкции может быть карнизный узел в дощатоклееных рамах? Приведите два-три варианта.
19. На какие нагрузки рассчитываются рамы?
20. Какие усилия возникают в элементах трехшарнирных рам?
21. В какой последовательности рассчитывают трехшарнирную раму?
22. Как проверяют прочность сечения элементов рамы: ригеля, стойки, подкоса?
23. Как конструируют и рассчитывают опорные узлы трехшарнирных клееных рам?
24. Как конструируют и рассчитывают коньковый узел трехшарнирных клееных рам?

25. В чем заключаются особенности расчета клеефанерных рам при проверке прочности сечений?
26. Как рассчитывают карнизный узел дощатоклееной гнутой рамы?
27. Как рассчитывают карнизный узел, устроенный с помощью зубчатого стыка?
28. На какие нагрузки работают и рассчитываются балки покрытий и какие усилия в них определяются?
29. Как классифицируются дощатоклееные балки по типам сечений?
30. Как располагаются доски различных категорий качества по высоте сечений дощатоклееных балок?
31. Какие стыки досок выполняются в дощатоклееных балках?
32. Как работают и рассчитываются дощатоклееные балки? Как выполняется расчет балок переменного сечения?
33. Как проверяется дощатоклееная балка на устойчивость плоской формы деформирования?
34. Какие имеются конструкции клеефанерных балок?
35. Как работают и рассчитываются клеефанерные балки?
36. Как учитывается различие модулей упругости древесины и фанеры?
37. Какую конструкцию имеют дощатоклееные армированные балки?
38. Как работают и рассчитываются дощатоклееные армированные балки? Как учитывается различие модулей упругости древесины и стали?
39. Как работают и рассчитываются дощато-гвоздевые балки с перекрестной стенкой?
40. Как работают и рассчитываются брусчатые составные балки на податливых соединениях?
41. Как работают и рассчитываются цельнодеревянные стойки?
42. Как работают и рассчитываются стойки составного сечения?
43. Как работают и рассчитываются клеедеревянные стойки квадратного и прямоугольного сечений?
44. Как работают и рассчитываются клеедеревянные стойки переменного сечения?
45. Как конструируются и рассчитываются жесткие крепления клеедеревянных стоек переменного сечения к фундаментам?
46. Какую конструкцию имеют брусчатые решетчатые стойки?
47. Как работают и рассчитываются решетчатые стойки?
48. Как конструируются и работают крепления решетчатых стоек к фундаментам?

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.05.01-2000. Деревянные конструкции. – Взамен СНиП II-25-80; Введ. 01.07.2001. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2001. – С. 31 – 41.
2. Конструкции из дерева и пластмасс. Учебник под ред. Г.Г. Карлсена, Ю.В. Слицкоухова и др.; 5-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1986. – С. 236 – 336.
3. Зубарев Г.Н. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для вузов / 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1990. – С. 115 – 216.
4. Конструкции из дерева и пластмасс: Лаб. работы для студ. спец. 70 02 01 «Пром. и гражд. стр-во» дневной и заоч. форм обуч. / Сост. А.Р. Волик. – Новополоцк: ПГУ, 2003. – С. 18 – 27.
5. Справочное пособие для выполнения курсового и дипломного проектирования по курсу «Конструкции из дерева и пластмасс» для студ. спец. 70 02 01 / Сост. А.Р. Волик. – Новополоцк: ПГУ, 2003. – 84 с.: ил.
6. Конструкции из дерева и пластмасс. Учебник для вузов / Д.К. Арленинов, Ю.Н. Буслаев, В.П. Игнатъев, П.Т. Романов, Д.К. Чахов. – М.: Изд-во АСВ, 2002. – С. 124 – 192.
7. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: Учебное пособие / М: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2001. – 292 с.
8. Шишкин В.Е. Примеры расчета конструкций из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для техникумов / В. Е. Шишкин. – М.: Стройиздат, 1974. – С. 107 – 181.
9. Атлас деревянных конструкций / К. Гетц, Д. Хоор, К. Мелер; перевод с нем. Н.И. Александровой; Под ред. В.В. Ермолова. – М.: Стройиздат, 1985. – С. 72 – 257.
10. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования: учеб. пособие для вузов / Ю.В. Слицкоухов, И.М. Гуськов, Л.К. Ермоленко и др.; под ред. Ю.В. Слицкоухова. – М.: Стройиздат, 1991. – 256 с.
11. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат. 1986. – 216 с.
12. Деревянные конструкции в строительстве / Л.М. Ковальчук, С.Б. Турковский и др. – М.: Стройиздат, 1995. – 246 с.
13. Современные пространственные конструкции (железобетон, металл, дерево): справочник / Под ред. Ю.А. Дыховичного. – М.: Высшая школа, 1991.

УЧЕБНЫЙ МОДУЛЬ 7 ИЗГОТОВЛЕНИЕ И ЭКСПЛУАТАЦИЯ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Тема занятий	Тип занятий	Вид занятий	Кол-во часов
Сушка древесины	Изучение нового материала	Лекция	2
Технология изготовления деревянных конструкций	Изучение нового материала	Лекция	2
Антисептирование и обработка огнезащитными составами. Изготовление клееных конструкций	Углубление знаний	Практическое занятие	2
Техническое обслуживание деревянных конструкций	Углубление знаний	Самостоятельная работа	2

Лекция 13

СУШКА ДРЕВЕСИНЫ

- 13.1. Общие положения.
- 13.2. Атмосферная сушка.
- 13.3. Камерная сушка.
- 13.4. Особые способы сушки.

13.1. Общие положения

Сушка является одной из основных и самых сложных операций технологического процесса, которую проводят для повышения удельной прочности древесины, предохранения от загнивания, предупреждения коробления деревянных элементов при эксплуатации, а также для улучшения склеивания, пропитки и отделки древесины.

В результате сушки древесина из природного сырья превращается в промышленный материал, отвечающий самым разнообразным требованиям, предъявляемым к ней в различных областях народного хозяйства.

Сушка – это удаление влаги из древесины. При этом протекает несколько процессов:

- **теплообмен** – передача тепла древесине от агента сушки или источника тепловой энергии; *агент сушки* – среда, окружающая древесину в процессе сушки;
- **теплопроводность** – перемещение тепла внутри материала;
- **влагоотдача** – удаление влаги из поверхности древесины.

Для изготовления деревянных конструкций в зависимости от степени ответственности используют материалы, к которым предъявляются опреде-

ленные требования по влажности: например, для высокоответственных соединений и конструкций требуемая влажность $W=8(6)\pm 1,5(2)$ %; для ответственных деталей соединений $W=6\pm 2$ %, $W=8\pm 2,5$ %, $W=10\pm 3$ %; для менее ответственных изделий $W=8\pm 3$ %, $W=10\pm 4$ %, $W=12\pm 5$ %, $W=15\pm 5$ %; для мебели, внутренних дверей и внутренней обшивки $W=7 \div 9$ %, для окон, наружных дверей – $10 \div 12$ %, для строганых пиломатериалов – в пределах 17 %.

Влажность свежесрубленной древесины колеблется в широких пределах (зависит от породы и анатомического строения древесины) и составляет в среднем: для сосны, ели $60 \div 100$ %, лиственницы – $50 \div 70$ %, березы – $70 \div 90$ %, дуба – $60 \div 80$ %.

Влажность определяют:

- 1) *взвешиванием образцов;*
- 2) *при помощи электровлагомеров ЭВ-2к или ЦНИИ МО1-2, принцип действия которых основан на зависимости электрического сопротивления древесины от ее влажности.*

Наиболее распространен весовой способ определения влажности. Вначале вырезают образцы или секции для определения влажности. Образцы взвешивают, высушивают в сушильном шкафу при температуре $t=100 \div 105$ °С до абсолютно сухого состояния, после чего вновь взвешивают. Влажность определяют по формуле $W = \frac{M_n - M_c}{M_c} \cdot 100\%$, где M_n – начальная масса образца, г;

M_c – масса абсолютно сухого материала, г.

Абсолютно сухая древесина – древесина, из которой удалена вся свободная и гигроскопическая влага.



Во время сушки древесины при уменьшении гигроскопической влаги происходит уменьшение размеров и объема древесины – **усушка** (обратный процесс – **разбухание**).

При уменьшении гигроскопической влаги уменьшается толщина клеточных стенок и, соответственно, поперечные размеры клеток. Поэтому наибольшая усушка древесины происходит в поперечном направлении. Неравномерная усушка является одной из причин возникновения внутренних напряжений в древесине и может привести к трещинообразованию.

Практическое назначение усушки велико, и ее необходимо учитывать при использовании древесины (при распиловке бревен на пиломатериалы, при сушке древесины), принимая во внимание припуски на усушку, которые предусмотрены в ГОСТ 6782.1-75 для хвойных пород, ГОСТ 6782.2-75 – для лиственных.

При сушке древесины происходит:

1) **лагоотдача** – испарение влаги с поверхности материала в окружающую среду;

2) **лагоперенос** – перемещение влаги внутри материала;

Основной параметр, характеризующий условия протекания этих процессов, является температура среды:

– $t < 100\text{ }^{\circ}\text{C}$ – **сушка низкотемпературная** (испарение);

– $t > 100\text{ }^{\circ}\text{C}$ – **сушка высокотемпературная** (кипячение)

Низкотемпературная сушка	Высокотемпературная сушка
(конвективная, атмосферная, в жидкостях, камерная)	(в жидкостях, в среде перегретого воздуха при $t > 120\text{ }^{\circ}\text{C}$)
Неравномерное распределение влажности по сечению приводит к движению влаги от слоев древесины с большей влажностью к слоям с меньшим содержанием влаги (т.е. изнутри к поверхности). Кроме того, существует температурный перепад, и влага движется в направлении пониженной температуры, т.е. это движение влаги имеет обратное направление и несколько тормозит основную сушку.	При этом возникает повышенное давление во внутренних слоях под действием возникшего перепада давлений и происходит перемещение влаги в виде пара к поверхности пиломатериалов.
Температура окружающей среды больше температуры материала. Наружные слои высыхают быстрее внутренних, т.е. происходит неравномерное распределение влаги по сечению.	Поверхностные слои древесины быстро прогреваются до температуры среды, влага закипает и переходит в парообразное состояние.
Движение влаги внутри древесины начинается с того момента, когда с поверхности древесины в результате испарения будет удалена вся гигроскопическая влага (связанная). С этого момента между внутренними слоями древесины, где влага находится в полостях клеток, и с поверхностью, где влага содержится только в клеточных стенках, возникает разность капиллярного давления.	

Существует несколько способов сушки пиломатериалов:

- **атмосферная** (осуществляется на открытом воздухе или складах);
- **камерная** (производится в сушильных камерах).

Сушка пиломатериалов может быть:

- **одностадийная** – (применяется только камерная сушка), т.е. материалы со своей природной влажностью (от 100 ÷ 50 %) помещают в сушильные камеры и высушивают до технологической влажности (6 ÷ 16 %);

- **двухстадийная** – на первой стадии пиломатериалы со своей природной влажностью доводят до равновесной (30 %) или транспортной (20 %) влажности. Предпочтительнее на этом этапе использовать атмосферную сушку. На второй стадии пиломатериалы окончательно сушат до технологической влажности, применяя камерную сушку.

13.2. Атмосферная сушка

Атмосферная сушка осуществляется на открытом воздухе, пиломатериалы укладывают в штабеля правильной геометрической формы: боковые и торцевые поверхности должны быть строго вертикальны. Штабель формируют из одинаковых по породе и толщине пиломатериалов на прокладках. Для того чтобы избежать коробления и провисания досок, по длине штабеля укладываются прокладки, их количество зависит от породы древесины, толщины и длины укладываемых пиломатериалов (табл. 13.3).

Таблица 13. 3

Количество прокладок в горизонтальном ряду

Толщина пиломатериалов, мм	Число прокладок (шт.) по длине штабеля для пород							
	хвойных				лиственных			
	2,25	3,25	4,5	6,5	2,25	3,25	4,5	6,5
13 ÷ 25	5	6	8	12	6	8	11	13
32 ÷ 40	4	4	5	8	4	5	7	9
50 и более	3	3	4	6	3	3	4	6

Есть определенные *требования для складов*:

- склад устраивают на сухом, хорошо проветриваемом участке, территорию которого тщательно выравнивают, обрабатывают химикатами для уничтожения растительности, покрывают щебенкой;

- для предохранения от атмосферной и грунтовой влаги штабеля укладывают на подкладках и устраивают навес.

Продолжительность сушки в штабелях зависит от климатических условий местности, времени года, толщины досок и требуемой конечной влажности пиломатериалов.

Для проведения атмосферной сушки вся территория СНГ разделена на 4 зоны:

- 1 – *северная* (северные области европейской части России);
- 2 – *северо-западная* (Карелия, западная область европейской части);
- 3 – *центральная* (Прибалтика, Беларусь);
- 4 – *южная* (южные области России, Украина, Кавказ, Средняя Азия)

(табл. 13.4).

Штабеля на складе рекомендуется располагать по отношению к господствующим ветрам в зависимости от толщины пиломатериалов:

- до 25 мм – с наветренной стороны;
- свыше 50 мм – в середине;
- от 25 ÷ 50 мм – с подветренной стороны.

Таблица 13.4

Ориентированные сроки атмосферной сушки

Месяц укладки	Климатическая зона	Срок сушки (дн.) при толщине		
		16 ÷ 25 мм	32 ÷ 50 мм	60 ÷ 75 мм
Март	4	12 ÷ 28	25 ÷ 32	35 ÷ 45
Апрель, май	1	34 ÷ 38	43 ÷ 51	55 ÷ 64
	2	30 ÷ 34	38 ÷ 47	51 ÷ 60
	3	25 ÷ 30	34 ÷ 36	43 ÷ 51
	4	13 ÷ 15	17 ÷ 22	22 ÷ 30
Июнь, июль	1	13 ÷ 17	22 ÷ 43	43 ÷ 55
	2	10 ÷ 13	17 ÷ 34	34 ÷ 51
	3	9 ÷ 20	15 ÷ 22	26 ÷ 34
	4	8 ÷ 9	13 ÷ 15	17 ÷ 25
Август, сентябрь	1	30 ÷ 34	43 ÷ 51	55 ÷ 60
	2	26 ÷ 34	36 ÷ 43	47 ÷ 55
	3	22 ÷ 30	30 ÷ 38	43 ÷ 47
	4	11 ÷ 17	20 ÷ 26	30 ÷ 34
Октябрь	4	12 ÷ 28	25 ÷ 32	34 ÷ 45

В табл. 13.4 приведены ориентированные сроки сушки пиломатериалов хвойных пород до $W = 22\%$.

Состояние воздуха при атмосферной сушке регулируется слабо, однако благодаря соответствующему размещению штабелей на складе и укладки в них пиломатериалов процесс сушки в определенной степени поддается управлению.

Атмосферную сушку древесины постоянно контролируют – систематически определяют влажность пиломатериалов весовым способом и визуально наблюдают за видимыми дефектами сушки. При появлении растрес-

кивания торцов или пластей досок, что свидетельствует об интенсивном процессе сушки, ограничивают доступ воздуха в штабель установкой у его боковых стенок щитов.

Для улучшения циркуляции воздуха устанавливают осевые вентиляторы между штабелями на складах.

Недостатки атмосферной сушки:

- сезонность процесса (может происходить в активные сезоны года – весна, лето, начало осени);
- большая продолжительность (связана с недостаточной циркуляцией воздуха в естественных условиях);
- ограничивается влажностью $18 \div 22 \%$.

13.4. Камерная сушка

Сушку пиломатериалов производят в камерах:

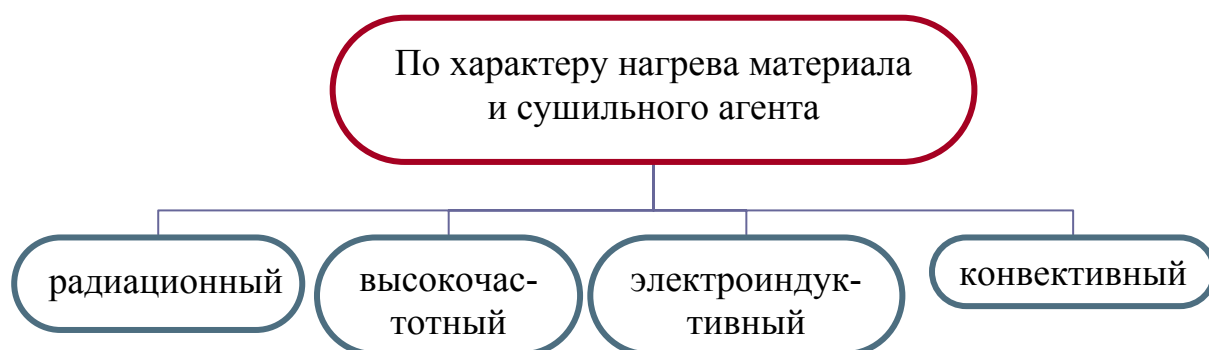
- *непрерывного действия*

Камеры непрерывного действия выполняют в виде длинного туннеля, вмещающего несколько штабелей. По мере движения штабеля в камере происходит сушка древесины. С противоположного конца камеры выгружают пиломатериалы, высушенные до требуемой влажности.

- *периодического действия* (периодически чередуются циклы, состоящие из полной загрузки камеры штабелями, контролирования сушки и полной разгрузки камеры).

Для высококачественной сушки, при которой не допускается появления внутренних напряжений в материале, рекомендуется применять воздушные сушильные камеры периодического действия.

Классификация сушильных камер:



Наиболее распространенным и основным способом является конвективная газопаровая камерная сушка. *Конвекция* (с лат. «принесение») – пе-

ренос теплоты движущейся средой, например, потоками воздуха, пара или жидкости.

Для нагревания и циркуляции сушильного агента камеры снабжают нагревательными и циркуляционными устройствами. Сушильным агентом может быть воздух, газ, перегретый пар.

Режим сушки – расписание во времени основных параметров сушильного агента в зависимости от породы, начальной и заданной конечной влажности древесины, категории сушки и размеров пиломатериалов.

Определяющими параметрами сушильного агента являются:

- температура;
- степень насыщения φ ($\varphi = \frac{P_n}{P_n}$, где P_n – давление пара; P_n – давление его насыщения при данной температуре);
- психрометрическая разность.

В зависимости от требований к качеству древесины пиломатериалы можно высушивать различными по температурному уровню режимами.

Режимы сушки

Показатели	Мягкий	Нормальный	Форсированный	Высокотемпературный
<i>T</i> материала	40 °С	67 °С	75 °С	
<i>T</i> сушки	< 58 °С	80 ÷ 100 °С	не выше 120 ÷ 130 °С	140 ÷ 150 °С
Дефекты	бездефектная	бездефектная	бездефектная	незначительное снижение прочности на изгиб, растяжение, сжатие
Прочность	без снижения	полное сохранение	сохранение прочности на статический изгиб, растяжение, сжатие; до 20 % снижение на скалывание	на 30 ÷ 35 % снижение прочности на скалывание и раскалывание
Цвет	не изменяется	незначительные изменения	потемнение	потемнение
<i>Применение</i>	Для пиломатериалов высших классов перепад влажности $W=1,5 \div 2,5$ % на 1 мм толщины	Для материалов, идущих на ограждающие конструкции, перепад $W=2 \div 3,5$ % на 1 мм	Для пиломатериалов, предназначенных для элементов, работающих с большим запасом прочности	

Технологический процесс камерной сушки

1. Начальный прогрев древесины

2. Собственно сушка по выбранным режимам

3. Влаготеплообработка

4. Кондиционирование материала

1. Сырую древесину прогревают в среде сушильного агента при температуре, которая на $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ выше температуры выбранного режима сушки. Длительность прогрева для хвойных пород $1 \div 1,5$ часа на каждый см толщины.

2. Режимы собственной сушки устанавливают в зависимости от породы, начальной влажности, размеров и требуемого качества высушивания пиломатериалов. Во время сушки периодически контролируют текущую влажность весовым способом и внутреннее напряжение в древесине.

3. Влаготеплообработку проводят для снятия или уменьшения остаточных внутренних напряжений после достижения древесиной заданной средней конечной влажности. Температуру сушильного агента поднимают на $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ выше последней ступени сушки, степень насыщения $0,98 \div 1$, продолжительность в среднем $2,5 \div 2$ часа на каждый см.

4. Кондиционирование древесины проводят для выравнивания влажности как по объему штабеля, так и по толщине пиломатериалов, при этом недосушенные пиломатериалы подсыхают, а пересушенные увлажняются.

Кондиционирование проводят на специальной площадке после выгрузки из камер при температуре $t = 18 \div 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ и влажности воздуха $W = 50 \div 70\%$ не менее трех суток.

13.5. Особые способы сушки

К особым способам сушки относят:

- 1) **конвективная сушка в жидкостях;** в качестве агента могут быть:
 - маслянистые гидрофобные или парафинообразные жидкости, которые не смешиваются и не растворяются в воде;
 - расплавленные металлы;

- сера;
- водные растворы гигроскопических минеральных солей.

Наиболее распространена *сушка в петролатуме* – парафинообразном веществе, которое является отходом от перегонки нефти.

Сушка осуществляется при атмосферном давлении в ваннах, заполненных петролатумом, нагретом до $120 \div 130$ °С. Внутри древесины вследствие кипения влаги создается избыточное давление, под действием которого пар выходит в атмосферу, преодолевая сопротивление древесины и слоя жидкости. Расход петролатума $25 \div 40$ кг/м³. Продолжительность сушки $6 \div 8$ часов.

Недостаток: загрязнение поверхности древесины, что затрудняет ее последующую механическую обработку и склеивание.

Применение: обработка столбов, линий электропередач, шпал, мостов.

2) *сушка в поле токов высокой частоты (ТВЧ)*

Древесина способна прогреваться в поле высокой частоты. Прогрев осуществляется внутри материала равномерно по его объему, не подводится извне.

Лекция 14

ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

14.1. Технологический процесс изготовления несущих клеендеревянных конструкций.

14.2. Технологический процесс изготовления ограждающих конструкций.

Клееные деревянные конструкции (КДК) выпускают двух видов:

- 1) *несущие* (балки, рамы, арки, фермы);
- 2) *ограждающие* (деревянный каркас и приклеенные к нему обшивки из фанеры или других листовых материалов).

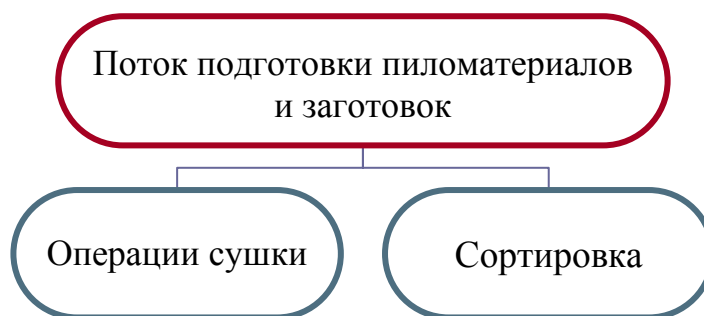
Для изготовления КДК рекомендуется в основном использовать:

- а) *пиломатериалы хвойных пород* (сосна, ель) ГОСТ 24454-80. Толщину склеиваемых слоев в элементах, как правило, не следует принимать более 33 мм;
- б) *фанеру:*

- березовую водостойкую (не менее 8 мм) марки ФСФ;
- бакелизированную марки ФБС (ГОСТ 11539-73).

в) *синтетические клеи*: для соединения древесины и древесины с фанерой следует принимать в зависимости от условий эксплуатации согласно требованиям СНБ «Деревянные конструкции».

14.1. Технологический процесс изготовления несущих клеендеревянных конструкций



На первой стадии древесина должна быть высушена до требуемой технологической влажности. Для получения заданной влажности с минимальными внутренними напряжениями и минимальными перепадами влажности по толщине досок рекомендуется проводить сушку в 2 этапа: 1 этап – атмосферная сушка, 2 – камерная (при этом выбирая нужные режимы) с последующим кондиционированием.

На второй стадии производится *сортировка пиломатериалов*, которая до последнего времени проводилась визуально и вручную. Сейчас внедрена машинная, так называемая силовая сортировка. Она основана на прямолинейной зависимости между прогибом и напряжениями изгиба. Пиломатериалы проходят через машину, где им на пролете 0,95 м задают определенный прогиб. Программами установлено 3 вида напряжений, соответствующих 1, 2, 3 сортам древесины, все слабые места окрашиваются краской.

Выявленные недопустимые пороки и дефекты вырезают на торцовочных станках. Торцовка выполняется на станках поперечной распиловки типа ЦПА-40, Ц-6-2 и др.

При поперечной распиловке и удалении дефектов древесины руководствуются нормами допускаемых пороков и технологических дефектов, установленными нормативными документами. Ограничение пороков про-

водится с учетом разделения досок на 3 категории качества в зависимости от того, в каких зонах конструкции они будут располагаться. Затем проводится продольная распиловка, после которой пласти досок фрезеруют для дополнительного выявления пороков древесины.

Следующая операция – *фрезерование шипов* – выполняется на шипорезных или фрезерных станках. Нарезку зубчатых шипов производят специальными фрезами.

В зависимости от способа фрезерования зубчатые шипы могут быть вертикальными, горизонтальными, диагональными и угловыми. При вертикальных шипах прочность зубчатого стыка увеличивается.

Склеивание по всему сечению многослойных клееных деревянных конструкций производится зубчатыми соединениями типов I-50, I-32, фанеры – II-10, II-5 (рис. 14.1, табл. 14.1).

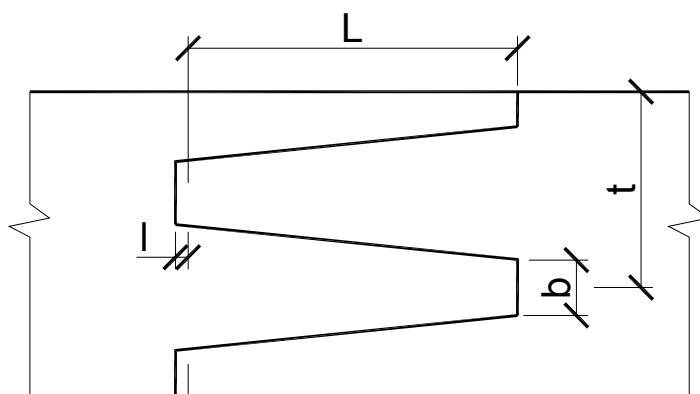


Рис 14.1. Схема зубчатых шипов после фрезерования:
 L – длина типа; t – шаг шипа; b – затупление; l – зазор

Таблица 14.1

Параметры зубчатого соединения

Тип	L , мм	t , мм	Затупление шипа b , мм	Уклон шипа
I-50	50	12	2	1:11
I-32	32	8	1	1:10,5
II-20	20	6	1	1:10
II-10	10	3,5	0,5	1:8
II-5	5	1,75	0,5	1:7,5

На зубчатый шип наносится клей, соединяемые элементы стыкуют и запрессовывают с первоначальным давлением в зависимости от типа со-

единения: I-50 – 1,5 МПа; I-32 – 2,5 МПа; II-20 – 3,5 МПа; II-10 – 6 МПа; I-5 – 10 МПа.

После прессовки шипов давление снимают. На период отверждения клея ленты должны находиться в неподвижном состоянии несколько часов, однако в некоторых случаях благодаря самозаклеиванию зубчатых соединений достаточно приложить кратковременное ($2 \div 5$ с) давление и фрезеровать листы. Если заготовки стыкуют при нагревании, время выдержки стыка под давлением составляет $1 \div 2$ мин.

После необходимой для отверждения клея выдержки стыкованные доски подают на обработку к рейсмусовому станку, где проводится фрезерование с двух сторон с точностью, обеспечивающей шероховатость поверхности в пределах 1 – 2-го класса. Доски обрабатывают в порядке, обратном укладке слоев в пакет, с тем чтобы удобнее было наносить клей и быстрее загружать пресс.

Качество склеивания в большей степени зависит от подготовленной поверхности:

- поверхность под склейку следует обрабатывать по 7-му классу шероховатости, что достигается фрезерованием со снятием провесов, образовавшихся в соединениях на зубчатый шип;
- склеиваемые поверхности должны быть свежесфрезерованными (время с момента фрезерования до нанесения клея не должно быть более 8 часов);
- склеиваемые поверхности должны быть очищены от пыли и плотно прилегать одна к другой.

Фрезерование и нанесение клея осуществляется на полуавтоматических линиях (с подъемника плети по транспортеру подают на двухсторонний рейсмусовый станок и после фрезерования пластин они проходят под клеенаносящим устройством). В конце транспортера и параллельно ему установлен приемник-накопитель, представляющий собой подъемный стол, автоматически опускаемый на толщину листа всякий раз, когда на него наступает плеть с нанесенным на нее клеем. Накопитель пакета работает автоматически до полного набора вертикального пакета в соответствии с высотой сечения изготавливаемой конструкции.

Клей на поверхности досок может наноситься с одной или двух сторон, соответственно клеенаносящие устройства могут быть двух видов:

- *двухсторонние* (рис. 14.2): для нанесения клея одновременно на обе пласти пиломатериалов;
- *односторонние* (струйные и наливные): клей наносится непрерывными струями, вытекающими из отверстий трубы, расположенной над движущейся плетью.

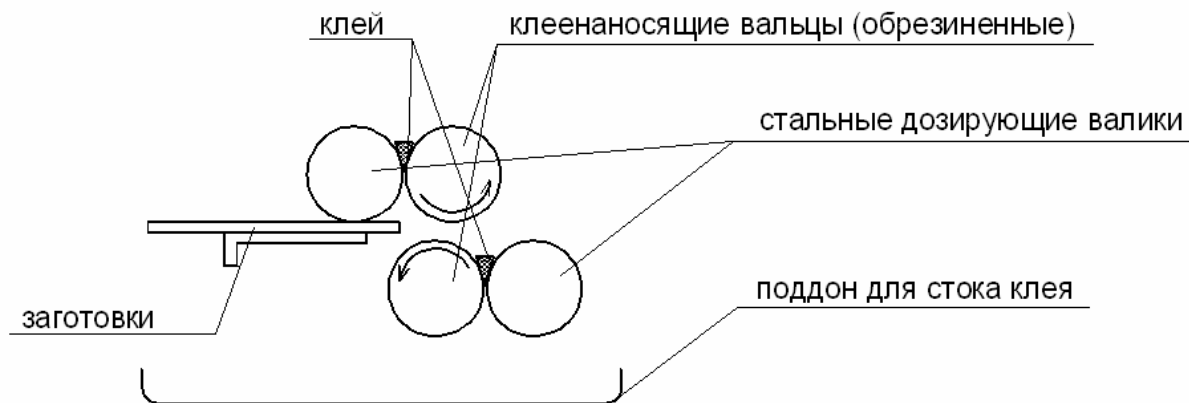


Рис. 14.2. Схема нанесения клея

Толщина клеевого шва имеет большое значение, т.к. с ее увеличением возрастают внутренние напряжения, снижающие прочность соединений. Практическая толщина клеевого шва от 0,1 до 0,8 мм, в то время как максимальная прочность обеспечивается при толщине клеевой прослойки в пределах 0,1 ÷ 0,2 мм. Чем толще слой клея, тем больше требуется усилий запрессовки для равномерного его распределения (табл. 14.2).

Таблица 14.2

Промышленные клеи, применяемые для склеивания древесины

Наименование	Марка
Резорциновый	ФР-12
Фенольно-резорциновый	ФРФ-50
Алкирезорциновый	ФР-100, ДФК-1АМ
Фенольный	СФХ
Карбамидно-меламиновый	КС-В-СК
Карбамидный	КФ-Ж
Эпоксидный	ЭПЦ-1, К-153

После нанесения клея и сборки сформированный пакет мостовым краном и специальными траверсами подается к запрессовочным устройствам, где происходит его запрессовка и выдержка под давлением, равно-

мерным по всей склеиваемой поверхности, для создания прочного монолитного соединения.

Для запрессовки применяются механические, пневматические и гидравлические прессы.

Прямолинейные конструкции чаще всего запрессовывают при горизонтальном положении клеевых швов с помощью пневматических и гидравлических прессов.

Гнутоклееные конструкции запрессовывают при вертикальном положении клеевых швов. Доски с клеем укладываются ребром, и весь пакет зажимают винтовыми стяжками между укрепленными в полу стойками, расставленным по кривой заданного очертания.

Время запрессовки зависит от марки клея и вида конструкции: чем сложнее конфигурация конструкции, тем больше время выдержки под давлением. Можно сокращать выдержку в прессе, повышая температуру. Установлено, что если отвержение происходит при повышенной температуре, то прочность шва повышается в 5 – 6 раз.

После выдерживания в прессе клееные элементы поступают на обработку, которая заключается в оторцовке изделий по шаблону, фрезеровании боковых поверхностей, выемок, сверлении отверстий, а также в защите от увлажнения, загнивания и возгорания.

Перед обработкой элементы выдерживают в цехе 1 ÷ 2 суток для достижения достаточной прочности клеевого шва. Перемещение изделий по цеху или в другой цех возможно при условии достаточного отверждения клея.

14.2. Технологический процесс изготовления ограждающих конструкций



Технологический процесс изготовления каркаса

высушенные пиломатериалы обрезают на торцовочном станке

заготовки фрезеруют на четырехстороннем строгальном станке

на концах заготовок при помощи шипорезно-пазовального станка вырезают пазы и четверти для сборки каркаса

заготовки антисептируют в 3 %-ном растворе кремнефтористого натрия, т.е. пакет погружают в ванну кран-балкой, а затем сушат в цехе в течение двух суток

из высушенных брусков собирают каркас на клею или гвоздях

кромки каркаса обрабатывают на шлифовальном станке, чтобы снять излишний слой антисептика, и покрывают клеем с одной или двух сторон

Фанеру предварительно сращивают по длине в непрерывные ленты, а затем разрезают на листы в соответствии с требуемым размером обшивок. Материалы обшивки сращивают в полноформатные листы при помощи стыков «на ус», которые желательно располагать в менее нагруженных зонах панели. Для нарезки кромок листов «на ус» используют специальный усовочный станок, склеивание стыков производится в прессах различных конструкций, оборудованных для ускорения процесса обогревательными устройствами. На одну из поверхностей фанерной обшивки распылением наносят антисептик. Водостойкую фанеру и древесноволокнистые плиты разрезают на круглопильных или ленточно-пильных станках.

Асбестоцементные панели собирают на полуавтоматической установке. Листы укладывают на каркас, затем автомат просверливает отверстия по периметру панели, завинчивает шурупы. После привинчивания обшивки пакет переворачивают, в него укладывают утеплитель, крепят планками, накладывают второй асбестоцементный лист и вновь подают панель в автомат для завинчивания шурупов.

Алюминиевые обшивки крепят к каркасу оцинкованными гвоздями через заранее просверленные отверстия с шагом крепления $75 \div 150$ мм.

Панели с обшивками из древесноволокнистых плит изготавливают по такой же технологии.

При изготовлении утепленных панелей на нижнюю обшивку, покрытую клеем, укладывают плиты пенопласта, накрывают их второй обшивкой со слоями клея, загружают пакет в пресс-контейнер и выдерживают всю конструкцию под давлением до полного отверждения клея.

Панели также могут быть изготовлены методом вспенивания гранул полистирола в ячейках конструкций с использованием различных теплоносителей. При использовании токов высокой частоты гранулы полистирола предварительно обрабатывают электролитом. При изготовлении панелей методом заливки в ребрах оставляют заливочные и выходные отверстия для пара, газа, приготавливают заливочную вспенивающуюся композицию на основе фенолформальдегидной смолы и нагнетают в полость конструкции. Готовые панели окрашивают с наружной и внутренней стороны полимерными красками.

Технологическая схема изготовления трехслойных панелей со вспененным полистиролом в полостях конструкции

Обрезанные по формату, очищенные от пыли и покрытые слоем клея листы асбестоцемента укладывают на поддоны форм

На слой клея насыпают отдозированный по расчету бисерный полистирол и по краям листа устанавливают ограничительные деревянные бруски

Сверху укладывают листы второй обшивки, также покрытые слоем клея, обращенные внутрь

Собранную панель пригружают крышкой и закрепляют в форме

Кассету из 8 – 9 форм подают в камеру тепловой обработки, в которой происходит вспенивание полистирольных гранул, спекание их в монолитный слой и приклеивание образовавшегося пенополистирола к обшивкам. Тепловая обработка длится 0,5 ÷ 2,5 часа при $t = 95 \div 110$ °С. После охлаждения панели вынимают из форм и транспортируют на склад готовой продукции.

Для заполнения световых проемов изготавливают *светопропускаемые панели* с деревянным каркасом и обшивками из тонколистового стеклопластика.

Рулонный светопрозрачный стеклопластик толщиной 0,5 мм шириной 900 мм наклеивают полиэфирным клеем ПН-1 на каркас, разделенный поперечными ребрами на ячейки примерно квадратной формы. Для обеспечения геометрически правильных поверхностей ограждения листы стеклопакета стягивают посередине винтами с деревянными прокладками и стеклопластиковыми шайбами.

Практическое занятие 8

ОБЕСПЕЧЕНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ДЕРЕВЯННЫХ И СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1. Ознакомиться с основными способами защиты деревянных конструкций.

2. Разработка конструктивных и химических мер защиты по индивидуальному заданию.

Для защиты древесины от увлажнения, биоразрушения и возгорания необходимо использовать конструктивные и химические меры.

Конструктивные меры должны предусматривать:

- предохранение древесины конструкций от непосредственного увлажнения атмосферными осадками, грунтовыми и талыми водами;
- предохранение древесины конструкций от промерзания, капиллярного и конденсационного увлажнения;
- систематическую просушку древесины конструкций путем осушающего температурно-влажностного режима.

Это достигается путем устройства паро-, гидроизоляции, вентиляционных продухов, защитой горизонтальных и наклонных граней конструкций антисептированными досками, козырьками из оцинкованного кровельного железа, алюминия или стеклопластика.

Для увеличения огнестойкости предусматривается разделение здания противопожарными перегородками и применение массивных элементов конструкций.

В тех случаях, когда конструктивными мероприятиями нельзя устранить длительные или периодические увлажнения древесины, должны применяться химические меры защиты.

Степень агрессивного воздействия на древесину биологических агентов следует принимать по табл. 8.1.

Таблица 8.1

Степени агрессивного воздействия на древесину биологических агентов при использовании деревянных конструкций внутри помещений или под навесом

Деревянные конструкции и их элементы	Характер увлажнения	Степень агрессивного воздействия биологических агентов при влажностном режиме помещений (над чертой) или зоне влажности (под чертой)	
		<u>Сухой, нормальный</u> Сухая, нормальная	<u>Влажный, мокрый</u> Влажный
Элементы несущих конструкций, связи, прогоны, элементы внутренних перегородок, стен, подвесных потолков и др.	Газообразная среда	Неагрессивная	Слабоагрессивная
Опорные элементы конструкций, места пересечения с конструкциями из других материалов, лаги, доски пола, коробки дверных и оконных блоков, элементы цоколей, ограждающих конструкций	Периодическое увлажнение и промерзание	Среднеагрессивная	
Элементы несущих конструкций, связи, прогоны, обшивки ограждающих конструкций	Конденсационное увлажнение	Среднеагрессивная	
Элементы плит покрытий, каркас ограждающих конструкций	Конденсационное увлажнение	Сильноагрессивная	

Способы защиты деревянных конструкций от коррозии, вызываемой воздействием биологических агентов, приведены в табл. 8.2.

Способы защиты деревянных конструкций от коррозии, вызываемой газообразными, твердыми и жидкими средами, приведены в табл. 8.3.

Перечень лакокрасочных материалов для защиты древесины приведен в табл. 8.4, перечень составов для антисептирования и консервирования древесины – в табл. 8.5, перечень составов комплексного действия для поверхностной пропитки древесины – в табл. 8.6.

Республиканский научно-технический центр пожарной безопасности ГУВПС МВД Беларуси рекомендует принять на территории Республики Беларусь в качестве огнезащитных средств следующие составы:

- БАНН-1 (ТУ 2332-001-20510370-94 с изменением № 1);
- БАН (ТУ 88-03535167-209-93);
- ОК-ГФ (ТУ РБ 28614941.003-96);
- ОК-ДС (ТУ РБ 28614941.004-96);
- ЛПД-83 (ТУ 21-10-63-88);
- ЛДО-6А (ТУ РБ 28614941.005-96);
- Протект (ТУ РБ 102224857.029-2000);
- ОПД-8С (ТУ РБ 37438168.006-97).

Для предохранения древесины от увлажнения в местах контакта с металлом на поверхности, контактирующие с древесиной, рекомендуется нанести мастику (изол, гиссар-1, У-30м и др.) таким образом, чтобы при постановке на место детали плотно прилегали к древесине, а мастика, выдавливаясь, хорошо заполняла зазоры между металлом и древесиной.

Таблица 8.2

Способы защиты деревянных конструкций от коррозии, вызываемой воздействием биологических агентов

Степень агрессивного воздействия	Деревянные конструкции и их элементы	Защита		
		Антисептирование	Консервирование	Защитное покрытие
1	2	3	4	5
Неагрессивная	Элементы несущих неклееных конструкций, связи, прогоны, элементы внутренних перегородок, стен, подвесных потолков	Без защиты		
Слабоагрессивная	Несущие деревянные клееные конструкции, прогоны, обшивки ограждающих конструкций	-	-	Влагостойкие лакокрасочные покрытия
	Элементы несущих неклееных конструкций, каркасы ограждающих конструкций	Антисептирование водорастворимыми антисептиками или обработка антисептическими пастами	-	-

1	2	3	4	5
Среднеагрессивная	Элементы несущих деревянных клееных конструкций, прогоны	-	-	Водостойкие лакокрасочные покрытия или влагобиозащитные пропиточные составы
	Торцы, опорные элементы, места пересечений с наружными стенами, обшивки ограждающих конструкций; элементы несущих неклееных конструкций, лаги, доски пола, коробки оконных и дверных блоков, связи, прогоны, каркасы ограждающих конструкций	Антисептирование водорастворимыми антисептиками или обработка антисептическими пастами. Антисептирование трудновываемыми водорастворимыми антисептиками или обработка антисептическими пастами	-	Влагостойкие лакокрасочные покрытия
Сильноагрессивная	Элементы плит покрытия, каркасы ограждающих конструкций	-	Консервирование трудновываемыми водорастворимыми антисептиками	-

Таблица 8.3

Способы защиты деревянных конструкций от коррозии, вызываемой газообразными, твердыми и жидкими средами

Степень агрессивного воздействия	<u>Влажностный режим помещения</u> Зона влажности	Защита
1	<u>2</u>	3
Неагрессивная	<u>Сухой, нормальный</u> Сухая, нормальная	Без защиты
	<u>Влажный, мокрый</u> Влажная	Влагостойкие лакокрасочные материалы
Слабоагрессивная	<u>Сухой, нормальный</u> Сухая, нормальная	Без защиты
	<u>Влажный, мокрый</u> Влажная	Химически стойкие, влагостойкие лакокрасочные материалы или влагобиостойкие пропиточные материалы

Окончание табл. 8.3

1	2	3
Среднеагрессивная	<u>Сухой, нормальный</u> Сухая, нормальная	Химически стойкие лакокрасочные материалы
	<u>Влажный, мокрый</u> Влажная	Химически стойкие, влагостойкие лакокрасочные материалы или химически стойкие, влагостойкие пропиточные материалы
Сильноагрессивная	Жидкая среда	Химически стойкие, влагостойкие лакокрасочные материалы или химически стойкие, влагостойкие пропиточные материалы

Таблица 8.4

Лакокрасочные материалы для защиты древесины

Лакокрасочные материалы	Марка материала	Нормативный документ	Индекс покрытия ¹	Толщина покрытия, мкм
1	2	3	4	5
Пентафталевые	Лаки ПФ-170 и ПФ-171	ГОСТ 15907	д, в.	70 ÷ 90
	Эмаль ПФ-115	ГОСТ 6465	а, в.	90 ÷ 120
	Эмаль ПФ-133	ГОСТ 926	а, в.	90 ÷ 120
Уретановые	Эмаль Ур-49	ТУ 6-10-1379	а, в, х	110 ÷ 130
	Лак УР-293 или УР-294	ТУ 6-10-1462	д, а, в	79 ÷ 90
Уретаново-алкидные	Эмаль УРФ-1128	ТУ 6-10-1421	а, в, х	110 ÷ 130
Перхлорвиниловые	Эмаль ХВ-110	ГОСТ 18374	а, в	90 ÷ 120
	Эмаль ХВ-124	ГОСТ 10144	а, в	90 ÷ 120
	Эмаль ХВ-1100	ГОСТ 6993	а, в	100 ÷ 120
	Эмаль ХВ-785	ГОСТ 7313	х, в	110 ÷ 130
	Эмаль ХС-710	ГОСТ 9355	х, в	110 ÷ 130
	Эмаль ХС-759	ГОСТ 23494	х, в	130 ÷ 150
	Эмаль ХС-717	ТУ 6-10-961	х, в	110 ÷ 130
	Эмаль ХС-781	ТУ 6-10-951	х, в	110 ÷ 130
Эпоксидные	Лак ХВ-784	ГОСТ 7313	д, х, в	110 ÷ 130
	Шпатлевка ЭП-0010	ГОСТ 10277	х, в	250 ÷ 350
	Эмаль ЭП-773	ГОСТ 23143	х, в	130 ÷ 150
	Эмаль ЭП-575	ТУ 6-10-1634	а, х, в	130 ÷ 150
	Эмаль ЭП-755	ТУ 6-10-717	х, в	130 ÷ 150
	Эмаль ЭП-56	ТУ 6-10-1243	х, а	130 ÷ 150
Эпоксидно-фенольные	Эмаль ЭП-793	ТУ 6-10-1538	х, в	130 ÷ 150
	Эмаль ФЛ-777	ТУ 6-10-1524	х, в	130 ÷ 150
Эпоксидно-фторолоновые	Лак ЛФЭ-32х	ТУ 6-05-041-540	а, х, в	100 ÷ 120

¹ д – декоративные, в – водостойкие, а – атмосферостойкие, х – химически стойкие

Таблица 8.5

Составы для антисептирования и консервирования древесины

Степень агрессивного воздействия среды	Защитный материал	Состав компонентов	Способ защитной обработки	Норма расхода защитного материала
1	2	3	4	5
<i>Антисептирование</i>				
Среднеагрессивная	Натрий фтористый технический	Натрий фтористый	Поверхностная обработка	20 г/кв.м
	Аммоний кремнефтористый технический	Аммоний кремнефтористый	«	45 г/кв.м
	Паста антисептическая на каменноугольном лаке и фтористом натрии (паста-концентрат)	Натрий фтористый, лак каменноугольный, каолин, вода	«	250-500 г/кв.м
	Препарат ХМБ-444	Натрий или калий двуххромовокислый, медь сернокислая, борная кислота	Пропитка способом «прогрев – холодная ванна»	5 ÷ 7 кг/куб.м
	Препарат ХМББ-3324	Натрий или калий двуххромовокислый, медь сернокислая, борная кислота, бура	«	7 ÷ 9 кг/куб.м
	Препарат ХМК	Натрий или калий двуххромовокислый, медь сернокислая, натрий кремнефтористый	«	7 ÷ 9 кг/куб.м
	Препарат ХМФ	Натрий или калий двуххромовокислый, медь сернокислая, натрий фтористый	«	7 ÷ 9 кг/куб.м
	Препарат МБ-1	Медь сернокислая, борная кислота, бура, аммоний углекислый	«	7 ÷ 9 кг/куб.м
	Препарат ХМ-11	Бихромат натрия, медь сернокислая	«	7 ÷ 9 кг/куб.м

Окончание табл. 8.5

1	2	3	4	5
<i>Консервирование</i>				
Сильноагрессивная	Масло каменноугольное	Масло каменноугольное	Пропитка в цилиндрах под давлением с предварительной сушкой древесины в петролатуме или пропитка в ваннах с предварительным прогревом древесины	75 кг/м ³
	Масло антраценовое	Масло антраценовое	«	110 кг/м ³
	Масло компаунд	Масло компаунд	«	75 кг/м ³
	Масло сланцевое	Масло сланцевое	«	110 кг/м ³
	Доналит марки «УАЛЛ»	Фториды и арсенаты щелочных металлов	Пропитка способом «прогрев – холодная ванна» или «вакуум – давление – вакуум»	8 ÷ 15 кг/м ³
	Паста на доналите «УАЛЛ»	Фториды, арсенаты, пастообразователи	Диффузионная пропитка	6 кг/м ³
	Препарат ХМБ-444	Натрий или калий двухромовокислый, медь сернокислая, борная кислота	Пропитка способом «прогрев – холодная ванна»	8 ÷ 15 кг/м ³
	Препарат ХМББ-3324	Натрий или калий двухромовокислый, медь сернокислая, борная кислота, бура	«	8 ÷ 15 кг/м ³
	Препарат ХМФ	Натрий или калий двухромовокислый, медь сернокислая, натрий фтористый	«	8 ÷ 15 кг/м ³
	Препарат МБ-1	Медь сернокислая, аммоний углекислый, бура, борная кислота	«	8 ÷ 15 кг/м ³

Составы для поверхностной пропитки древесины

Марка пропиточного состава	Состав компонентов, %	Привес	Защитные свойства
ТХЭФ	Трихлорэтилфосфат, 40	600 г/см ²	Биозащитное, огнезащитное
	Четыреххлористый углерод 60		
Фенолоспирты	Фенолоспирты 100	250÷300 кг/м ³	Влагозащитное, биохимзащитное
БК (буроугольная композиция)	Буроугольный воск 10	30÷40 кг/м ³	Влагозащитное, биозащитное, огнезащитное
	Олифа оксоль 70		
	Сиккатив 10		
	Бура 5		
	Вода 5		
ТХЭФ-ПТ	Трихлорэтилфосфат 50–70	40÷60 кг/м ³	Влагозащитное, биозащитное, огнезащитное
	Петролатум 30–50		

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЯ

1. Перечислите основные операции при построечном изготовлении деревянных конструкций.
2. Назовите основные требования, которые должны быть соблюдены при заводском изготовлении клееных конструкций.
3. Каким требованиям должны отвечать лесоматериалы, применяемые в клееных конструкциях?
4. Перечислите основные технологические операции при изготовлении клееных деревянных конструкций и трехслойных панелей.
5. Назовите способы сушки лесоматериалов и дайте их краткое описание.
6. Перечислите способы запрессовки и назовите применяемое оборудование.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.05.01-2000. Деревянные конструкции. – Взамен СНиП II-25-80; Введ. 01.07.2001. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2001. – С. 62 – 64.
2. Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник под ред. Г.Г. Карлсена, Ю.В. Слицкоухова и др.; 5-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1986. – С. 426 – 497.
3. Деревянные конструкции и детали / В.М. Хрулев, К.Я. Мартынов, С.В. Лукачев, Г.М. Шутов; Под ред. В.М. Хрулева – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1995. – С. 204 – 367.
4. Зубарев Г.Н. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для вузов / Г.Н. Зубарев. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1990. – С. 241 – 267.
5. Конструкции из дерева и пластмасс. Учебник для вузов / Д.К. Арле-нинов, Ю.Н. Буслаев, В.П. Игнатъев, П.Т. Романов, Д.К. Чахов. – М.: Изд-во АСВ, 2002. – С. 223 – 243.
6. Хрулев В.М. Производство конструкций из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для вузов по спец. «Пром. и гражд. стр-во» и «Пр-во строит. изделий и конструкций» / В.М. Хрулев. – 2 изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1989. – 238 с.: ил.

ТЕКУЩИЙ И ИТОГОВЫЙ КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА УСВОЕНИЯ ЗНАНИЙ И УМЕНИЙ

ВОПРОСЫ ДЛЯ ПОДГОТОВКИ К ПЕРВОМУ ПРОМЕЖУТОЧНОМУ ЗАЧЕТУ

1. Основные направления развития деревянных конструкций после революции.
2. Основные направления развития деревянных конструкций после Великой Отечественной войны.
3. Что собой представляют пневматические конструкции?
4. Основные свойства древесины.
5. Недостатки древесины.
6. Основные направления применения конструкций из дерева в Республике Беларусь.
7. Классификация древесины по породе.
8. Какая древесина используется для основных несущих конструкций и почему?
9. Используется ли лиственная древесина для основных несущих конструкций и почему?
10. Сбег – это...
11. Бревно диаметром 30 см. Какой размер показывает данная величина?
12. Нарисуйте пласть и кромку пиломатериала.
13. Чем отличается брус от бруска?
14. Строение древесины.
15. Какие слои древесины более прочные?
16. Пороки древесины – это...
17. Как определяется сорт древесины?
18. Связанная влага – это...
19. Свободная влага – это...
20. Предел гигроскопичности – это...
21. Как влияет влажность на свойства древесины?
22. Влажность – это...

23. Для чего нужна стандартная влажность?
24. Что такое фанера?
25. Рубашка фанеры – это...
26. Чем отличается бакелизированная фанера от клееной?
27. Разновидности фанеры.
28. Полимеризация – это...
29. Поликондексация – это...
30. Состав конструкционных пластмасс.
31. Для чего служат синтетические смолы в пластмассах?
32. Какие наполнители применяют для пластмасс?
33. В зависимости от вида и расположения наполнителя стеклопластики бывают...
34. Ячеистые газонаполненные конструкционные пластмассы – это...
35. Какие виды пластмасс полностью состоят из смолы?
36. Виды древесных пластиков.
37. Назовите основные применения пластмасс в строительстве.
38. Расчет по первой группе предельных состояний – это расчет...
39. Расчет по второй группе предельных состояний – это расчет...
40. Постоянные воздействия – это...
41. Временные нагрузки – это...
42. Чем отличаются нормативные нагрузки от расчетных? Какая из них больше?
43. Чем отличается нормативное сопротивление древесины от расчетного?
44. Как определить расчетное сопротивление дуба?
45. Одинаковое ли сопротивление сосны на изгиб цельного бруса и клееного?
46. Почему деревянные конструкции, работающие на растяжение, изготавливают из древесины 1 сорта?
47. Площадь нетто – это...
48. Расчет сжатых элементов производят на Напишите основные формулы.
49. Только по первой группе предельных состояний рассчитываютэлементы.
50.элементы рассчитывают по I и II группам предельных состояний.

ВОПРОСЫ ДЛЯ ПОДГОТОВКИ КО ВТОРОМУ ПРОМЕЖУТОЧНОМУ ЗАЧЕТУ

1. Конструктивное решение настила при рулонной кровле в неотапливаемых зданиях.
2. Конструктивное решение настила при рулонной кровле в отапливаемых зданиях.
3. Конструктивное решение настила при чешуйчатой кровле.
4. Разрезанный настил (обрешетка).
5. Двойной перекрестный настил.
6. Сплошные однослойные щиты.
7. Разрезные прогоны.
8. Консольно-балочные прогоны.
9. Спаренные неразрезные прогоны.
10. Классификация панелей по назначению, характеру работы, технологии изготовления и теплотехническим свойствам.
11. Конструкция дощатого каркаса, назначение ребер. Конструктивные требования.
12. Классификация плит в зависимости от материала обшивок и варианты конструктивного решения.
13. Классификация пластмассовых плит. Их отличительная особенность от других плит.
14. Расчет клефанерных плит. Расчетная схема, расчетное поперечное сечение.
15. Расчет асбестоцементных плит. Расчетная схема, расчетное поперечное сечение. Основные положения расчета.
16. Классификация балок.
17. Конструктивные решения дощатоклееных балок.
18. Конструктивные решения балок на соединениях.
19. Конструктивные решения клефанерных балок.
20. Классификация стоек.
21. Классификация арок по статическим схемам, по особенностям опирания, по форме осей.
22. Конструктивные решения треугольных арок.
23. Конструктивные решения гнутоклееных рам.
24. Конструктивные решения ломаноклееных рам.
25. Конструктивные решения подкосных рам.
26. Конструктивные решения клефанерных рам.
27. Что такое сквозные деревянные конструкции?
28. Классификация ферм по форме, по типу решетки, по материалу.

ВОПРОСЫ ДЛЯ ПОДГОТОВКИ К ЭКЗАМЕНУ

1. Исторический обзор развития деревянных и пластмассовых конструкций.
2. Строение древесины. Пороки.
3. Основные свойства, достоинства и недостатки древесины.
4. Классификация лесоматериалов.
5. Марки и сорта фанеры.
6. Конструкционные и химические меры борьбы с увлажнением, биологическими повреждениями и возгоранием.
7. Основные компоненты пластмасс, применяемых в строительстве.
8. Основные виды пластмасс и области их применения.
9. Влажность древесины, значение усушки и разбухания.
10. Принципы расчета деревянных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп.
11. Расчет элементов деревянных конструкций на центральное сжатие и растяжение.
12. Расчет изгибаемых элементов.
13. Смятие древесины.
14. Скалывание древесины.
15. Сжато-изгибаемые элементы.
16. Основные виды соединений деревянных конструкций.
17. Соединения на лобовой врезке. Конструирование и расчет.
18. Соединения на нагелях. Виды нагельных соединений. Расчет и конструирование.
19. Конструирование и расчет соединений на гвоздях.
20. Соединение на клею. Виды клеев.
21. Настилы, обрешетка. Конструирование и расчет.
22. Прогоны. Конструирование и расчет.
23. Плиты. Конструирование и расчет.
24. Балки. Классификация. Конструирование и расчет.
25. Стойки. Конструирование и расчет.
26. Деревянные арки. Классификация. Конструирование и расчет.
27. Рамы. Классификация. Конструирование и расчет.
28. Фермы. Классификация. Конструирование и расчет.
29. Обеспечение пространственной неизменяемости конструкций. Расчет связевой фермы.
30. Сушка древесины. Атмосферная сушка.
31. Искусственная камерная сушка древесины. Особые способы сушки.
32. Технологический процесс изготовления несущих клееных деревянных конструкций.
33. Технологический процесс изготовления ограждающих деревянных конструкций.

ЛИТЕРАТУРА ДЛЯ ИЗУЧЕНИЯ ДИСЦИПЛИНЫ

1. СНБ 5.05.01-2000. Деревянные конструкции. – Взамен СНиП II-25-80; Введ. 01.07.2001. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2001. – 70 с.: ил.
2. Конструкции из дерева и пластмасс. Учебник под ред. Г.Г. Карлсена, Ю.В. Слицкоухова и др.; 5-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1986. – 543 с.
3. Деревянные конструкции и детали / В.М. Хрулев, К.Я. Мартынов, С.В. Лукачев, Г.М. Шутов; Под ред. В.М. Хрулева – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1995. – 384 с.: ил. – Справочник строителя.
4. Зубарев Г.Н. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для вузов / Г.Н. Зубарев. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1990. – 287 с.: ил.
5. Конструкции из дерева и пластмасс: Лаб. работы для студ. спец. 70 02 01 «Пром. и гражд. стр-во» дневной и заоч. форм обуч. / Сост. А.Р. Волик. – Новополоцк: ПГУ, 2003. – 44 с.: ил.
6. Справочное пособие для выполнения курсового и дипломного проектирования по курсу «Конструкции из дерева и пластмасс» для студентов специальности 70 02 01 / Сост. А.Р. Волик. – Новополоцк: ПГУ, 2003. – 84 с.: ил.
7. Конструкции из дерева и пластмасс. Учебник для вузов / Д.К. Арленинов, Ю.Н. Буслаев, В.П. Игнатъев, П.Т. Романов, Д.К. Чахов. – М.: Изд-во АСВ, 2002. – 280 с.
8. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: Учебное пособие / М: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2001. – 292 с.
9. СНБ 8.03.110-2000. Деревянные конструкции для городского строительства. – Взамен СНиП-91 ч. IV; Введ. 01.01.2001. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 293 с.: табл. – (Ресурсно-сметные нормы на строит. конструкции и работы, Сб.10).
10. Методическое пособие по выполнению противопожарных мероприятий при проектировании объектов / Главэкспертиза при Минстройархитектуры РБ. – Мн.: Б.и., 2000. – 117с.
11. Справочное пособие по пределам огнестойкости строительных конструкций – Мн., 2001. – 92 с.
12. Шишкин В.Е. Примеры расчета конструкций из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для техникумов / В.Е. Шишкин. – М.: Стройиздат, 1974. – 223 с.

13. Атлас деревянных конструкций/ К.Гетц, Д.Хоор, К.Мелер; перевод с нем. Н.И. Александровой; под. ред. В.В. Ермолова. – М.: Стройиздат, 1985. – 272 с.

14. Платонова Р.М. Деревянные конструкции: Конспект лекций по курсу «Конструкции из дерева и пластмасс» для студ. спец. Т.19.01.00. – Новополоцк: ПГУ, 1997. – 175 с.

15. Хрулев В.М. Производство конструкций из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для вузов по спец. «Пром. и гражд. стр-во» и «Пр-во строит. изделий и конструкций» / В.М. Хрулев. – 2 изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1989. – 238 с.: ил.

16. Шутенко Л.Н. Клеевые соединения древесины и бетона в строительстве / Л. Н. Шутенко, и др. – Киев: Будывэльник, 1990. – 136 с.

17. Майсюк Т.П. Диссипативные свойства клееных деревянных конструкций: Автореф. дис ... канд. техн. наук. – М.: 1986. – 25 с.

18. Хрулев В.М. Прогнозирование долговечности клеевых соединений деревянных конструкций / В.М. Хрулев. – М.: Стройиздат, 1981. – 128 с. – (Наука – строит. пр-ву).

19. Сарычев В.С. Эффективность применения железобетонных, металлических и деревянных конструкций / В.С. Сарычев. – М.: Стройиздат, 1977. – 223 с.

20. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования: учеб. пособие для вузов / Ю.В. Слицкоухов, И.М. Гуськов, Л.К. Ермоленко и др.; под ред. Ю.В. Слицкоухова. – М.: Стройиздат, 1991. – 256 с.

21. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат. 1986. – 216 с.

22. Деревянные конструкции в строительстве / Л.М. Ковальчук, С.Б. Турковский и др. – М.: Стройиздат, 1995. – 246 с.

23. Современные пространственные конструкции (железобетон, металл, дерево): справочник / Под ред. Ю.А. Дыховичного, – М.: Высшая школа, 1991.

СПРАВОЧНЫЕ МАТЕРИАЛЫ
для выполнения курсового
и дипломного проектирования

1. НАГРУЗКИ

Для расчетов на прочность и деформативность нагрузки должны быть причислены к одному из классов длительности: постоянная (собственная масса конструкций); длительная (эксплуатационная, часть снеговой нагрузки); кратковременная (ветровая, монтажная, снеговая); особая для опор воздушных линий электропередачи (гололедная, ветровая при гололеде, от натяжения проводов при температуре ниже среднегодовой, монтажная).

1.1. Постоянные нагрузки

Постоянная нормативная нагрузка g_k , действующая на конструкцию, состоит из двух частей: первая часть – нагрузка от всех элементов конструкций и материалов, поддерживаемых данной конструкцией, вторая часть – нагрузка от собственного веса рассматриваемой конструкции.

1.1.1. Нормативную нагрузку от верхнего слоя кровли необходимо определять по табл. 1.1 с учетом состава применяемой кровли, разработанной в соответствии с требованиями СНБ 5.08.01-2000 «Кровли», а распределенную нагрузку от утеплителя, пароизоляции и стяжки – по табл. 1.2 путем умножения плотности материала на толщину.

1.1.2. Для определения нормативной нагрузки от массы деревянных элементов покрытия сначала определяют примерный объем этих элементов (настила, прогонов, деревянного каркаса плит и т.д.) на 1 м^2 площади покрытия, а затем умножают его на плотность древесины (табл. 2.3)

1.1.3. Нормативный собственный вес основной несущей конструкции предварительно определяют по формуле

$$g_{2,k} = \frac{g_{1,k} + q_{s,k}}{\frac{k_{s,w}l}{1000} - 1}, \quad (1.1)$$

где $g_{1,k}$ – постоянная нормативная нагрузка от покрытия, кН/м^2 ; $q_{s,k}$ – полное нормативное значение снеговой нагрузки, кН/м^2 ; l – расчетный пролет, м; $k_{s,w}$ – коэффициент собственного веса конструкции, определяемый по табл. 1.3 – 1.6.

Таблица 1.1

Рекомендуемые виды кровель

Виды кровель	Требуемый уклон	Название и марка кровельного материала	Размеры, (длина/ширина), мм	Масса 1 м ² , кг
1. Рулонные	1° ÷ 22,5°	«Стеклоизол»		4,5 – одного слоя*
		«Рубитекс»		5,5 – одного слоя*
		«Изопласт»		5,5 – одного слоя*
		«Линокром»		4,0 – одного слоя*
		Рубероид		2,0 – одного слоя*
2. Мастичные	1° ÷ 22,5°		Покрытие мастикой за один раз 1÷2 мм	Плотность мастики 1000 ÷ 1400 кг/м ³ *
3. Из штучных материалов	20° ÷ 60°	Черепица керамическая	390/240, 330/420, 335/175, 345/205, 430/250, 300/160	70
	22° ÷ 60°	Цементно-песчаная черепица	420/330, 415/330	60
	26° ÷ 90°	Мягкая черепица: кровельная плитка «Икопал»	1000/320	9,8
	26° ÷ 90°	«Ондулин»	914/305	9,78
асбестоцементная	30° ÷ 60°	Волнистые асбестоцементные листы:		
		обыкновенного профиля	1200/686	10
		высокого профиля	1750(2000, 2500)/1150	14,75
		среднего профиля	1750/980 (1130), 1750/1125	13 ÷ 16
из листовой стали	27° ÷ 45°	Лист стальной оцинкованный	2500/1250	4,5
из волнистых и профилированных металлических кровельных материалов	не менее 5°	Гофрированный стальной лист	Разнообразные	5,0
	10° ÷ 60°	Металлочерепица «Монтерей»	7000/1100, высота гофры 39 мм	4,5
		Металлочерепица «Элит»	7000/1025, высота гофры 63 мм	4,5
		Металлочерепица «Каскаде»	7000/1050, высота гофры 45 мм	4,5

* Состав кровель необходимо разрабатывать в соответствии с СНБ 5.08.01-2000 «Кровли».

Таблица 1.2

Кровельные материалы

Вид материала	Толщина, мм	Плотность, кг/м ³
Утеплитель:		
Минераловатные плиты мягкие ПМ	40; 50 ÷ 100	350
Минераловатные плиты полужесткие ПП	30; 40 ÷ 100	300
Минераловатные плиты жесткие ПЖ	30; 40 ÷ 70	200
Плиты пенополиуретановые:		
– мягкие ПМ		40
– полужесткие ПП	30; 40 ÷ 100	60
– жесткие ПЖ	30; 40 ÷ 70	80
Плиты из резольнофенолформальдегидного пенопласта	50 ÷ 70	40; 50; 75; 100
Плиты из полистирольного пенопласта марки ПСБ и ПСБ-С	40 ÷ 70	30; 40
Пенопласты, вспениваемые в полости конструкций:		
ПСБ и ПСБ-С		40; 60
ПСБ-М (с минеральным наполнением)		140 ÷ 180
ФРП-1 (фенолформальдегидный пенопласт)		90
«Виларес-400» (фенолформальдегидный пенопласт)		75
ППУ-317 (полиуретановый пенопласт)		60
ППБ (новолачный фенольный пенопласт или перлитопластбетон)		90; 110; 130
Цементно-песчаный раствор	по проекту	1800
Гравийная засыпка	по проекту	400; 600; 800
Стеклохолст РП-3 «Рубитекс»		3,5 кг/м ²
Стеклоткань РП-4, РП-5 «Рубитекс»		4,0; 5,0 кг/м ²
Стеклохолст РК-3 «Рубитекс»		4,0 кг/м ²
Рубероид	1,5	600
Пергамин	0,4	600
Толь	1,9	600
Полиэтиленовая пленка	0,15 ÷ 2,5	0,3 кг/м ²

Таблица 1.3

Основные показатели деревянных балок и колонн

Наименование	Рекомендуемые пролеты l , м	Соотношение геометрических параметров	Коэффициенты	
			собственного веса $k_{s,w}$	металлоемкости k_m , %
Балки:				
• составного сечения, соединенные пластинчатыми нагелями	4 ÷ 6	$h/l = 1/10 \div 1/20$	7 ÷ 12	1
• составного сечения, соединенные вклеенными стержнями	4 ÷ 6	$h/l = 1/10 \div 1/20$	7 ÷ 12	3 ÷ 4
• клееные прямоугольного постоянного сечения	9 ÷ 18	$h/l = 1/10 \div 1/15$	4 ÷ 6	0 ÷ 1,5
• двускатные клееные прямоугольного сечения	9 ÷ 18	$H/l = 1/10 \div 1/15$ $h/l = 1/30$	4 ÷ 6	0 ÷ 1,5
• гнутоклееные прямоугольного постоянного и переменного сечения	9 ÷ 18	$h/l = 1/7 \div 1/9$	4 ÷ 6	1,5
• клефанерные двутаврового и коробчатого постоянного и переменного сечения	9 ÷ 18	$h/l = 1/9 \div 1/12$	3 ÷ 5	2
Колонны:				
• колонны брусчатые или клееные	3 ÷ 9	$h/H = 1/20 \div 1/40$ (H – высота колонны)	3 ÷ 5	1 ÷ 10

Примечание.

 h – высота поперечного сечения в опорной части; H – высота поперечного сечения в середине пролета

Таблица 1.4

Основные показатели деревянных рам

Наименование	Рекомендуемые пролеты l , м	Соотношение геометрических параметров	Коэффициенты	
			собственного веса $k_{s,w}$	металлоемкости k_m , %
Рамы:				
• из прямолинейных элементов с жесткими соединениями ригеля и стоек	12 ÷ 21	$h_1/l = 1/15 \div 1/24$	5 ÷ 7	3 ÷ 12
• гнutoкклееные ступенчатого очертания	18 ÷ 36	$h_2/l = 1/30 \div 1/40$ $h_2/b = 7; h_3/b = 5$	4 ÷ 5	2
• клееные трехшарнирные ломаного очертания	18 ÷ 45	$h_1/l = 1/30 \div 1/40$	2 ÷ 4	1 ÷ 5
• брусчатые или клееные с подкосами	9 ÷ 24	-	5 ÷ 7	3 ÷ 15
• клеефанерные с гнutoкклееными деталями в карнизах	12 ÷ 24	$h_1/l = 1/25 \div 1/40$	5 ÷ 7	2

Примечания.

h_1 – высота поперечного сечения в карнизном узле рамы;

h_2 – высота поперечного сечения в опорном узле рамы;

h_3 – высота поперечного сечения в коньковом узле рамы;

b – ширина поперечного сечения рамы

Таблица 1.5

Основные показатели деревянных арок

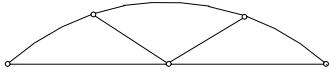
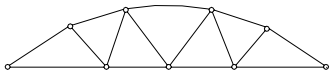
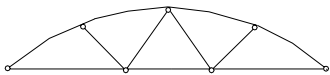
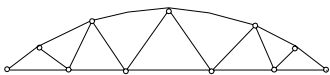
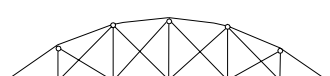






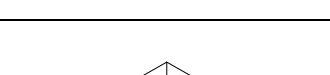
Наименование	Рекомендуемые пролеты l , м	Соотношение геометрических параметров	Коэффициенты	
			собственного веса $k_{s,w}$	металлоемкости, k_m , %
Арки клееные трехшарнирные				
• стрельчатого очертания	12 ÷ 45	$h/l = 1/30 \div 1/40$	2 ÷ 4	1 ÷ 3
• пологие кругового очертания	18 ÷ 72	$h/l = 1/30 \div 1/50$	2 ÷ 4	2 ÷ 5
• пологие кругового очертания с затяжкой	12 ÷ 36	$h/l = 1/30 \div 1/40$	2 ÷ 4	15

Примечание.

h – высота поперечного сечения арки

Таблица 1.6

Основные показатели клееных деревянных ферм

Наименование	Рекомендуемые пролеты l , м	Соотношение геометрических параметров H/l (f/l)	Коэффициенты	
			собственного веса $k_{s.w}$	металлоемкости, k_m , %
	12 ÷ 18	1/5 ÷ 1/7	2,5 ÷ 3	25 ÷ 35
	15 ÷ 24	1/5 ÷ 1/7	2,5 ÷ 3	20 ÷ 30
	21 ÷ 36	1/5 ÷ 1/7	2,5 ÷ 3	25 ÷ 35
	30 ÷ 36	1/5 ÷ 1/7	2,5 ÷ 3	20 ÷ 30
	21 ÷ 60	1/5 ÷ 1/8	2,5 ÷ 3	20 ÷ 30
	12 ÷ 24	1/6 ÷ 1/7	3,5 ÷ 4,5	25 ÷ 30
	24 ÷ 30	1/6 ÷ 1/7	3,5 ÷ 4,5	25 ÷ 30
	12 ÷ 24	1/6 ÷ 1/7	3,5 ÷ 4,5	25 ÷ 30
	24 ÷ 30	1/6 ÷ 1/7	3,5 ÷ 4,5	25 ÷ 30
	30 ÷ 50	1/6 ÷ 1/8	3,5 ÷ 4,5	25 ÷ 30
	20 ÷ 30	1/6 ÷ 1/10	4,5 ÷ 6	15 ÷ 20
	21 ÷ 30	1/5 ÷ 1/7	3,5 ÷ 4	25 ÷ 35

1.2. Временные нагрузки

1.2.1. Снеговая нагрузка

1.2.1.1. Для Республики Беларусь с учетом изменения №1 к СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» полное *нормативное* значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия $q_{s.k}$ следует определять по формуле

$$q_{s.k} = S_0 \mu, \quad (1.2)$$

где S_0 – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с табл. 1.7; μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемой в соответствии с табл. 1.9.

Таблица 1.7

Нормативное значение веса снегового покрова для Республики Беларусь

Снеговые районы (принимаются по рис. 1.1)	ІБ	ІІБ
S_0 , кПа (Н/м^2)	0,8 (800)	1,2 (1200)

1.2.1.2. При проектировании конструкций, эксплуатируемых в Российской Федерации (по СНиП 2.01.07-85*), полное *расчетное* значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия $q_{s.d}$ следует определять по формуле

$$q_{s.d} = S_g \mu \quad (1.3)$$

где S_g – расчетное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с табл. 1.8; μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемой в соответствии с табл. 1.9.

Таблица 1.8

Расчетное значение веса снегового покрова

Снеговые районы (принимаются по рис. вклейки)	І	ІІ	ІІІ	ІV	V	VI	VII	VIII
S_0 , кПа (Н/м^2)	0,8 (800)	1,2 (1200)	1,8 (1800)	2,4 (2400)	3,2 (3200)	4,0 (4000)	4,8 (4800)	5,6 (5600)

К длительным нагрузкам следует относить снеговые нагрузки с пониженным расчетным значением (с учетом коэффициента 0,5).

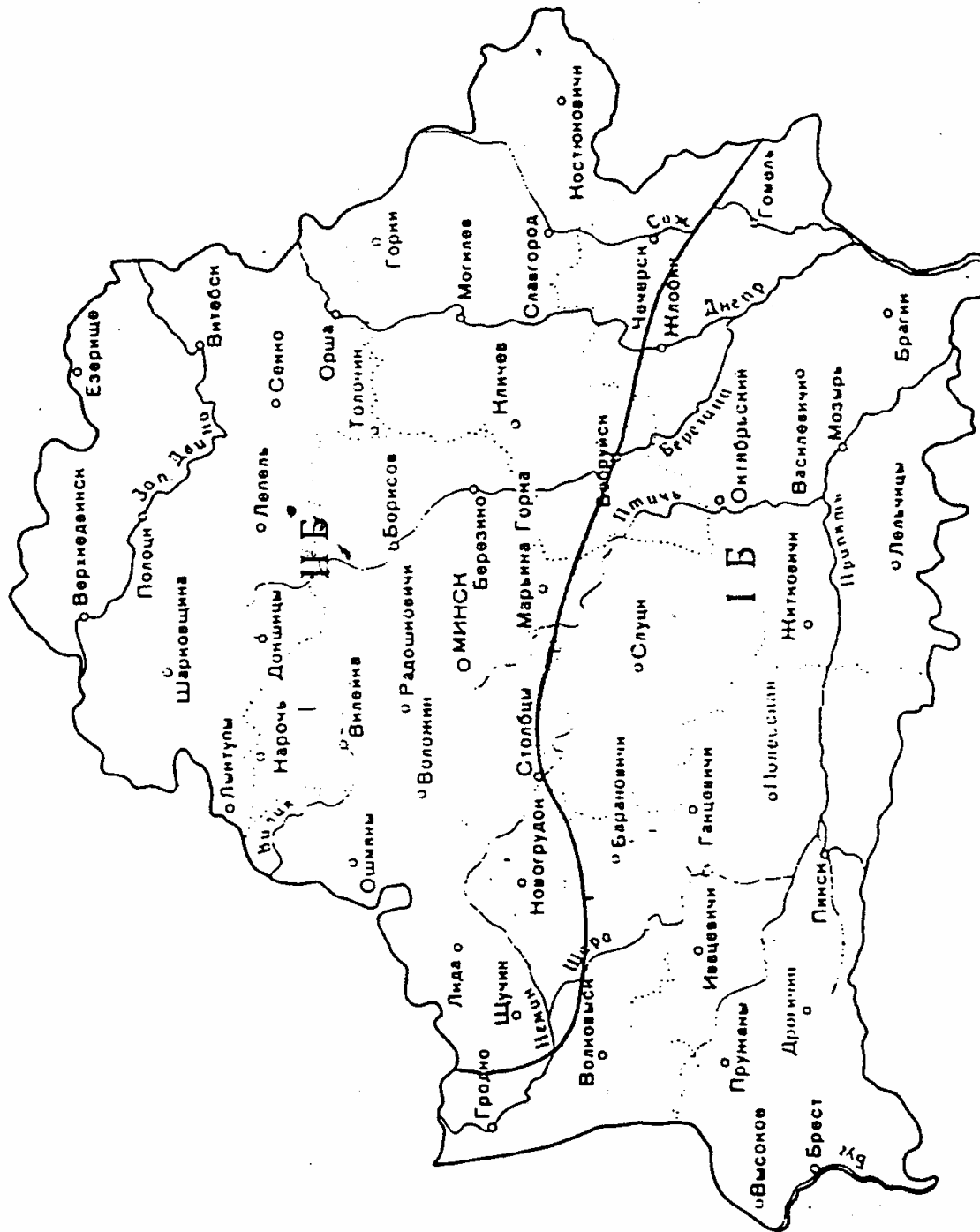
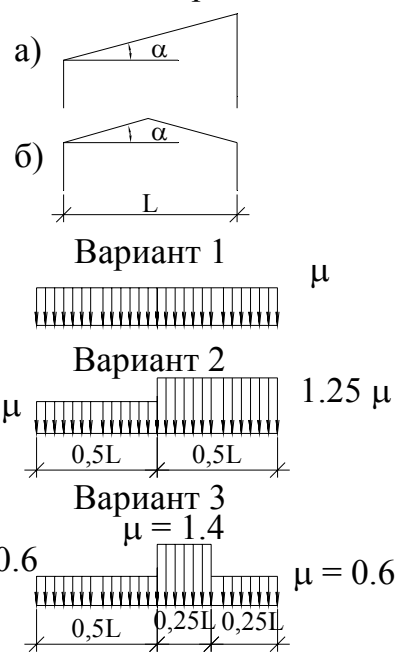
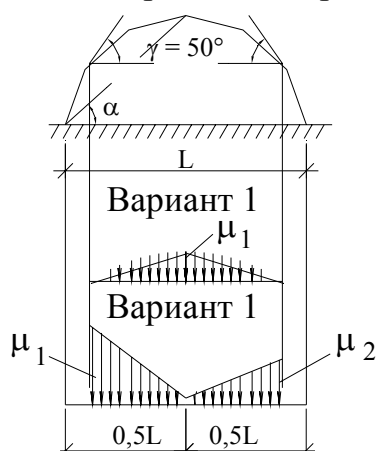
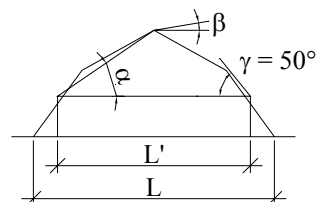


Рис. 1.1. Районирование территории Республики Беларусь по весу снегового покрова

Схемы снеговых нагрузок и коэффициенты μ

Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок	Коэффициенты μ и область применения схем
1	<p>Здания с односкатными и двускатными покрытиями</p>  <p>а) α</p> <p>б) α L</p> <p>Вариант 1 μ</p> <p>Вариант 2 0.75μ 1.25μ 0,5L 0,5L</p> <p>Вариант 3 $\mu = 1.4$ $\mu = 0.6$ $\mu = 0.6$ 0,5L 0,25L 0,25L</p>	<p>$\mu = 1$ при $\alpha \leq 25^\circ$; $\mu = 0$ при $\alpha \geq 60^\circ$;</p> <p>Варианты 2 и 3 следует учитывать для зданий с двускатными покрытиями (профиль б), при этом вариант 2 – при $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$; Вариант 3 – при $10^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ только при наличии ходовых мостиков или аэрационных устройств по коньку покрытия.</p>
2	<p>Здания со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями</p>  <p>$\gamma = 50^\circ$ α L</p> <p>Вариант 1 μ_1</p> <p>Вариант 1 μ_2 μ_1 μ_2 0,5L 0,5L</p>	<p>$\mu_1 = \cos 1.8\alpha$ $\mu_2 = 2.4 \sin 1.4\alpha$ где α – угол покрытия, град</p>
3	<p>Покрытия в виде стрельчатых арок</p>  <p>β $\gamma = 50^\circ$ L' L</p>	<p>При $\beta \geq 15^\circ$ необходимо использовать схему 1,б, принимаемая $L = L'$; при $\beta < 15^\circ$ - схему 2.</p>

1.2.2. Ветровая нагрузка

Нормативное значение средней ветровой нагрузки на высоте z над поверхностью земли следует определять по формуле

$$q_{w,k} = w_0 \cdot k \cdot c \quad (1.4)$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления, принимаемое в зависимости от ветрового района по данным табл. 1.10;

k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, принимаемый по табл. 1.11;

c – аэродинамический коэффициент, принимаемый по табл. 1.12.

Таблица 1.10

Нормативное значение ветрового давления

Ветровые районы (принимаются по карте 3 обязательного приложения СНиП 2.01.07-85)	1а	1	2	3	4	5	6	7
w_0 , кПа (Н/м ²)	0,17 (170)	0,23 (230)	0,3 (300)	0,38 (380)	0,48 (480)	0,6 (600)	0,73 (730)	0,85 (850)

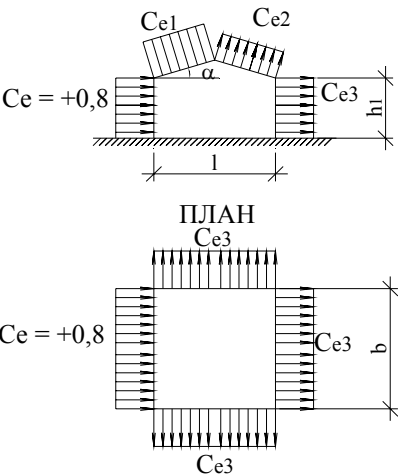
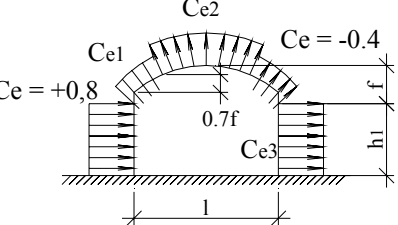
Таблица 1.11

Коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте

Высота z , м	Коэффициент k для типов местности		
	А	В	С
≤ 5	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8
60	1,7	1,3	1,0
80	1,85	1,45	1,15
100	2,0	1,6	1,25
150	2,25	1,9	1,55
200	2,45	2,1	1,8
250	2,65	2,3	2,0
300	2,75	2,5	2,2
350	2,75	2,75	2,35
≥ 480	2,75	2,75	2,75

Примечание. А – открытые побережья морей, озер и водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра; В – городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м; С – городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.

Значения аэродинамического
коэффициента

Но- мер схемы	Схемы зданий, сооружений, элементов конструкций и ветровых нагрузок	Определение аэродинамических коэффициентов С																					
1	Отдельно стоящие плоские сплошные конструкции. Вертикальные и отклоняю- щиеся от вертикальных не бо- лее чем на 15° поверхности: – наветренные – подветренные	$C_e = +0,8$ $C_e = -0,6$																					
2	Здания с двускатными покрытиями 	коэф- фици- ент	α , град	Значения C_{e1}, C_{e2} при h_1/l , равном																			
				0	0,5	1	≥ 2																
		C_{e1}	0 20 40 60	0 +0,2 +0,4 +0,8	-0,6 -0,4 +0,3 +0,8	-0,7 -0,7 -0,2 +0,8	-0,8 -0,8 -0,4 +0,8																
		C_{e2}	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8																
		<table border="1"> <thead> <tr> <th data-bbox="735 1211 879 1339">b/l</th> <th colspan="3" data-bbox="884 1211 1358 1272">Значения C_{e3} при h_1/l, равном</th> </tr> <tr> <td></td> <th data-bbox="884 1279 1038 1339">$\leq 0,5$</th> <th data-bbox="1043 1279 1198 1339">1</th> <th data-bbox="1203 1279 1358 1339">≥ 2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="735 1339 879 1384">≤ 1</td> <td data-bbox="884 1339 1038 1384">-0,4</td> <td data-bbox="1043 1339 1198 1384">-0,5</td> <td data-bbox="1203 1339 1358 1384">-0,6</td> </tr> <tr> <td data-bbox="735 1384 879 1435">≥ 2</td> <td data-bbox="884 1384 1038 1435">-0,5</td> <td data-bbox="1043 1384 1198 1435">-0,6</td> <td data-bbox="1203 1384 1358 1435">-0,6</td> </tr> </tbody> </table>						b/l	Значения C_{e3} при h_1/l , равном				$\leq 0,5$	1	≥ 2	≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6	≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6
b/l	Значения C_{e3} при h_1/l , равном																						
	$\leq 0,5$	1	≥ 2																				
≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6																				
≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6																				
3	Здания со сводчатыми и близкими к ним по очер- танию покрытиями 	коэф- фици- ент	h_1/l	Значения C_{e1}, C_{e2} при f/l , равном																			
				0,1	0,2	0,3	0,4	0,5															
		C_{e1}	0 0,2 ≥ 1	+0,1 -0,2 -0,8	+0,2 -0,1 -0,7	+0,4 +0,2 -0,3	+0,6 +0,5 +0,3	+0,7 +0,7 +0,7															
		C_{e2}	произ- вольное	-0,8	-0,9	-1	-1,1	-1,2															
		Значение C_{e3} принимается по схеме 2																					

1.3. Расчетные нагрузки

1.3.1. Расчетное значение нагрузки определяется как произведение ее нормативного значения на коэффициент надежности для нагрузки. Коэффициенты надежности для постоянных нагрузок γ_g приведены в табл. 1.13.

Таблица 1.13

Коэффициент надежности для постоянных нагрузок

Конструкции сооружений и виды грунтов	Коэффициент надежности по нагрузке γ_g
<i>Конструкции:</i> • металлические	1,05
• бетонные (со средней плотностью свыше 1600 кг/м ³), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные	1,1
• бетонные со средней плотностью 1600 кг/м ³ и менее, изоляционные, выравнивающие и отделочные слои (плиты, материалы в рулонах, засыпки, стяжки и т.п), выполняемые: – в заводских условиях – на строительной площадке	1,2 1,3

1.3.2. Коэффициент надежности для снеговой нагрузки γ_q следует принимать равным 1,5. При расчете элементов конструкции покрытия, для которых отношение учитываемого нормативного значения равномерно распределенной нагрузки от веса покрытия (включая вес стационарного оборудования) к нормативному значению веса снегового покрова S_0 менее 0,8, γ_q следует принимать равным 1,6.

1.3.3. Коэффициент надежности для ветровой нагрузки γ_q следует принимать равным 1,4.

1.4. Расчетные комбинации нагрузок

Расчетные значения нагрузок следует объединять в комбинации по следующим правилам:

- основные комбинации

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{Q,i} Q_{k,i}; \quad (1.5)$$

– особые комбинации

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + D_d + \psi_{1,i} Q_{k,i} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} , \quad (1.6)$$

где $G_{k,j}$ – нормативные значения постоянных воздействий;
 $Q_{k,1}$ – нормативное значение одного из временных воздействий;
 $Q_{k,i}$ – нормативные значения остальных временных воздействий;
 D_d – расчетное (заданное) значение особого воздействия;
 $\gamma_{G,j}$ – коэффициенты надежности для постоянных воздействий;
 $\gamma_{A,j}$ – коэффициенты надежности для особых воздействий;
 $\gamma_{Q,i}$ – коэффициенты надежности для временных воздействий;
 $\psi_{i,i}$ – коэффициенты сочетаний.

Значения коэффициентов надежности для воздействий приведены в пункте 1.3.

Значения коэффициентов сочетаний равны:

– в основных сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_{Q,i} = 0,95$; для кратковременных нагрузок $\psi_{Q,i} = 0,9$;

– в особых сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_{Q,i} = 0,95$; для кратковременных нагрузок $\psi_{Q,i} = 0,8$. При этом особую нагрузку следует принимать без снижения.

2. МАТЕРИАЛЫ ДЕРЕВЯННЫХ И КОМБИНИРОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Цельная и клееная древесина

2.1.1. Общие указания

2.1.1.1. При проектировании деревянных конструкций поперечные сечения необходимо увязывать с действующим сортаментом пиломатериалов по ГОСТ 24454 (табл. 2.1)

Таблица 2.1

Рекомендуемый сортамент пиломатериалов

Толщина, мм	Ширина, мм								
	75	100	125	150	-	-	-	-	-
16	75	100	125	150	-	-	-	-	-
19	+	+	+	+	175	-	-	-	-
22	+	+	+	+	+	200	225	-	-
25	+	+	+	+	+	+	+	250	-
32	+	+	+	+	+	+	+	+	275
40	+	+	+	+	+	+	+	+	+
44	+	+	+	+	+	+	+	+	+
50	+	+	+	+	+	+	+	+	+
60	+	+	+	+	+	+	+	+	+
75	75	+	+	+	+	+	+	+	+
100	-	100	+	+	+	+	+	+	+
125	-	-	125	+	+	+	+	+	+
150	-	-	-	150	+	+	+	+	+
175	-	-	-	-	175	+	+	+	+
200	-	-	-	-	-	200	+	+	+
250	-	-	-	-	-	-	250	+	+

2.1.1.2. В зависимости от температурно-влажностных условий эксплуатации к влажности древесины, применяемой в элементах конструкций, должны предъявляться требования, указанные в табл. 2.2.

Таблица 2.2

Класс условий эксплуатации конструкций

Класс условий эксплуатации	Характеристика условий эксплуатации конструкций	Максимальная влажность древесины для конструкций	
		из клееной древесины	из неклееной древесины
1	2	3	4
1	Внутри отапливаемых помещений при температуре до 35 °С, относительной влажности воздуха, %: до 60 включ.	9	20
2	60 – 75	12	20
3	75 – 95	15	20

Окончание табл. 2.2

1	2	3	4
2	Внутри неотапливаемых помещений при относительной влажности воздуха, %: до 75 включ.	12	20
3	свыше 75	15	25
4	На открытом воздухе	12	25
4	В частях зданий и сооружений, соприкасающихся с грунтом	-	25
5	Постоянно увлажняемые	-	Не ограничивается
5	Находящиеся в воде	-	Не ограничивается

Примечания.

1. Применение клееных деревянных конструкций в условиях эксплуатации класса 1 при относительной влажности воздуха ниже 45 % не допускается.

2. В неклееных конструкциях, эксплуатируемых в условиях класса 4, когда усушка древесины не вызывает расстройств или увеличения податливости соединений, допускается применять древесину с влажностью до 40 % при условии ее защиты от гниения.

2.1.1.3. Плотность древесины и фанеры (ρ) для определения собственной массы конструкций следует принимать по табл. 2.3.

Таблица 2.3

Плотность древесины

Породы древесины	Плотность древесины ρ , кг/м ³ , в конструкциях для классов условий эксплуатации по табл. 2.2	
	1, 2	3, 4, 5
Хвойные: сосна, ель, кедр, пихта	500	600
лиственница	650	800
Твердые лиственные: дуб, береза, бук, ясень, клен, граб, акация, вяз, ильм	700	800
Мягкие лиственные: осина, тополь, ольха, липа	500	600

Примечания.

1. Плотность свежесрубленной древесины хвойных и мягких лиственных пород следует принимать равной 850 кг/м³, твердых лиственных пород – 1000 кг/м³.

2. Плотность клееной древесины следует принимать равной неклееной древесины.

3. Плотность обычной фанеры следует принимать равной плотности древесины шпонов, бакелизированной – 1000 кг/м³.

2.1.2. Расчетные сопротивления древесины

2.1.2.1. Расчетные сопротивления древесины сосны, ели, лиственницы европейской приведены в табл. 2.4. Расчетные сопротивления для других по-

род древесины устанавливаются путем умножения величин, приведенных в табл. 2.4, на переходные коэффициенты k_x , указанные в табл. 2.5.

2.1.2.2. В конструкциях построечного изготовления величины расчетных сопротивлений на растяжение, принятые по 2, а табл. 2.4, следует снижать на 30 %.

Таблица 2.4

Расчетные сопротивления древесины

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления, МПа, для сортов древесины		
		1	2	3
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон: а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в поз. б, в) высотой до 0,5 м	$f_{m.d}, f_{c.0.d},$ $f_{cm.0.d}$	14,0	13,0	8,5
б) элементы прямоугольного сечения шириной от 0,11 до 0,13 м при высоте сечения от 0,11 до 0,5 м	$f_{m.d}, f_{c.0.d},$ $f_{cm.0.d}$	15,0	14,0	10,0
в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 0,13 м при высоте сечения от 0,13 до 0,5 м	$f_{m.d}, f_{c.0.d},$ $f_{cm.0.d}$	16,0	15,0	11,0
г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	$f_{m.d},$ $f_{c.0.d}, f_{c.d}$	-	16,0	10,0
2. Растяжение вдоль волокон: а) неклееные элементы	$f_{t.0.d}$	10,0	7,0	-
б) клееные элементы	$f_{t.0.d}$	12,0	9,0	-
3. Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	$f_{c.90.d},$ $f_{cm.90.d}$	1,8	1,8	1,8
4. Смятие поперек волокон местное а) в опорных частях конструкции лобовых врубок и узловых примыканиях элементов	$f_{cm.90.d}$	3,0	3,0	3,0
б) под шайбами при углах смятия от 90^0 до 60^0	$f_{cm.90.d}$	4,0	4,0	4,0
5. Скалывание вдоль волокон: а) при изгибе неклееных элементов	$f_{v.0.d}$	1,8	1,6	1,6
б) при изгибе клееных элементов	$f_{v.0.d}$	1,6	1,5	1,5
в) в лобовых врубках для максимального напряжения	$f_{v.0.d}$	2,4	2,1	2,1
г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения	$f_{v.0.d}$	2,1	2,1	2,1
6. Скалывание поперек волокон: а) в соединениях неклееных элементов	$f_{v.90.d}$	1,0	0,8	0,6
б) в соединениях клееных элементов	$f_{v.90.d}$	0,7	0,7	0,6
7. Растяжение поперек волокон элементов из клееной древесины	$f_{t.90.d}$	0,35	0,3	0,25

Таблица 2.5

Коэффициент, учитывающий изменение расчетных сопротивлений
при изменении породы древесины

Древесные породы	Коэффициент k_x для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон $f_{t.0.d}, f_{m.d},$ $f_{c.0.d}, f_{cm.0.d}$	сжатию и смятию поперек волокон $f_{c.90.d}, f_{cm.90.d}$	скалыванию $f_{v.0.d}$
Хвойные			
1. Лиственница, кроме европейской и японской	1,2	1,2	1,0
2. Кедр сибирский, кроме Красноярского края	0,9	0,9	0,9
3. Кедр Красноярского края, сосна веймутова	0,65	0,65	0,65
4. Пихта	0,8	0,8	0,8
Твердые лиственные			
5. Дуб	1,3	2,0	1,3
6. Ясень	1,3	2,0	1,6
7. Акация	1,5	2,2	1,8
8. Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9. Вяз, ильм	1,0	1,6	1,0
Мягкие лиственные			
10. Ольха, липа, тополь, осина	0,8	1,0	0,8

2.1.2.3. Расчетное сопротивление изгибу для элементов настила и обрешетки под кровлю из древесины 3-го сорта следует принимать равным 13 МПа.

2.1.2.4. Расчетные сопротивления, приведенные в табл. 2.4, следует умножать на коэффициент условий работы k_{mod} (табл. 2.6) для учета различных условий эксплуатации и классов длительности нагружения.

Таблица 2.6

Значения k_{mod} для фанеры, цельной и клееной древесины

Класс длительности нагружения	Условия эксплуатации по табл. 2.2				
	1	2	3	4	5
Постоянная нагрузка	0,80	0,80	0,75	0,70	0,65
Длительная	0,95	0,95	0,85	0,80	0,70
Кратковременная	1,20	1,20	1,05	1,00	0,85
Особая	1,45	1,45	1,30	1,25	1,15

Примечание. Если сочетание состоит из воздействий, принадлежащих к разным классам длительности, то следует принимать коэффициент k_{mod} , соответствующий нагрузке с более короткой длительностью.

2.1.2.5. Для конструкций, эксплуатируемых при установившейся температуре воздуха до $+35^{\circ}\text{C}$, расчетные сопротивления умножаются на коэффициент $k_t = 1$; при температуре $+50^{\circ}\text{C}$ – на коэффициент $k_t = 0,8$. Для промежуточных значений температуры коэффициент k_t принимается по интерполяции.

2.1.2.6. Для изгибаемых, внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных элементов прямоугольного сечения высотой более 0,5 м значения расчетных сопротивлений изгибу и сжатию вдоль волокон умножается на коэффициенты k_h , указанные в табл. 2.7.

Таблица 2.7

Коэффициент, учитывающий изменение высоты поперечного сечения

Высота сечения, м	0,5 и менее	0,6	0,7	0,8	0,1	1,2 и более
Коэффициент k_h	1,0	0,96	0,93	0,90	0,85	0,80

2.1.2.7. Для изгибаемых, внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных элементов в зависимости от толщины слоев значения расчетных сопротивлений изгибу $f_{m,d}$, скалыванию $f_{v,0,d}$ и сжатию $f_{c,0,d}$ вдоль волокон умножаются на коэффициенты k_{δ} , указанные в табл. 2.8.

Таблица 2.8

Коэффициент, учитывающий изменение расчетных сопротивлений в зависимости от толщины слоев в клееных элементах

Толщина слоя, мм	19 и менее	26	33	42
Коэффициент k_{δ}	1,1	1,05	1,0	0,95

2.1.2.8. Для гнутых элементов конструкций значения расчетных сопротивлений растяжению $f_{t,0,d}$, сжатию $f_{c,0,d}$ и изгибу $f_{m,d}$ умножаются на коэффициенты k_r , указанные в табл. 2.9.

Таблица 2.9

Коэффициент, учитывающий изменение расчетных сопротивлений для гнутых элементов

Напряженное состояние	Обозначение расчетных сопротивлений	Коэффициент k_r при отношении r/b			
		150	200	250	500 и более
Сжатие и изгиб	$f_{m,d}, f_{c,0,d}$	0,8	0,9	1,0	1,0
Растяжение	$f_{t,0,d}$	0,6	0,7	0,8	1,0

Примечание: r – радиус кривизны гнутой доски или бруска;
 b – толщина доски или бруска в радиальном направлении.

2.1.2.9. Для растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении и изгибаемых элементов из круглых лесоматериалов с подрезкой в расчетном сечении расчетное сопротивление умножается на коэффициент $k_0 = 0,8$.

2.1.2.10. Для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипири-нами под давлением, – на коэффициент $k_s = 0,9$.

2.1.3. Деформативность древесины. Модуль упругости и сдвига древесины

Модуль упругости древесины при расчете по предельным состояни-ям второй группы следует принимать равным:

- вдоль волокон $E_0 = 10000$ МПа;
- поперек волокон $E_{90} = 400$ МПа.

Модуль сдвига древесины относительно осей, направленных вдоль и поперек волокон E_v , следует принимать равным 500 МПа.

При расчете деревянных элементов по предельным состояниям пер-вой группы (расчет на прочность и устойчивость по деформированной схеме) необходимо применять вероятные минимальные модули упругости и модули сдвига с обеспеченностью не ниже 0,99, которые определяются из выражений

$$E_{0,\text{nom}} = 300 f_{c,0,d}; \quad E_{v,\text{nom}} = 120 f_{v,0,d},$$

где $f_{c,0,d}$, $f_{v,0,d}$ – расчетные сопротивления древесины соответственно сжатию и скалыванию вдоль волокон.

Модули упругости и сдвига древесины в зависимости от условий эксплуатации и классов нагружения необходимо умножать на значения ко-эффициента k_{mod} (см. табл. 2.6), а для конструкций, подвергающихся воз-действию повышенной температуры, – на значения коэффициента k_t в со-ответствии с требованиями п. 2.1.2.5.

2.2. Древесноплитные материалы

2.2.1. Общие указания

При проектировании ограждающих и несущих конструкций с при-менением древесноплитных материалов поперечные сечения их необходи-мо увязывать с сортаментом материалов, приведенным в табл. 2.10, где:

Т – твердые плиты с необлагороженной поверхностью;

Т-С – твердые плиты с лицевым слоем из тонкодисперсной древесной массы;

Т-П – твердые плиты с подкрашенным лицевым слоем;

Т-СП – твердые плиты с подкрашенным лицевым слоем из тонкодисперсной древесной массы;

Т-В – твердые плиты с необлагороженной лицевой поверхностью и повышенной водостойкостью;

Т-СВ – твердые плиты с лицевым слоем из тонкодисперсной древесной массы и повышенной водостойкостью;

НТ – твердые плиты пониженной плотности (полутвердые);

СТ – твердые плиты повышенной прочности (сверхтвердые с необлагороженной поверхностью).

Основные показатели физико-механических свойств древесноволокнистых, древесно-стружечных и цементно-стружечных плит приведены в табл. 2.11.

2.2.2. Расчетные сопротивления фанеры

Для клееных фанерных конструкций следует применять фанеру марки ФСФ по ГОСТ 3619, а также фанеру бакелизованную марки ФБС по ГОСТ 11539.

Расчетные сопротивления фанеры приведены в табл. 2.12.

В зависимости от условий эксплуатации значения расчетных сопротивлений строительной фанеры следует умножать на значения коэффициента k_{mod} (см. табл. 2.6), а также на k_t и k_s , в соответствии с требованиями пп. 2.1.2.5 и 2.1.2.10.

2.2.3. Модули упругости и сдвига фанеры

Величины модулей упругости строительной фанеры в плоскости листа E_p , модулей сдвига E_{pv} и коэффициенты Пуассона μ_n при расчете по второй группе предельных состояний следует принимать по табл. 2.13.

В зависимости от условий эксплуатации модули упругости и модули сдвига фанеры следует определять умножением приведенных в табл. 2.13 величин E_p и E_{pv} на коэффициент k_{mod} (см. табл. 2.6), а также на k_t в соответствии с требованиями п. 2.1.2.5.

Таблица 2.10

Сортамент древесноплитных материалов

Наименование материала	Обозначение НТД	Ширина, мм	Длина, мм	Толщина, мм
Фанера				
– марок ФСФ и ФК	ГОСТ 3916-96	1525	1525; 2135; 2440	6; 7; 8; 9; 10; 12; 15; 18
		1220	1220; 1525; 1830; 2440	
		725	1220; 1525	
– марки ФБС	ГОСТ 11539-83	1550	5600; 7700	5; 7; 10; 12; 14; 16; 18
		1250	5600	
Плиты древесно-волокнистые				
– твердые (марки Т, Т-С, Т-П, Т-СП, Т-В, Т-СВ, НТ, СТ)	ГОСТ 4598-86	1220; 1525; 1830; 2140	2140; 2440; 2745; 3050; 3355; 3660	2,5; 3,2; 4,0; 5,0; 6,0
– мягкие (марки М-1; М-2; М-3)		1220	1220; 1600; 1800; 2500; 2700; 3000	8,0; 12,0; 16,0
3. Плиты древесно-стружечные (марки П-А; П-Б)	ГОСТ 10632-89	1220; 1250; 1500; 1750; 1800; 1830; 2135; 2440; 2500	1830; 2040; 2440; 2500; 2600; 2700; 2750; 2840; 3220; 3500; 3600; 3660; 3690; 3750; 4100; 5200; 5500; 5680	от 8 мм до 28 мм с градацией 1 мм
4. Плиты цементно-стружечные (марки ЦСП-1; ЦСП-2)	ГОСТ 26816-86	1200; 1250	3200; 3600	от 8 до 40 мм с градацией 2 мм

Таблица 2.11

Показатели физико-механических свойств плит

Наименование показателя	Плиты древесно-волоконистые							Плиты древесно-стружечные		Плиты цементно-стружечные	
	СТ	Т-В; Т-СВ	Т; Т-П; Т-С; Т-СП	НТ	М-1	М-2	М-3	П-А	П-Б	ЦСМ-1	ЦСМ-2
Плотность, кг/м ³	950 – 1100	850 – 1100	800 – 1100	600	200 – 400	200 – 350	100 – 200	550 – 820	550 – 820	1100 – 1400	1100 – 1400
Предел прочности при изгибе, МПа, не менее	47	40	33	15	1,8	1,1	0,4	14–18	12–16	9–12	7–9
Предел прочности при растяжении перпендикулярно к пласти, МПа, не менее	0,32	0,3	0,3	-	Не нормируется			0,25 – 0,35	0,25 – 0,3	0,4	0,35
Модуль упругости при изгибе, МПа, не менее								1700 – 4000	1700 – 4000	3500	3000

Таблица 2.12

Расчетные сопротивления фанеры

Вид фанеры	Расчетные сопротивления				
	растяжению в плоскости листа $f_{pt.0.d}$	сжатию в плоскости листа $f_{pc.0.d}$	изгибу из плоскости листа $f_{pm.90.d}$	скалыванию в плоскости листа $f_{pv.0.d}$	срезу перпендикулярно плоскости листа $f_{pv.90.d}$
1. Фанера березовая клееная марки ФСФ сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С					
а) семислойная толщиной 8 мм и более:					
– вдоль волокон наружных слоев	14,0	12,0	16,0	0,8	6,0
– поперек волокон наружных слоев	9,0	8,5	6,5	0,8	6,0
– под углом 45° к волокнам	4,5	7,0	-	0,8	9,0
б) пятислойная толщиной 5 – 7 мм:					
– вдоль волокон наружных слоев	14,0	13,0	18,0	0,8	5,0
– поперек волокон наружных слоев	6,0	7,0	3,0	0,8	6,0
– под углом 45° к волокнам	4,0	6,0	-	0,8	9,0
2. Фанера клееная из древесины лиственницы марки ФСФ сортов В/ВВ и ВВ/С					
семислойная толщиной 8 мм и более:					
– вдоль волокон наружных слоев	9,0	17,0	18,0	0,6	5,0
– поперек волокон наружных слоев	7,5	13,0	11,0	0,5	5,0
– под углом 45° к волокнам	3,0	5,0	-	0,7	7,5
3. Фанера бакелизированная марки ФБС					
толщиной 7 мм и более:					
– вдоль волокон наружных слоев	32,0	28,0	33,0	1,8	11,0
– поперек волокон наружных слоев	24,0	23,0	25,0	1,8	12,0
– под углом 45° к волокнам	16,5	21,0	-	1,8	16,0

Таблица 2.13

Модули упругости и сдвига фанеры

Виды фанеры	Модуль упругости E_p , МПа	Модуль сдвига E_{pv} , МПа	Коэффициент Пуассона μ_p
1. Фанера клееная березовая марки ФСФ сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С семислойная и пятислойная: – вдоль волокон наружных слоев – поперек волокон наружных слоев – под углом 45^0 к волокнам	9000 6000 2500	750 750 3000	0,085 0,065 0,600
2. Фанера клееная из древесины лиственницы марки ФСФ сортов В/ВВ и ВВ/С семислойная: – вдоль волокон наружных слоев – поперек волокон наружных слоев – под углом 45^0 к волокнам	7000 5500 2000	800 800 2200	0,07 0,06 0,60
3. Фанера бакелизированная марки ФБС: – вдоль волокон наружных слоев – поперек волокон наружных слоев – под углом 45^0 к волокнам	12000 8500 3500	1000 1000 4000	0,085 0,065 0,700

2.3. Асбестоцемент

2.3.1. Общие указания

Асбестоцементные конструкции проектируются в виде листов: волнистых (профилированных) и плоских; плит и панелей: каркасных и бескаркасных (трехслойных), в том числе с обрамлением по контуру; оболочек сводчатых волнистого профиля и т.д.

Для асбестоцементных конструкций применяются плоские прессованные и непрессованные, а также волнистые асбестоцементные листы. Основные размеры листов указаны в табл. 2.14, основные физико-механические показатели – в табл. 2.15.

2.3.2. Расчетные характеристики асбестоцемента

Расчетные сопротивления листового асбестоцемента определяются по табл. 2.16 в зависимости от предела прочности асбестоцемента изгибу (см. табл. 2.15), при этом величину предела прочности асбестоцемента плоских листов необходимо умножать на коэффициент 0,9.

Расчетные сопротивления асбестоцемента следует умножать на коэффициенты условий работы:

– для конструкций, находящихся в условиях атмосферного увлажнения (подверженных действию капельной влаги) и в помещениях с мокрым или влажным режимом, при защите наружных поверхностей конструкций влагонепроницаемыми покрытиями – на коэффициент $\gamma_f = 0,9$; при отсутствии защиты для конструкций из листового асбестоцемента – на $\gamma_f = 0,8$;

– для асбестоцементных конструкций, находящихся в условиях длительного действия температуры свыше 40°C , на коэффициент $\gamma_t = 0,9$.

2.3.3. Модули упругости и сдвига асбестоцемента

Модули упругости и сдвига листового асбестоцемента следует определять по табл. 2.17. Модули упругости и сдвига асбестоцемента для конструкций, проверяемых на действие только постоянных и временных длительных нагрузок (без учета кратковременных нагрузок), следует умножать на коэффициент условий работы $\gamma_g = 0,65$.

Таблица 2.14

Геометрические размеры асбестоцементных листов

Условное обозначение листа	Обозначение НТД	Ширина, мм	Длина, мм	Толщина, мм
1. Асбестоцементные листы плоские:				
прессованные марки ЛП-П	ГОСТ 18124-95	1500	3600; 3000; 2000	6; 8; 10
непрессованные марки ЛП-НП		1200	3600; 3000; 2500	6; 8; 10
2. Асбестоцементные листы волнистые:				
40/150-7	СТБ 1118-98	980; 1130	1750	5,8
40/150-8				
54/200-6		1125	1750	6,0; 7,5
54/200-7,5				
3. Асбестоцементные листы обыкновенного профиля ВО ГОСТ 378-76	ГОСТ 378-76	686	1200	5,5
4. Асбестоцементные листы высокого профиля 51/177	ГОСТ 24986-81	1150	1750; 2000; 2500	6,0

Таблица 2.15

Физико-механические показатели

Условное обозначение листа	Плотность, г/см ³ , не менее	Предел прочности при изгибе, МПа, не менее
1. Асбестоцементные листы плоские:		
прессованные – марки ЛП-П	1,8	23,0
непрессованные – марки ЛП-НП	1,6	18,0
2. Асбестоцементные листы волнистые:		
40/150-7	1,6	16,0
40/150-8	1,6	16,0
54/200-6	1,65	16,5
54/200-7,5	1,7	19,0
3. Асбестоцементные листы обыкновенного профиля ВО ГОСТ 378-76	1,6	15,7
4. Асбестоцементные листы высокого профиля 51/177	1,65	17,5

Таблица 2.16

Расчетные сопротивления листового асбестоцемента

Вид напряженного состояния асбестоцемента	Обозначение	Расчетные сопротивления листового асбестоцемента при пределе прочности изгибу, МПа								
		16	17	18	19	20	23	25	28	31
Изгиб:										
– вдоль листа	$f_{m.0.d}$	14	15	16,5	17,5	19	22	24	26,5	28,5
– поперек листа	$f_{m.90.d}$	11,5	12	13	13,5	14,5	16,5	18	20	22
Растяжение:										
– вдоль листа	$f_{t.0.d}$	6	7	7	8	8,5	9,5	10	11,5	12,5
– поперек листа	$f_{t.90.d}$	5	6	6	6	6	7	8	9	9
Сжатие и смятие вдоль и поперек листа	$f_{c.0.d}$ $f_{cm.0.d}$ $f_{c.90.d}$ $f_{cm90.d}$	22,5	24,5	26,5	29	30,5	36	39	43,5	47
Срез:										
– по плоскостям наслоения листа	$f_{v.0.d}$	2	2,5	3	3	3	4	4	4	5
– поперек плоскости листа	$f_{v.90.d}$	11,5	12	13	13,5	14,5	16,5	18	20	22

Таблица 2.17

Модули упругости и сдвига асбестоцемента

Характеристика	Обозначение	Модули упругости и сдвига листового асбестоцемента при пределе прочности изгибу, МПа								
		16	17	18	19	20	23	25	28	31
Модуль упругости	$E \cdot 10^{-5}$	0,1	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,18	0,19
Модуль сдвига	$G \cdot 10^{-5}$	0,41	0,46	0,5	0,54	0,58	0,62	0,67	0,75	0,8

2.4. Требования к клеям

Для изготовления деревянных клееных конструкций должны применяться клеи, способные образовывать соединения такой прочности и долговечности, чтобы целостность связи сохранялась в течение предполагаемого срока службы конструкции.

Клеи должны обеспечивать прочность клеевых соединений для сосны и ели при скалывании вдоль волокон древесины по ГОСТ 15613.1 через трое суток после склеивания не менее 6,5 МПа.

В зависимости от склеиваемых элементов и условий эксплуатации клеи подразделяются на группы (табл. 2.18).

Таблица 2.18

Классификация клеев

Материалы склеиваемых элементов и условия эксплуатации (по табл. 2.2)	Группа клеев
Склеивание по пласти основных несущих элементов большепролетных конструкций для всех условий эксплуатации, кроме 4 и 5 классов эксплуатации	I
Склеивание по пласти второстепенных элементов (второстепенные балки, прогоны, связевые элементы и т.п) для всех условий эксплуатации, кроме 4 и 5 классов эксплуатации	II
Соединение элементов на зубчатый шип для всех условий эксплуатации, кроме 4 и 5 классов эксплуатации	III
Соединение фанера – древесина для всех условий эксплуатации, кроме 4 и 5 классов эксплуатации	IV
Вклеивание в древесину стальных деталей	V

Клеи I группы могут быть заменены клеями II, III, IV групп, клеи II группы – соответственно клеями III, IV групп, а клеи III группы – клеями IV группы.

Рекомендуемые для изготовления элементов деревянных клееных конструкций марки клеев приведены в табл. 2.19.

Марки и рекомендуемые области применения клеев

Тип клея	Марка клея	Группа	Рекомендуемые области применения
Резорциновый	ФР-12	I	Преимущественно для гражданского строительства, в большепролетных конструкциях при эксплуатации в наиболее жестких условиях
Фенольно-резорциновый	ФРФ-50	I	Преимущественно для промышленного, сельскохозяйственного строительства, в большепролетных конструкциях при эксплуатации в наиболее жестких условиях
Фенольный	СФХ	II	Преимущественно для сельскохозяйственного строительства, в конструкциях массового применения, эксплуатируемых в жестких условиях
Алкирезорциновый	ФР-100 ДФК-1АМ	II	
Фенольно-алкирезорциновый	ДФК-14Р	II	
Карбамидно-меламиновый	КС-В-СК	III	Для конструкций, эксплуатируемых при относительной влажности воздуха до 85 %
Карбамидный	КФ-Ж	IV	Для конструкций, эксплуатируемых при относительной влажности воздуха до 70 %
Эпоксидный	ЭПЦ-1 К-153	V	Для соединения деревянных конструкций с клееными стальными стержнями
Фенольно-резорциновый модифицированный	ФРФ-50М	V	

3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1. Центральнo-растянутые и центрально-сжатые элементы

Расчет центрально-растянутых элементов производится по формуле

$$\sigma_{t.o.d} \leq f_{t.o.d}; \sigma_{t.o.d} \leq \frac{N_d}{A_{inf}}, \quad (3.1)$$

где N_d – расчетная осевая сила; A_{inf} – площадь поперечного сечения элемента нетто.

При определении A_{inf} ослабления сечения, расположенные на участке длиной до 0,2 м, принимают совмещенными в одном сечении.

При растяжении поперек волокон для равномерно напряженного объема V должны соблюдаться условия:

$$\begin{aligned} \sigma_{t.90.d} &\leq f_{t.90.d} - \text{для цельной древесины;} \\ \sigma_{t.90.d} &\leq k_2 f_{t.90.d} - \text{для клееной,} \end{aligned} \quad (3.2)$$

где $k_2 = 0,8$ учитывает снижение прочности клеевого шва поперек волокон.

Расчет центрально-сжатых элементов производится по формулам:

$$\text{– на прочность: } \sigma_{c.o.d} \leq f_{c.o.d} \quad \sigma_{c.o.d} \leq \frac{N_d}{A_{inf}}; \quad (3.3)$$

– на устойчивость (для элементов с гибкостью $\lambda \geq 35$):

$$\sigma_{c.o.d} \leq k_c f_{c.o.d}, \quad (3.4)$$

$$\text{где } \sigma_{c.o.d} = \frac{N_d}{A_d}, \quad (3.5)$$

N_d – расчетная осевая сила; A_d – расчетная площадь поперечного сечения, принимаемая равной:

$A_d = A_{sup}$ – площади сечения брутто, – если ослабления не выходят за кромку и площадь ослабления не превышает 25 %,

$A_d = \frac{4}{3} A_{inf}$ – площади сечения нетто, – если ослабления не выходят за кромку и площадь ослабления превышает 25 %,

$A_d = A_{inf}$ – площади сечения нетто, – если ослабления выходят за кромки;

k_c – коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от гибкости элемента:

$$\text{– при } \lambda \leq \lambda_{\text{rel}} \quad k_c = 1 - \frac{\lambda^2}{2\lambda_{\text{rel}}^2}; \quad (3.6)$$

$$\text{– при } \lambda > \lambda_{\text{rel}} \quad k_c = \frac{\lambda_{\text{rel}}^2}{2\lambda^2}. \quad (3.7)$$

$$\lambda_{\text{rel}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 E_{0,\text{nom}}}{f_{c.o.d}}}, \quad (3.8)$$

где $E_{0,\text{nom}}$ – вероятный минимальный модуль упругости древесины вдоль волокон, равен $300f_{c.o.d}$.

Гибкость λ элементов цельного постоянного по длине сечения определяется по формуле

$$\lambda = \frac{l_d}{i}, \quad (3.9)$$

где l_d – расчетная длина элемента; i – радиус инерции сечения элемента в направлении соответствующей оси, $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$.

Расчетную длину элемента l_d следует определять умножением его свободной длины l на коэффициент μ_0 (табл. 3.1), учитывающий закрепление элемента и нагрузку, действующую на него:

$$l_d = \mu_0 l, \quad (3.10)$$

Расчетную длину пересекающихся элементов, соединенных между собой в месте пересечения, следует принимать равной:

- при проверке устойчивости в плоскости конструкции – расстоянию от центра узла до точки пересечения элементов;
- при проверке устойчивости из плоскости конструкции:
 - в случае пересечения двух сжатых элементов – полной длине элемента;
 - в случае пересечения сжатого элемента с неработающим – величине l_1 , умноженной на коэффициент μ_0 :

$$\mu_0 = \frac{1}{\left(1 + \frac{l}{l_2} \left(\frac{\lambda_1^2 A_2}{\lambda_2^2 A_1}\right)\right)^{\frac{1}{2}}}, \quad (3.11)$$

где l_1, λ_1, A_1 – полная длина, гибкость и площадь поперечного сечения сжатого элемента; l_2, λ_2, A_2 – длина, гибкость и площадь поперечного сечения неработающего элемента. Величину μ_0 следует принимать не менее 0,5;

– в случае пересечения сжатого элемента с растянутым равной по величине силой – наибольшей длине сжатого элемента, измеряемой от центра узла до точки пересечения элементов.

Таблица 3.1

Значения коэффициента μ_0

Продольная нагрузка	Условия закрепления	μ_0
Продольная сила, приложенная по концам	Два шарнирных конца	1
	Один шарнирный и второй защемленный конец	0,8
	Один защемленный и второй свободный конец	2,2
	Два защемленных конца	0,65
Нагрузка, распределенная равномерно по длине элемента	Два шарнирных конца	0,73
	Один шарнирный и второй свободный конец	1,2

Гибкость составных элементов допускается определять по формуле

$$\lambda = \sqrt{(k_\lambda \lambda_z)^2 + \lambda_1^2}, \quad (3.12)$$

где λ_z – гибкость всего элемента, определенная без учета податливости при расчетной длине l_d ; λ_1 – гибкость отдельной ветви относительно собственной оси, вычисленная по расчетной длине l_1 (при $l_1 < h_1$ $\lambda_1 = 0$); k_λ – коэффициент приведения гибкости, определяемый по формуле

$$k_\lambda = \sqrt{1 + k_k \frac{10000bhn_1}{l_d^2 n_2}}, \quad (3.13)$$

где b и h – геометрические размеры поперечного сечения, принимаемые в соответствии с рис. 3.1; n_1 – количество швов в поперечном сечении, по которым суммируется взаимный сдвиг (на рис. 3.1, а – 4 шва, б – 5 швов); n_2 – расчетное среднее количество срезов в одном шве, приведенное к 1 м элемента при нескольких швах с различным количеством срезов (принимают среднее для всех швов количество срезов); k_k – коэффициент податливости соединений, определяемый по табл. 3.2.

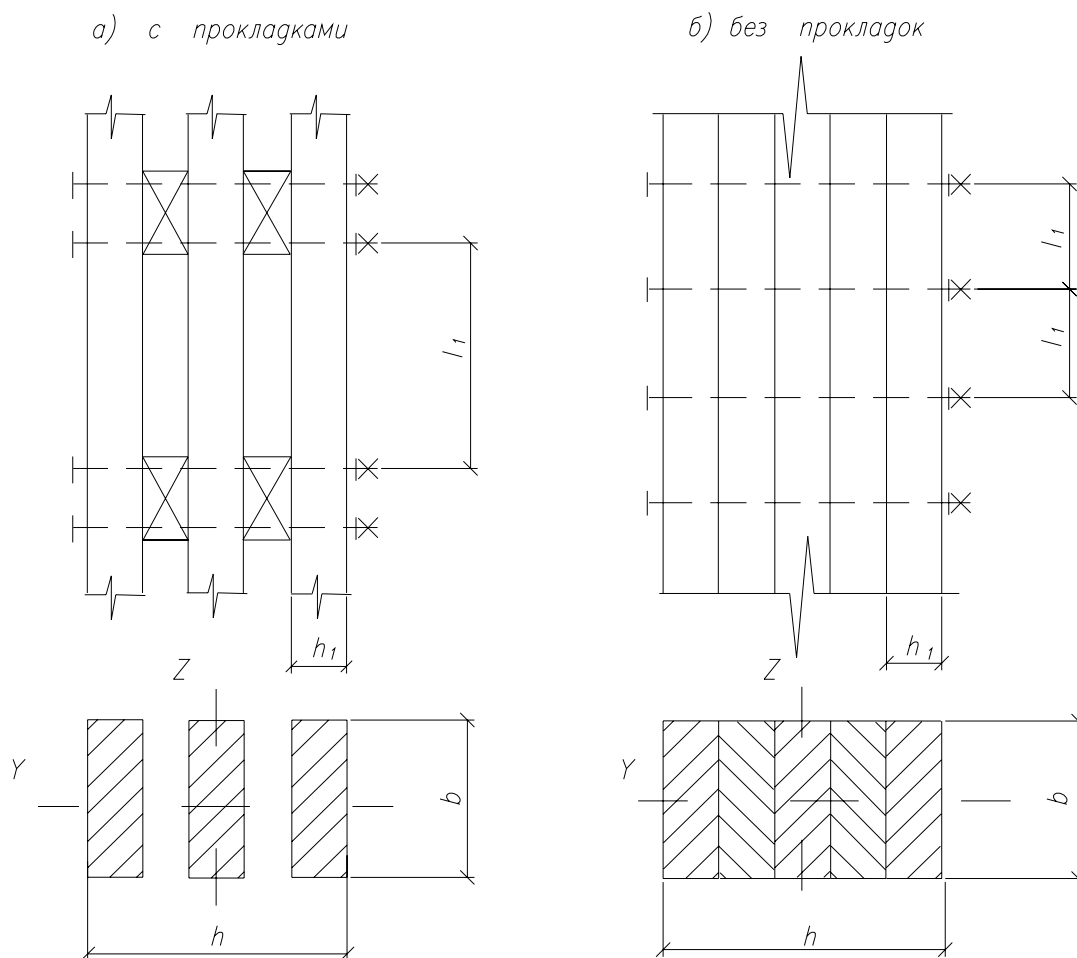


Рис. 3.1. Составные колонны

Таблица 3.2

Значения коэффициента податливости соединений

Вид связей	Силовое воздействие	
	Центральное сжатие	Сжатие с изгибом
1. Гвозди	$\frac{1}{10d^2}$	$\frac{1}{5d^2}$
2. Стальные цилиндрические нагели:		
– при $d \leq \frac{t}{7}$	$\frac{1}{5d^2}$	$\frac{1}{2,5d^2}$
– при $d > \frac{t}{7}$	$\frac{1,5}{t \cdot d}$	$\frac{3}{t \cdot d}$
3. Дубовые цилиндрические нагели	$\frac{1}{d^2}$	$\frac{1,5}{d^2}$
4. Клей	0	0

Примечание. Диаметры гвоздей и нагелей d и толщину соединяемых элементов t следует принимать в мм.

При определении коэффициента k_k диаметр гвоздей принимают не более $0,1t$. Если размер заземленных концов менее $4d$, то срезы в прилегающих к ним швах в расчете не учитывают. Значение k_k соединений на стальных цилиндрических нагелях определяют по толщине t более тонкого из соединяемых элементов. При определении коэффициента k_k диаметр дубовых нагелей принимают не более $0,25$ толщины более тонкого из соединяемых элементов.

Связи в элементах следует расставлять равномерно по длине элемента.

Гибкость составного элемента, вычисленную по формуле (3.12), принимают не более гибкости отдельных ветвей, определяемых по формулам:

$$\lambda = \frac{l_d}{\sqrt{\sum I_{i,\text{sup}} / A_{\text{sup}}}} ; \quad (3.14)$$

$$\lambda = \frac{l_1}{\sqrt{\sum I_{i,\text{sup}} / A_{\text{sup}}}} \text{ (если ветви имеют различное значение)} \quad (3.15)$$

где l_d – расчетная длина элемента;

$\sum I_{i,\text{sup}}$ – сумма моментов инерции брутто поперечных сечений отдельных ветвей относительно собственных осей, параллельных оси z (см. рис. 3.1.);

A_{sup} – площадь сечения брутто элемента.

Гибкость элементов и их отдельных ветвей в деревянных конструкциях не должна превышать значений, указанных в табл. 3.3.

Таблица 3.3

Предельная гибкость λ_{max}

Наименование элементов конструкций	Предельная гибкость λ_{max}
Сжатые пояса, опорные раскосы и опорные стойки ферм, колонны	120
Прочие сжатые элементы ферм и других сквозных конструкций	150
Сжатые элементы	200
Растянутые пояса ферм в вертикальной плоскости	150
Прочие растянутые элементы ферм и других сквозных конструкций	200

3.2. Изгибаемые элементы

Расчет изгибаемых элементов, обеспеченных от потери устойчивости, на прочность по нормальным сечениям производят по формуле

$$\frac{\sigma_{m.d}}{f_{m.d}} \leq 1, \quad (3.16)$$

где $f_{m.d}$ – расчетное сопротивление изгибу; $\sigma_{m.d}$ – расчетное напряжение, определяемое по формуле

$$\sigma_{m.d} = \frac{M_{i.d}}{W_{i.d}}, \quad (3.17)$$

где $M_{i.d}$ – расчетный изгибающий момент относительно соответствующей оси, $W_{i.d}$ – расчетный момент сопротивления поперечного сечения элемента относительно соответствующей оси и принимаемый для цельных элементов $W_{i.d} = W_{i.inf}$. При определении $W_{i.inf}$ ослабления сечений, расположенные на участке элементов до 0,2 м, совмещаются в одном сечении.

Для изгибаемых элементов, не имеющих постоянного подкрепления сжатой кромки из плоскости изгиба, следует также провести проверку на устойчивость плоской формы деформирования по формуле

$$\sigma_{m.d} \leq k_{inst} f_{m.d}. \quad (3.18)$$

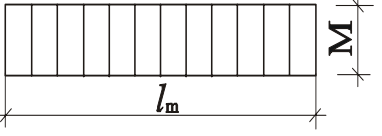
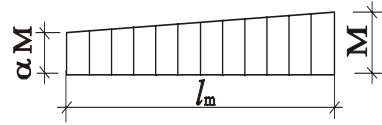
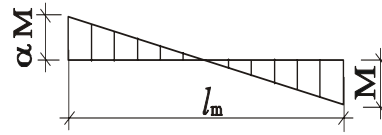
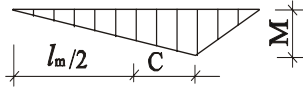
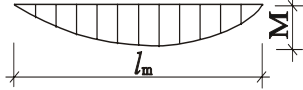
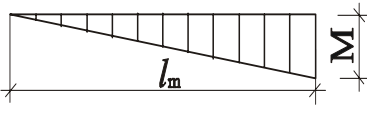
Для изгибаемых элементов прямоугольного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, k_{inst} определяется по формуле

$$k_{inst} = 140 \frac{b^2}{l_m h} k_f, \quad (3.19)$$

где l_m – расстояние между опорными сечениями элемента, а при закреплении сжатой кромки элемента в промежуточных точках от смещения из плоскости изгиба – расстояние между этими точками; b – ширина поперечного сечения; h – максимальная высота поперечного сечения на участке l_m ; k_f – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_m (табл. 3.4).

Таблица 3.4

Значения коэффициента k_f

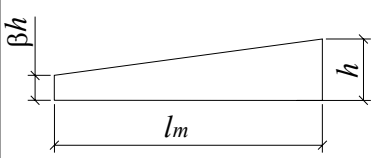
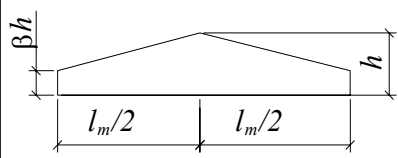
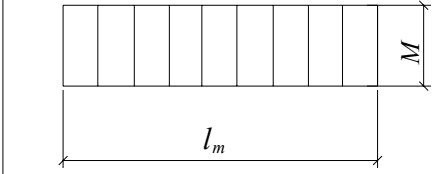
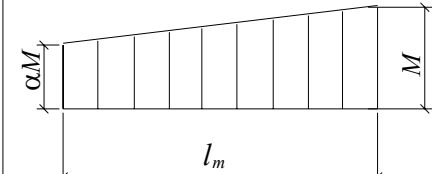
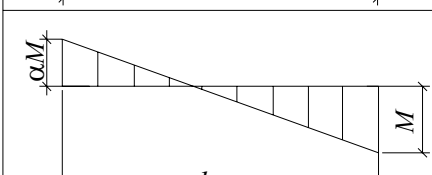
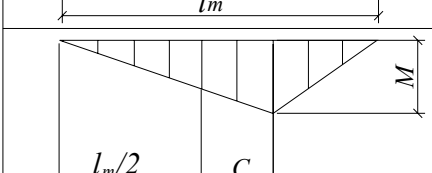
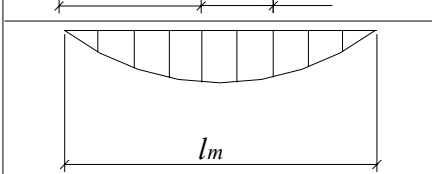
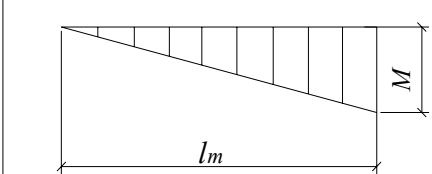
Форма эпюры моментов	При свободной растянутой кромке		При закрепленной растянутой кромке	
	1		1	
	$1,75 - 0,75\alpha$	при $0 < \alpha \leq 1$	$3/(2 + \alpha)$	при $0 < \alpha \leq 1$
	$2 - (0,5 + \alpha)^2$	при $-1 \leq \alpha \leq 0$	$3/(2 + \alpha)$	при $-2 \leq \alpha \leq 0$
	$1,35 + 1,45 (c/l_m)^2$		$1,35 + 0,3 (c/l_m)^2$	
	1,13		1,13	
	2,54		2,32	

При проверке устойчивости изгибаемых элементов с линейно меняющейся по длине высотой и постоянной шириной, не имеющих закреплений из плоскости по растянутой кромке, коэффициент k_{inst} следует умножать на дополнительный коэффициент $k_{g.m}$, принимаемый по табл. 3.5.

При наличии в элементе на участке l_m закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой кромки коэффициент k_{inst} , определяемый по формуле (3.19), следует умножать на коэффициент $k_{r.c}$, определяемый по формуле (3.29).

Таблица 3.5

Значения коэффициента $k_{g,m}$

Форма эпюры моментов		
	$\beta^{1/2}$	$\beta^{1/2}$
	$\beta^{1(3-\alpha)}$	$\beta^{1/2}$
	$\beta^{1(3-\alpha)}$	$\beta^{1/2}$
	$\beta^{1/(2+2c/l_p)}$	$\beta^{1/(3-2c/l_p)}$
	$\beta^{1/2}$	$\beta^{2/5}$
	$\beta^{1/4}$	$\beta^{1/2}$

Расчет изгибаемых элементов на прочность при сдвиге выполняют по формуле

$$\tau_{v.o.d} \leq f_{v.o.d}; \quad \tau_{v.o.d} = \frac{V_d S_{sup}}{I_{sup} b_d}, \quad (3.20)$$

где V_d – расчетная поперечная сила; S_{sup} – статистический момент брутто сдвигаемой части относительно нейтральной части; I_{sup} – момент инерции

брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси; b_d – расчетная ширина сечения элемента; $f_{v.o.d}$ – расчетное сопротивление со- скальзыванию при изгибе.

3.3. Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом

Расчет элементов при изгибе с осевым растяжением производят по формуле

$$\frac{\sigma_{t.o.d}}{f_{t.o.d}} + \frac{\sigma_{m.d}}{f_{m.d}} \leq 1, \quad (3.21)$$

где $f_{t.o.d}$, $f_{m.d}$ – соответственно расчетные сопротивления растяжению и изгибу; $\sigma_{t.o.d}$ – расчетное напряжение растяжения, определяемое по формуле (3.1); $\sigma_{m.d}$ – расчетное напряжение изгиба, определяемое по формуле (3.17).

Расчет элементов при изгибе с осевым сжатием производят по формуле

$$\frac{\sigma_{c.o.d}}{f_{c.o.d}} + \frac{\sigma_{m.d}}{k_{m.c} f_{m.d}} \leq 1, \quad (3.22)$$

где $\sigma_{c.o.d}$ – расчетное напряжение сжатия, определяемое по формуле (3.3); $f_{c.o.d}$ – расчетное сопротивление сжатию; $\sigma_{m.d}$ – расчетное напряжение изгиба, определяемое по формуле (3.17); $k_{m.c}$ – коэффициент, учитывающий увеличение напряжений при изгибе по направлению соответствующей оси от действия продольной силы.

Для шарнирно опертых элементов при симметричных эпюрах изгибающих моментов синусоидального, параболического, полигонального и близких к ним очертаний $k_{m.c}$ определяется по формуле

$$k_{m.c} = 1 - \frac{\sigma_{c.o.d}}{k_c f_{c.o.d}}, \quad (3.23)$$

где k_c – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле (3.7); $\sigma_{c.o.d}$ – расчетное сжимающее напряжение, определяемое по формуле

$$\sigma_{c.o.d} = \frac{N_d}{A_{\text{sup}}}.$$

В случаях, когда в шарнирно опертых элементах эпюра изгибающих моментов имеет треугольное или прямоугольное очертание, коэффициент

$k_{m.c}$, определяемый по формуле (3.23), следует умножить на поправочный коэффициент k_e , определяемый по формуле

$$k_e = \alpha + k_{m.c}(1 - \alpha), \quad (3.24)$$

где α – коэффициент, который следует принимать равным 1,22 при эпюре треугольного очертания и 0,81 при эпюре прямоугольного очертания.

При значениях расчетных напряжений $\sigma_{m.d} < 0,1\sigma_{c.o.d}$ следует дополнительно выполнить проверку на устойчивость по формуле (3.4) без учета напряжений от изгиба.

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_{c.o.d}}{k_c f_{c.o.d}} + \left[\frac{\sigma_{m.d}}{k_{inst} k_{m.c} f_{m.d}} \right]^n \leq 1, \quad (3.25)$$

где n – показатель степени, учитывающий раскрепление растянутой кромки из плоскости: $n = 2$ – для элементов без раскрепления растянутой кромки и $n = 1$ – для элементов, имеющих такое раскрепление; k_c – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле (3.6) для участка длиной l_m между закреплениями; k_{inst} – коэффициент, определяемый по формуле (3.19); $k_{m.c}$ – коэффициент, определяемый по формуле (3.23); $\sigma_{c.o.d}$ – расчетное сжимающее напряжение, определяемое по формуле

$$\sigma_{c.o.d} = \frac{N_d}{A_{sup.max}}, \quad (3.26)$$

где $A_{sup.max}$ – площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента на участке l_m ; $\sigma_{m.d}$ – расчетное напряжение от изгиба, определяемое по формуле

$$\sigma_{m.d} = \frac{M_{max}}{W_{sup.max}}, \quad (3.27)$$

где M_{max} – максимальный изгибающий момент на рассматриваемом участке l_m ; $W_{sup.max}$ – максимальный момент сопротивления брутто на рассматриваемом участке l_m .

При наличии в элементе на участке l_m закреплений из плоскости деформирования со стороны растянутой кромки коэффициент k_c следует до-

полнительно умножать на коэффициент $k_{r.m}$, а коэффициент k_{inst} , соответственно, на коэффициент $k_{r.c}$.

Коэффициенты $k_{r.c}$ и $k_{r.m}$ для элементов прямоугольного сечения следует определять по следующим формулам:

$$k_{r.m} = 1 + \left[0,75 + 0,06 \left(\frac{l_m}{h} \right)^2 + 0,6\alpha \frac{l_m}{h} - 1 \right] \frac{m^2}{m^2 + 1}; \quad (3.28)$$

$$k_{r.c} = 1 + \left[0,142 \frac{l_m}{h} + 1,76 \frac{h}{l_m} + 1,4\alpha - 1 \right] \frac{m^2}{m^2 + 1}, \quad (3.29)$$

где α – центральный угол, в радианах, участка l_m элемента кругового очертания (для прямолинейных элементов $\alpha = 0$); m – число подкрепленных с одинаковым шагом точек растянутой кромки на участке l_m (при $m \geq 4$ величину $m^2/m^2 + 1$ следует принимать равной 1).

При проверке устойчивости элементов с линейно меняющейся по длине высотой и постоянной шириной, не имеющих закрепления растянутой кромки, коэффициенты k_c следует принимать с учетом формул (3.6), (3.7), а коэффициент k_{inst} – с учетом требований формулы (3.19).

3.4. Особенности расчета клефанерных конструкций

3.4.1. Клееные балки с плоскими фанерными стенками

Расчет следует вести по методу приведенного поперечного сечения, исходя из предположения о линейном изменении напряжений по высоте элемента.

Осевые напряжения в полках балки должны удовлетворять условию:

$$\sigma_{f.c.d} \leq k_c f_{c.0.d}; \quad (3.30)$$

$$\sigma_{f.t.d} \leq f_{t.0.d}, \quad (3.31)$$

где $\sigma_{f.c.d}, \sigma_{f.t.d}$ – сжимающие и растягивающие напряжения в полках балки, определяемые соответственно по формуле

$$\sigma_{f.i.d} = \frac{M_d}{W_d}, \quad (3.32)$$

где M_d – расчетный изгибающий момент; W_d – приведенный момент сопротивления поперечного сечения; $f_{c.0.d}, f_{t.0.d}$ – соответственно расчетное сопротивление сжатию и растяжению древесины; k_c – коэффициент продольного изгиба.

Скалывающие напряжения $\tau_{w.d}$ в стенке балки на уровне ее нейтральной оси и скалывающие напряжения $\tau_{w.f.d}$ в швах между поясами и стенкой балки должны удовлетворять условиям

$$\tau_{w.d} \leq f_{pv.90.d}; \quad (3.33)$$

$$\tau_{w.f.d} \leq f_{pv.0.d}, \quad (3.34)$$

где $f_{pv.0.d}$ – расчетное сопротивление фанеры скалыванию в плоскости листа; $f_{pv.90.d}$ – расчетное сопротивление фанеры срезу перпендикулярно плоскости листа.

Скалывающие напряжения $\tau_{w.d}$ в стенке балки на уровне ее нейтральной оси определяются по формуле

$$\tau_{w.d} = (V_d S_{sd}) / (I_d b_d), \quad (3.35)$$

где V_d – расчетная поперечная сила; S_{sd} – статический момент сдвигаемой части приведенного сечения относительно нейтральной оси; b_d – расчетная ширина сечения, $b_d = \sum b_w$, где $\sum b_w$ – суммарная толщина стенок.

Скалывающие напряжения $\tau_{w.f.d}$ в швах между поясами и стенкой балки определяются по формуле (3.35) с расчетной шириной сечения, равной $b_d = nh_f$, где h_f – высота поясов; n – число вертикальных швов.

Прочность стенки в опасном сечении на действие главных растягивающих напряжений в балках двутаврового и коробчатого сечений следует проверять по формуле

$$\frac{\sigma_w}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_w}{2}\right)^2 + \tau_w^2} \leq f_{pt.\alpha}, \quad (3.36)$$

где $f_{pt.\alpha}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению под углом α , определяемое по графику (рис. 3.2.); σ_w – нормальное напряжение в стенке от изгиба на уровне внутренней кромки поясов; τ_w – касательное напряжение в стенке на уровне внутренней кромки поясов; α – угол, определяемый из зависимости $\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau_w}{\sigma_w}$.

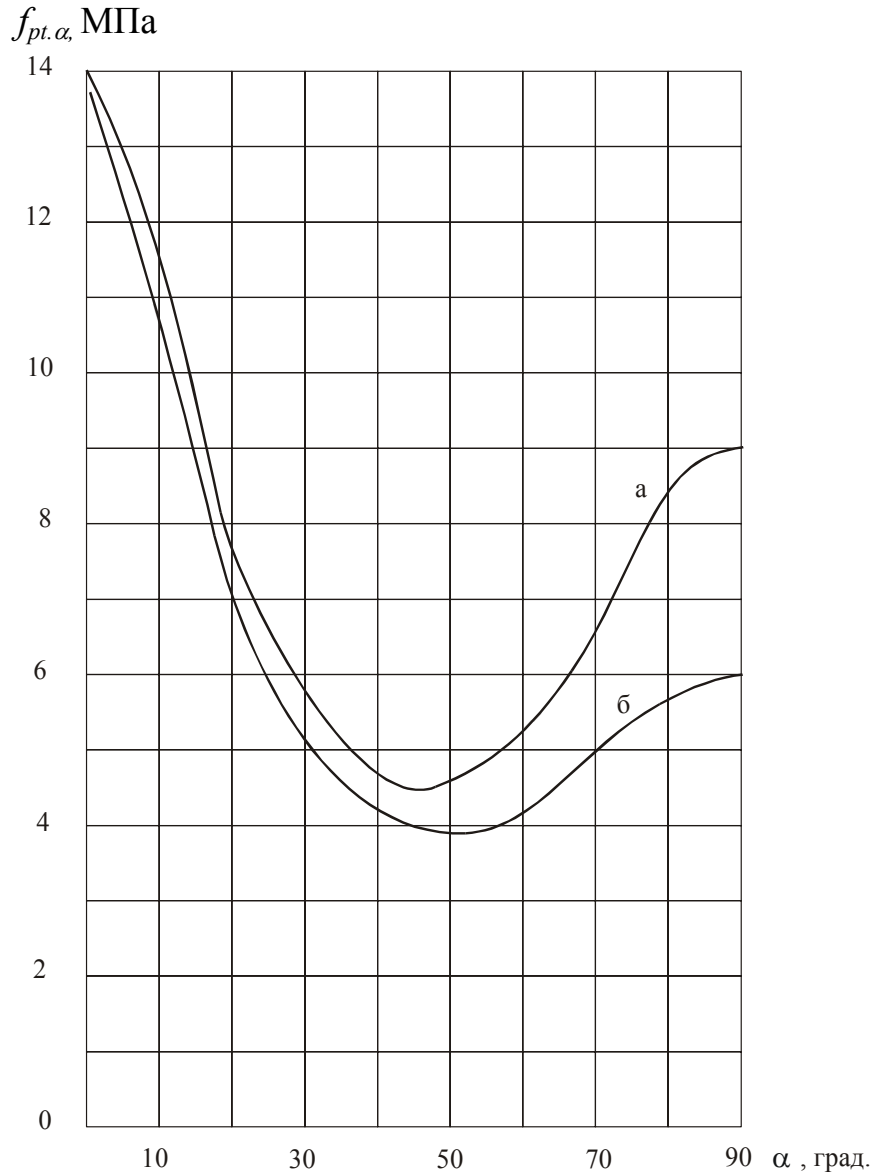


Рис. 3.2. Графики для определения расчетных сопротивлений растяжению под углом α к волокнам наружных слоев березовой фанеры марки ФСФ: а – для семислойной; б – для пятислойной

При условии $\frac{h_w}{b_w} > 50$ (h_w – высота стенки между внутренними гранями полок; b_w – толщина стенок) следует проверять на действие касательных и нормальных напряжений устойчивость стенки с продольным по отношению к оси балки расположением волокон наружных слоев по формуле

$$\frac{\sigma_w}{k_i \left(\frac{100b_w}{h_w} \right)^2} + \frac{\tau_w}{k_\tau \left(\frac{100b_w}{h_w} \right)^2} \leq 1, \quad (3.37)$$

где k_i , k_τ – коэффициенты, определяемые по графикам, рис. 3.3 и 3.4; h_w – расчетная высота сечения стенки, которую следует принимать равной h_w при расстоянии между ребрами $a \geq h_w$ и равной a при $a < h_w$.

При поперечном по отношению к оси балки расположении наружных волокон фанерной стенки проверку устойчивости следует производить по формуле (3.37) на действие только касательных напряжений в тех случаях, когда $\frac{h_w}{b_w} > 80$.

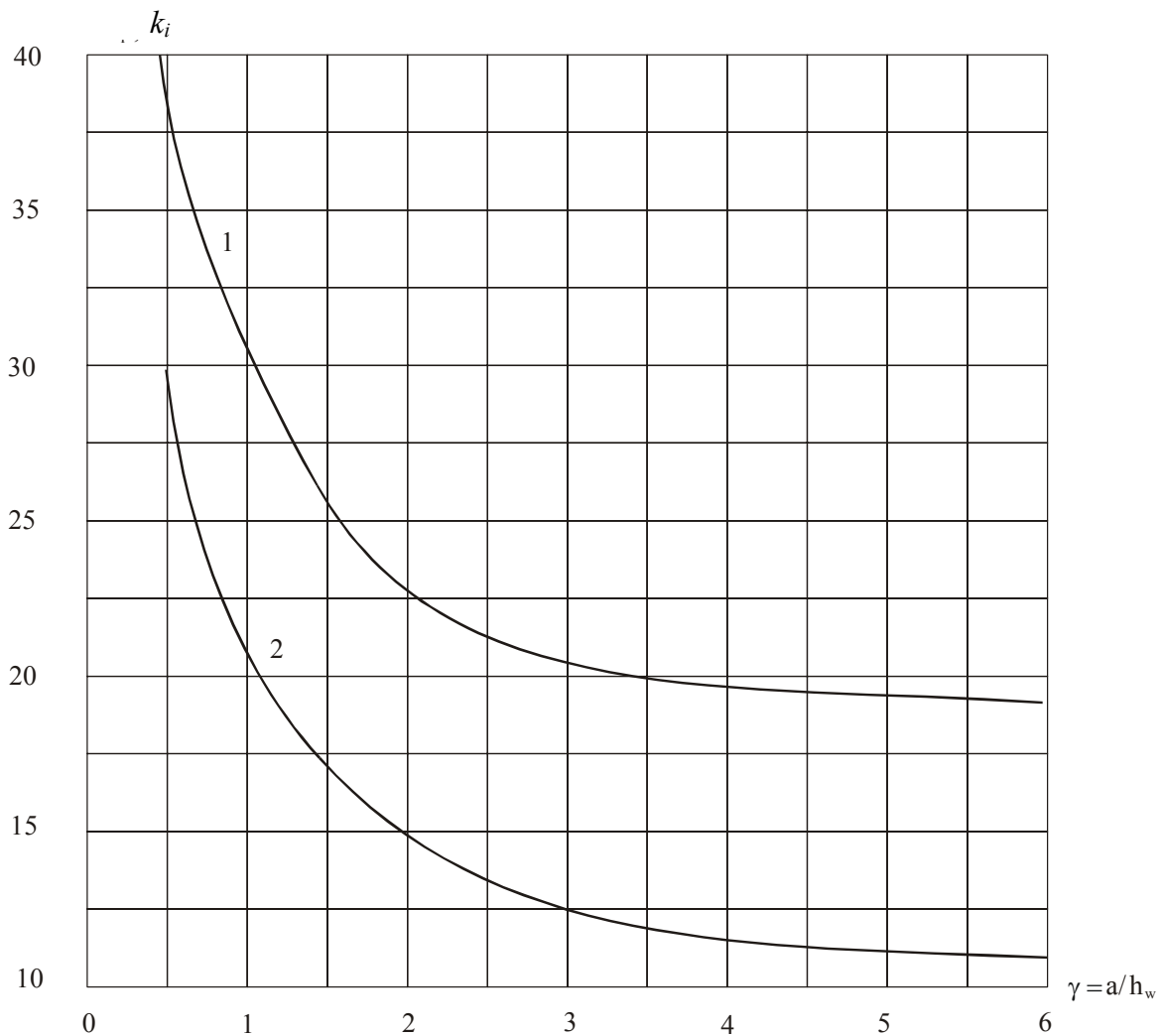


Рис. 3.3. Графики для определения коэффициента k_i при расположении волокон в наружных слоях фанеры вдоль пролета:

- 1 – для бакелизированной фанеры марок ФСБ и ФБСВ толщиной 7 мм и более;
- 2 – для березовой фанеры марки ФСФ толщиной 8 мм и более;
- a – расстояние между ребрами жесткости балки;
- h_w – высота стенки между внутренними гранями полок

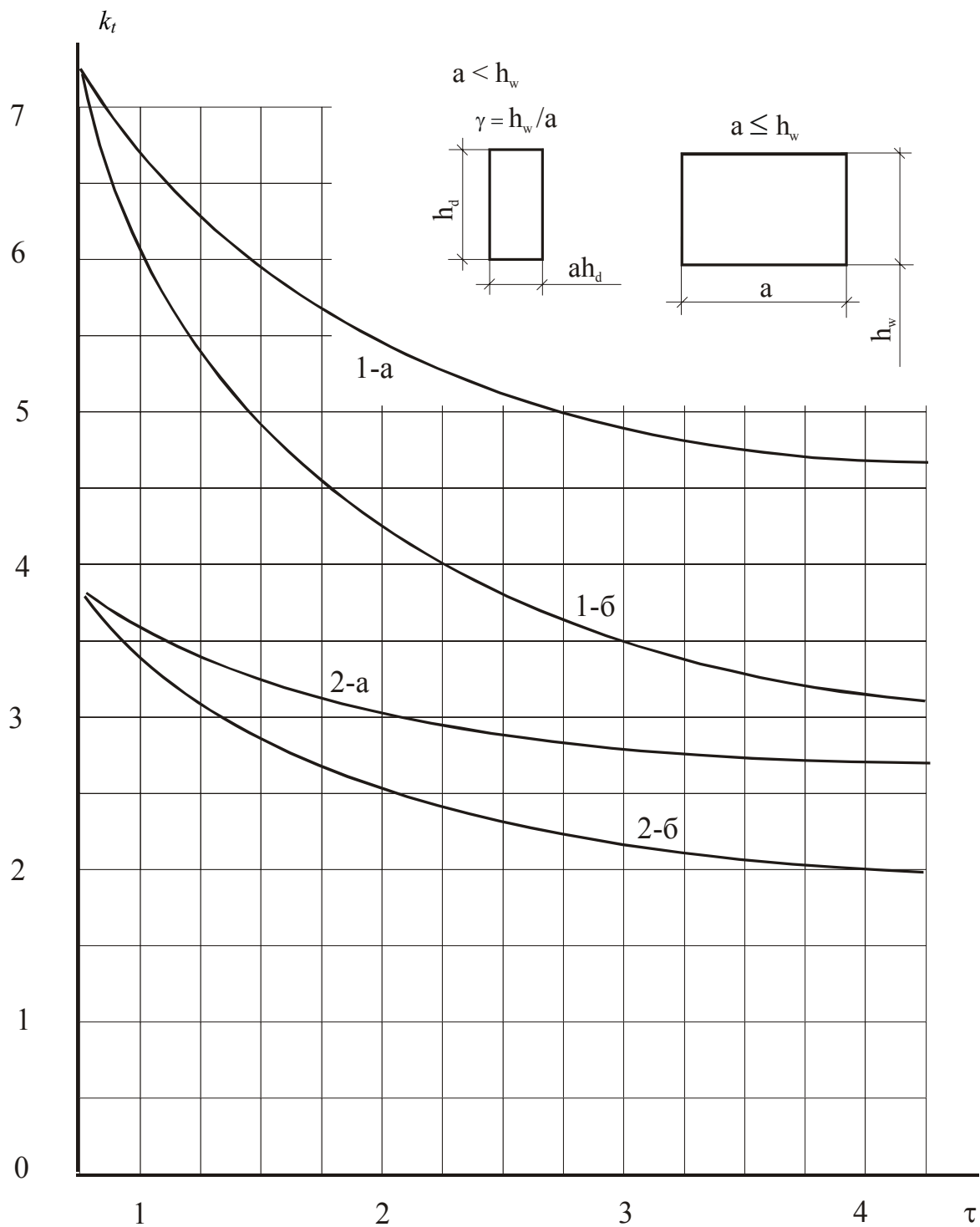


Рис. 3.4. Графики для определения коэффициента k_t :

- 1-а – для бакелизированной фанеры марок ФСБ толщиной 7 мм и более при направлении волокон наружных слоев параллельно малой стороне панели;
- 1-б – для бакелизированной фанеры марок ФСБ и ФБСВ толщиной 7 мм и более при направлении волокон наружных слоев перпендикулярно малой стороне панели;
- 2-а, 2-б – то же для березовой фанеры марки ФСФ толщиной 8 мм и более

3.4.2. Плиты и панели с клееными фанерными обшивками

Напряжения в растянутой обшивке плит и панелей должны удовлетворять условию

$$\sigma_{f.t.d} \leq k_p f_{pt.o.d}, \quad (3.38)$$

где $f_{pt.o.d}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению; k_p – коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления в стыках фанерной обшивки, принимаемый равным при усовом соединении или с двухсторонними накладками: $k_p = 0,6$ для фанеры обычной и $k_p = 0,8$ для фанеры бакелизированной. При отсутствии стыков $k_p = 1$; $\sigma_{f.t.d}$ – расчетные растягивающие напряжения в обшивке плит и панелей, определяемые по формуле (3.32).

При определении приведенных моментов инерции и сопротивления расчетную инерцию фанерных обшивок следует принимать $b_d = 0,9b$ при $l > 6a$, $b_d = 0,15 \cdot l \cdot b/a$ при $l < 6a$, где b – полная ширина сечения плиты, а l – пролет плиты.

Напряжения в верхней обшивке плит и панелей должны удовлетворять требованию

$$\sigma_{f.c.d} \leq k_{pf} f_{c.o.d}, \quad (3.39)$$

где $k_{pf} = 1250/(a_l/h_t)^2$ при $a_l/h_t \geq 50$; $k_{pf} = 1 - (a_l/h_t)^2/5000$ при $a_l/h_t < 50$ (a_l – расстояние между ребрами в свету; h_t – толщина фанеры).

Верхняя обшивка плит должна быть дополнительно проверена на местный изгиб от сосредоточенной нагрузки 1 кН с коэффициентом надежности, равным 1,2, как пластинка, заделанная в местах приклеивания к ребрам.

Ребра и обшивки по шву в месте соединения с ребрами каркаса плит и панелей должны удовлетворять условиям

$$\tau_{w.d} \leq f_{v.o.d}; \quad (3.40)$$

$$\tau_{f.d} \leq f_{pv.o.d}, \quad (3.41)$$

где $\tau_{w.d}$, $\tau_{f.d}$ – соответственно скалывающие напряжения в ребрах каркаса и обшивке по шву в месте примыкания ее к ребрам, определяемые по формуле (3.35); $f_{v.o.d}$, $f_{pv.o.d}$ – расчетное сопротивление скалыванию древесины вдоль волокон и фанеры вдоль волокон наружных слоев.

3.5. Расчет деревянных конструкций по предельным состояниям второй группы

Деформации деревянных конструкций или отдельных элементов следует определять с учетом сдвига и податливости соединений. Величину деформаций податливого соединения при полном использовании его несущей способности следует принимать по табл. 3.6, а при неполном – пропорционально действующему на соединение усилию.

Таблица 3.6

Деформации соединений

Вид соединения	Деформация соединения, мм
На лобовых врубках и «торец в торец»	1,5
На нагелях всех видов	2,0
В примыканиях поперек волокон	3,0
В клеевых соединениях	0,0

Наибольший прогиб U_{\max} шарнирно опертых и консольных изгибаемых элементов постоянного и переменного сечений следует определять по формуле

$$U_{\max} = \frac{U_0}{k_{h1} \left[1 + k_v \left(\frac{h_{\max}}{l} \right)^2 \right]}, \quad (3.42)$$

где U_0 – прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига; h_{\max} – наибольшая высота сечения; l – пролет балки; k_{h1} – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый равным 1 для балок постоянного сечения; k_v – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы.

Значения коэффициентов k_{h1} и k_v для основных расчетных схем приведены в табл. 3.7.

Прогиб сжато-изгибаемых шарнирно опертых симметрично нагруженных элементов и консольных элементов следует определять по формуле

$$U_{\text{sup}} = \frac{U_{\max}}{k_{m.c}}, \quad (3.43)$$

где U_{\max} – прогиб, определяемый по формуле 3.42; $k_{m.c}$ – коэффициент, определяемый по формуле 3.23.

При наличии штукатурки прогиб элементов перекрытий только от длительной временной нагрузки не должен превышать 1/350 пролета.

Строительный подъем деревянных клееных балок не должен превышать 1/300 пролета.

Максимальные относительные прогибы конструкций не должны превышать величин, указанных в разделе 10 «Прогибы и перемещения» СНиП

$$2.01.07-85 \frac{U_{\max}}{l} \leq \frac{U_{\lim}}{l} \text{ (см. п.4.1 лекции 4).}$$

Таблица 3.7

Значения коэффициентов k_{h1} и k_v для вычисления прогибов балок с учетом переменности сечения и деформаций сдвига

Поперечное сечение балки	Расчетная схема	k_{h1}	k_v
Прямоугольное		β	0
Прямоугольное		$0,23 + 0,77\beta$	$16,4 + 7,6\beta$
Прямоугольное		$0,5\alpha + (1 - 0,5\alpha)\beta$	$[45 - 24\alpha(1 - \beta) + 3\beta] \times 1 / (3 - 4\alpha^2)$
Прямоугольное		$0,15 + 0,85\beta$	$15,4 + 3,8\beta$
Двуглавое		$0,4 + 0,6\beta$	$(45,3 - 6,9\beta)\gamma$
Прямоугольное		$0,23 + 0,77\beta + \alpha(1 - \beta)$	$[8,2 + 2,4(1 - \beta)\alpha + 3,8\beta] \times 1 / (2 + \alpha)(1 - \alpha)$
Прямоугольное		$0,35 + 0,65\beta$	$5,4 + 2,6\beta$

Примечание. γ – отношение площади поясов к площади стенки двуглавой балки (высота стенки принимается между центрами тяжести поясов).

4. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ НАГЕЛЬНОГО ТИПА

Для соединения элементов деревянных конструкций применяются цилиндрические стержни из стали, стальные болты, проволочные гвозди, шурупы, глухари.

4.1. Расчетную несущую способность соединения на цилиндрических нагелях из одного материала (сосны или ели) и одинакового диаметра следует определять по формуле

$$R_d = R_{ld.min} n_n n_s, \quad (4.1)$$

где $R_{ld.min}$ – минимальное значение несущей способности одного среза нагеля в соединении; n_n – количество нагелей в соединении; n_s – количество швов в соединении для одного нагеля.

Расчетную несущую способность одного среза в односрезных и симметричных двухсрезных соединениях (рис. 4.1.) следует принимать как наименьшее значение из найденных по приведенным ниже формулам:

$$R_{ld} = \min \begin{cases} f_{h.1.d} t_1 d k_\alpha & (4.2) \\ f_{h.2.d} t_2 d k_\alpha & (4.3) \\ f_{n.d} d^2 (1 + \beta_n) \sqrt{k_\alpha} & (4.5) \end{cases}$$

где $f_{h.1.d}$ и $f_{h.2.d}$ – расчетные сопротивления смятию древесины для наружных и средних элементов в глухом нагельном гнезде в односрезных и симметричных соединениях; $f_{h.1.d}$ следует принимать по табл. 4.1; расчетное значение сопротивления смятию древесины $f_{h.2.d}$ для средних элементов симметричных соединений и более толстых элементов односрезных соединений следует принимать по табл. 4.2.

В табл. 4.1 и 4.2 расчетное сопротивление древесины смятию приведено для сосны и ели для нормальных условий эксплуатации. Для соединения элементов из древесины других пород или для других условий эксплуатации следует учитывать соответствующие коэффициенты k_{mod} , k_x , k_t (см. раздел 2).

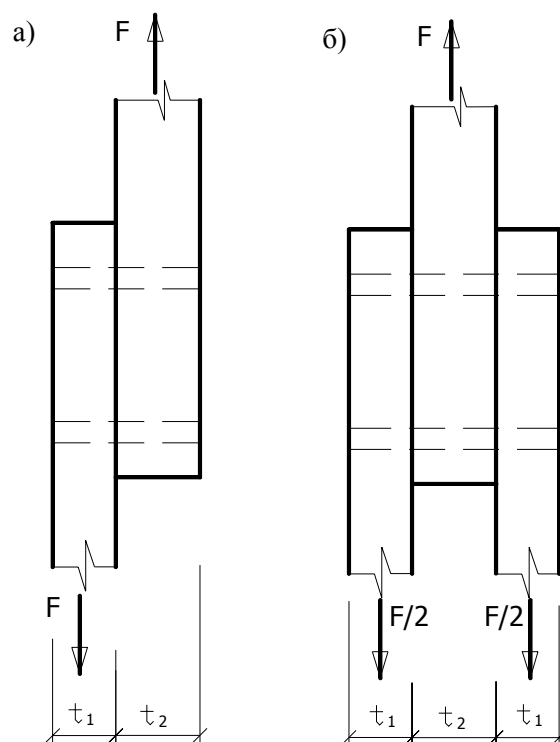


Рис. 4.1. Нагельные соединения древесины с древесиной:
а – односрезное соединение; б – симметричное соединение

Таблица 4.1

Расчетные сопротивления смятию древесины
для наружных элементов

Вид соединения	Для гвоздей стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей $f_{h.1.d}$, МПа	Для дубовых цилиндрических нагелей $f_{h.1.d}$, МПа
Смятие в односрезных соединениях: а) при $t_1 \leq 0,35t_2$	8,0	5,0
б) при $t_1 > 0,35t_2$ в зависимости от отношения t_1/t_2 :		
0,35	8,00	5,0
0,5	5,80	5,0
0,6	4,80	4,4
0,7	4,30	3,8
0,8	3,90	3,2
0,9	3,70	2,6
1,0	3,50	2,0
Смятие в симметричных сечениях	8,00	2,0

Таблица 4.2

Расчетные сопротивления смятию древесины
для средних элементов

Вид соединения	Для гвоздей стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей $f_{h.2.d}$, МПа	Для дубовых цилиндрических нагелей $f_{h.2.d}$, МПа
Смятие в односрезных соединениях:		
– при $t_1 \leq 0,5t_2$	2,5	1,4
– при $t_1 > 0,5t_2$	3,5	2,0
Смятие в симметричных сечениях	5,0	3,0

В двухсрезных несимметричных соединениях несущую способность необходимо определять с учетом следующего:

– расчетное значение сопротивления смятию $f_{h.2.d}$ среднего элемента при $t_1 \leq 0,5t_2$ следует принимать равным 2,5 МПа; при $t_1 > 0,5t_2$ – по интерполяции между 2,5 и 3,5 МПа; при $t_1 > t_2$ расчетное значение сопротивления смятию $f_{h.1.d}$ крайнего элемента следует принимать равным 3,5 МПа; при $t_2 \leq t_1$ – по табл. 4.1, как для более тонких элементов односрезных соединений;

– расчетные сопротивления изгибу нагеля $f_{n.d}$ приведены в табл. 4.3. При соединении элементов из древесины других пород, отличающихся от сосны и ели, или для условий эксплуатации, отличающихся от нормальных, расчетное значение сопротивления изгибу нагеля следует умножать на квадратный корень соответствующих коэффициентов k_{mod} , k_x , k_t , приведенных в разделе 2.

Таблица 4.3

Расчетные сопротивления изгибу нагеля

Тип нагеля	Расчетное сопротивление изгибу $f_{n.d}$, МПа	k_n	$\beta_{n.max}$
Обычные гвозди из стальной проволоки Шурупы диаметром до 8 мм	25	0,0632	0,7746
Стальные болты диаметром от 8 мм до 24 мм Стальные нагели Шурупы диаметром более 8 мм	18	0,1054	0,6236
Алюминиевые нагели	16	0,1118	0,6124
Стеклопластиковые нагели диаметром от 8 до 24 мм	8	0,1581	0,5
Дубовые нагели	4,5	0,2108	0,6667

t_1 – толщина крайних элементов в симметричных соединениях или более тонких элементов в односрезных соединениях; t_2 – толщина средних элементов в симметричных соединениях или более толстых или равных по толщине элементов в односрезных соединениях; d – диаметр нагеля; β_n – коэффициент, зависящий от отношения толщины более тонкого элемента к диаметру нагеля, определяемый по формуле

$$\beta_n = k_n \frac{t_1}{d}, \quad (4.5)$$

где k_n – коэффициент, зависящий от типа нагеля (см. табл. 4.3).

При определении коэффициента β_n для нагеля, работающего в двухсрезных несимметричных соединениях, толщину t_1 следует принимать не более $0,6 t_2$.

Значение коэффициента β_n , определенного по формуле (4.5), не должно превышать $\beta_{n.\max}$ (см. табл. 4.3).

k_α – коэффициент, учитывающий угол α между силой и направлением волокон. Угол α следует принимать равным большему из углов смятия нагелем элементов, прилегающих к рассматриваемому шву. Коэффициент k_α следует принимать по табл. 4.4.

Таблица 4.4

Значения коэффициента k_α

Угол, град.	Для гвоздей стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей диаметром, мм					Для дубовых нагелей
	до 8	12	16	20	24	
30	1,0	0,95	0,90	0,90	0,90	1,0
60	1,0	0,75	0,70	0,65	0,60	0,8
90	1,0	0,7	0,60	0,55	0,50	0,7

Примечание. Промежуточные значения определяются интерполяцией

При расчете несущей способности более толстых элементов односрезных соединений, работающих на смятие под углом по формуле (4.3), коэффициент k_α следует умножать на дополнительный коэффициент 0,9 при $t_2 < 1,5t_1$ и на 0,75 – при $t_2 \geq 1,5t_1$.

4.2. Расчетную несущую способность односрезного нагеля и одного среза нагеля в двухсрезных соединениях со стальными накладками принимают равной наименьшему значению из полученных по формулам

$$R_{ld} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h.1.d} t_2 d k_{\alpha} \\ f_{n.d} d^2 (1 + \beta_{n.\max}) \sqrt{k_{\alpha}} \end{array} \right. , \quad (4.6)$$

где $\beta_{n.\max}$ – максимальное значение коэффициента, зависящего от отношения толщины более тонкого элемента к диаметру нагеля, принимаемое в зависимости от типа нагеля (см. табл. 4.3); t_2 – толщина крайнего элемента в односрезном соединении или толщина среднего элемента в двухсрезном соединении с обоими внешними элементами из стали.

При этом стальные пластины следует проверять на растяжение по ослабленному сечению и на смятие под нагелем в соответствии с требованиями СНиП II-23-81* «Стальные конструкции».

4.3. Расстановка нагелей в соединениях бывает нормальная, в шахматном порядке и косыми рядами (рис. 4.2.) и производится по правилам, исключая опасность преждевременного разрушения древесины от скалывания и растяжения поперек волокон. Промежутки и расстояния между осями не должны быть меньше приведенных в табл. 4.5 (для гвоздей, шурупов диаметром до 8 мм) и табл. 4.6 (для болтов, шурупов диаметром от 8 мм и более, алюминиевых, стеклопластиковых и дубовых нагелей).

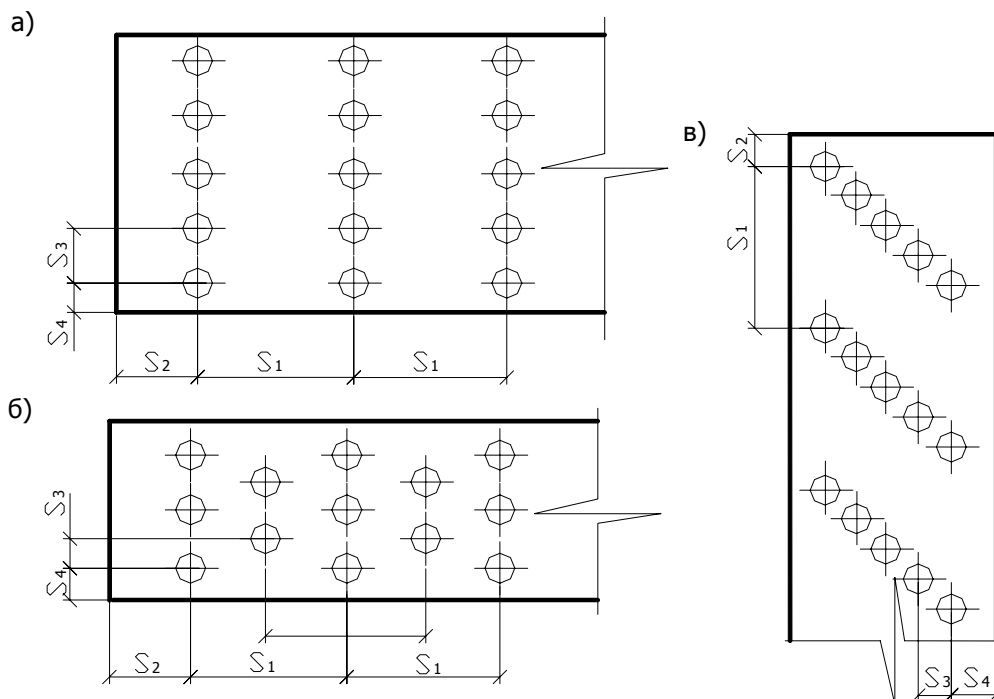


Рис. 4.2. Схемы расстановки нагелей:
а – нормальная; б – в шахматном порядке; в – косыми рядами

Таблица 4.5

Минимальные расстояния между гвоздями, шурупами
диаметром до 8 мм

Направление	Расстояние
Между осями гвоздей вдоль волокон S_i для пробиваемых насквозь элементов: – при толщине пробиваемого элемента не менее $10d$	$15d$
– при толщине пробиваемого элемента $4d$ (для промежуточных значений по интерполяции)	$25d$
– для непробиваемых насквозь элементов	$15d$
До торца элемента вдоль волокон S_2	$15d$
Между осями гвоздей поперек волокон S_3 : – при прямой расстановке	$4d$
– при расстановке в шахматном порядке или косыми рядами под углом 45^0	$3d$
До кромки элемента поперек волокон S_4	$4d$

Примечание. Для элементов из осины, ольхи и тополя расстояние между гвоздями вдоль волокон следует увеличивать на 50 %.

Таблица 4.6

Минимальные расстояния между болтами, шурупами диаметром от 8 мм и более, алюминиевыми, стеклопластиковыми и дубовыми нагелями

Направление	Расстояния		
	для болтов, шурупов \varnothing от 8 мм и более, стальных нагелей	для алюминиевых, стеклопластиковых нагелей	для дубовых нагелей
При общей толщине пакета меньше $10d$: – вдоль волокон между осями болтов и до – торца элемента S_1, S_2	$6d$	$6d$	$4d$
– поперек волокон между осями болтов S_3	$3d$	$3d$	$2,5d$
– поперек волокон до кромки элемента S_4	$2,5d$	$2,5d$	$2,5d$
При общей толщине пакета большей или равной $10d$: – вдоль волокон между осями болтов и до торца элемента S_1, S_2	$7d$	$6d$	$5d$
– поперек волокон между осями болтов S_3	$3,5d$	$3,5d$	$3d$
– поперек волокон до кромки S_4	$3d$	$3d$	$2,5d$

4.4. Гвоздевые соединения должны отвечать следующим требованиям:

– диаметр гвоздей следует принимать не более 0,25 толщины пробиваемых элементов;

– при определении расчетной длины заземления конца гвоздя не следует учитывать заостренную часть гвоздя длиной $1,5d$; кроме того, из длины гвоздя следует вычитать по 2 мм на каждый шов между соединяемыми элементами; если расчетная длина заземления гвоздя получается меньше $4d$, его работу в примыкающем к нему шве учитывать не следует;

– при свободном выходе гвоздя из пакета расчетную длину последнего элемента следует уменьшать на $1,5d$;

– в соединении должно быть не меньше двух гвоздей;

– под гвозди диаметром 6 мм и более следует предварительно сверлить отверстия диаметром $0,8d$.

Размеры проволочных гвоздей круглого сечения, применяемых в деревянных конструкциях, приведены в табл. 4.7.

Таблица 4.7

Размеры проволочных гвоздей

d , мм	3	3,5	4	5	6
L , мм	70; 80	90	100; 120	120; 150	150; 200

4.5. Болтовые соединения должны отвечать следующим требованиям:

– диаметр отверстия под болт не должен превышать диаметра болта более чем на 1 мм;

– под головкой болта и гайкой должны быть использованы шайбы с боковым размером или диаметром не менее $3d$ и толщиной не менее $3d$ (d – диаметр болта). Шайбы должны плотно прилегать к древесине.

Рекомендуемый сортамент болтов приведен в табл. 4.8.

Сопряжение несущих деревянных конструкций с фундаментом выполняется с помощью фундаментных анкерных болтов (табл. 4.9, 4.10).

Таблица 4.8

Площади сечения болтов согласно СТ СЭВ 180-75; СТ СЭВ 181-75
и СТ СЭВ 182-75

Диаметр болта d , мм	Площадь сечения брутто, A_{sup} , мм	Площадь сечения нетто, A_{inf} , мм	Масса 1 м, кг
12	1,13	0,74	
16	2,01	1,57	1,58
20	3,14	2,45	2,47
24	4,52	3,52	3,55
30	7,06	5,60	5,55
36	10,17	8,16	7,99
42	13,85	11,20	10,88
48	18,09	14,72	14,21

Таблица 4.9

Расчетные сопротивления растяжению фундаментных болтов

Диаметр болтов, мм	Расчетные сопротивления $f_{t,d}$ болтов из стали марок, МПа		
	ВСтЗкп2	09Г2С	10Г2С1
12, 16, 20	185	235	240
24, 30	185	230	235
36, 42, 48, 56	185	225	225
64, 72, 80	185	220	215
90, 100	185	215	215
110, 125, 140	185	215	-

Таблица 4.10

Геометрические характеристики фундаментных болтов

Диаметр болта, мм	Площадь сечения нетто, A_{inf} , см ²	Длина заделки, мм
20	2,25	700
22	2,81	800
24	3,24	850
27	4,27	1000
30	5,19	1050
36	7,58	1300
42	10,45	1500
48	13,75	1700
56	19,02	2000
64	25,2	2300
72	32,8	2600
80	41,4	2800

4.6. Соединения на шурупах должны отвечать следующим требованиям:

- защемление шурупа (т.е. длина его в элементе, принимающем острие) должно быть как минимум $4d$;
- шурупы завинчиваются в предварительно просверленные отверстия;
- длина гладкой части шурупа больше толщины элемента под его головкой;
- длина гладкой части шурупа в элементе, принимающем острие, составляет не менее $2d$.

Таблица 4.11

Рекомендуемый сортамент шурупов с потайной и полукруглой головками

Диаметр, мм	Длина, мм
2	7, 10, 13
3	10, 13, 16, 20, 25, 30
4	13, 16, 20-60 градация через 5 мм
5	13, 16, 20-70 градация через 5 мм
6	20-100 градация через 5 мм
8	50-100 градация через 5 мм
10	80, 90, 100

5. СТАЛЬНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Нижние пояса и стержни решеток ферм, в которых действуют растягивающие напряжения, затяжки арок выполняют, как правило, из профильной или арматурной стали.

Металлические элементы применяются в узловых соединениях деревянных элементов в виде стальных сварных башмаков (с опорными листами, фасонками и диафрагмами), стальных креплений из опорного листа и фасонки, стальных накладок и др.

Стальные элементы рассчитывают по нормам проектирования металлических конструкций [6].

Расчет на прочность элементов, подверженных центральному растяжению, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad 5.1$$

где R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, принимаемое по прил. 2 – 4;

N – продольная сила;

A_n – площадь сечения нетто;

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый в соответствии с табл. 6 [6]:

- для растянутых элементов в сварных стержневых конструкциях перекрытий и покрытий $\gamma_c = 0,95$
- для затяжек и подвесок, выполненных из прокатной стали $\gamma_c = 0,9$
- для сечений прокатных и сварных элементов, а также накладок из стали с пределом текучести до 440 МПа, выполненных на болтах в стержневых конструкциях покрытий и перекрытий $\gamma_c = 1,05$

ОСНОВНЫЕ СИМВОЛЫ

Подстрочные индексы

- c – сжатие
- d – расчетный
- k – нормативный
- inf – нижний, низкий
- sup – верхний
- mod – поправочный
- m – изгибный, материала
- q – временное воздействие
- t – растяжение
- v – сдвиг
- x, y, z – координаты
- α – угол между силой и направлением волокон древесины
- 0; 90 – соответственно вдоль и поперек волокон древесины

Обозначения

- A_d – расчетная площадь поперечного сечения
- A_c – рабочая плоскость смятия
- A_{inf} – площадь поперечного сечения элемента нетто
- A_{sup} – площадь поперечного сечения элемента брутто
- $A_{sup,max}$ – площадь поперечного сечения элемента брутто с максимальными размерами сечения элемента на участке (l_m)
- A_v – расчетная площадь скалывания
- E_0 – модуль упругости древесины вдоль волокон
- $E_{0,nom}$ – вероятный минимальный модуль упругости древесины вдоль волокон
- E_{90} – модуль упругости древесины поперек волокон
- E_v – модуль сдвига вдоль волокон древесины
- E_p – модуль упругости строительной фанеры в плоскости листа
- E_{pv} – модуль сдвига строительной фанеры
- F – воздействие
- F_d – расчетные значения воздействий
- F_k – нормативные значения воздействий

- $F_{d,a}$ – расчетное усилие, действующее перпендикулярно торцу полуарки
- G – постоянные воздействия
- G_d – расчетные значения постоянных воздействий
- G_k – нормативные значения постоянных воздействий
- H – высота конструкции или длина элемента
- $I_{i,\text{sup}}$ – момент инерции брутто поперечного сечения отдельной ветви относительно собственной оси
- I_{sup} – момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси
- M_d – расчетный изгибающий момент
- $M_{i,d}$ – расчетный изгибающий момент относительно соответствующей оси
- M_{max} – максимальный изгибающий момент на рассматриваемом участке l_m
- N_d – расчетная осевая сила
- Q – временные воздействия
- $Q_{k,l}$ – нормативное значение одного из временных воздействий
- $Q_{k,i}$ – нормативные значения остальных временных воздействий
- R_d – расчетная несущая способность конструкции или соединения
- $R_{1d,\text{min}}$ – минимальное значение несущей способности одного среза нагеля в соединении
- S_{sd} – статический момент сдвигаемой части приведенного сечения относительно нейтральной оси
- S_{sup} – статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси
- S_{ap} – полная длина дуги арки или свода
- S_1 – расстояние между осями нагелей (гвоздей) вдоль волокон
- S_2 – расстояние от оси крайнего нагеля (гвоздя) до торца элемента вдоль волокон
- S_3 – расстояние между осями нагелей (гвоздей) поперек волокон
- S_4 – расстояние от оси крайнего нагеля (гвоздя) до кромки элемента поперек волокон
- W_{inf} – момент сопротивления нетто

- $W_{\text{sup,max}}$ – максимальный момент сопротивления брутто на рассматриваемом участке l_m
- a – расстояние между ребрами
- a_1 – расстояние между ребрами в свету в плитах и панелях;
- b – ширина поперечного сечения
- b_d – расчетная ширина поперечного сечения
- b_f – полная ширина сечения плиты
- b_w – толщина стенки балки
- d – номинальный диаметр стержня, гвоздя или нагеля
- d_0 – диаметр отверстия под вклеенный стержень
- e – эксцентриситет
- $f_{i.0.d}, f_{i.90.d}$ – расчетные сопротивления древесины, соответствующие напряженному состоянию
- $f_{t.0.d}$ – расчетное сопротивление древесины растяжению вдоль волокон
- $f_{t.90.d}$ – расчетное сопротивление древесины растяжению поперек волокон
- $f_{m.d}$ – расчетное сопротивление древесины изгибу
- $f_{v.0.d}$ – расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон
- $f_{v.90.d}$ – расчетное сопротивление древесины скалыванию поперек волокон
- $f_{v.mod.d}$ – расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон
- $f_{pt.0.d}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению в плоскости листа
- $f_{pv.0.d}$ – расчетное сопротивление фанеры скалыванию в плоскости листа
- $f_{pv.90.d}$ – расчетное сопротивление фанеры срезу перпендикулярно плоскости листа
- $f_{pt.\alpha}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению под углом α
- $f_{n.d}$ – расчетное сопротивление изгибу нагеля, болта
- $f_{h.1.d}$ – расчетное сопротивление смятию древесины для наружных элементов симметричных соединений и более тонких элементов односрезных нагельных соединений
- $f_{h.2.d}$ – расчетное сопротивление смятию древесины для средних элементов симметричных соединений и более толстых элементов односрезных нагельных соединений

h	– высота поперечного сечения
h_f	– высота полок балки
h_0	– уменьшенная высота поперечного сечения элемента
h_t	– толщина фанеры обшивок плит и панелей
H_{\max}	– наибольшая высота сечения
h_w	– высота стенки между внутренними гранями полок
h_l	– глубина врубки
i	– радиус инерции сечения элемента
k_c	– коэффициент продольного изгиба
k_e	– поправочный коэффициент
k_f	– коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_m
k_h	– коэффициент, учитывающий изменение высоты поперечного сечения деревянных элементов
k_{h1}	– коэффициент, учитывающий влияние переменной высоты сечения
k_{inst}	– коэффициент устойчивости изгибаемого элемента
k_k	– коэффициент податливости соединений
k_{mod}	– коэффициент условий работы, учитывающий влажность и длительность нагружения
$k_{m,c}$	– коэффициент, учитывающий увеличение напряжений при изгибе от действия продольной силы
k_n	– коэффициент, зависящий от типа нагеля
k_0	– коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений в деревянных элементах при наличии ослаблений
k_p	– коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления в стыках фанерной обшивки
k_r	– коэффициент, учитывающий изменение расчетных сопротивлений растяжению, сжатию и изгибу для гнутых деревянных элементов
k_s	– коэффициент, учитывающий изменение расчетных сопротивлений при глубокой пропитке древесины
k_t	– коэффициент, учитывающий температуру окружающего воздуха
k_v	– коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы

- k_W – коэффициент, учитывающий изменение момента сопротивления для составных балок на податливых соединениях
- $l_{d.1}$ – расчетная длина заземленной части гвоздя
- k_α – коэффициент, учитывающий угол α между силой и направлением волокон в нагельном соединении
- k_δ – коэффициент, учитывающий изменение расчетных сопротивлений изгибу, скалыванию и сжатию в зависимости от толщины слоев в клееных элементах
- k_λ – коэффициент приведения гибкости
- k_1 – коэффициент, учитывающий концентрацию местных напряжений на проверяемом участке
- k_2 – коэффициент, учитывающий снижение прочности клееного шва поперек волокон в клееных деревянных элементах
- $k_{\sigma 1}$ и $k_{\sigma 2}$ – коэффициенты, учитывающие неравномерность распределения напряжений под плитой башмака
- l – пролет
- l_d – расчетная длина элемента
- l_m – расстояние между опорными сечениями элемента, а при закреплении сжатой кромки элемента в промежуточных точках от смещения из плоскости изгиба – расстояние между этими точками
- l_v – расчетная длина плоскости скалывания
- m – число подкрепленных с одинаковым шагом точек растянутой кромки на участке l_m
- n – число вертикальных швов
- $n_{e.f}$ – расчетное количество нагелей
- n_n – количество нагелей в соединении
- n_s – количество швов в соединении для одного нагеля
- r – радиус
- r_{\max} – расстояние от центра тяжести до самой удаленной точки расчетной площади
- $S_{e.f}$ – расчетное значение шага крепежных элементов
- S_{\min} – минимальный и максимальный шаг крепежных элементов
И S_{\max}
- t – толщина соединяемых элементов
- t_1 – толщина крайних элементов в симметричных соединениях или более тонких элементов в односрезных соединениях

t_2	– толщина средних элементов в симметричных соединениях или более толстых, или равных по толщине элементов в односрезных соединениях
u	– прогиб
u_0	– прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига
u_{\max}	– максимальный прогиб
α	– угол, отношение
β	– угол, отношение
γ_A	– коэффициент надежности для особых воздействий
γ_F	– коэффициент надежности для воздействий
γ_G	– коэффициент надежности для постоянных воздействий
γ_m	– коэффициент надежности по материалу
γ_n	– частный коэффициент надежности по назначению
γ_Q	– коэффициент надежности для временных воздействий
λ	– гибкость
λ_y, λ_z	– гибкость относительно осей y и z
λ_{\max}	– предельная гибкость
λ_1	– гибкость отдельной ветви относительно собственной оси
$\mu_{0,90}$	– коэффициент Пуассона вдоль волокон древесины
$\mu_{90,0}$	– коэффициент Пуассона поперек волокон древесины
μ_p	– коэффициенты Пуассона строительной фанеры
μ_0	– коэффициент, учитывающий закрепление элемента и нагрузку, действующую на элемент
ρ	– плотность древесины
ρ_p	– плотность фанеры
$\sigma_{c.0.d}$	– расчетное сжимающее напряжение вдоль волокон древесины
$\sigma_{c.\alpha.d}$	– расчетные напряжения сжатия под углом α к направлению волокон древесины
$\sigma_{c.90.d}$	– расчетное сжимающее напряжение поперек волокон древесины
$\sigma_{cm.\alpha.d}$	– расчетное напряжение смятия под углом к волокнам древесины под опорной плитой
$\sigma_{t.0.d}$	– расчетное растягивающее напряжение вдоль волокон древесины
$\sigma_{t.90.d}$	– расчетное растягивающее напряжение поперек волокон древесины
$\sigma_{m.d}$	– расчетное напряжение от изгиба
$\sigma_{f.c.d}$	– расчетные сжимающие напряжения в полках балки

- $\sigma_{f.t.d}$ – расчетные растягивающие напряжения в полках балки
 $\tau_{w.d}$ – расчетные скалывающие напряжения в стенке балки на уровне ее нейтральной оси
 $\tau_{w.f.d}$ – расчетные скалывающие напряжения в швах между поясами и стенкой балки
 τ_w – касательное напряжение в стенке на уровне внутренней кромки поясов
 $\tau_{f.d}$ – расчетное скалывающее напряжение в обшивке по шву в месте примыкания ее к ребрам
 ψ_i – коэффициент сочетаний

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СТАЛИ

Таблица П. 2.1

Физические характеристики стали

Характеристика	Значение
Плотность, ρ , кг/м ³ , проката и стальных отливок	7850
Коэффициент линейного расширения α , °С ⁻¹	$0,12 \cdot 10^{-4}$
Модуль упругости проката стали и стальных отливок E , МПа	$2,06 \cdot 10^5$
Модуль сдвига прокатной стали и стальных отливок G , МПа	$0,78 \cdot 10^5$
Коэффициент поперечной деформации (Пуассона) ν	0,3

Таблица П. 2.2

Расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе стальных труб

Марка стали	ГОСТ или ТУ	Толщина стенки, мм	Расчетное сопротивление, МПа
ВСтЗкп, ВСтЗпс, ВСтЗсп	ГОСТ 10705-80*	До 10	215
ВСтЗпс, ВСтЗсп	ГОСТ 10706-76*	5 – 15	235
20	ГОСТ 8731-87	4 – 36	225
16Г2АФ	ТУ 14-3-567-76	6 – 9	400

Таблица П. 2.3

Расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального и фасонного проката по ГОСТ 27772-88 для стальных конструкций (сокращенный сортамент)

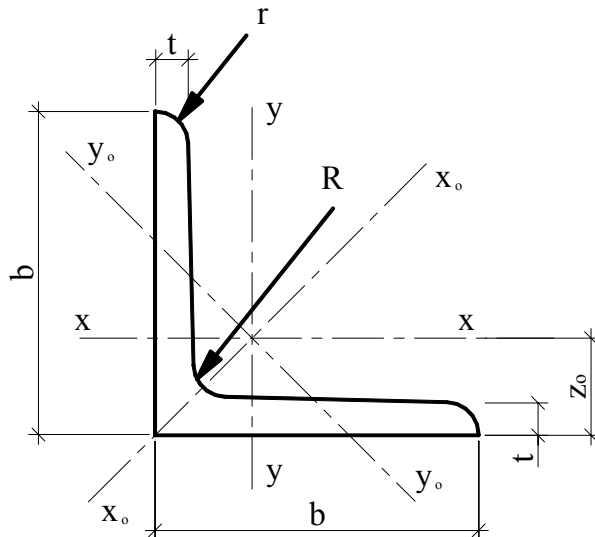
Наименование стали	Заменяемая марка стали	Толщина проката, мм	Расчетное сопротивление проката, МПа	
			листового, широкополосного универсального	фасонного
С235	ВСт3кп2; ВСт3кп2-1; 18кп	2 – 20	230	230
		21 – 40	220	220
		41–100	210	-
		св.100	190	-
С245	ВСт3пс6 (листовой прокат толщиной до 20 мм, фасонный – 30 мм); ВСт3пс6-1; 18пс	2 – 20	240	240
		21 – 30	-	230
С255	ВСт3сп5; ВСт3Гпс5; ВСт3пс6 (листовой прокат толщиной св. 20 до 40 мм, фасонный – св. 30 мм); ВСт3сп5-1; ВСт3Гпс5-1; 18сп; 18Гпс; 18Гсп	2 – 3,9	250	-
		4 – 10	240	250
		11 – 20	240	240
		21 – 40	230	230
С275	ВСт3пс6-2	2 – 10	270	270
		11 – 20	260	270
С285	ВСт3сп5-2; ВСт3Гпс5-2	2 – 3,9	280	-
		4 – 10	270	280
		11 – 20	260	270

Примечание. За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.

СОРТАМЕНТ ПРОКАТНЫХ ПРОФИЛЕЙ

Таблица П. 3.1

Сортамент равнополочных уголков по ГОСТ 8509-93



Номер профиля	Размеры, мм					Справочные величины		
	b	t	R	r	z_0	$A, \text{см}^2$	$I_x, \text{см}^4$	$g, \text{кг/м}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
2	20	3	3,5	1,2	6,0	1,13	0,40	0,89
		4			6,4	1,46	0,50	1,15
2,5	25	3	3,5	1,2	7,3	1,43	0,81	1,12
		4			7,6	1,86	1,03	1,46
3,2	32	3	4,5	1,5	8,9	1,86	1,77	1,46
		4			9,4	2,43	2,26	1,91
3,6	36	3	4,5	1,5	9,9	2,10	2,56	1,65
		4			10,4	2,75	3,29	2,16
4	40	3	5	1,7	10,9	2,35	3,55	1,85
		4			11,3	3,08	4,58	2,42
		5			11,7	3,70	5,50	2,90
4,5	45	3	5	1,7	12,1	2,65	5,13	2,08
		4			12,6	3,48	6,63	2,73
		5			13,0	4,29	8,03	3,37
5	50	3	5,5	1,8	13,3	2,96	7,11	2,32
		4			13,8	3,89	9,21	3,05
		5			14,2	4,8	11,2	3,77
5,6	56	4	6	2	15,2	4,38	13,1	3,44
		5			15,7	5,41	16,0	4,25

Продолжение табл. П. 3.1

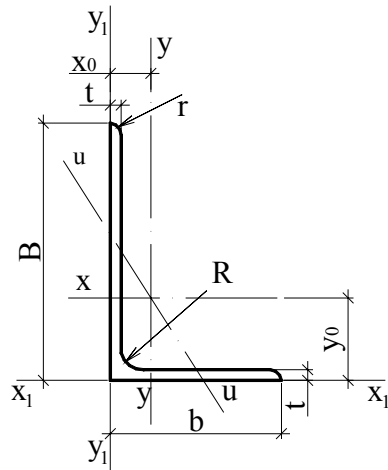
1	2	3	4	5	6	7	8	9
6,3	63	4	7	2,3	16,9	4,96	18,9	3,90
		5			17,4	6,13	23,1	4,81
		6			17,8	7,28	27,1	5,72
7	70	4,5	8	2,7	18,8	6,20	29,0	4,87
		5			19,0	6,86	31,9	5,38
		6			19,4	8,15	37,6	6,39
		7			19,9	9,42	43,0	7,39
		8			20,2	10,7	48,2	8,37
7,5	75	5	9	3	20,2	7,39	39,5	5,80
		6			20,6	8,78	46,6	6,89
		7			21,0	10,1	53,3	7,96
		8			21,5	11,5	59,8	9,01
		9			21,8	12,8	66,1	10,1
8	80	5,5	9	3	21,7	8,63	52,7	6,78
		6			21,9	9,38	57,0	7,36
		7			22,3	10,8	65,3	8,51
		8			22,7	12,3	73,4	9,65
9	90	6	10	3,3	24,3	10,6	82,1	8,33
		7			24,7	12,3	94,3	9,64
		8			25,1	13,9	106	10,9
		9			25,5	15,6	118	12,2
10	100	6,5	12	4	26,8	12,8	122	10,1
		7			27,1	13,8	131	10,8
		8			27,5	15,6	147	12,2
		10			28,3	19,2	179	15,1
		12			29,1	22,8	209	17,9
		14			29,9	26,3	237	20,6
		16			30,6	29,7	264	23,3
11	110	7	12	4	29,6	15,2	176	11,9
		8			30,0	17,2	198	13,5
12,5	125	8	14	4,6	33,6	19,7	294	15,5
		9			34,0	22,0	327	17,3
		10			34,5	24,3	360	19,1
		12			35,3	28,9	422	22,7
		14			36,1	33,4	482	26,2
		16			36,8	37,8	539	29,6
14	140	9	14	4,6	37,8	24,7	466	19,4
		10			38,2	27,3	512	21,5
		12			39,0	32,5	602	25,5
16	160	10	16	5,3	43,0	31,4	774	24,7
		11			43,5	34,4	844	27,0
		12			43,9	37,4	913	29,4
		14			44,7	43,3	1046	34,0
		16			45,5	49,1	1175	38,5
		18			46,3	54,8	1299	43,0
		20			47,0	60,4	1419	47,4

Окончание табл. П. 3.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
18	180	11	16	5,3	48,5	38,8	1216	30,5
		12			48,9	42,2	1317	33,1
20	200	12	18	6	53,7	47,1	1823	37,0
		13			54,2	50,9	1961	39,9
		14			54,6	54,6	2097	42,8
		16			55,4	62,0	2363	48,7
		20			57,0	76,5	2871	60,1
		25			58,9	94,3	3466	74,0
		30			60,7	111,5	4020	87,6

Таблица П. 3.2

Сталь прокатная угловая неравнополочная
по ГОСТ 8510-86



Номер уголка	Размеры, мм					Справочные величины			
	B	b	t	x_0	y_0	$A, \text{см}^2$	$I_x, \text{см}^4$	$I_y, \text{см}^4$	$g, \text{кг/м}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2,5/1,6	25	16	3	4,2	8,6	1,16	0,70	0,22	0,91
3,2/2,0	32	20	3	4,9	10,8	1,49	1,52	0,46	1,17
			4	5,3	11,2	1,94	1,93	0,57	1,52
4/2,5	40	25	3	5,9	13,2	1,89	3,06	0,93	1,48
			4	6,3	13,7	2,47	3,93	1,18	1,94
			5	6,6	14,1	3,03	4,73	1,41	2,37
5/3,2	50	32	3	7,2	16	2,42	6,18	1,99	1,9
			4	7,6	16,5	3,17	7,98	2,56	2,4
7/4,5	70	45	5	10,5	22,8	5,59	27,26	9,05	4,39
7,5/5	75	50	5	11,7	23,9	6,11	34,81	12,47	4,79
			6	12,1	24,4	7,25	40,92	14,60	5,69
			8	12,9	25,2	9,47	52,38	18,52	7,43

Окончание табл. П. 3.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10/6,3	100	63	6	14,2	32,3	9,58	98,29	30,58	7,53
			7	14,6	32,8	11,09	112,86	34,99	8,70
			8	15,0	33,2	12,57	126,96	39,21	9,87
			10	15,8	34,0	15,47	153,95	47,18	12,14
12,5/8	125	80	7	18,0	40,1	14,06	226,53	73,73	11,04
			8	18,4	40,5	15,98	225,62	80,95	12,58
			10	19,2	41,4	19,70	311,61	100,47	15,47
			12	20,0	42,2	23,36	364,79	116,84	18,34
14/9	140	90	8	20,3	44,9	18,0	363,68	119,79	14,13
			10	21,2	45,8	22,24	444,45	145,54	17,46
16/10	160	100	9	22,4	51,9	22,87	605,97	186,03	17,96
			10	22,8	52,3	25,28	666,59	204,09	19,85
			12	23,6	53,2	30,04	784,22	238,75	23,58
			14	24,3	54,0	34,72	897,19	271,60	27,26
18/11	180	110	10	24,4	58,8	28,33	952,28	276,37	22,20
			12	25,2	59,7	33,69	1122,56	324,09	26,40
20/12,5	200	125	11	27,9	65,0	34,87	1449,02	446,36	27,37
			12	28,3	65,4	37,89	1568,19	481,93	29,74
			14	29,1	66,2	43,87	1800,83	550,77	34,43
			16	29,9	67,1	49,77	2026,08	616,66	39,07

Примечание. Пример условного обозначения неравнополочного уголка размерами 63×40×4 мм высокой точности проката (А) из стали марки СтЗсп:

$$\text{уголок } \frac{63 \times 40 \times 4 - \text{АГОСТ} 8510 - 86}{\text{СтЗспЗ} - \text{ГОСТ} 535 - 88}.$$

Таблица П. 3.3

Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок по ГОСТ 8239-89

Номер профиля	Размеры, мм				Справочные величины			
	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>s</i>	<i>t</i>	<i>A</i> , см ²	<i>I_x</i> , см ⁴	<i>I_y</i> , см ⁴	<i>g</i> , кг/м
1	2	3	4	5	6	7	8	9
10Б1	100	56	4,1	5,7	10,32	171	15,9	8,1
12Б1	117,6	64	3,8	5,1	11,03	257	22,4	8,7
14Б1	137,4	73	3,8	5,6	13,39	435	36,4	10,5
16Б1	157	82	4	5,9	16,18	689	54,4	12,7
18Б1	177	91	4,3	6,5	19,58	1063	81,9	15,4
20Б1	200	100	5,2	8,4	26,8	1840	115	21
23Б1	230	110	5,6	9	32,91	2996	200,3	25,8
26Б1	258	120	5,8	8,5	35,62	4024	245,6	28
30Б1	296	130	5,8	8,5	41,92	6328	390	32,9
35Б1	346	155	6,2	8,5	49,53	10060	529,6	38,9
40Б1	392	165	7	9,5	61,25	15750	714,9	48,1
45Б1	443	180	7,8	11	76,23	24940	1073,7	59,8
50Б1	492	200	8,8	12	92,98	37160	1606	73

Примечание. *h* – высота двутавра; *b* – ширина полки; *t* – толщина полки; *s* – толщина стенки.

Таблица П. 3.4

Швеллеры с параллельными гранями полок
по ГОСТ 8240-89 (сокращенный сортамент)

Номер швеллера	Размеры, мм					Справочные величины			
	h	b	t	s	z_0	$A, \text{см}^2$	$I_x, \text{см}^4$	$I_y, \text{см}^4$	$g, \text{кг/м}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5П	50	32	7,0	4,4	12,1	6,16	22,8	5,95	4,84
8П	80	40	7,4	4,5	13,8	8,98	89,8	13,90	7,05
10П	100	46	7,6	4,5	15,3	10,90	175,0	22,60	8,59
12П	120	52	7,8	4,8	16,6	13,30	305,0	34,90	10,40
14П	140	58	8,1	4,9	18,2	15,60	493,0	51,50	12,30
16П	160	64	8,4	5,0	19,7	18,10	750,0	72,80	14,20
18П	180	70	8,7	5,1	21,4	20,70	1090,0	100,00	16,30
20П	200	76	9,0	5,2	23,0	23,40	1530,0	134,00	18,40
22П	220	82	9,5	5,4	24,7	26,70	2120,0	178,00	21,00
24П	240	90	10,0	5,6	27,2	30,60	2910,0	248,00	24,00
27П	270	95	10,5	6,0	27,8	35,20	4180,0	314,00	27,70
30П	300	100	11,0	6,5	28,3	40,50	5830,0	393,00	31,80

Примечание: h – высота швеллера; b – ширина полки; t – толщина полки; s – толщина стенки; z_0 – расстояние от оси Y до наружной грани стенки.

Таблица П. 3.5

Трубы стальные бесшовные горячедеформированные
по ГОСТ 8732-78 (сокращенный сортамент)

Размеры		Площадь сечения, $A, \text{см}^2$	Масса 1 м, $g, \text{кг/м}$	Размеры		Площадь сечения, $A, \text{см}^2$	Масса 1 м, $g, \text{кг/м}$	
$D_n, \text{мм}$	$s, \text{мм}$			$D_n, \text{мм}$	$s, \text{мм}$			
45	3,5	4,56	3,58	89	6	15,65	12,28	
	4	5,15	4,04		7	18,03	14,16	
50	4	5,78	4,54		8	20,36	15,98	
	5	7,07	5,55		9	22,62	17,76	
57	3,5	5,89	4,62		10	24,83	19,48	
	4	6,66	5,23		12	29,02	22,79	
	5	8,17	6,41		95	6	16,78	13,17
6	9,62	7,55	7			19,35	15,19	
60	4	7,04	5,52	8		21,87	17,16	
	5	8,64	6,78	9		24,31	19,09	
	6	10,18	7,99	10		26,71	20,96	
	8	13,07	10,26	12		31,30	24,56	
70	5	10,22	8,01	102		6	18,09	14,21
	6	12,06	9,47			7	20,88	16,40
	7	13,85	10,88		8	23,64	18,55	
	8	15,59	12,23		9	26,30	20,64	
	10	18,85	14,80		10	29,91	22,69	

Окончание табл. П. 3.2

76	5	11,15	8,75	102	12	33,92	26,63
	6	13,19	10,36	121	10	34,86	27,37
	7	15,18	11,91		12	41,10	32,26
	8	17,10	13,42		14	47,05	36,94
	10	20,72	16,28	16	52,79	41,43	
83	6	14,52	11,39	140	14	55,42	43,50
	7	16,72	13,12		16	62,35	48,93
	8	18,86	14,80	152	18	75,81	59,48
	10	22,95	18,00		20	82,90	65,11

Примечания:

1. D_n – наружный диаметр; s – толщина стенки, мм.
2. Пример условного обозначения трубы с наружным диаметром 70 мм, толщиной стенки 3,5 мм немерной длины, обычной точности изготовления:

$$\text{труба} \frac{70 \times 3,5 - \text{ГОСТ} 8732 - 78}{\text{ВСтЗсп} - \text{ГОСТ} 10705 - 80^*}.$$

Таблица П. 3.6

Прокат стальной горячекатаный круглый
по ГОСТ 2590-88 (сокращенный сортамент)

d , мм	Площадь сечения, A , см ²	Масса 1 м, g , кг/м	D , мм	Площадь сечения, A , см ²	Масса 1 м, g , кг/м
5	0,1963	0,154	24	4,524	3,55
6	0,2827	0,222	25	4,909	3,85
7	0,3848	0,302	26	5,307	4,17
8	0,5027	0,395	27	5,726	4,50
9	0,6362	0,499	28	6,158	4,83
10	0,7854	0,616	29	6,605	5,18
11	0,9503	0,746	30	7,069	5,55
12	1,131	0,888	31	7,548	5,92
13	1,327	1,04	32	8,042	6,31
14	1,539	1,21	33	8,533	6,71
15	1,767	1,39	34	9,079	7,13
16	2,011	1,58	35	9,621	7,55
17	2,270	1,78	36	10,18	7,99
18	2,545	2,00	37	10,75	8,44
19	2,835	2,23	38	11,34	8,90
20	3,142	2,47	39	11,95	9,38
21	3,464	2,72	40	12,57	9,86
22	3,801	2,98	45	15,90	12,48
23	4,155	3,26	50	19,64	15,42

Полоса стальная горячекатаная
по ГОСТ 103-76 сокращенный сортамент

Толщина листа, мм	Марка стали	G, кг/м ²
2,5 3	ВСт3кп	19,63 23,55
4 5	ВСт3кп2 ВСт3пс6 ВСт3пс5 09Г2С-12 09Г2С-6	31,4 35,33
6	ВСт3кп2 ВСт3пс6 ВСт3пс5 09Г2С-12 09Г2С-6 09Г2С-15	47,1
8	ВСт3кп2 ВСт3пс6 ВСт3пс5 09Г2С-12 09Г2С-6 09Г2С-15	62,8
10	ВСт3пс6-1	78,5
12	ВСт3пс6-2	94,2
14	ВСт3пс5-1	109,9
16	ВСт3пс5-2	125,6
18	09Г2С-12-1	141,3
20	09Г2С-12-2	157
22 25	ВСт3пс5 09Г2С-12 09Г2С-15	172,7 196,25
28	09Г2С-12	219,8
30	09Г2С-15	235,5
32	14Г2АФ-15	251,2

Примечание. Пример условного обозначения полосы толщиной 10 мм и шириной 22 мм из стали марки ВСт3пс6-1:

$$\text{полоса} \frac{10 \times 22 - \text{ГОСТ} 103 - 76}{\text{ВСт} 3 \text{пс} 6 - 1 - \text{ГОСТ} 380 - 94}$$

**РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ, СОРТАМЕНТ АРМАТУРЫ,
ПРОЧНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНОВ**

Таблица П. 4.1

Характеристики ненапрягаемой арматуры
согласно СНБ 5.03.01-02 «Конструкции бетонные и железобетонные»

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид поверхности	Нормативное сопротивление, $f_{yk}(f_{0,2k})$, Н/мм ²	Расчетное сопротивление, $f_{yd}(f_{0,2d})$, Н/мм ²
S240	5,5 – 40,0	гладкая	240	218
S400	6,0 – 40,0	периодического профиля	400	365
S500	3,0 – 40,0	гладкая и периодического профиля	500	450

Примечание. Модуль упругости арматуры E_s следует принимать равным 200 кН/мм².

Таблица П. 4.2

Прочностные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов
согласно СНБ 5.03.01-02 «Конструкции бетонные и железобетонные»

Характеристики, единицы измерения	Класс бетона по прочности на сжатие						
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45
Нормативное сопротивление бетона осевому сжатию f_{ck} , МПа	8	12	16	20	25	30	35
Гарантированная прочность бетона f_c^G , f_{cube} , МПа	10	15	20	25	30	37	45
Расчетное сопротивление бетона сжатию f_{cd} , МПа: – для неармированных (бетонных) конструкций ($\gamma_c=1,8$)	4,4	6,7	8,9	11,1	13,9	16,7	19,4
– для железобетонных конструкций ($\gamma_c=1,5$)	5,3	8,0	10,7	13,3	16,7	20,0	23,3

Таблица П. 4.3

Сортамент арматуры

Диаметр стержня, мм	Площадь поперечного сечения, см ² , при числе стержней									Масса 1 м длины арматуры, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
3	0,071	0,142	0,213	0,284	0,355	0,426	0,497	0,568	0,639	0,052
4	0,126	0,252	0,378	0,504	0,63	0,756	0,882	1,008	1,134	0,092
5	0,196	0,392	0,588	0,784	0,98	1,176	1,372	1,568	1,764	0,144
6	0,283	0,566	0,849	1,132	1,415	1,698	1,981	2,264	2,547	0,222
8	0,503	1,006	1,509	2,012	2,515	3,018	3,521	4,024	4,527	0,395
10	0,785	1,57	2,355	3,14	3,925	4,71	5,495	6,28	7,065	0,617
12	1,131	2,262	3,393	4,524	5,655	6,786	7,917	9,048	10,179	0,888
14	1,540	3,08	4,62	6,16	7,7	9,24	10,78	12,32	13,86	1,210
16	2,010	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	1,580
18	2,540	5,08	7,62	10,16	12,7	15,24	17,78	20,32	22,86	2,000
20	3,140	6,28	9,42	12,56	15,7	18,84	21,98	25,12	28,26	2,470
22	3,800	7,6	11,4	15,2	19	22,8	26,6	30,4	34,2	2,980
25	4,910	9,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	3,840
28	6,160	12,32	18,48	24,64	30,8	36,96	43,12	49,28	55,44	4,830
32	8,040	16,08	24,12	32,16	40,2	48,24	56,28	64,32	72,36	6,310
36	10,180	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	7,990
40	12,570	25,14	37,71	50,28	62,85	75,42	87,99	100,56	113,13	9,865

СПРАВОЧНАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
2. СНиП 2.03.09-85. Асбестоцементные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 16 с.
3. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Мн.: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 139 с.
4. СНБ 5.05.01-2000. Деревянные конструкции. – Мн.: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2001. – 70 с.
5. СНБ 5.08.01-2000. Кровли. Технические требования и правила приемки. – Мн.: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2000. – 23 с.
6. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
7. ГОСТ 103-76. Полоса стальная горячекатаная. Сортамент. – М.: Изд-во стандартов, 1980. – 8 с.
8. ГОСТ 378-76. Листы асбестоцементные волнистые обыкновенного профиля и детали к ним. – М.: Изд-во стандартов, 1976. – 10 с.
9. ГОСТ 2590-88 (СТ СЭВ 3898-82). Прокат стальной горячекатаный круглый. Сортамент. – М.: Изд-во стандартов, 1988. – 6 с.
10. ГОСТ 4598-86 (СТ СЭВ 4188-83). Плиты древесноволокнистые. Технические условия. – М.: Изд-во стандартов, 1986. – 11 с.
11. ГОСТ 8240-89 (СТ СЭВ 2210-80). Швеллеры стальные горячекатаные. Сортамент. – М.: Изд-во стандартов, 1990. – 7 с.
12. ГОСТ 8510-86 (СТ СЭВ 255-76). Уголки стальные горячекатаные неравнополочные. Сортамент. – М.: Изд-во стандартов, 1987. – 8 с.
13. ГОСТ 8673-93. Плиты фанерные. Технические условия. – М.: Изд-во стандартов, 1993. – 10 с.
14. ГОСТ 8732-78 (СТ СЭВ 1481-78). Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Сортамент. – М.: Изд-во стандартов, 1991. – 14 с.
15. ГОСТ 10632-89 (СТ СЭВ 5879-87). Плиты древесностружечные. Технические условия. – М.: Изд-во стандартов, 1989. – 14 с.
16. ГОСТ 18124-95. Листы асбестоцементные плоские. Технические условия. – Мн.: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 1996. – 9 с.
17. ГОСТ 24454-80. Пиломатериалы хвойных пород. – М.: Изд-во стандартов, 1979. – 4 с.
18. ГОСТ 24986-81 (СТ СЭВ 2438-80). Листы асбестоцементные волнистые высокого профиля 51/177. Технические условия. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – 8 с.
19. Жилые и общественные здания: Краткий справочник инженера-конструктора / Ю.А. Дыховичный, В.А. Максименко, А.Н. Кондратьев и др.; Под ред. Ю.А. Дыховичного. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 656 с.: ил.

Учебное издание

Составитель
ВОЛИК Алла Ричардовна

КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС
для студентов специальности I-70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»

Редактор А.Э. Цибульская

Подписано в печать 11.05.05. Формат 60x84 1/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Отпечатано на ризографе. Усл. печ. л. 17,4. Уч.-изд. л. 16,23. Тираж 100. Заказ

Издатель и полиграфическое исполнение
Учреждение образования «Полоцкий государственный университет»

ЛИ 02330/0133020 от 30.04.04 ЛП № 02330/0133128 от 27.05.04

211440 г. Новополоцк, ул. Блохина, 29