

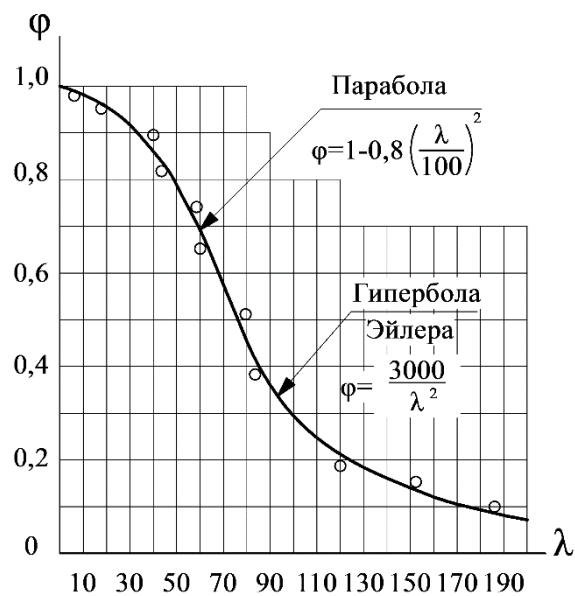
В.Г. МИРОНОВ



ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ В ВОПРОСАХ И ОТВЕТАХ

РАСЧЁТ ЭЛЕМЕНТОВ ЦЕЛЬНОГО, СОСТАВНОГО И КЛЕЁНОГО СЕЧЕНИЙ

Учебное пособие



Нижний Новгород
2017

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

В.Г. Миронов

ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ В ВОПРОСАХ И ОТВЕТАХ

РАСЧЁТ ЭЛЕМЕНТОВ ЦЕЛЬНОГО, СОСТАВНОГО И КЛЕЁНОГО СЕЧЕНИЙ

Утверждено редакционно-издательским советом университета
в качестве учебного пособия

Нижегород
ННГАСУ
2017

ББК 38.55Я7
М64
УДК 624.011.1.04(075)

Рецензенты:

Рощина С. И. – д-р техн. наук, профессор, зав. кафедрой строительных конструкций
ФГБОУ ВО «Владимирский государственный университет им. Александра
Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых»

Лабудин Б. В. – д-р техн. наук, профессор кафедры инженерных конструкций и архитектуры
ФГАОУ ВО «Северный (Арктический) федеральный университет
им. М.В. Ломоносова»

Миронов В. Г. Деревянные конструкции в вопросах и ответах. Расчёт элементов цельного, составного и клеёного сечений. [Текст]: учеб. пособие /В. Г. Миронов; Нижегород. гос. архитектур.- строит. ун-т – Н. Новгород: ННГАСУ, 2017. – 95 с. ISBN 978-5-528-00179-1

В пособии собраны сведения о древесине как конструкционном материале, приведены примеры расчета элементов деревянных конструкций цельного, составного и клеёного сечений. Материал изложен в форме вопросов и ответов.

Пособие включает часть курса «Конструкции из дерева и пластмасс». Предназначено для студентов строительных специальностей, а также может быть полезно специалистам проектных организаций и производственных предприятий.

ББК 38.55Я7

Ил. 26. Табл. 13. Библиогр. 9 назв.

ISBN 978-5-528-00179-1

© В.Г. Миронов, 2017
© ННГАСУ

Содержание

1. ДРЕВЕСИНА КАК КОНСТРУКЦИОННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ МАТЕРИАЛ.....	5
1.1. Запасы деловой древесины в нашей стране и основные лесоматериалы, применяемые в строительстве.....	5
1.2. Породы древесины, произрастающие в нашей стране, и области их применения.....	5
1.3. Основные особенности макро- и микростроения древесины как конструкционного строительного материала.....	6
1.4. Влага в древесине. Её состояние. Характерные значения влажности древесины.....	8
1.5. Влияние влаги в древесине на состояние и свойства деревянных элементов.....	9
1.6. Влияние на влажность древесины относительной влажности окружающего воздуха.....	10
1.7. Основные физические свойства древесины.....	11
1.8. Виды лесоматериалов, используемых в строительстве.....	12
1.9. Строительная фанера. Её виды и марки. Другие слоистые материалы из древесины.....	13
1.10. Достоинства и недостатки древесины как конструкционного материала.....	16
1.11. Влияние реологических свойств древесины на её прочность и деформативность. Характерные значения прочности (сопротивления) древесины.....	17
1.12. Влияние влажности древесины на её прочность.....	22
1.13. Влияние на прочность древесины температуры окружающей среды.....	22
1.14. Гниение древесины. Чем оно вызывается? Как протекает процесс гниения?.....	23
1.15. Благоприятные и неблагоприятные для гниения условия эксплуатации древесины.....	24
1.16. Конструктивные меры защиты древесины от гниения.....	24
1.17. Химические меры защиты древесины от гниения. Антисептики. Деление их по группам.....	24
1.18. Существующие способы антисептирования древесины.....	26
1.19. Условия и суть горения древесины.....	27
1.20. Конструктивные мероприятия по предотвращению возгорания древесины.....	27
1.21. Химические меры борьбы с возгоранием древесины.....	28
1.22. Химическая коррозия древесины. Когда она происходит? Необходимость и способы защиты от химической коррозии.....	29
2. РАСЧЁТ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС.....	32
2.1. Основные положения расчёта по предельным состояниям.....	32
2.1.1. Предельное состояние конструкции. Группы предельных состояний для конструкций из дерева и пластмасс, их аналитические выражения.....	32
2.1.2. Понятие о нагрузках. Что такое нормативная нагрузка? Что такое расчётная нагрузка?.....	33
2.1.3. Возможные сочетания нагрузок при расчёте конструкций.....	34
2.1.4. Что такое нормативное и расчётное сопротивление? Как они определяются?.....	35
2.1.5. Пример назначения расчётного сопротивления древесины при расчёте деревянных конструкций в зданиях или сооружениях.....	36
2.2. Расчёт элементов цельного сечения.....	37
2.2.1. Предельное состояние и расчет центрально-растянутого деревянного элемента. Примеры использования в конструкциях зданий и сооружений.....	37
2.2.3. Предельные состояния центрально-сжатых деревянных элементов. Примеры использования таких стержней в конструкциях. Что такое «короткий» и «длинный» стержень? На что и как это влияет?.....	39
2.2.4. Какая площадь поперечного сечения центрально-сжатого стержня принимается во внимание для расчёта на прочность, на устойчивость?.....	41
2.2.5. Физический смысл коэффициента продольного изгиба. Какие значения он принимает?.....	42
2.2.6. Как вычисляется гибкость деревянных стержней? Учитываются ли условия закрепления концов стержня при расчёте его на сжатие? Если да, то как?.....	42
2.2.7. Существуют ли ограничения для гибкости сжатых стержней? Как проверить несущую способность или подобрать сечение центрально-сжатого стержня?.....	45
2.2.8. Пример проверки прочности и устойчивости центрально-сжатой шарнирно-опертой стойки при известных усилиях, размерах сечения и условиях эксплуатации.....	46
2.2.9. Определение прямоугольного сечения центрально-сжатого деревянного элемента на примере стойки каркаса здания.....	47
2.2.10. Когда наступают предельные состояния для изгибаемого деревянного элемента? Как рассчитывают его? Как подобрать сечение или определить предельную (допустимую) нагрузку?.....	48
2.2.11. Что представляет собой коэффициент устойчивости плоской формы изгиба? Как он вычисляется? Когда не требуется проверка устойчивости плоской формы изгиба?.....	51
2.2.12. Как определяется прогиб изгибаемых элементов? Пример проверки жесткости балки и подбора сечения из условия жесткости.....	51
2.2.13. Где возникают скальвающие напряжения при изгибе? Как осуществляется проверка балки на	

скалывание?.....	52
2.2.14. Определение безопасных размеров сечения изгибаемого деревянного элемента на примере балки подвесного чердачного перекрытия.....	53
2.2.15. Что такое косо́й изгиб? Как проверить прочность и жёсткость такого элемента? Каким должно быть рациональное сечение элемента?.....	54
2.2.16. Пример проверки прочности и жёсткости деревянного элемента, работающего на косо́й изгиб.....	56
2.2.17. Как рассчитываются растянуто-изгибаемые стержни?.....	58
2.2.18. Проверка прочности растянуто-изогнутого элемента, эксплуатируемого в конструкции неотапливаемого здания.....	59
2.2.19. Проверка прочности растянутого деревянного элемента с односторонним вырезом, выполненном в процессе эксплуатации.....	60
2.2.20. Что такое сжато-изгибаемые стержни? Какие предельные состояния в них могут возникнуть и как они рассчитываются?.....	61
2.2.22. Формула (2.35) справедлива только тогда, когда при разложении эпюры M симметричная эпюра и кососимметричная эпюра (на половине длины) имеют форму, близкую к параболе или прямоугольнику. Как поступать, если эти эпюры имеют другую форму?.....	65
2.2.23. Вычисление в общем виде изгибающего момента M_d для сжато-изгибаемого элемента.....	66
2.2.25. Вычислите в общем виде момент по деформированной схеме M_d для элемента, показанного на рис. 2.15, А.....	69
2.3. Расчёт клеёных элементов.....	70
2.3.1. Каковы особенности расчёта клеёных деревянных элементов? Перечислите их и поясните.....	70
2.3.2. Покажите на примере, как проверяется несущая способность и жесткость изгибаемого клеёного деревянного элемента с постоянным прямоугольным сечением, если известны конструктивное решение и величина распределённых по площади нагрузок.....	72
2.3.3. Пример определения предельной нагрузки на деревянную балку из условия прочности и жёсткости при известных размерах и её расположении в конструкциях здания.....	74
2.3.4. Как рассчитываются на прочность и устойчивость клееные сжатые стержни переменного сечения?.....	75
2.3.5. Как рассчитываются на прочность и устойчивость плоской формы деформирования изгибаемые клеёные балки переменного сечения?.....	76
2.3.6. Как рассчитываются на прочность, устойчивость и жёсткость сжато-изгибаемые клееные элементы переменного сечения?.....	78
2.4. Расчёт элементов составного сечения на податливых связях.....	79
2.4.1. Назовите основные виды элементов составного сечения на податливых связях. Дайте им классификацию.....	79
2.4.2. Чем отличается расчёт составных центрально-сжатых стержней от расчёта стержней цельного сечения?.....	80
2.4.3. Как проверить прочность и устойчивость сжато-изгибаемого составного стержня? Как определить необходимое количество связей в нём?.....	83
2.5. Расчёт элементов на смятие древесины.....	85
2.5.1. Что такое смятие древесины? Как определяется расчетное сопротивление смятию? Как рассчитывают элементы на смятие?.....	85
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	87
Список использованной литературы.....	95

1. ДРЕВЕСИНА КАК КОНСТРУКЦИОННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ МАТЕРИАЛ

1.1. Запасы деловой древесины в нашей стране и основные лесоматериалы, применяемые в строительстве

По запасам деловой древесины на корню Россия занимает первое место в мире. Эти запасы оцениваются цифрой 62 млрд куб. м. При ежегодном естественном приросте 650 млн куб. м объем годовых заготовок составляет около 400 млн куб. м. На нужды строительства идет почти половина этого объема. Таким образом, объем применяемой в строительстве древесины в два раза превышает кубатуру бетона и железобетона, производимых в стране, а тоннаж вывозимой из леса древесины значительно превышает тоннаж стали, выплавляемой страной в год.

Таким образом, Россия имеет достаточно богатую сырьевую базу по древесине. Ощутимый «голод» народного хозяйства в древесине как строительном материале связан у нас скорее не с недостатком лесов, а с нерациональным использованием лесных богатств, отсутствием хорошей системы лесовосстановительных работ, неравномерным распределением лесных массивов по площади страны и нерадивым отношением к лесоматериалам со стороны деревозаготовительной и деревоперерабатывающей промышленности.

Основная масса (около 3/4) лесных площадей расположена в районах Сибири, Дальнего Востока и северных областей Европейской части страны. Почти 3/4 наших лесов состоит из наиболее ценных для строительства хвойных пород. Из них 2/5 занимает лиственница; 1/6 — сосна; 1/8 — ель; еще меньше — пихта и кедр. Лиственные породы занимают около 1/4 площади лесов. Наиболее распространенной лиственной породой является берёза, занимающая почти 1/6 площади всех лесов.

1.2. Породы древесины, произрастающие в нашей стране, и области их применения

Все породы древесины, произрастающие на нашей территории, делятся на хвойные и лиственные. Для изготовления основных элементов деревянных конструкций и строительных деталей используют, как правило, хвойную древесину. Хвойные деревья имеют прямые высокие стволы с небольшим количеством сучков относительно небольшой величины, позволяющие получать достаточно длинные прямолинейные лесоматериалы с ограниченным числом пороков. Наличие большого количества смолы позволяет хвойной древесине сопротивляться загниванию лучше, чем лиственной. Наиболее высоким качеством отличается сосновая древесина из северных районов Европейской части страны, где деревья растут медленно и дают более прочную древесину. Кроме сосны, к хвойным породам относятся ель, пихта, лиственница, кедр. Еловая древесина по качеству близка к сосновой, но имеет меньше смолы и хуже сопротивляется загниванию. Древесина лиственницы по прочности и стойкости к загниванию превосходит сосновую, но имеет пони-

женную прочность на скалывание.

Лиственные породы почти не применяются для изготовления несущих строительных элементов, они хуже сопротивляются загниванию, в них больше крупных сучков, они реже бывают прямослойными. Все лиственные породы можно разделить на твердые лиственные (дуб, бук, береза, ясень, клен, вяз, граб) и мягкие лиственные (осина, липа, тополь, ольха). Твердые лиственные в свою очередь делятся на ценные (дуб, бук, клен, граб) и малоценные (береза). Древесину твердых лиственных пород можно использовать для изготовления небольших, но ответственных строительных деталей (например, вкладышей, шпонок, колодок, опорных подушек). Здесь вне конкуренции древесина дуба, поскольку именно она обладает повышенной твердостью, прочностью и сопротивляемостью загниванию. Березовая древесина при условии ее антисептирования часто используется взамен дубовой. Кроме того, она является основным сырьем для производства строительной фанеры.

Осиновая, тополевая и другая древесина мягких лиственных пород используется для изготовления малонагруженных деталей временных зданий и сооружений.

1.3. Основные особенности макро- и микростроения древесины как конструкционного строительного материала

Древесина является материалом растительного происхождения и вследствие этого имеет слоисто-волокнистое строение. Основную массу древесины (до 95% от общего объема ствола) составляют древесные волокна, расположенные вдоль ствола растущего дерева. Они состоят из удлиненных пустотелых оболочек отмерших клеток, называемых *трахеидами* и имеющих в сечении почти прямоугольную форму. Размеры отдельной трахеиды очень малы и составляют около 50 мкм по сечению и до 5 мм по длине. Соединяясь между собой по длине, они образуют пустотелое волокно. Множество волокон, объединенных межклеточным веществом, образуют прочный скелет ствола, который и придает древесине механическую прочность.

Древесные волокна нарастают концентрическими слоями вокруг оси ствола, образуя *годовые слои* (или годовые кольца), состоящие из ранней и поздней древесины. Так как скорость роста дерева зависит от количества влаги и питательных веществ, то ранняя и поздняя древесина отличаются между собой по структуре. Например, та часть ствола дерева, которая выросла весной, когда влаги много и рост идет быстро, имеет трахеиды со стенкой толщиной 2—3 мкм — это *ранняя древесина*. Другая часть древесины, которая образовалась в летне-осенний период, когда рост замедляется, называется *поздней древесиной*. Влага в этот период меньше, но питательных веществ достаточно, поэтому толщина стенок трахеид увеличивается до 5—7 мкм, а общие размеры сечения уменьшаются. Таким образом, поздняя древесина в своём строении имеет меньше пустоты и больше древесного вещества. Она плотнее, темнее по цвету и, что самое главное, прочнее ранней древесины. Содержание поздней древесины у хвойных пород, например у сосны

колеблется от 10 до 30%. В конструкциях рекомендуется применять лесоматериалы с содержанием поздней древесины не менее 20 %.

Схематически строение древесины хвойных пород показано на *рис. 1.1*. Из изложенного видно, что древесина имеет неоднородное строение, оно включает продольные трубки-трахеиды и объединяющее их межклеточное вещество, а по количеству годовых колец легко подсчитать возраст хвойного дерева.

Но на этом не заканчиваются особенности строения древесины. Ее плотность изменяется не только в пределах каждого годового кольца, но и поперечного разреза всего ствола. Например, средняя часть стволов сосны, кедра и лиственницы имеет более темный цвет, содержит больше смолы и называется *ядром*. Внутренняя часть стволов ели и пихты не имеет явно выраженного ядра, но состоит из спелой древесины.

Неоднородность строения древесины усугубляется еще и тем, что, кроме древесных волокон, ствол имеет горизонтальные (радиальные) *сердцевидные лучи*, мягкую *сердцевину*, *смоляные ходы*, *сучки* и снаружи покрыт мягкой корой.

Понятно, что чем выше степень неоднородности, тем ниже механические характеристики древесины. Однако неоднородность образуется не только на стадии роста, но и при хранении и обработке лесоматериалов. Все участки древесины, где нарушена ее однородность, называют *пороками*.

К естественным порокам относятся сучки, сердцевина, свиль, наклон волокон (косослой) и пр. Другими пороками, образующимися в процессе хранения, обработки, изготовления и эксплуатации древесины, являются: гниль, червоточина, усушечные трещины, покоробленность и др. Недопустимыми пороками древесины в конструкциях являются гниль, червоточина, трещины в зонах скалывания, свиль.

В зависимости от содержания пороков пиломатериалы хвойных пород делятся на четыре сорта: отборный, первый, второй, третий. В несущих конструкциях применяют в основном пиломатериалы первого и второго сортов, реже — третьего.

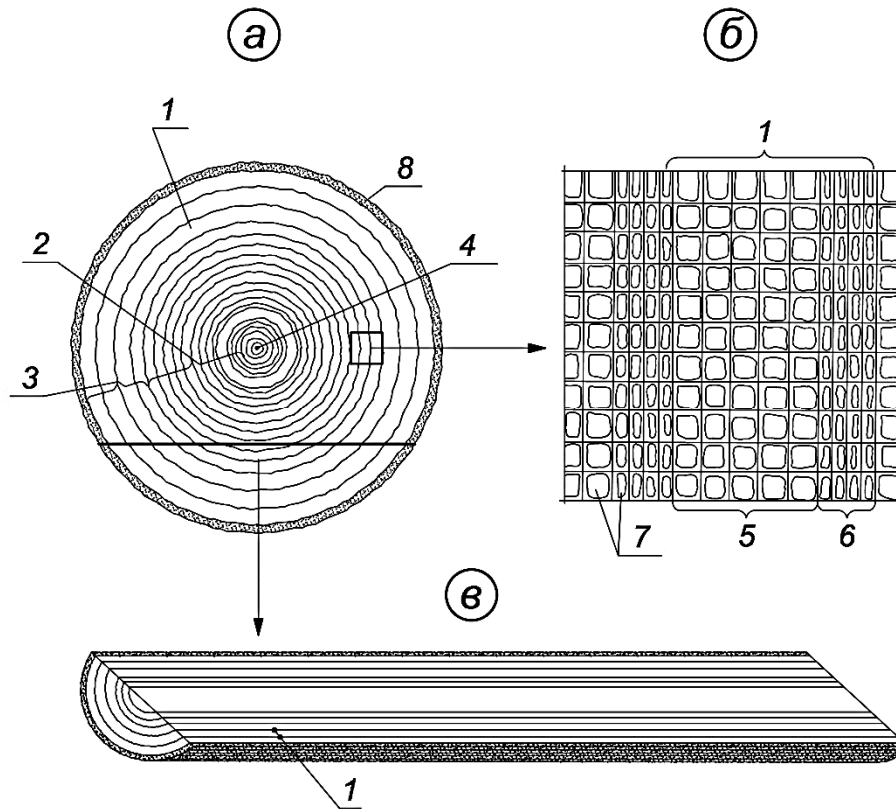


Рис. 1.1. Строение хвойной древесины:
 а - поперечное строение ствола; б - микроструктура; в-продольный (тангентальный разрез
 ствола); 1- годичный слой; 2- ядро; 3- заболонь; 4- сердцевина; 5- ранняя древесина; 6-
 поздняя древесина; 7- клетки-трахеиды;
 8- кора

1.4. Влага в древесине. Её состояние. Характерные значения влажности древесины

Кроме пустотелых волокон, межклеточного вещества, смолы и сердцевинных лучей, древесина содержит большое количество влаги (воды с растворенными в ней солями). Всю влагу, содержащуюся в древесине, можно разделить на три вида:

- **свободную влагу** — частично или полностью она заполняет внутреннюю полость клеток и межклеточное пространство;
- **гигроскопическую влагу** — эту влагу впитали в себя стенки клеток;
- **химически связанную влагу** — она входит в химический состав древесинного вещества.

Свободная и гигроскопическая влага может быть удалена из древесины путем сушки любым из известных способов. Химически связанная влага выделяется из древесины лишь при химической ее переработке и при горении.

Древесина, абсолютно не содержащая свободную и гигроскопическую влагу, называется *абсолютно сухой*. Свежесрубленная древесина содержит 80—100% влаги, другими словами, имеет влажность 80—100%. Влажность сплавной древесины доходит до 200%.

Влажность древесины — это выраженное в процентах отношений массы воды, содержащейся в древесине, к массе абсолютно сухой древесины;

Наличие в древесине гигроскопической влаги в максимальном количестве является *точкой насыщения волокон*. Для хвойных пород она наступает при влажности, равной, примерно, 30%. Увеличение влажности древесины приводит к появлению свободной влаги. Другим характерным значением влажности является стандартная влажность, равная по международным стандартам 12%.

1.5. Влияние влаги в древесине на состояние и свойства деревянных элементов

Количество влаги, содержащейся в древесине, самым активным образом влияет практически на все ее свойства и на состояние деревянных элементов. Например, в процессе увеличения количества гигроскопической влаги оболочки волокон (клеток) увеличиваются в размерах, а значит, увеличиваются размеры и деревянного элемента. При высыхании древесины происходит обратный процесс. Иными словами, идет набухание или усушка, которые тем больше, чем больше плотность древесины. Наибольшая усушка или разбухание происходят поперек волокон, перпендикулярно годовым кольцам и достигают здесь 12%. В тангентальном направлении (параллельно касательной к годовым кольцам) усушка или разбухание составляют 6%, а вдоль волокон они не превышают, как правило, 0,3%. Изменение влажности древесины выше точки насыщения волокон (30%) не влечет за собой изменения объема деревянного элемента или его коробления. *Коробление* или *растрескивание* есть следствие неравномерного (от поверхности к центру) высыхания деревянного элемента или сортамента и связанного с ним развития деформаций усушки или внутренних напряжений. Коробление бывает продольным и поперечным. Поперечное проявляется в форме превращения квадратного сечения в прямоугольное или ромбическое, а прямоугольного сечения доски — в желобчатое с вогнутостью со стороны наружных годовых колец.

Продольное коробление проявляется в форме выгиба доски по длине, а наличие косослоя дополнительно усугубляет деформации, создавая пропеллерность доски. Коробление характерно для тонких и мелких сортаментов. Крупные сортаменты, такие, как бревна и брусья, чаще имеют усушечные трещины, так как неравномерность распределения влажности по толщине здесь ощутимее, и внутренние напряжения больше. Характерная картина усушки и коробления пиломатериалов показана на **рис. 1.2**. Изменение влажности ведет также к изменению плотности, теплопроводности, упругости и прочности древесины. Поэтому большинство физико-механических и теплофизических свойств древесины можно сравнивать или нормировать, договорившись заранее о значении влажности, при которой определяются сравниваемые характеристики. Согласно международной договоренности она принята равной 12% и названа стандартной. Для строительных деталей должна использоваться древесина с влажностью, как правило, в пределах от 10 до 25%

в зависимости от ТВУЭ (температурно-влажностных условий эксплуатации).

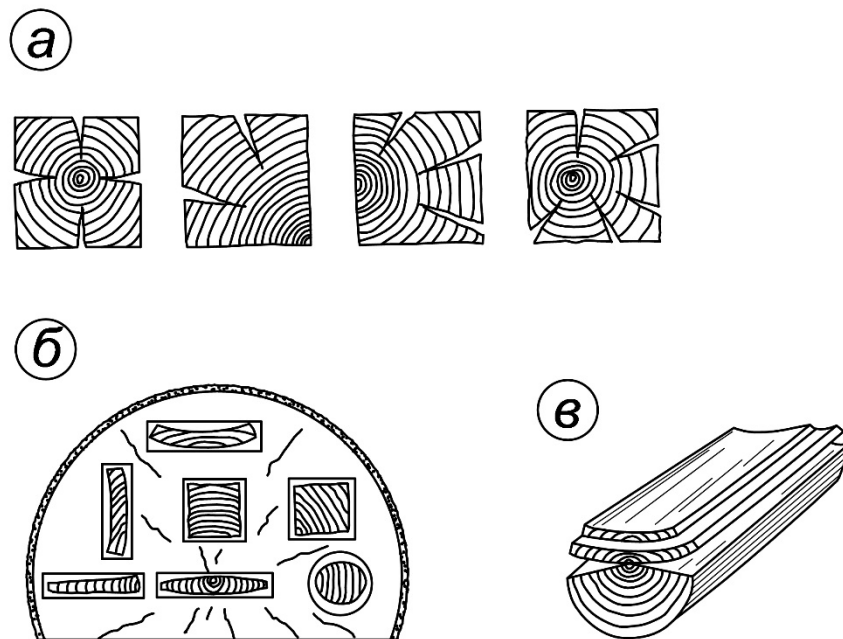


Рис. 1.2. Усушечные трещины и коробление древесины: а – расположение усушечных трещин в брус; б – изменение формы сечения пиломатериалов, выпиленных из бревна; в – коробление досок в зависимости от расположения годовых колец

1.6. Влияние на влажность древесины относительной влажности окружающего воздуха

Древесина обладает свойством гигроскопичности, то есть изменяет свою влажность в зависимости от влажности и температуры окружающего воздуха. Например, при неизменных значениях температуры и влажности воздуха влажность древесины будет стремиться к определенной величине, называемой *устойчивой влажностью*. Древесина может ее достигнуть, либо поглощая влагу из воздуха (сорбция), либо отдавая ее в воздух (десорбция).

Устойчивую влажность, практически одинаковую при сорбции и десорбции, называют *равновесной влажностью* (W_p). Влагу из воздуха могут поглощать только стенки клеток, поэтому появление свободной влаги при этом невозможно, даже если воздух будет максимально насыщен водяными парами. Максимальное значение устойчивой влажности равно точке насыщения волокон древесины и, значит, составляет 30% при температуре 20 °С и влажности воздуха 100%.

Знание этого явления важно при выборе значений влажности древесины в изготавливаемых конструкциях и для определения режимов сушки лесоматериалов. Если, например, сильно «пересушить» доски, предназначенные для изготовления клееных деревянных конструкций, эксплуатация которых будет осуществляться при высоких значениях относительной влажности воздуха и положительных температурах, в клеевых швах будут развиваться значительные, не учтенные расчетом внутренние напряжения, которые при определенных значениях приведут к расслоению

конструкций. Если же древесину недосушить, в конструкциях элементы могут получить коробление или усушечные трещины. И то, и другое снижают эксплуатационные качества конструкций, снижают их долговечность и надежность.

По этой причине в табл. 1 СНиП П-25-80 приводятся максимально допустимые значения влажности древесины для конструкций в соответствии с температурно-влажностными условиями (ТВУЭ) их эксплуатации. Для подбора необходимого значения влажности конкретного лесоматериала пользуются диаграммами равновесной влажности, разработанными П. С. Серговским на основе тщательно поставленных экспериментов (рис. 1.3).

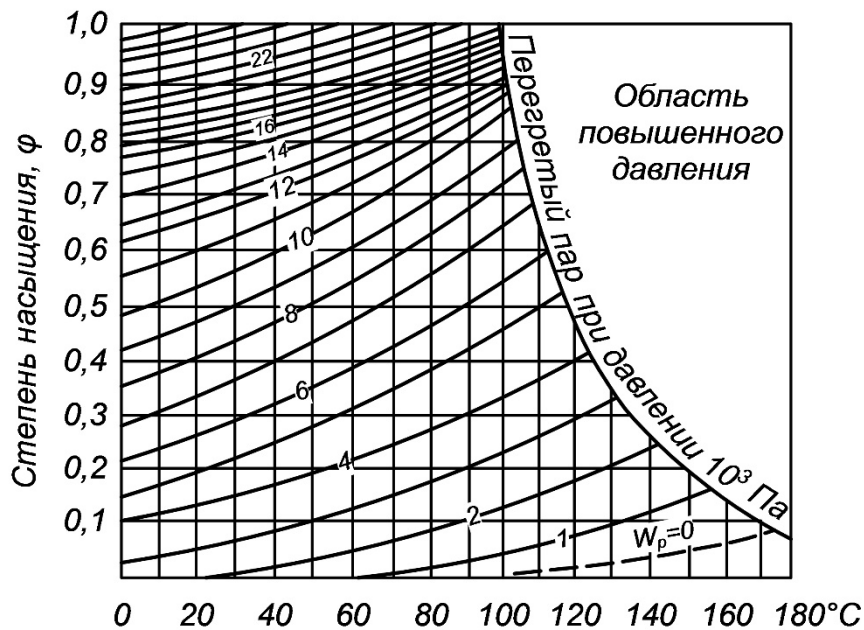


Рис. 1.3. Диаграмма равновесной влажности древесины, по которой легко определить влажность последней, зная температуру и влажность окружающего воздуха

1.7. Основные физические свойства древесины

Наиболее важными физическими свойствами древесины при рассмотрении ее как материала для строительных конструкций являются ее плотность, температурное расширение, теплопроводность и теплоемкость.

Плотность древесины зависит от целого ряда факторов: особенности строения породы дерева; количества поздней древесины; толщины стенок трахеид; количества влаги (влажности).

Само древесинное вещество для всех пород имеет почти постоянный удельный вес, равный в среднем 1,54. Однако плотность даже одной породы древесины может колебаться в значительных пределах. В основном плотность зависит от влажности древесины, поэтому сравнение плотности различных пород необходимо осуществлять при стандартной влажности.

В расчётах плотность сосны при благоприятных условиях эксплуатации

(например, группы ТВУЭ А1, А2, Б1, Б2 по табл. 1 [1]) принимается равной 500 кг/м^3 . В других случаях она выше и принимается равной 600 кг/м^3 . Плотность лиственницы соответственно равна 650 и 800 кг/м^3 , а таких пород, как дуб, бук, береза, клен, граб — 700 и 800 кг/м^3 .

Твёрдость древесины весьма невысока. Она выражается величиной силы (в Ньютонах), необходимой для выдавливания стальной полусферы радиусом $5,64 \text{ мм}$. Для древесины сосны поперек волокон она равна всего 1000 Н . Это свойство облегчает обработку древесины, но делает ее поверхность легко повреждаемой. Малая твёрдость и волокнистое строение дают возможность относительно легко забивать гвозди в древесину, которые затем прочно удерживаются окружающими волокнами, раздвинутыми острием гвоздей.

Температурное расширение материалов при нагревании характеризуется коэффициентом линейного расширения α . В древесине оно неодинаково для направлений вдоль и поперек волокон. Вдоль волокон коэффициент линейного расширения составляет величину $(3—5) \cdot 10^{-6} \text{ град}^{-1}$. Это в 2-3 раза меньше, чем у стали ($11,5 \cdot 10^{-6} \text{ град}^{-1}$). Поперек волокон температурное расширение древесины больше в 7—10 раз, чем вдоль волокон. Низкие значения коэффициента линейного расширения у древесины исключают необходимость устройства температурных швов в зданиях практически любой длины, в отличие от зданий из железобетона, металла и кирпича.

Теплопроводность является важной характеристикой строительного материала, так как определяет его сопротивление теплопередаче при неодинаковой температуре на противоположных сторонах созданного из него элемента. Теплопроводность оценивается коэффициентом теплопроводности λ , величина которого для древесины сосны воздушной влажности поперек волокон колеблется в пределах от $0,12—0,15 \text{ ккал/м} \cdot \text{ч} \cdot \text{град}$ ($0,14—0,17 \text{ Вт/м} \cdot \text{°C}$). Для направления вдоль волокон этот коэффициент равен $0,26—0,30 \text{ ккал/м} \cdot \text{ч} \cdot \text{град}$ ($0,30—0,35 \text{ Вт/м} \cdot \text{°C}$). Для сравнения отметим, что коэффициент теплопроводности стали равен $50 \text{ ккал/м} \cdot \text{ч} \cdot \text{град}$ ($58 \text{ Вт/м} \cdot \text{°C}$), алюминия — $190 \text{ ккал/м} \cdot \text{ч} \cdot \text{град}$ ($221 \text{ Вт/м} \cdot \text{°C}$), железобетона $1,2—1,4 \text{ ккал/м} \cdot \text{ч} \cdot \text{град}$ ($1,4—1,6 \text{ Вт/м} \cdot \text{°C}$), кирпичной кладки — $0,6—0,7 \text{ ккал/м} \cdot \text{ч} \cdot \text{град}$ ($0,7—0,8 \text{ Вт/м} \cdot \text{°C}$). Отсюда понятно, почему деревянная стена из брусьев толщиной 15 см по теплопроводности эквивалентна кирпичной стене толщиной в $2,5$ кирпича.

Теплоёмкость древесины имеет, напротив, высокое значение, что позволяет относить ее к «теплым» материалам, прикосновение к которым даже на холоде не создает неприятных ощущений. Коэффициент теплоемкости древесины сосны воздушной влажности $C = 1,6 \text{ Дж/кг} \cdot \text{°C}$.

1.8. Виды лесоматериалов, используемых в строительстве

Лесоматериалы, получаемые строительством, делятся на круглые и пиленные (рис. 1.4).

Круглые лесоматериалы - бревна получают в результате распиловки ствола дерева (хлыста) на части длиной от $4,0$ до $6,5 \text{ м}$. Бревна имеют естественную усечённо-коническую форму. Естественное уменьшение

диаметра ствола дерева (а значит, и бревна) от комля к вершине носит название сбега. В среднем для сосны и ели сбег составляет величину 0,8 см на один метр длины бревна. Для лиственницы эта цифра — 1,0 см на один метр длины. Диаметр бревна (или его толщина, как принято в ГОСТах) измеряется в верхнем отрубе и должен быть не менее 14 см. Бревна диаметром менее 14 см называют подтоварником и применяют для временных построечных сооружений или в качестве стропильных ног небольшого пролета.

Пиленые лесоматериалы — пиломатериалы — получают в результате продольной распиловки бревен (пиловочника) на лесопильных рамах или круглопильных станках. Наиболее распространенными из пиломатериалов являются брусья, доски, бруски.

Брус — пиломатериал толщиной более 10 см и шириной менее двойной толщины. Различают чистообрезные брусья, а также двух- и четырёхкантные брусья. Последние имеют соответственно две или четыре плоские стороны, но вместо углов — скругленную естественную поверхность бревна.

Доска — пиломатериал толщиной до 10 см и шириной более двойной толщины. Доски также бывают чистообрезные или необрезные (с обзолом). Последние в несущих конструкциях не применяются.

Брусок — пиломатериал толщиной до 10 см, шириной менее двойной толщины.

Все пиломатериалы, выпускаемые промышленностью, имеют стандартные размеры сечения. Сортамент чистообрезных брусьев, досок и брусков приводится в ГОСТах (Например, для сосновых и еловых пиломатериалов ГОСТ 24454). Сокращенный сортамент рекомендует следующие размеры поперечного сечения пиломатериалов:

— толщина — 19, 25, 32, 40, 44, 50, 60, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225 и 250 мм;

— ширина — 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250 мм.

Практически пиломатериалы шириной или толщиной более 150 мм в центральных районах страны являются дефицитными, поэтому применяются ограниченно.

1.9. Строительная фанера. Её виды и марки. Другие слоистые материалы из древесины

Строительная фанера представляет собой листовой полуфабрикат, состоящий из трех и более (нечетного числа) слоев лущеного древесного шпона

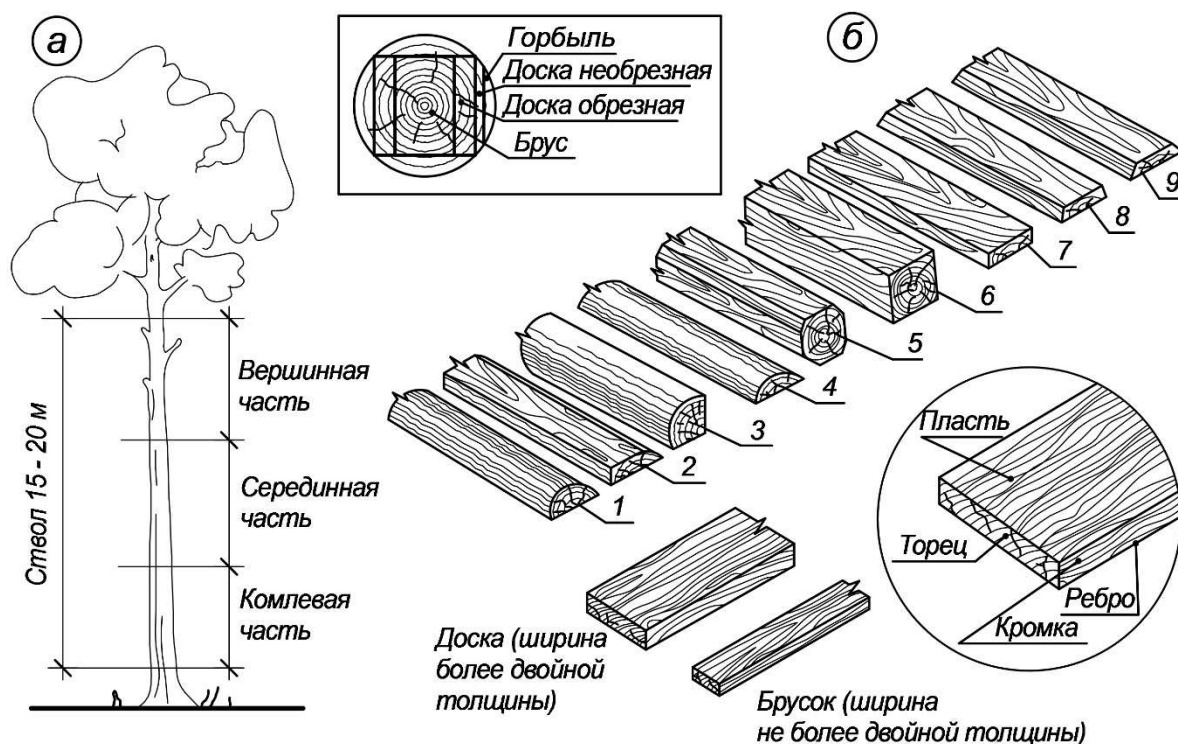


Рис. 1.4. Общий вид хвойного дерева (а) и пиленые материалы из него:

1-пластина; 2- шпала (лежень); 3- четвертина; 4- горбыль; 5- брус с обзолом (четырёхконтный брус); 6- чистообрезной брус; 7- доска чистообрезная;

8- необрезная доска с тупым обзолом; 9- необрезная доска с острым обзолом

толщиной от 0,3 до 3,0 мм, склеенного между собой при взаимно перпендикулярном направлении волокон древесины в смежных слоях. Наружные слои в фанере называют «рубашками», а внутренние — срединными слоями. Различают лицевую и оборотную «рубашки». Лицевая «рубашка» содержит, как правило, меньше пороков древесины и дефектов обработки, чем оборотная «рубашка» и срединные слои. Для несущих конструкций рекомендуется применять березовую клееную фанеру по ГОСТ 11539 – 73* марок ФБС и ФБВ.

Для изготовления рубашек клееной фанеры применяется шпон пяти сортов, обозначаемых буквами А, АВ, В, ВВ, С. Для изготовления срединных слоев – шпон трех сортов, обозначаемых цифрами 1, 2, 3. В зависимости от содержания пороков в шпоне фанеру подразделяют на пять сортов. Обозначают сорта фанеры дробью, в числителе которой указывается сорт лицевой, а в знаменателе – сорт оборотной «рубашки»: $\frac{A}{AB}$; $\frac{AB}{B}$; $\frac{B}{BB}$; $\frac{BB}{C}$; $\frac{C}{C}$. Фанера марки ФСФ (склеенная фенолформальдегидными клеями) и марки ФК (склеенная карбамидными клеями) выпускается толщиной от 1,5 до 20 мм; длиной от 1225 до 2440 мм и шириной от 725 до 1525 мм. Влажесодержание в этой фанере

колеблется от 5 до 10 %. Фанера марки ФСФ, склеенная водостойкими клеями, обладает повышенной водостойкостью и рекомендуется для изготовления клефанерных конструкций. Фанера марки ФК является средневодостойкой и может применяться только в конструкциях, эксплуатируемых в помещениях с сухим и нормальным режимами, при условии надежной защиты их от увлажнения.

Листовая форма является преимуществом фанеры по сравнению с другими лесоматериалами и в то же время хорошо сочетается с ними при изготовлении легких клефанерных балок, панелей стен и плит покрытия, а также опалубки для бетонных работ. Перекрестное расположение волокон в слоях придает фанере меньшую анизотропию свойств в плоскости листов, чем у древесины, малую усушку и разбухание при изменениях влажности, как у древесины вдоль волокон.

Бакелизированная фанера имеет такое же строение, как и клееная, однако ее наружные слои не только склеивают со средними, но и пропитывают водостойкими синтетическими смолами (водо- и спирторастворимыми). Листы бакелизированной фанеры имеют толщину 5 ... 18 мм, длину 1500 ... 7700 мм и ширину 1200 ... 1500 мм. Она отличается от клееной большей водостойкостью и прочностью и применяется в конструкциях, работающих в особо неблагоприятных условиях. Прочность бакелизированной фанеры в 2,0 – 2,5 раза выше, чем хвойной древесины. Ее сопротивление скалыванию в 1,5 раза выше сопротивления скалыванию древесины вдоль волокон, а сопротивление срезу в 4,5 раза больше этой величины.

В настоящее время в нашей стране фанеру производят не только из древесины березы, но и из древесины хвойных пород.

Известны также другие слоистые материалы, изготавливаемые на основе древесного шпона. Это фанерные плиты марок ПФ-А, ПФ-Б, ПФ-В, ПФ-Х, ПФ-Л, гофрированная и армированная фанера, столярные плиты и др.

Фанерные плиты выпускаются в соответствии с ГОСТ 8673-77* и имеют марки ПФ-А, ПФ-Б, ПФ-В, ПФ-Х и ПФ-Л. Отличаются они между собой взаимным расположением волокон древесины в смежных слоях: ПФ-А имеет взаимно перпендикулярное направление волокон во всех слоях; ПФ-Б имеет каждый пятый слой с поперечным направлением волокон; ПФ-В имеет поперечное направление волокон только в среднем слое, а ПФ-Х и ПФ-Л имеют только однонаправленные слои.

1. 10. Достоинства и недостатки древесины как конструкционного материала

Древесина, как всякий строительный материал, имеет свои положительные и отрицательные качества. К достоинствам древесины относятся следующие качества:

Небольшая плотность в сравнении с другими материалами. Например, плотность сосны в воздушно-сухом состоянии составляет 500 – 600 кг/м³, в то время как плотность стали равна 7850 кг/м³, плотность бетона — 2000 кг/м³, а железобетона — 2500 кг/м³. Это обстоятельство позволяет деревянным конструкциям выгодно отличаться от других конструкций своим весом.

Высокая удельная прочность, измеряемая отношением расчётного сопротивления материала к его плотности.

Например,

$$\text{удельная прочность древесины сосны} - R_{\text{уд}} = \frac{R}{\rho} = \frac{15,0 \text{ МПа}}{0,5 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}} = 30,0.$$

$$\text{удельная прочность стали марки ВСт 3сп} - R_{\text{уд}} = \frac{R}{\rho} = \frac{240 \text{ МПа}}{7,85 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}} = 30,5.$$

Таким образом, удельная прочность древесины отличается от удельной прочности стали всего на 1,6 %. Удельная прочность железобетона или кирпичной кладки значительно ниже.

Низкий коэффициент теплопроводности, составляющий всего 0,14 – 0,17 Вт/м·°С при направлении теплового потока поперек волокон древесины. Это позволяет использовать массивные деревянные конструкции одновременно в качестве несущих и ограждающих.

Относительно низкий коэффициент температурного расширения, меньший в 2—2,5 раза, чем у стали. Это позволяет обходиться в зданиях и сооружениях из древесины без температурных швов.

Высокая химическая стойкость по отношению к агрессивным солевым и кислотным средам. По химической стойкости с древесиной могут конкурировать лишь некоторые виды пластмасс.

Лёгкость обработки, хорошая гвоздимость, высокие акустические качества, богатство сырьевой базы.

Главными недостатками древесины, как конструкционного материала, являются следующие свойства:

— неоднородность, вызываемая особенностями строения материала, наличие

естественных пороков и явно выраженная анизотропия, все это приводит к значительному разбросу показателей прочности и неодинаковости свойств древесины по отношению к направлению волокон;

— зависимость свойств древесины, как от ее собственной влажности, так и от влажности окружающей среды;

— подверженность древесины гниению и повреждению древоточцами;

— подверженность древесины возгоранию.

В практике проектирования и применения деревянных конструкций первые два недостатка следует учитывать, а влияние последних сводить до минимума или исключать полностью, опираясь на существующие методы.

1.11. Влияние реологических свойств древесины на её прочность и деформативность. Характерные значения прочности (сопротивления) древесины

Древесина является природным полимером, поэтому её механические свойства должны изучаться только с учётом *реологии—науки об изменении, свойств материала во времени под воздействием тех или иных факторов, например, нагрузок*. Известно, что при быстром, кратковременном воздействии нагрузки древесина сохраняет значительную упругость и подвергается сравнительно небольшим деформациям. При длительном действии неизменной нагрузки — деформации во времени существенно увеличиваются. Если деревянному элементу, например балке, задать неизменную во времени деформацию (прогиб), то напряжения в ней со временем уменьшаются — релаксируют. Если же деревянный элемент загрузить неизменной во времени нагрузкой, то будут расти деформации.

Таким образом, с увеличением длительности нагрузки, действующей на деревянный элемент, его прочность падает, а деформативность — возрастает.

Различают временную прочность (временное сопротивление) $R_{вр}$ и длительную прочность (длительное сопротивление) $R_{дл}$ древесины, а также нормативное R_n и расчётное R сопротивления древесины, зависящие от первых двух значений. Величина R используется при расчетах деревянных конструкций на прочность и устойчивость. Для обоснованного ее назначения необходимо знать прочность (или временное сопротивление) чистой древесины, определяемое путем испытания большого количества стандартных образцов. Общий вид их показан на рис. 1.5, а диаграмма работы древесины при стандартных испытаниях на сжатие и растяжение – на рис. 1.5а. Средние значения временного сопротивления для чистой древесины сосны при влажности 12% и комнатной температуре; согласно СНиП II-25-80, равны:

- на сжатие — 44 МПа;
- на растяжение — 100 МПа;
- на изгиб — 80 МПа;
- на скалывание — 7 МПа.

При изменении условий испытания тех же образцов легко заметить, что их прочность зависит от скорости роста силы, прикладываемой к ним на

испытательной машине. Объясняется это тем, что чем медленнее растут напряжения в древесине, тем большие деформации появляются в образце и тем большее влияние на прочность оказывают реологические свойства микроструктуры древесины.

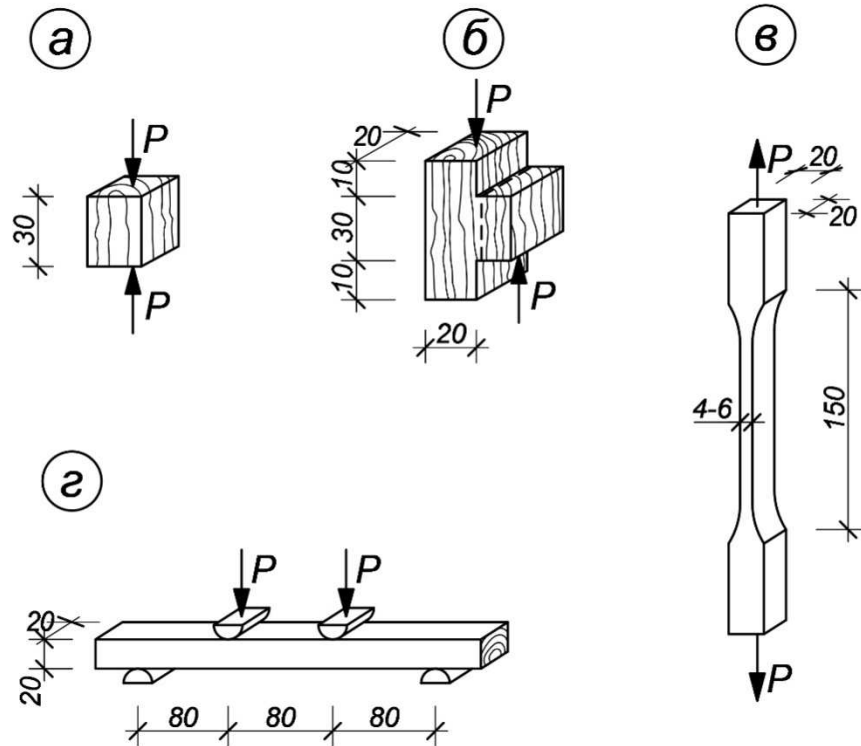


Рис. 1.5. Стандартные малые образцы для испытания древесины на прочность: а- на сжатие; б- на скалывание вдоль волокон; в- на растяжение; г- на изгиб

Рассмотрим это на примере диаграммы работы древесины на сжатие (рис. 1.6), изобразив в одних координатах результаты машинных и длительных испытаний ступенчато-возрастающей нагрузкой. Из рисунка 1.6 видно, что при заметном (примерно на 45—48%) снижении длительной прочности под воздействием ступенчато-возрастающей нагрузки происходит и заметное увеличение деформаций, соответствующих одним и тем же напряжениям.

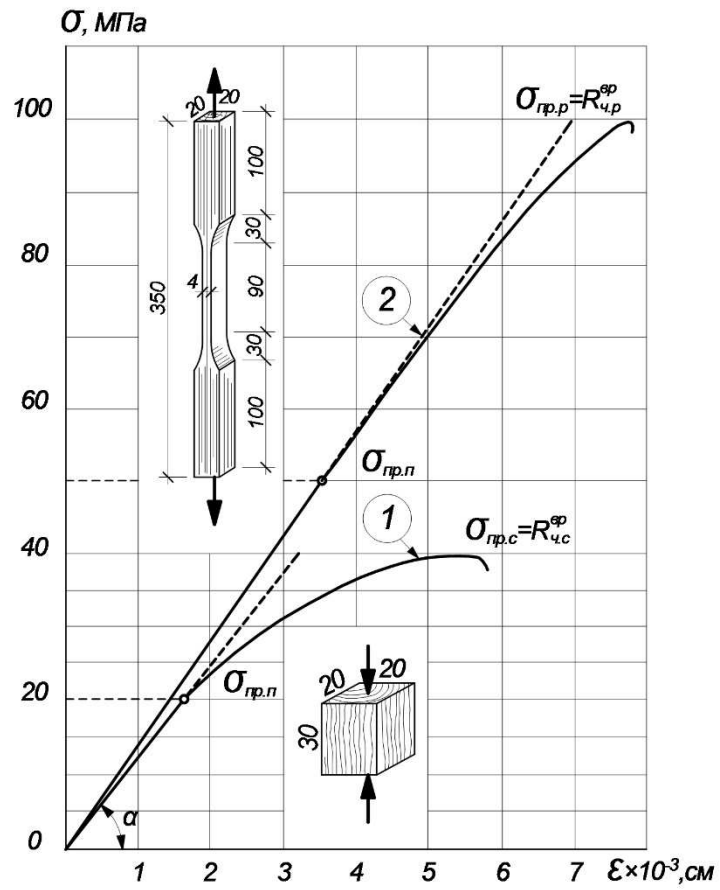


Рис. 1.5а. Диаграммы работы древесины по результатам стандартных испытаний: 1- на сжатие; 2- на растяжение

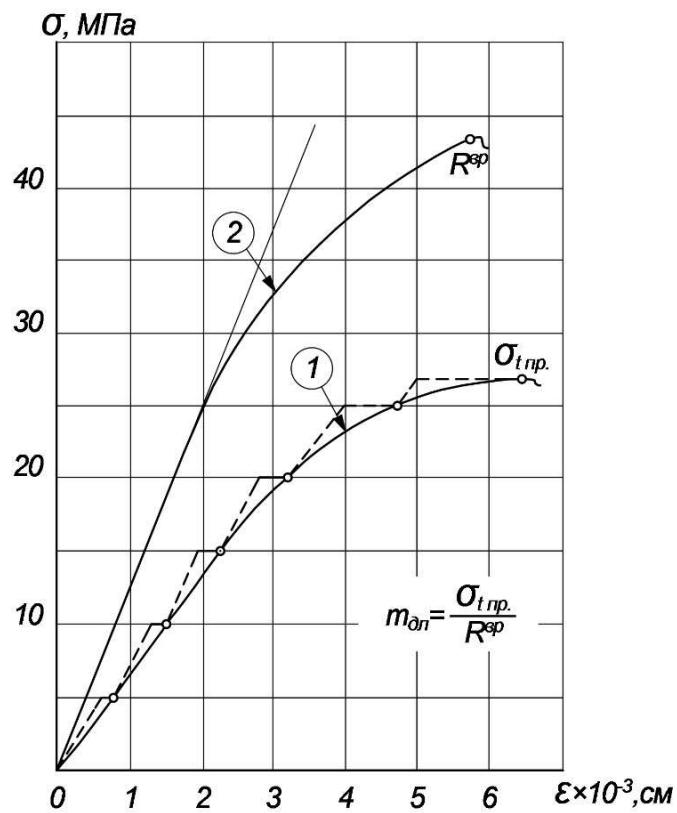


Рис.1.6. Диаграммы работы древесины при машинных (2) и длительных (1) испытаниях

Причем при одинаковом приращении напряжений деформации увеличиваются тем больше, чем ближе напряжения к длительному сопротивлению. Если рассмотреть диаграмму «загрузка — разгрузка» деревянного образца, то можно встретить два конкретных случая: в одном случае остаточные деформации будут отсутствовать (рис. 1.7, а), а в другом — будут иметь место (рис. 1.7 б).

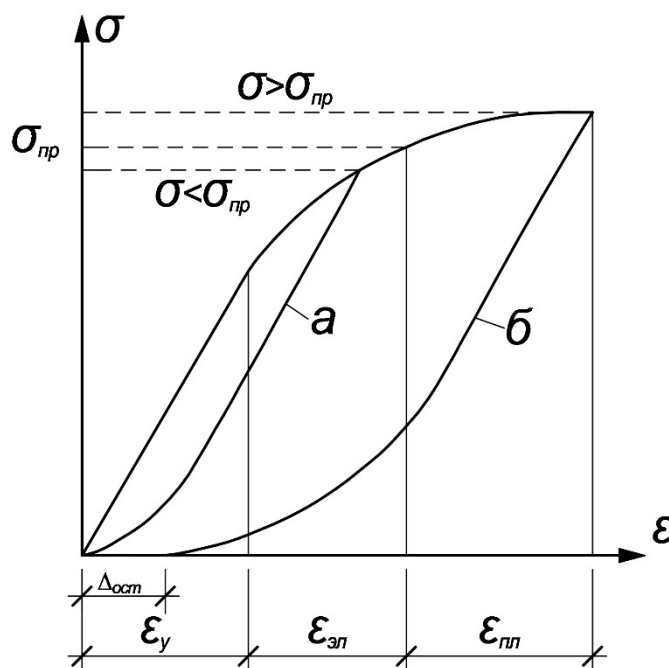


Рис. 1.7. Диаграмма «нагрузка – разгрузка», которая показывает, что с ростом напряжений до предела пропорциональности в материале появляются остаточные деформации

Определяется это уровнем напряжений в древесине и тем, превышают ли они некий «предел упругости» древесины или нет.

Можно провести другой эксперимент. Одинаковые образцы загрузить различными по величине нагрузками, которые составляют некоторую часть от временной разрушающей нагрузки. Мы увидим, что разрушение их произойдет через различные промежутки времени: чем выше нагрузка, тем быстрее разрушатся образцы, если напряжения в них будут выше длительного сопротивления $R_{дл}$. Сказанное можно изобразить диаграммой, показанной на рис. 1.8. Напряжения, лежащие ниже асимптоты на рис. 1.8, не приводят к разрушению, как бы долго нагрузка ни действовала.

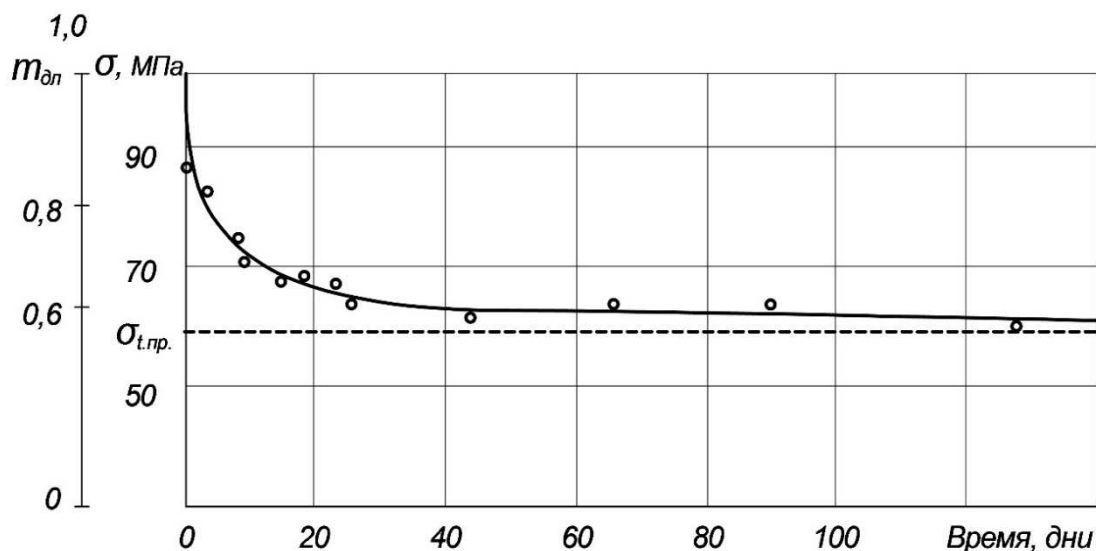


Рис. 1.8. Кривая длительного сопротивления древесины при растяжении

Переход от временного сопротивления древесины к её длительному сопротивлению на практике производится умножением первого на коэффициент длительного сопротивления $m_{дл}$, изменяющийся для древесины при постоянно действующей нагрузке от 0,5 до 0,55.

Однако реальные деревянные конструкции в действительности находятся под воздействием комплекса нагрузок с различной длительностью действия: постоянных, действующих весь срок службы конструкции; временных длительных, действующих в течение нескольких недель или месяцев; временных кратковременных, действующих в течение нескольких часов или суток. Понятно, что величина фактической прочности древесины зависит от соотношения этих нагрузок, поэтому преимущественное влияние постоянных и длительных временных нагрузок специально учитывается в расчете (см. п.5.2, в — СНиП II-25-80 актуализированная версия или СП 64.13330.2011). Факт наличия нагрузки от снега не круглый год, а всего лишь 4 месяца, учитывается в нормах коэффициентом длительного сопротивления, равным 0,66, а не 0,55 или 0,50.

Названные выше сопротивления древесины не могут служить расчетными ее характеристиками, так как являются усредненными величинами той или иной прочности. На практике нельзя допускать, чтобы значения прочности опускались ниже принятой нормированной величины. Иначе произойдет разрушение конструкции. Здесь следует ориентироваться на минимальное вероятное статистическое значение прочности (сопротивление) древесины с учетом отрицательного влияния ее пороков и масштабного фактора — таким значением является *нормативное сопротивление древесины*. Но и этим значением прочности нельзя пользоваться в инженерных расчетах, так как оно не учитывает повышенные требования к степени обеспеченности получаемых при расчете результатов.

Поэтому расчётным значением прочности древесины следует считать расчётное сопротивление R .

1.12. Влияние влажности древесины на её прочность

Экспериментально установлено, что при повышении, влажности древесины от 0% до точки насыщения волокон ее прочность, в том числе и длительная, уменьшается почти в 3,5 раза, а деформативность увеличивается, снижая тем самым модуль упругости. Рост влажности свыше 30% не приводит к дальнейшему снижению прочности.

Для приведения показателя прочности древесины R_w , определенного при некоторой влажности w , к прочности древесины при стандартной влажности R_{12} существует эмпирическая формула

$$R_{12} = R_w \cdot (1 + \alpha \cdot (W - 12)), \quad (1.1)$$

где: α — поправочный коэффициент, принимаемый по табл. 1.1;

W — влажность древесины в момент испытания.

Следует иметь в виду, что формула (1.1) приведения прочности справедлива лишь в пределах изменения влажности от 8 до 23%. За этими пределами действует другая зависимость, которая не приводится здесь, так как имеет невысокое практическое значение.

Таблица 1.1

Напряженное состояние	Значения α для приведения R_w к влажности 12 %
Сжатие вдоль волокон	0,05
Статический изгиб	0,04
Скалывание вдоль волокон	0,03

1.13. Влияние на прочность древесины температуры окружающей среды

Опыты показывают, что прочность древесины любой влажности зависит от температуры: с повышением температуры в определенных пределах прочность падает. Например, изменение установившейся температуры окружающего воздуха от 20 °С до 50 °С приводит к потере почти 20% прочности древесины. Примером этому могут служить многочисленные случаи разрыва растянутых деревянных элементов (например, нижних поясов дощатых ферм), длительное время эксплуатирующихся в помещениях с высокими значениями установившейся температуры при отсутствии в них необходимого запаса прочности.

Пересчёт прочности древесины при стандартной температуре (20°С) R_{20} к прочности при заданной температуре (T) осуществляется по формуле:

$$R_t = R_{20} - \beta \cdot (T - 20), \quad (1.2)$$

где: R_t — прочность древесины при заданной температуре;

β — поправочное число, принимаемое по табл. 1.2.

Формула (1.2) действительна в пределах изменения температур от 20 до 50 °С. Пересчёт прочности по ней следует производить после пересчёта прочности

к влажности 12%.

Таблица 1.2

Порода древесины	β , МПа			
	сжатие вдоль волокон	статический изгиб	скалывание вдоль волокон	растяжение, %
Сосна	0,35	0,45	0,04	0,4
Ель	0,25	0,30	—	—
Лиственница	0,45	0,30	—	—
Пихта	0,25	—	—	—
Береза	0,45	—	—	—

По приведенной выше формуле можно также перейти от прочности древесины, полученной путем испытания ее образцов при нестандартной температуре, к ее прочности при температуре 20 °С.

1.14. Гниение древесины. Чем оно вызывается? Как протекает процесс гниения?

Гниение — есть процесс разрушения древесины простейшими растительными микроорганизмами, которые называются дереворазрушающими грибами. Дереворазрушающие грибы развиваются из микроскопических клеток-спор, которые легко переносятся движением воздуха, ветром, дождем, насекомыми от зараженных участков земли или леса к чистым. Все дереворазрушающие грибы делятся на лесные, биржевые и домовые. Последние являются наиболее опасными, так как разрушают клетчатку (целлюлозу), образующую скелет древесины. Они разрушают древесину строительных конструкций в процессе их эксплуатации. Процесс разрушения древесины происходит в два этапа:

- ✓ сначала под воздействием ферментов, выделяемых грибами, происходит осахаривание целлюлозы, которая, присоединяя молекулу воды, превращается в водорастворимую глюкозу;
- ✓ затем происходит окисление глюкозы кислородом из воздуха, которая под воздействием тех же ферментов распадается на углекислый газ и воду.

Таким образом, для первого этапа требуется некоторое количество воды, а на втором — из воздуха потребляется кислород. Прорастая, споры образуют тонкие нити-гифы, которые, разрастаясь, образуют грибницу — источник новых спор. Древесина при этом окрашивается в бурый цвет, покрывается тонкими трещинами и распадается на призматические кусочки, полностью теряя свою прочность.

1.15. Благоприятные и неблагоприятные для гниения условия эксплуатации древесины

Зная природу и механизм гниения древесины, легко понять, что для ее гниения необходимы определенные благоприятствующие условия. Таковыми следует считать: начальную влажность древесины не ниже 18—20%; присутствие воздуха (или свободного кислорода); положительные температуры от 5 до 45 °С; отсутствие возможности быстрого высыхания древесины.

Древесина с влажностью более 75% гниет медленно, а в воде абсолютно не гниет. Последний факт позволяет строителям возводить деревянные фундаменты и основания, залегающие ниже уровня грунтовых вод или воды в близлежащих водоемах. При отрицательных температурах вода в древесине замерзает, и древесина не гниет. При температурах выше 45°С вода из древесины быстро испаряется и древесина не гниет. Названные выше условия прекращают развитие грибов, но не убивают их, поэтому при изменении условий гниение может возобновиться. Если же нагреть древесину до температуры 80 °С, то споры грибов и грибница погибают и происходит стерилизация древесины.

1.16. Конструктивные меры защиты древесины от гниения

Для обеспечения длительного срока службы древесины в деревянных конструкциях необходимо, в первую очередь, создать такие условия ее эксплуатации, которые препятствовали бы развитию дереворазрушающих грибов. Этого можно добиться, если предусмотреть на стадии проектирования, строительства и эксплуатации, следующие конструктивные мероприятия:

- использовать для изготовления конструкций сухие лесоматериалы (с влажностью ниже 20%);
- защитить деревянные элементы от всех возможных видов увлажнения — грунтового, конденсационного, атмосферного, или технологического;
- создавать условия для быстрого высыхания увлажнившейся по каким-либо причинам древесины — проветривание и правильный термовлажностный режим хранения и эксплуатации конструкций;
- использовать для конструкций лесоматериал, не имеющий признаков поражения гнилью.

Как видно из вышесказанного, все мероприятия сводятся к исключению хотя бы одного из обязательных условий развития дереворазрушающих грибов: положительная температура; наличие свободного кислорода; начальная влажность древесины —20%.

1.17. Химические меры защиты древесины от гниения. Антисептики. Деление их по группам

В тех случаях, когда деревянные элементы имеют высокую начальную влажность или могут приобрести таковую в процессе эксплуатации, а создание

надежного осушающего режима затруднено, необходимо прибегать к химическим мерам защиты древесины от гниения. К таким мерам, в первую очередь, относится пропитка ее токсичными по отношению к дереворазрушающим грибам веществами — антисептиками, т. е. антисептирование. Все существующие антисептики можно разделить на четыре группы:

Водорастворимые антисептики

К ним относятся фтористый натрий и кремнефтористый натрий (применяются в виде 3—4%-го раствора), тетрафторборат аммония (применяется в виде 10—20%-го раствора), кремнефтористый аммоний (применяется в виде 5—10%-го раствора), пентахлорфенолят и оксидифенолят натрия (применяются в виде 5—10%-го раствора). К водорастворимым относятся также комбинированные препараты ХМ-5 (смесь медного купороса и бихромата натрия в соотношении 1:1 в виде 10%-го раствора), ББК-3 (смесь буры технической и борной кислоты в соотношении 1:1 в виде 10%-го раствора), ХМБ-444 (смесь двуххромовокислого натрия, сернокислой меди и борной кислоты в виде 10%-го раствора).

Маслянистые антисептики

К ним относятся продукты переработки нефти, сланцев или угля: каменноугольное, креозотовое, антраценовое и сланцевое масла. Это жидкости от светло-коричневого до темно-коричневого цветов с резким специфическим запахом. Токсичны не только по отношению к грибам, но вредны и для организма человека. Применяются исключительно в деревянных элементах и конструкциях, которые не имеют непосредственного выхода в эксплуатируемые помещения, находятся в земле или на открытом воздухе.

Органорастворимые антисептики

Представителями этой группы антисептиков являются пентахлорфенол и оксидифенил. Это кристаллические вещества, выпускающиеся в виде порошка. Применяются в виде растворов в растворителях нефтяного происхождения.

Антисептические пасты

Наиболее известны пасты марок ПАЛ-Ф (ПАЛМ-Ф), ПАФ—ПВА, ПП марок 100, 150. Первая состоит из фтористого натрия, латексной эмульсии, каолина и воды. Вторая — из фтористого натрия, поливинилацетатной эмульсии, каолина и воды. В третьей в качестве связки используется каменноугольный лак при том же антисептике — фтористом натрии.

1.18. Существующие способы антисептирования древесины

Поверхностное антисептирование осуществляется с помощью кистей или краскопультов за два или три приема с перерывами для проникновения нанесенного антисептического раствора в древесину. Перерыв этот обычно должен составлять 1—2 часа. Раствор следует предварительно подогреть до температуры 60—80 °С. Существует также способ вымачивания лесоматериалов в ваннах с защитным составом. Он заключается в принудительном погружении лесоматериалов в раствор антисептика на несколько часов в зависимости от вида лесоматериалов, концентрации раствора, его температуры. Глубина пропитки при поверхностном антисептировании должна составлять не менее 3—5 мм.

Глубокая пропитка в горячехолодных ваннах осуществляется путем погружения лесоматериалов попеременно в ванну с горячим, а затем — с холодным антисептиком. Для увеличения глубины пропитки применяют предварительный прогрев материалов. Сущность метода заключается в том, что при нагреве в древесине возникает избыточное давление, в результате чего паровоздушная смесь вытесняется из поверхностных слоев. При охлаждении в древесине (из-за концентрации пара) возникает разрежение, и раствор антисептика в результате разности давлений всасывается в материал. Температура горячего водорастворимого антисептика обычно равна 90—95°С, а холодного — 20°С. Время выдержки — от 30 мин до 10 ч. Максимальная глубина пропитки, получаемая при таком методе, достигает 10 мм.

Глубокая пропитка автоклавным способом заключается в вакуумировании древесины с последующим повышением давления выше атмосферного при одновременной подаче в автоклав раствора антисептика и завершающим вакуумированием с целью подсушивания материала. Глубина пропитки при этом методе может достигать заданной заранее величины. Режим пропитки следующий: вакуумирование 0,07—0,085 МПа в течение 15—60 мин; повышенное давление с подачей антисептика 0,8—1,4 МПа до заданной глубины пропитки; вакуумирование 0,07—0,085 МПа в течение 40 мин.

Комбинированный способ — это совмещение высокотемпературной сушки древесины в безводных жидкостях (например, в петролатуме) с пропиткой маслянистыми антисептиками (например, крезотовым маслом). Сущность метода заключается в том, что лесоматериалы погружаются в горячий (с температурой порядка 105—110°С) петролатум и выдерживаются там в течение 1,5—6,0 ч для испарения из древесины влаги. Затем их помещают в крезот при температуре порядка 30—40 °С, который за счет разрежения внутри древесины всасывается внутрь лесоматериала на большую глубину. Способ достаточно эффективный, однако очень трудоемкий и грязный.

Существуют и другие способы антисептирования, используемые в тех или иных конкретных условиях. Из них наиболее известны диффузионное и сухое антисептирование. Иногда диффузионное антисептирование усиливается за счет помещения покрытой антисептиком части древесины в чехол (бандаж) и

тогда называется бандажным.

1.19. Условия и суть горения древесины

Возгораемость древесины и способность распространять огонь являются одним из основных недостатков древесины как конструкционного материала. Прежде всего, надо знать, что воспламенение древесины от открытого пламени может происходить при температуре 210°C.

Стойкое и длительное горение ее начинается при температуре 260°C и сопровождается повышением температуры. При отсутствии открытого пламени воспламенение может произойти от быстрого (мгновенного) нагревания древесины до температуры 330°C. При длительном воздействии тепла воспламенение может произойти уже при 150—170°C.

Для появления пламенной фазы горения и ее поддержания необходим приток большого количества кислорода, который, соединяясь с выделяемым из древесины при ее нагревании горючим газом, дает пламя. Следовательно, меры по борьбе с горючестью древесины должны сводиться либо к снижению притока кислорода к месту горения, либо к уменьшению количества выделяемого древесиной горючего газа.

За счёт чего можно снизить горючесть древесины? Сделать древесину негорючей в современных условиях имеется возможность, но использование ее вряд ли окажется экономичным, поэтому в строительстве ограничиваются требованиями обеспечить замедление процесса возгорания и горения. Для осуществления этого можно пользоваться как конструктивными мероприятиями, принимаемыми на стадиях проектирования, строительства и эксплуатации деревянных конструкций, так и химическими средствами.

Известная в Европе технология сквозной обработки древесины перегретым паром при высоком давлении (технология west-wood) делает древесину негорючей и не гнущей, но сильно хрупкой, что исключает её применение в несущих конструкциях.

1.20. Конструктивные мероприятия по предотвращению возгорания древесины

В качестве конструктивных мероприятий для предотвращения возгорания древесины в конструкциях могут быть рекомендованы следующие:

- ✓ не применять деревянные конструкции в производственных зданиях с горючими процессами;
- ✓ при неизбежности расположения деревянных элементов рядом с печами или нагревательными приборами необходимо ограждать их теплоизоляционными негорючими материалами (либо использовать для изоляции сочетание тех и других);
- ✓ длинные деревянные строения разделять по длине негорючими брандмауэрами с целью предотвращения распространения огня; соблюдать противопожарные разрывы между зданиями;
- ✓ деревянные ограждающие конструкции не должны иметь длинных

- сообщающихся полостей с тягой воздуха, по которым может распространяться пламя, недоступное для тушения;
- ✓ при проектировании следует отдавать предпочтение клеёным конструкциям с массивным поперечным сечением, а также брусчатым конструкциям с тщательно фрезерованными поверхностями без раскрытых трещин и отщеплений, а также бревенчатым конструкциям;
 - ✓ деревянные стены и потолки (в тех случаях, когда это возможно) достаточно надёжно можно защитить от огня известковой штукатуркой толщиной 15—20 мм. Такая мера позволяет отодвинуть момент возгорания древесины на 30—40 минут (именно настолько отодвигается момент достижения древесиной точки воспламенения за счёт эндотермической реакции, происходящей при нагреве известки).

1.21. Химические меры борьбы с возгоранием древесины

Использование химических препаратов для защиты древесины от возгорания необходимо лишь в тех случаях, когда от деревянных конструкций требуется повышенная степень огнестойкости, например, в помещениях с легко воспламеняемыми материалами. Химические меры сводятся к пропитке или окраске деревянных элементов специальными веществами, составами или красками. Для огнезащитной пропитки применяются вещества, называемые антипиренами. В качестве антипиренов используют, как правило, соли аммония или другие вещества, способные при нагревании расплавляться или разлагаться, создавая на древесине воздухо непроницаемую пленку или газовую оболочку. Зачастую пропитку антипиренами совмещают с пропиткой антисептиками. Наиболее эффективной оказывается пропитка составами, обладающими и теми, и другими свойствами одновременно. Примером такого состава является смесь тетрабората натрия (буры технической) с борной кислотой в соотношении 1:1, применяемая в виде 10%-го водного раствора. Эффективным антипиреном является *фосфорнокислый аммоний*, а также смеси его с серноокислым аммонием.

Вместе с тем, глубокая пропитка антипиренами применяется довольно редко, так как, наряду с ухудшением условий для горения древесины, она, во-первых, снижает ее прочность, во-вторых, увеличивает вес конструкций, в-третьих, снижает предел огнестойкости пропитанных конструкций. Отсюда следует вывод, что *надо воздерживаться от глубокой пропитки антипиренами напряженных деревянных элементов несущих конструкций*.

В последнее время чаще рекомендуется производить поверхностную пропитку деревянных элементов в конструкциях комбинированными составами, содержащими антипирены и антисептики, или применять огнезащитные краски. Общеизвестными являются атмосфероустойчивые огнезащитные, силикатные краски СК-Г и СК-ХЭМ, перхлорвиниловая краска ПХВО и др. Для комбинированной защиты клеёных деревянных конструкций в зданиях с нормальными температурно-влажностными условиями от увлажнения, гниения и возгорания специалисты рекомендуют пентафталевые

(ПФ-115), перхлорвиниловые (ХВ-124) и некоторые другие эмали.

1.22. Химическая коррозия древесины. Когда она происходит? Необходимость и способы защиты от химической коррозии

Коррозия и разрушение древесины может происходить под воздействием агрессивных веществ — кислот, щелочей или солей. Древесина является химически стойким материалом; и слабая агрессивная среда (минеральные кислоты концентрации не выше 5%. пыль калийных солей) оказывает лишь незначительное поверхностное воздействие на древесину и практически не снижает прочности деревянных элементов.

Средние и сильные агрессивные среды, например, минеральные кислоты с концентрацией свыше 5%, оказывают ощутимое разрушительное действие на древесину. При этом древесина приобретает сначала цветную, а затем темную окраску. Впоследствии растворяются целлюлоза и лигнин, разрушаются связи между волокнами и прочность древесины уменьшается.

Таким образом, деревянные конструкции, эксплуатируемые в слабой агрессивной среде при газовой агрессии, практически не требуют специальных мер по защите от коррозии. Обычные лакокрасочные покрытия достаточно хорошо изолируют деревянные конструкции от такого воздействия. Конструкции, эксплуатируемые в средних и сильных агрессивных средах, требуют специальных защитных мер, которые чаще всего заключаются в правильном подборе химически стойких синтетических покрытий, правильном выборе вида и формы деревянной конструкции, способов соединения отдельных элементов в ней, исключении открытых металлических связей. Выбор способов защиты древесины от коррозии осуществляется на основе классификации агрессивности среды по разделу 6 [4]. См. выдержку из раздела 6 СП 28.13330-2012:

6. Деревянные конструкции:

6.1. Агрессивное воздействие на деревянные конструкции оказывают биологические агенты, вызывая биоповреждение древесины, а также химически агрессивные среды - газообразные, твердые, жидкие, вызывая химическую коррозию древесины.

6.2. Степень агрессивного воздействия на древесину биологически активных сред следует принимать по таблице Р.1 (см. Приложение 3). Степень воздействия химически агрессивных сред на конструкции из древесины приведена: газообразных - в таблице Р.2, твердых - в таблице Р.3, жидких неорганических сред - в таблице Р.4, жидких органических сред - в таблице Р.5.

6.3. При проектировании деревянных конструкций для эксплуатации в химических средах ***средней и сильной степени*** агрессивного воздействия действие биологических агентов не учитывается.

6.4. Деревянные конструкции, предназначенные для эксплуатации в химических средах средней и сильной степени агрессивного воздействия, следует изготавливать из древесины хвойных пород, имеющих повышенную стойкость - ели, сосны, пихты, лиственницы, кедра и других. Для деревянных конструкций использовать окоренную древесину, не пораженную дереворазрушающими грибами и насекомыми с учётом ГОСТ 9463 и ГОСТ 2140; использовать только просушенную древесину, влажность которой не превышает 20% (таблица Ч.1).

6.5. Защита деревянных конструкций от биологической и химической коррозии осуществляется с использованием конструкционных мер и химических продуктов (биоцидов) по таблице Ш.2.

6.6. Конструкционные меры обязательны независимо от срока службы здания или сооружения, а также от того, производится химическая защита древесины или нет.

В тех случаях, когда древесина имеет повышенную начальную влажность и быстрое просыхание её в конструкции затруднено, а также в случаях, когда конструкционными мерами нельзя устранить постоянное или периодическое увлажнение древесины, следует применять химические меры защиты.

6.7. Конструкционные меры должны предусматривать:

- а) предохранение древесины конструкций от непосредственного увлажнения атмосферными осадками, грунтовыми и талыми водами (за исключением опор воздушных линий электропередачи), технологическими растворами и др.;
- б) предохранение древесины конструкций от капиллярного и конденсационного увлажнения;
- в) систематическую просушку древесины конструкций путем создания осушающего температурно-влажностного режима (естественная и принудительная вентиляция помещения, устройство в конструкциях и частях зданий осушающих продухов, аэраторов).

6.8. Несущие деревянные конструкции (фермы, арки, балки и др.) должны быть открытыми, хорошо проветриваемыми, по возможности доступными во всех частях для осмотра и проведения работ по защите элементов конструкций.

6.9. В зданиях и сооружениях с химически агрессивной средой средней и сильной степени агрессивности несущие деревянные конструкции и их элементы должны иметь сплошное сечение и минимальное количество металлических элементов.

Применение металлодеревянных конструкций в таких зданиях и сооружениях следует максимально ограничивать.

В зданиях с химически агрессивной средой средней и сильной степени агрессивности следует избегать применения сквозных несущих конструкций, в частности, ферм, из-за наличия большого числа промежуточных узлов и открытых горизонтальных и наклонных граней у деревянных элементов решётки, на которых скапливается химически агрессивная пыль.

6.10. Металлические соединительные детали деревянных конструкций должны быть защищены от коррозии в соответствии с положениями раздела 9. Степень агрессивного воздействия на металлические детали следует принимать по таблицам Х.1-Х.5, а способы защиты от коррозии - по таблице Ц.6.

Крепёжные металлические элементы (метизы) - гвозди, саморезы, болты, шпильки и пр. должны иметь цинковое покрытие.

В несущих клеёных деревянных конструкциях, эксплуатируемых в условиях химической среды средней и сильной степени агрессивности, для узловых соединений и для соединений деревянных элементов между собой следует отдавать предпочтение клееным деревянным стержням.

6.11. Несущие конструкции, эксплуатируемые на открытом воздухе, должны иметь сплошное массивное сечение и изготавливаться из брусьев, круглого леса или из клеёной древесины. Для изготовления конструкций следует использовать древесину, не пораженную дереворазрушающими грибами и насекомыми, с влажностью, соответствующей эксплуатационной.

В открытых сооружениях необходимо в максимальной степени использовать средства, предохраняющие деревянные элементы конструкций от прямого попадания на них атмосферной влаги.

Для защиты от атмосферных осадков открытые горизонтальные и наклонные грани несущих конструкций следует защищать козырьками из атмосферо- и коррозионностойкого материала, в том числе досками, предварительно консервированными биозащитными составами.

6.12. В ограждающих конструкциях отапливаемых зданий и сооружений должно быть исключено избыточное влагонакопление в процессе эксплуатации.

В панелях стен и плитах покрытий следует предусматривать вентиляционные продухи, сообщающиеся с наружным воздухом, а в случаях, предусмотренных теплотехническим расчетом, использовать пароизоляционный слой. Вид защиты от коррозии должен соответствовать требованиям таблицы С.1.

6.13. Химические меры защиты деревянных конструкций от коррозии, вызываемой воздействием биологических агентов, предусматривают антисептирование, консервирование, нанесение лакокрасочных материалов или составов комплексного действия. При воздействии химических агрессивных сред следует предусматривать покрытие конструкций лакокрасочными материалами или поверхностную пропитку составами комплексного действия.

6.14. Перечень средств и способов защиты деревянных конструкций от коррозии приведены в таблицах С.1, Т.1, Р.6 (см. Приложение 3 к этому Пособию).

2. РАСЧЁТ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

2.1. Основные положения расчёта по предельным состояниям

2.1.1. Предельное состояние конструкции. Группы предельных состояний для конструкций из дерева и пластмасс, их аналитические выражения

Предельные состояния — это такие состояния, когда конструкция не может эксплуатироваться, потому что, хотя бы один из ее элементов разрушится в результате действия внутренних напряжений или получит недопустимые деформации, если нагрузка (усилие) превысит предельное значение. Для конструкций из дерева и пластмасс установлены две группы предельных состояний.

Первая группа — по прочности и устойчивости — определяется непригодностью конструкции к дальнейшей эксплуатации. Это происходит, если максимальные нормальные или скалывающие напряжения превысят значения расчетных сопротивлений материала конструкции, из которого она изготовлена.

Вторая группа — по деформациям — определяется непригодностью конструкции к нормальной эксплуатации. Это происходит, если прогибы, перемещения или сдвиги хотя бы в одном из ее элементов (или в конструкции в целом) превысят допустимые нормативные значения. Предельные состояния второй группы не влекут за собой немедленного разрушения, но в результате искажения формы конструкции могут привести к нежелательным явлениям. Аналитические выражения предельных состояний имеют следующий вид:

$$\sigma, \tau \leq R, \quad (2.1)$$

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right]; f \leq f_u. \quad (2.2)$$

Левая часть в них — это результат воздействия внешних факторов;

Правая — ресурс конструкции по напряжениям (расчетное сопротивление) или прогибам (предельное значение деформаций), установленный Нормами [1, 2].

В формулах (2.1) и (2.2) приняты следующие обозначения:

σ, τ — соответственно нормальные и касательные напряжения;

R — соответствующее расчетное сопротивление;

f — прогиб или перемещение;

f_u — предельный прогиб или перемещение, установленные нормами;

l — расчётный пролёт элемента.

Значения R принимаются по табл.3, п. 5.1 и п.5.2[1]. Значения f_u назначаются в соответствии с разделом 15 «Прогибы и перемещения» по п. 2а, табл.Е.1, Приложения Е [2].

Предельное состояние по прочности и устойчивости может быть также

записано относительно допустимой величины усилия или нагрузки. Тогда оно имеет следующий вид:

$$N \leq \Phi(S, R, m),$$

где: N — усилие (продольное усилие или изгибающий момент) от расчётных нагрузок;

S — геометрическая характеристика сечения;

R — расчётное сопротивление материала конструкции;

m — коэффициенты условия работы.

Расчёт конструкций по первой группе предельных состояний осуществляют на расчётные нагрузки, по второй группе — на нормативные нагрузки.

2.1.2. Понятие о нагрузках. Что такое нормативная нагрузка? Что такое расчетная нагрузка?

Нагрузки, действующие на строительные конструкции, определяются Строительными нормами и правилами (в настоящее время действует СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия», актуализированная редакция, или СП20.133302011). При расчете деревянных конструкций учитываются, главным образом, следующие нагрузки: **постоянная нагрузка** от собственного веса конструкций и других элементов зданий или сооружений g ; **временные нагрузки** от снега S , ветрового давления W , веса технологического оборудования и людей. Перечисленные временные нагрузки относятся к кратковременным. *Длительные временные нагрузки* (вес стационарного оборудования, складываемых материалов в зданиях складов, часть снеговых нагрузок и пр.) при расчете деревянных конструкций встречаются редко.

Нормативные нагрузки являются исходными значениями нагрузок, определяемыми либо путем обработки многолетних, наблюдений (для временных нагрузок), либо как произведение плотности материала конструкции на ее объем (для непрерывных плоских слоев или материалов — как произведение плотности на толщину, для листовых и рулонных материалов — как произведение веса квадратного метра на площадь). Значения нормативных полезных нагрузок на перекрытия (включая чердачные) даются в [2].

При предварительном расчете нагрузку от собственного веса несущей конструкции $g_{с.в.}^H$ можно определить приближенно, пользуясь эмпирической формулой

$$g_{с.в.}^H = \frac{g^H + S^H}{\frac{1000}{K_{с.в.}} - 1}, \quad (2.3)$$

где: g^H — постоянная нагрузка на рассчитываемую конструкцию, исключая её собственный вес;

S^H — временная снеговая нагрузка;

l — пролёт конструкции;

$K_{с.в.}$ — коэффициент собственного веса.

Постоянная расчётная нагрузка g равна произведению нормативной нагрузки на коэффициент надёжности по нагрузке γ_f . Для нагрузки от собственного веса конструкций из древесины, фанеры, пластмасс он равен 1,1, из металла — 1,05. Для нагрузок от утеплителя, кровли, пароизоляции, стяжек, выполняемых в заводских условиях, $\gamma_f=1,2$, для тех же металлов, укладываемых в условиях строительной площадки, $\gamma_f= 1,3$.

Нормативная снеговая нагрузка S_0 определяется как произведение веса снегового покрова S_g для соответствующего снегового района (табл.10.1 [2]) на коэффициент перехода к форме покрытия μ , термический коэффициент c_t и коэффициент, учитывающий снос снега ветром c_v , а также обязательный коэффициент 0,7.

$$S_0 = 0,7 \cdot c_v \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g.$$

Величина коэффициентов μ зависит от вида и формы покрытия и назначается по Приложению Г [2].

В сводчатых покрытиях снег может распределяться по косинусоиде μ_1 (Вариант 1 загрузки снегом) или по треугольнику с вершиной μ_2 (Вариант 2 загрузки снегом): $\mu_1 = \cos(1,5\alpha)$; $\mu_2 = 2 \cdot \sin(3\alpha)$.

Максимальное значение снеговой нагрузки при варианте 1 предусматривается в самой высокой точке свода, а при варианте 2 – в точке, где угол наклона касательной к горизонту равен 30° , а в самой высокой точке снега нет. На участке кровли с углом касательной более 60° снег не может удержаться, то есть снега 0.

Расчётное значение снеговой нагрузки — есть произведение нормативной нагрузки на коэффициент надёжности по нагрузке γ_f , величина его в соответствии с п. 10.12 [2] равняется $\gamma_f = 1,4$.

Нормативная ветровая нагрузка включает в себя действие напора и отсоса. Исходными данными для определения ветровых нагрузок являются значения давления ветра, зависящие от ветрового района страны и определяемые по соответствующим картам. Нормативные ветровые нагрузки W_m определяются умножением нормативного значения давления ветра W_0 на коэффициент $k(Z_g)$, учитывающий высоту здания, и аэродинамический коэффициент c , учитывающий его форму:

$$W_m = W_0 \cdot k(Z_g) \cdot c.$$

Расчётная ветровая нагрузка равна нормативной, умноженной на коэффициент надёжности по нагрузке $\gamma_f= 1,4$.

2.1.3. Возможные сочетания нагрузок при расчёте конструкций

Расчёт строительных конструкций производится на самые наименее выгодные сочетания нагрузок и их расположение. Расчётные усилия находятся как при основном сочетании нагрузок, включающем постоянные нагрузки и одну или несколько временных, так и при особых сочетаниях, включающих кроме постоянных и временных одну из особых нагрузок. При

расчёте на основные сочетания, включающие одну кратковременную нагрузку, последняя учитывается полностью без снижения. При расчете на основные сочетания, включающие две и более кратковременные нагрузки, расчетные величины этих нагрузок (или соответствующих им усилий) умножаются на коэффициент $\psi = 0,9$. При выборе сочетаний нагрузок для расчета деревянных конструкций необходимо руководствоваться п.п.6.1...6.6 раздела 6[2].

2.1.4. Что такое нормативное и расчётное сопротивление? Как они определяются?

Нормативные сопротивления древесины R^H являются основными характеристиками прочности «чистой» древесины влажностью 12%. Они определяются по результатам многочисленных машинных испытаний стандартных образцов на растяжение, сжатие, изгиб, смятие и скалывание. Современные Нормы проектирования считают достаточной обеспеченность (доверительную вероятность) для нормативного сопротивления, равную 0,95. Это значит, что 95% испытанных образцов древесины или фанеры будут иметь прочность $R_{вр}$ не ниже, чем ее нормативное значение. Величина нормативного сопротивления с учетом статистической изменчивости показателя прочности (коэффициент вариации) и принятой обеспеченности результата для «чистой» древесины вычисляется по формуле

$$R_q = R_{вр} \cdot (1 - 1,65 \cdot \bar{V}_q). \quad (2.4)$$

От нормативного сопротивления «чистой» древесины можно перейти к нормативному сопротивлению сортной древесины, если известны значения коэффициентов, учитывающих влияние пороков древесины K_n и размеров K_p :

$$R^H = R_q^H \cdot K_n \cdot K_p. \quad (2.5)$$

Расчётные сопротивления древесины и фанеры R — это основные характеристики прочности древесины реальных деревянных элементов с естественными допустимыми пороками. Они учитывают длительное действие реальных нагрузок на здания и сооружения, а также более высокую степень обеспеченности расчетного сопротивления — 0,99, по сравнению с нормативным сопротивлением, которая выражается коэффициентом надежности по материалу γ_m . Последний вычисляется из отношения:

$$\gamma_m = \frac{R^{BP} \cdot (1 - 2,33 \cdot \bar{V})}{R_q^{BP} \cdot (1 - 1,65 \cdot \bar{V})}. \quad (2.6)$$

Расчётные сопротивления получают из выражения:

$$R = \frac{R^H}{\gamma_m} \cdot m_{дл}, \quad (2.7)$$

где: R^H — нормативное сопротивление древесины определенного сорта, вычисленное по формуле (2.5);

$m_{дл}$ — коэффициент длительного сопротивления.

Коэффициент длительного сопротивления для расчетного сопротивления в Нормах принят равным 0,66 с учётом действия снеговых нагрузок, в течение не круглого года, а всего четырех месяцев в году. Коэффициент надежности по материалу для древесины 1, 2 и 3-го сортов колеблется в пределах от 1,1 до 1,5.

Значения расчетных сопротивлений для древесины сосны (кроме веймутовой), ели, лиственницы европейской и японской приведены в табл. 3 СНиП II-25-80. Актуализированная редакция (СП 64.13330.2011). В этом же документе в табл.4 даны расчётные сопротивления LVL , а в табл.6 - строительной фанеры. Для других пород и в других условиях эксплуатации конструкций, отличающихся от стандартных, *расчётные сопротивления* вычисляются умножением табличного значения на коэффициент породы и коэффициенты условий работы, приведённые в табл.5, 7...12 и п.п. 5.1 -5.2 названных норм.

$$R = R_{таб} \cdot m_{п} \cdot m_{в} \cdot m_{т} \cdot m_{д} \cdot m_{н} \cdot m_{0} \cdot m_{а}. \quad (2.8)$$

2.1.5. Пример назначения расчётного сопротивления древесины при расчёте деревянных конструкций в зданиях или сооружениях

Предположим, что требуется определить расчетное сопротивление изгибу древесины рассчитываемой балки чердачного перекрытия, выполняемой из пихтового бруса второго сорта сечением 150×200 ($b \times h$). Планируются следующие условия эксплуатации конструкций: температура внутри помещения 18°C, относительная влажность воздуха 60%. Доля длительных нагрузок на перекрытие составляет 82% от суммарной. Коэффициент надежности по назначению принят равным 0,95.

Решение

Сначала по табл. 3, СП64-13330.2011, находим табличное значение расчетного сопротивления древесины сосны базового (второго) сорта, обращая внимание на вид напряженного состояния, ширину элемента и его высоту. Видим, что расчетное сопротивление древесины сосны второго сорта в элементах шириной свыше 13 см и высотой до 50 см равно 15 МПа. Затем, последовательно просматриваем табл.5, 7...12 и подпункты п.5.2, определяем значения коэффициентов условий работы: $m_{д} = 0,8$; $m_{п} = 0,8$; другие коэффициенты ($m_{в}$, $m_{н}$, $m_{б}$, $m_{тн}$, $m_{т}$, $m_{а}$) равны 1,0. Таким образом, расчётное сопротивление для древесины проектируемой балки равно:

$$R = R_{таб} \cdot m_{п} \cdot m_{д} = 15 \cdot 0,8 \cdot 0,8 = 9,6 \text{ МПа.}$$

2.2. Расчёт элементов цельного сечения

2.2.1. Предельное состояние и расчёт центрально-растянутого деревянного элемента. Примеры использования в конструкциях зданий и сооружений

Центрально-растянутым (рис. 2.1) считается элемент, испытывающий действие растягивающей силы, создающей нормальные напряжения, равномерно распределенные по всему его поперечному сечению (не имеющему ослаблений или ослабленному).

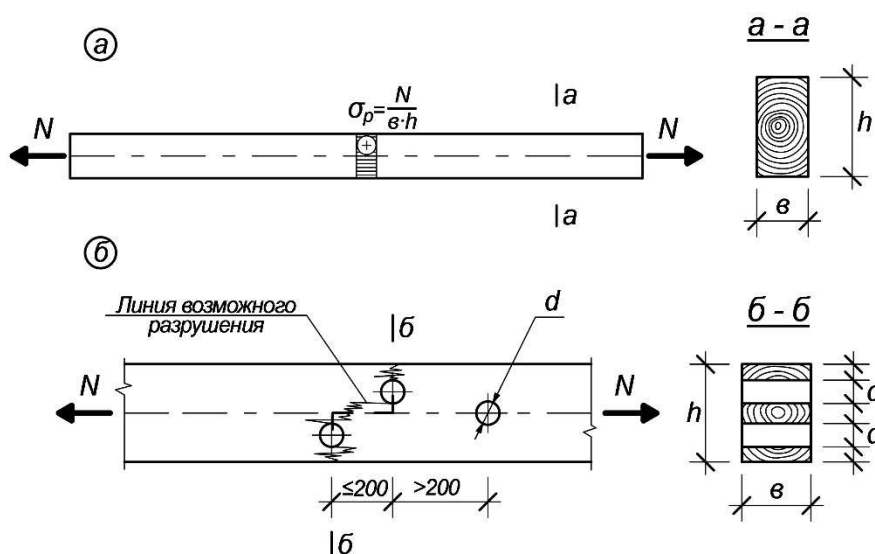


Рис. 2.1. Центрально-растянутый элемент: а – не имеющий ослаблений; б – с ослаблениями в расчетном сечении

Древесина работает на растяжение почти как упругий материал и имеет достаточно высокую прочность. Для растянутых деревянных элементов характерно почти мгновенное разрушение от разрыва наименее прочных волокон, который происходит практически без проявления заметных дополнительных деформаций. Поэтому единственным условием при расчете центрально-растянутых стержней является обеспечение прочности, т. е. выполнение условия первой группы предельных состояний.

$$\frac{N}{F_{\text{нт}}} \leq R_p, \quad (2.9)$$

где: N — растягивающая сила от расчётных нагрузок;
 $F_{\text{нт}}$ — площадь нетто поперечного сечения стержня;
 R_p — расчётное сопротивление древесины растяжению.

Согласно требованию норм, площадь нетто здесь определяется за вычетом площади всех ослаблений, находящихся на длине 20 см. Причину этого легко понять, если помнить о неоднородностях строения древесины и наличии

допустимых пороков в реальных растянутых элементах — разрушение может произойти не точно по поперечному сечению, а уступами или зигзагами именно на такой примерно длине (рис. 2.1б). Это является особенностью расчета деревянного растянутого элемента. Другой особенностью является учет влияния концентрации напряжений в ослабленном сечении путем снижения величины расчетного сопротивления на 20 %, что достигается введением коэффициента условий работы $m_o = 0,8$.

В конструкциях центрально-растянутые элементы встречаются в виде нижних поясов или растянутых раскосов деревянных ферм, деревянных подвесок или других подобных стержней.

Учитывая хрупкий характер разрушения и сильное влияние пороков на прочность растянутого элемента, их изготавливают, как правило, из наиболее прочной древесины первого сорта с нормативным сопротивлением $R^H = 20 \text{ МПа}$ и расчетным сопротивлением $R = 10 \text{ МПа}$. При отсутствии такого материала допускается применять древесину второго сорта с $R = 7,0 \text{ МПа}$. Рекомендуется наиболее ответственные растянутые элементы проектировать площадью не менее 50 см^2 .

По деформациям растянутые элементы не проверяются. При необходимости подобрать сечение растянутого элемента или определить наибольшее усилие, которое может выдержать растянутый элемент, пользуются формулой (2.9), решенной относительно $F_{\text{тр}}$ или N .

2.2.2. Пример проверки прочности центрально-растянутого деревянного элемента при известных усилиях, размерах поперечного сечения и условиях его эксплуатации

Исходные данные: расчётное усилие $N = 80 \text{ кН}$; материал — лиственница европейская, второго сорта; растянутым элементом является раскос многоугольной металлодеревянной фермы, эксплуатируемой в помещении с $t = 18^\circ\text{C}$ при $\varphi = 60\%$; доля постоянных и временных длительных нагрузок, действующих на покрытие, составляет 70% от суммарной; коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$; расчётная схема и сечение раскоса приведены на рис. 2.2.

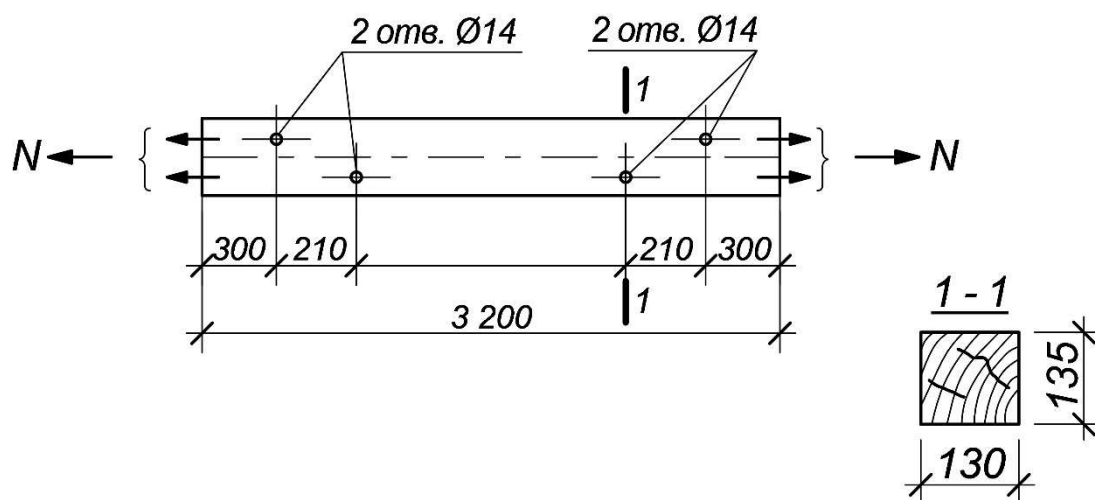


Рис. 2.2. Центально-растянутый элемент, ослабленный отверстиями под болты

Решение

Определяется класс условий эксплуатации (в дальнейшем КУЭ) конструкции по табл. 1 [1]. Согласно задания – КУЭ – 1, подкласс – 1.2.

Определяется величина расчётного сопротивления древесины европейской лиственницы второго сорта на растяжение вдоль волокна с учетом коэффициентов условий работы. Согласно табл. 3ип.5.2 [1]

$$R_p = R_{\text{таб}} \cdot m_b \cdot m_0 = 9 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 6,48 \text{ МПа.}$$

Определяется площадь нетто расчётного сечения раскоса. Поскольку отверстия расположены на расстоянии более 200 мм друг от друга, учитывается ослабление одним отверстием:

$$F_{\text{нт}} = F_{\text{бр}} - F_{\text{осл}} = 0,13 - 0,014 \cdot 0,13 = 1,573 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2.$$

Проверяется прочность раскоса в ослабленном отверстием сечении с учетом назначения конструкций (здесь γ_n введен в усилия)

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{F_{\text{нт}}} = \frac{0,95 \cdot 80 \cdot 10^3}{1,573 \cdot 10^{-2}} = 4831532 \text{ Па} = 4,8 \text{ МПа} < R_p = 6,48 \text{ МПа.}$$

Вывод: Прочность раскоса обеспечена.

2.2.3. Предельные состояния центрально-сжатых деревянных элементов. Примеры использования таких стержней в конструкциях.

Что такое «короткий» и «длинный» стержень? На что и как это влияет?

На центральное сжатие могут работать деревянные колонны, стойки, подкосы, верхние пояса и отдельные стержни ферм. В сечениях сжатого стержня возникают нормальные напряжения, равномерно распределенные по всему поперечному сечению (рис.2.3б). Сжатые деревянные стержни работают более надёжно, чем растянутые, и разрушаются только после заметных

деформаций. Это результат потери местной устойчивости стенок наиболее слабых клеток, выражается он образованием характерной складки на поверхности элемента (рис. 2.3 в).

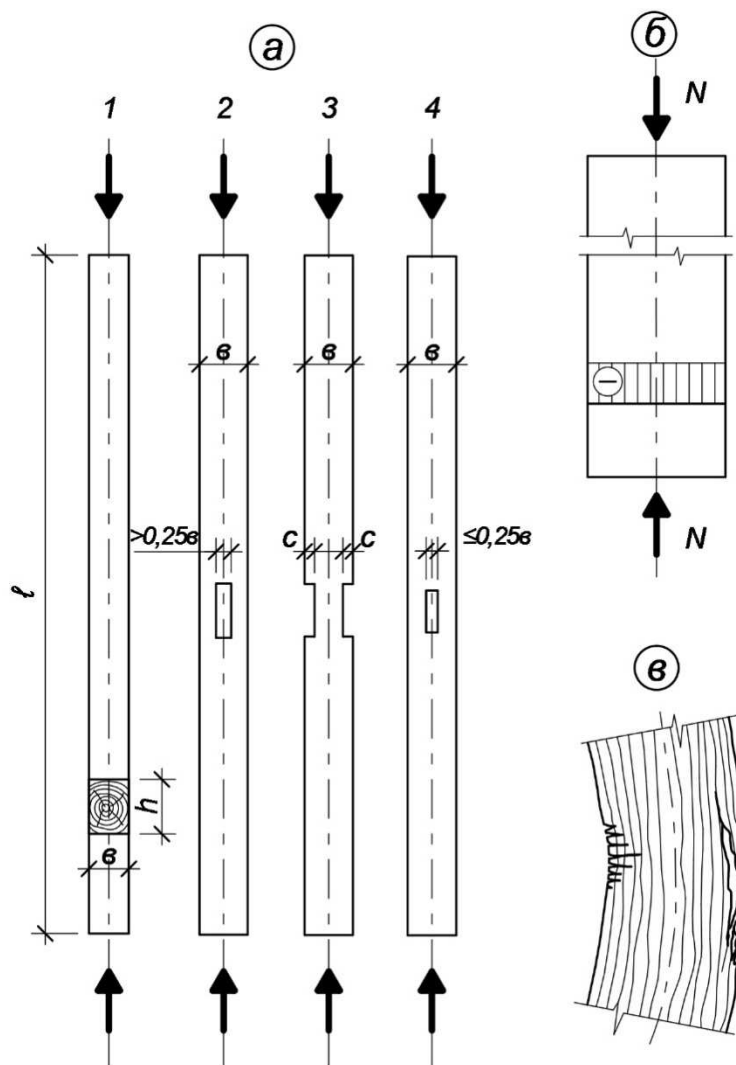


Рис. 2.3. Центально-сжатые элементы: а–возможные варианты стержней и их ослаблений; б –характер разрушения от потери устойчивости сжатых и разрыва растянутых волокон: 1-без ослаблений; 2- площадь ослабления более 25% от всего сечения; 3- ослабления вышли на кромки сечения; 4- ослабление площадью менее 25% от всего сечения

Однако такой характер разрушения наблюдается лишь в случае, когда нормальные напряжения в стержне превышают величину, соответствующую пределу упругой работы древесины, и переходят в область упругопластической работы древесины. Это возможно только тогда, когда гибкость работающего стержня очень мала. При значительных гибкостях деревянные стержни разрушаются задолго до того, когда напряжения в них достигнут предела прочности (или расчетного сопротивления). Это происходит из-за общей потери устойчивости стержней. Поэтому деревянные сжатые стержни принято делить на «короткие» — длиной менее 7 наименьших размеров поперечного

сечения, и «длинные» — большей длины. Первые достаточно проверить лишь на прочность, а вторые требуют проверки, как на прочность, так и на устойчивость.

Проверка на прочность осуществляется по формуле:

$$\frac{N}{F_{\text{нт}}} \leq R_c. \quad (2.10)$$

Проверка на устойчивость имеет вид:

$$\frac{N}{\varphi \cdot F_{\text{расч}}} \leq R_c, \quad (2.11)$$

здесь: φ - коэффициент продольного изгиба;

$F_{\text{расч}}$ - расчётная площадь поперечного сечения, принимаемая равной либо $F_{\text{бр}}$, если ослаблений нет или их меньше 25% $F_{\text{бр}}$, либо $4/3 F_{\text{нт}}$, если ослаблений более 25% $F_{\text{бр}}$, либо $F_{\text{нт}}$, если ослабления выходят на кромки симметрично.

2.2.4. Какая площадь поперечного сечения центрально-сжатого стержня принимается во внимание для расчета на прочность, на устойчивость?

Пороки древесины, допустимые в реальных конструкциях, меньше снижают прочность сжатых элементов, чем растянутых, поскольку сами воспринимают часть сжимающих усилий. Если часть сечения вырезана, то она не может воспринимать нагрузку и в расчете на действующие напряжения не может учитываться, поэтому при расчете на прочность играет роль площадь нетто $F_{\text{нт}}$.

При расчёте на устойчивость приходится пользоваться приемом как бы искусственного увеличения значений нормальных напряжений, вводя понятие коэффициента продольного изгиба φ . Поэтому некоторые ослабления могут во внимание не приниматься. С этой целью Нормы проектирования деревянных конструкций предлагают вести расчет по расчетной площади поперечного сечения стержня $F_{\text{расч}}$. Она принимается равной полной площади сечения $F_{\text{бр}}$, если ослабления отсутствуют или имеющиеся ослабления в опасных сечениях не выходят на кромку, а их площадь не превышает 25% $F_{\text{бр}}$ (рис. 2.3; 1 и 4). Если площадь таких ослаблений превышает указанную цифру, то расчетная площадь $F_{\text{расч}}$ принимается равной $4/3 F_{\text{нт}}$ (рис. 2.3; 2), а если симметричные ослабления выходят на кромки, то $F_{\text{расч}} = F_{\text{нт}}$ (рис. 2.3; 3).

2.2.5. Физический смысл коэффициента продольного изгиба. Какие значения он принимает?

Как было сказано выше, длинный сжатый стержень может исчерпать свою несущую способность еще в упругой стадии работы из-за искривления (выпучивания) своей оси. Таким образом, напряжения в его сечениях далеко не достигнут предела прочности (или расчетного сопротивления). Показателем того, насколько раньше будет исчерпана несущая способность стержня, является коэффициент продольного изгиба (или коэффициент устойчивости)

$$\varphi = \frac{\sigma_{кр}}{R_{вр}}. \quad (2.12)$$

Если в приведенной формуле критическое напряжение выразить через критическую силу Эйлера для упругих стержней, а затем выделить значение радиуса инерции поперечного сечения и принять во внимание, что отношение модуля упругости к прочности древесины на сжатие является примерно постоянной величиной (как при кратковременном, так и при длительном действии нагрузки), то получим следующую формулу:

$$\varphi = \frac{\sigma_{кр}}{R_{вр}} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2 \cdot R_{вр} \cdot F} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot r^2}{R_{вр} \cdot l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot E}{R_{вр} \cdot \lambda^2} \cong \frac{A}{\lambda^2}, \quad (2.13)$$

где: $A = 3000$ для древесины и $A = 2500$ для фанеры.

Экспериментально установлено, что деревянные стержни с гибкостью более **70** теряют устойчивость, как правило, в упругой стадии, поэтому для них справедлива формула (2.13). Если же гибкость стержня не превышает λ_{min} , то вероятность того, что он будет работать за пределом упругости материала, достаточно велика. Для таких стержней коэффициент φ нормы рекомендуют вычислять по эмпирической формуле:

$$\varphi = 1 - \alpha \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2, \quad (2.14)$$

где: коэффициент $\alpha = 0,8$ для древесины и $\alpha = 1,0$ для фанеры.

Коэффициент φ для деревянных стержней можно определить по графику на рис. 2.4.

2.2.6. Как вычисляется гибкость деревянных стержней?

Учитываются ли условия закрепления концов стержня при расчете его на сжатие? Если да, то как?

При расчёте сжатого стержня на устойчивость в формуле коэффициента продольного изгиба φ фигурирует гибкость элемента λ . Известно, что $\lambda = \frac{l_0}{r}$, где r — радиус инерции поперечного сечения, а l_0 — расчётная длина стержня.

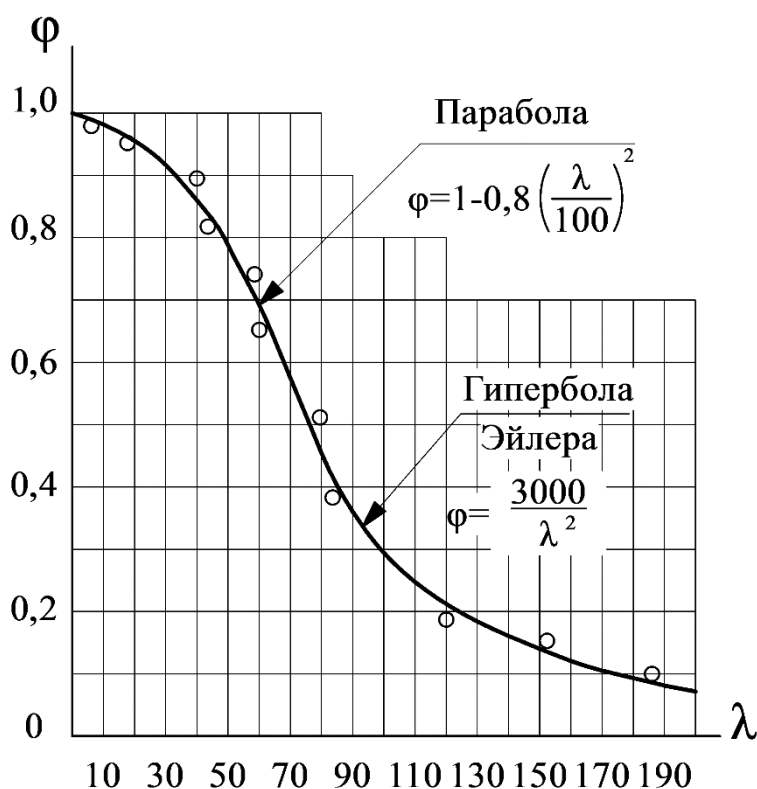


Рис. 2.4. Зависимость коэффициента продольного изгиба от гибкости стержня

$$r = \sqrt{\frac{I}{F'}} \quad (2.15)$$

$$l_0 = \mu_0 \cdot l. \quad (2.16)$$

В формуле (2.16) коэффициент μ_0 учитывает условия закрепления концов стержня. Расчетная длина l_0 , таким образом, учитывает влияние способа закрепления концов стержня на характер его работы и при шарнирно-закрепленных концах равна геометрической длине стержня ($l_0 = l$). При одном защемленном, а другом свободном конце стержня, если нагрузка сосредоточена на верхнем конце, $l_0 = 2,2 \cdot l$, а если распределена по всей длине, то $l_0 = 1,2 \cdot l$; при нижнем защемленном, а верхнем шарнирном конце — $l_0 = 0,8 \cdot l$; при обоих защемленных концах стержня $l_0 = 0,65 \cdot l$ (рис. 2.5).

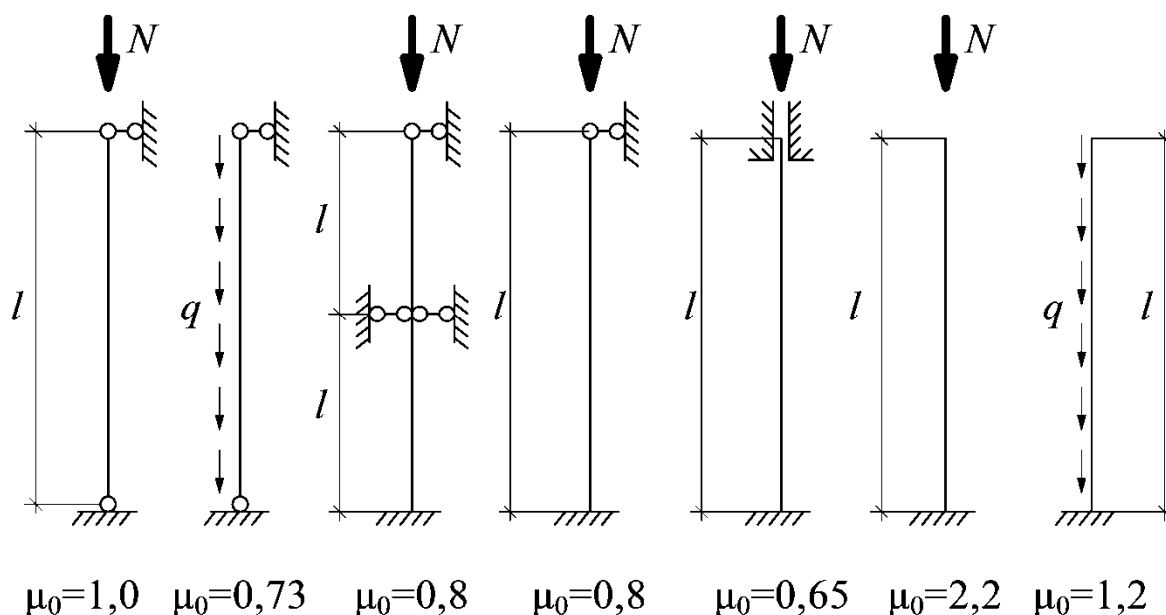


Рис. 2.5. Условия закрепления концов стержня и коэффициент μ_0

Для определения расчётной длины прямолинейных элементов, нагруженных продольными силами по концам, коэффициент μ_0 следует принимать равным:

- при шарнирно-закреплённых концах, а также при шарнирном закреплении в промежуточных точках элемента - 1;
- при одном шарнирно-закреплённом и другом защемлённом конце - 0,8;
- при одном защемлённом и другом свободном нагруженном конце - 2,2;
- при обоих защемлённых концах - 0,65.

В случае равномерно распределённой по длине элемента продольной нагрузки коэффициент μ_0 следует принимать равным:

- при обоих шарнирно-закреплённых концах - 0,73;
- при одном защемлённом и другом свободном конце - 1,2.

Расчётную длину пересекающихся элементов, соединённых между собой в месте пересечения, следует принимать равной:

- при проверке устойчивости в плоскости конструкций - расстоянию от центра узла до точки пересечения элементов;
- при проверке устойчивости из плоскости конструкции:

а) в случае пересечения двух сжатых элементов - полной длине элемента;

б) в случае пересечения сжатого элемента с неработающим - величине l_1 , умноженной на коэффициент μ_0 :

$$\mu_0 = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{l_1}{l_2} \cdot \frac{\lambda_1^2 \cdot F_2}{\lambda_2^2 \cdot F_1}}}, \quad (2.16a)$$

где: l_1 , λ_1 , F_1 - полная длина, гибкость и площадь поперечного сечения сжатого

элемента;

l_2, λ_2, F_2 - длина, гибкость и площадь поперечного сечения неработающего элемента.

Величину μ_0 следует принимать не менее 0,5;

в) в случае пересечения сжатого элемента с элементом, растянутым равной по величине силой, - наибольшей длине сжатого элемента, измеряемой от центра узла до точки пересечения элементов.

Радиус инерции поперечного сечения после подстановки в формулу (2.15) значений момента инерции и площади для прямоугольного сечения шириной b и высотой h имеет следующие значения: максимальное $r_x = 0,289 \cdot h$, минимальное $r_y = 0,289 \cdot b$. Понятно, что при проверке устойчивости стержня с прямоугольным сечением нас должно интересовать минимальное значение радиуса инерции, т. е. максимальная гибкость стержня. Для круглого сечения $r = 0,25 \cdot d$.

2.2.7. Существуют ли ограничения для гибкости сжатых стержней? Как проверить несущую способность или подобрать сечение центрально-сжатого стержня?

Анализируя формулу (2.13) коэффициента продольного изгиба, можно увидеть, что очень гибкие стержни выйдут из строя при незначительных напряжениях и, таким образом, будут являться нерациональными. Поэтому Нормы проектирования устанавливают максимальные значения гибкости для стержней в зависимости от их назначения. Например, ответственные элементы (колонны, верхний пояс, опорные стойки и подкосы ферм) не должны иметь гибкость более 120, второстепенные элементы (элементы решетки сквозных конструкций и пр.) более 150, а сжатые элементы связей — более 200. Если это условие не выполняется, стержень считается непригодным для работы, несмотря на выполнение других условий (например, условия прочности).

Несущую способность N сжатого стержня, все размеры и способ закрепления концов которого известны, можно проверять по формуле:

$$N \leq \varphi \cdot F_{\text{расч}} \cdot R_c, \quad (2.17)$$

предварительно вычислив расчётную площадь сечения, гибкость и коэффициент устойчивости, а также расчётное сопротивление древесины сжатию для данных условий эксплуатации.

Подобрать сечение сжатого стержня за один прием, пользуясь формулой (2.11), нельзя, так как от его размеров зависит величина коэффициента продольного изгиба. Делают это одним из двух способов: путем

последовательных приближений (подбора размеров) или задаваясь предварительно значениями λ и φ . Например, для основных стержней в конструкциях эти величины могут составлять $\lambda = 80, \varphi = 0,5$; для неосновных стержней $\lambda = 120, \varphi = 0,2$; для элементов связей $\lambda = 180, \varphi = 0,1$. В любом случае подбор размеров сечения считается выполненным, когда

$$F_{\text{тр}} \geq \frac{N}{\varphi \cdot R_c} \quad (2.18)$$

2.2.8. Пример проверки прочности и устойчивости центрально-сжатой шарнирно-опертой стойки при известных усилиях, размерах сечения и условиях эксплуатации

Исходные данные: расчётное усилие $N_c = 78$ кН; материал-сосна второго сорта; класс условий эксплуатации (КУЭ) — 1.2; доля постоянных и длительных временных нагрузок — 90% от суммарной; коэффициент надёжности по назначению — $\gamma_n = 1,0$; общий вид и сечение стержня показаны на рис. 2.6. Рассчитываемый стержень является сжатым раскосом фермы.

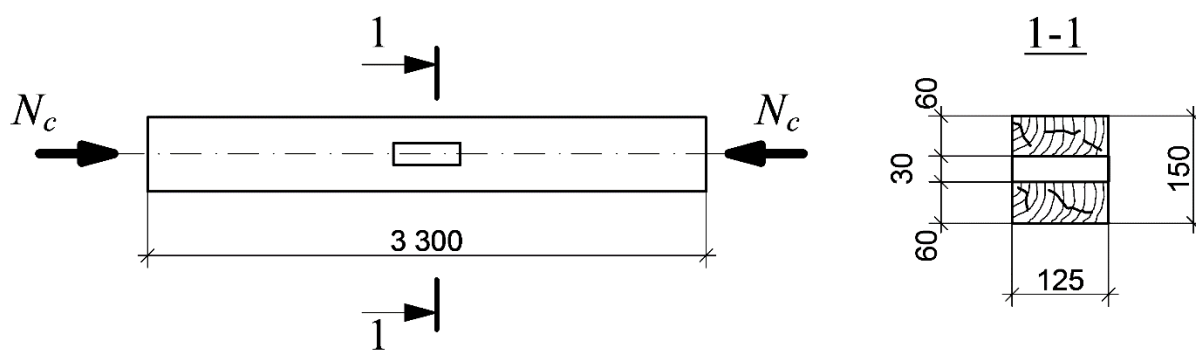


Рис. 2.6. К определению расчётной площади поперечного сечения сжатого стержня

Решение

Определяем гибкость стержня и сравниваем её с предельной по п.6.24 и табл. 17 [I]. Заметим, что по п.2, табл.17 раскос фермы может иметь гибкость не более 150.

$$\lambda = \frac{\mu_0 \cdot l}{r_{\min}} = \frac{1 \cdot 3,3}{0,289 \cdot 0,125} = 91,4 < 150,$$

здесь $\mu_0 = 1$ — коэффициент, зависящий от характера опирания концов стержня, п.6.23 [I], а раскосы в фермах крепятся, как правило, шарнирно.

Раскос имеет допустимую гибкость.

Определяются площади поперечного сечения раскоса брутто, нетто и расчётная:

$$F_{\text{нт}} = F_{\text{бр}} - F_{\text{осл}} = 1,875 \cdot 10^{-2} - 0,03 \cdot 0,125 = 1,5 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2,$$

$$F_{\text{бр}} = 0,125 \cdot 0,15 = 1,875 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2,$$

$$F_{\text{расч}} = F_{\text{бр}} = 1,875 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2.$$

Расчётная площадь равна площади брутто, так как ослабление не выходит на кромки элемента и площадь ослабления менее 25 % от $F_{\text{бр}}$ — п.6.2[I].

Вычисляется расчётное сопротивление древесины, сосны второго сорта, по табл. 3 и п.5.2 [1]:

$$R_c = R_{\text{табл}} \cdot m_v \cdot m_d = 14 \cdot 1 \cdot 0,8 = 11,2 \text{ МПа}.$$

Проверяется раскос на прочность (с учётом ответственности здания, для которого предназначена конструкция):

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{F_{\text{нт}}} = \frac{78 \cdot 10^3 \cdot 0,95}{1,5 \cdot 10^{-2}} = 4940000 \text{ Па} = 5,0 \text{ МПа} < 11,2 \text{ МПа} = R_c.$$

Вывод: Прочность раскоса обеспечена.

Проверяем раскос на устойчивость:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot F_{\text{расч}}} = \frac{78 \cdot 10^3 \cdot 0,95}{0,36 \cdot 1,875 \cdot 10^{-2}} = 10977777,2 \text{ Па} \approx 11,0 \text{ МПа} < 11,2 \text{ МПа} = R_c.$$

$$\text{Здесь } \varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{91,4^2} = 0,36, \text{ так как } \lambda > 70.$$

Вывод: Устойчивость раскоса обеспечена.

2.2.9. Определение прямоугольного сечения центрально-сжатого деревянного элемента на примере стойки каркаса здания

Исходные данные: стойка имеет шарнирное закрепление концов; длина стойки — 5,0 м; расчетная сила от действия постоянных и временных нагрузок приложена к верхнему концу стойки и равна $N_c = 70$ кН; материал — лиственница сибирская второго сорта; стойка эксплуатируется внутри отапливаемого помещения при $\varphi = 80\%$.

Решение

Из условия предельной гибкости ($\lambda_{\text{пр}} = 120$) определяется минимальный размер поперечного сечения стойки, табл. 17 и п. 6.24 [I]:

$$\mu_0 = 1,$$

$$b = \frac{\mu_0 \cdot l}{0,289 \cdot \lambda_{пр}} = \frac{5,0}{0,289 \cdot 120} = 0,144 \text{ м.}$$

В соответствии с сортаментом на пиломатериалы, ГОСТ 24450-80, принимается размер поперечного сечения 150мм.

Определяется второй размер поперечного сечения стойки:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{5,0}{0,289 \cdot 0,15} = 115,3 > 70;$$

$$\varphi = \frac{3000}{115,3^2} = 0,23; h = \frac{N}{\varphi \cdot b \cdot R_c} = \frac{70 \cdot 10^3}{0,23 \cdot 0,15 \cdot 14,58 \cdot 10^6} = 0,139 \text{ м.}$$

Здесь $R_c = R_{табл} \cdot m_{п} \cdot m_{в} \cdot m_{а} = 15 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 14,58 \text{ МПа.}$

Вывод: Сечение стойки принимается 150×150 мм.

2.2.10. Когда наступают предельные состояния для изгибаемого деревянного элемента? Как рассчитывают его? Как подобрать сечение или определить предельную (допустимую) нагрузку?

Предельные состояния в изгибаемом элементе могут наступить в следующих случаях: нормальные напряжения в сечениях от изгибающего момента, некасательные напряжения от поперечной силы достигнут величины расчетного сопротивления; произойдет выпучивание сжатой части сечения из плоскости изгиба (потеря устойчивости плоской формы изгиба); деформации элемента (прогиб в плоскости изгиба) превысят допустимые значения, установленные нормами. Изгибающий момент в изгибаемом элементе может быть вызван либо нагрузкой, приложенной перпендикулярно к его продольной оси, либо сосредоточенным крутящим моментом, приложенным в любой точке по длине элемента.

На изгиб в строительных конструкциях работают, как правило, балки, прогоны, доски настилов и им подобные элементы, испытывающие действие нагрузок, либо распределенных равномерно по их пролету, либо приложенных сосредоточенно в одной или нескольких точках. Величина внутренних усилий от любых нагрузок вычисляется по правилам строительной механики. Главной задачей при расчете является найти их максимальные значения при наименее выгоднейших сочетаниях реальных нагрузок.

Работа изгибаемого элемента при равномерно распределенной по пролету нагрузке, а также эпюры нормальных σ и касательных τ напряжений в нем представлены на рис. 2.7.

Расчёт изгибаемых элементов осуществляется по следующим условиям:

— на прочность по нормальным напряжениям

$$\frac{M}{W_{HT}} \leq R_{и}; \quad (2.19)$$

— на прочность по касательным напряжениям (по скалыванию)

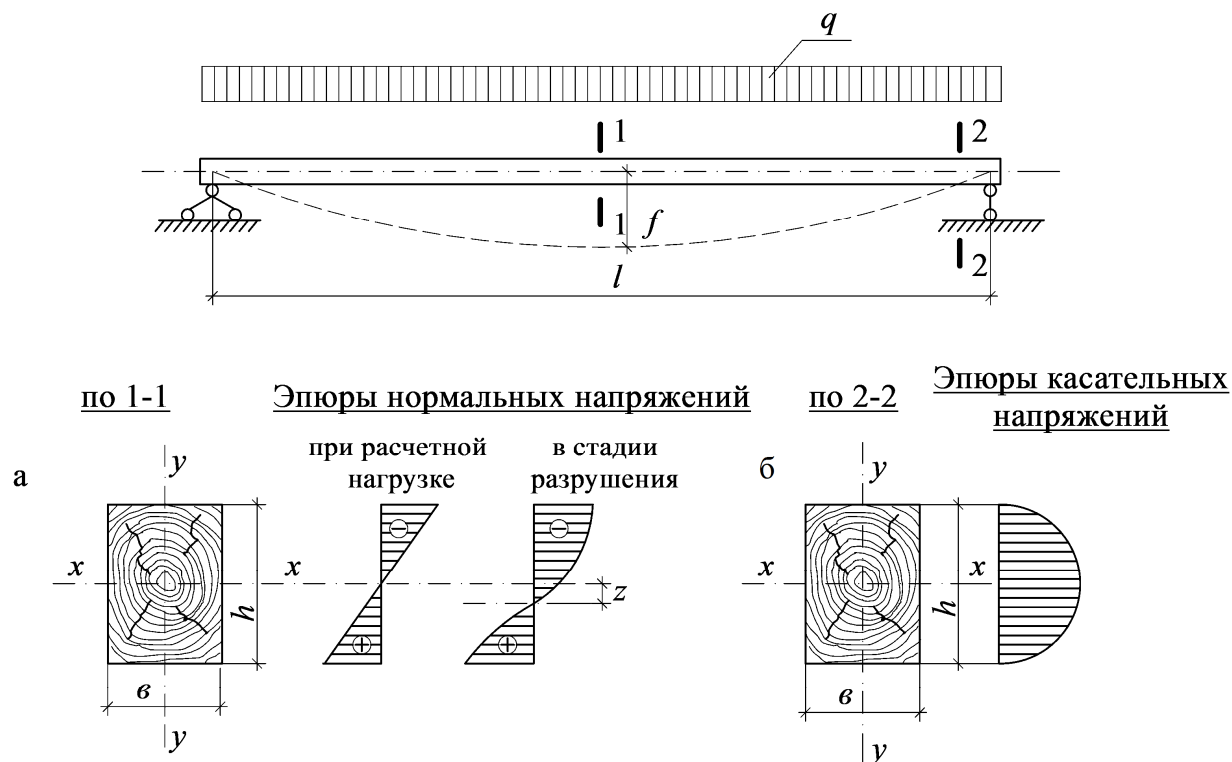


Рис. 2.7. Характер распределения нормальных и касательных напряжений в балке

$$\frac{Q \cdot S_{бр}}{I_{бр} \cdot b_{расч}} \leq R_{ск}; \quad (2.20)$$

— на устойчивость плоской формы изгиба

$$\frac{M}{\varphi_M \cdot W_{бр}} \leq R_{и}; \quad (2.21)$$

— на жёсткость (по допустимому прогибу)

$$f \leq f_{и}. \quad (2.22)$$

В приведённых выше формулах приняты следующие обозначения:

M и Q — изгибающий момент и поперечная сила в расчётном сечении элемента;
 W, I — соответственно момент сопротивления, момент инерции поперечного,

сечения элемента;

S — статический момент сдвигаемой части поперечного сечения относительно нейтральной оси;

φ_m — коэффициент устойчивости плоской формы изгиба;

$R_{и}, R_{ск}$ — расчётные сопротивления древесины соответственно изгибу и скалыванию;

$\frac{f}{l}, f_{и}$ — прогиб в долях пролёта и его допустимая величина;

$b_{расч}$ — расчётная ширина сечения.

Внутренние усилия (M и Q) для расчёта на прочность и устойчивость определяются от расчетных нагрузок, а для расчета на жесткость (по второй группе предельных состояний) — от нормативных.

Подбор сечения изгибаемого элемента по прочности может выполняться по формуле (2.19), если ее решить относительно требуемого момента сопротивления $W_{тр}$.

Последовательность решения задачи для прямоугольного или круглого сечений такова:

$$W_{тр} = \frac{M}{R_{и}}; h_{тр} = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{тр}}{b}},$$

или

$$b_{тр} = \frac{6 \cdot W_{тр}}{h^2}; d_{тр} = \sqrt[3]{10 \cdot W_{тр}}.$$

Для прямоугольного сечения после определения, требуемого момента сопротивления приходится задаваться одним из параметров сечения — шириной или высотой.

Предельно допустимая расчётная нагрузка $q_{пр.д.}$, которую может выдержать изгибаемый элемент по прочности, когда все его размеры известны, может быть вычислена из выражения (2.19), решенного относительно изгибающего момента. Например, однопролётная шарнирно опертая балка с размерами поперечного сечения $b \times h$ и пролетом l может выдержать равномерно распределенную нагрузку, определяемую в таком порядке:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}; M_{пр.д.} = W \cdot R_{и}; q_{пр.д.} = \frac{8 \cdot M_{пр.д.}}{l^2}.$$

Момент сопротивления круглого сечения диаметром D , соответственно, вычисляется по формуле $W = 0,1 \cdot D^3$.

2.2.11. Что представляет собой коэффициент устойчивости плоской формы изгиба? Как он вычисляется? Когда не требуется проверка устойчивости плоской формы изгиба?

Коэффициент устойчивости плоской формы изгиба φ_M имеет такой же смысл, как и коэффициент продольного изгиба (или коэффициент устойчивости для сжатых элементов), то есть имеет вид отношения критических напряжений к пределу прочности древесины. В упругой стадии расчета он может быть представлен формулой (25) [1]:

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot K_\Phi, \quad (2.23)$$

где: b — ширина поперечного сечения;

h — максимальная высота поперечного сечения на участке;

l_p — расстояние между опорными сечениями элемента или расстояние между точками закрепления сжатой кромки элемента от смещения из плоскости изгиба;

K_Φ — коэффициент, учитывающий влияние формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p элемента, определяемый по табл. E2, Приложения E [1] или табл.2, прил. 2 настоящего пособия.

Если значение коэффициента φ_M больше единицы, то проверка устойчивости плоской формы изгиба не требуется. При равномерно распределенных нагрузках на элемент это случается, когда отношение высоты сечения к его ширине не превышает, как правило, 6. Таким образом, элементы цельного сечения из брусьев (а тем более из бревен) не требуют проверки на устойчивость плоской формы изгиба. Для досок «на ребро» это может оказаться необходимым.

2.2.12. Как определяется прогиб изгибаемых элементов? Пример проверки жесткости балки и подбора сечения из условия жесткости

Наибольший прогиб шарнирно опертых и консольных изгибаемых элементов f , согласно Нормам проектирования [1], должен вычисляться с учетом влияния деформаций сдвига в поперечных сечениях от поперечной силы по формуле и не должен превышать величину $f_{ли}$

$$f = \frac{f_0}{K} \cdot \left[1 + C \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right] \leq f_{ли}, \quad (2.24)$$

где: f_0 — прогиб балки постоянного сечения с высотой без учета деформаций сдвига;

K — коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый равным 1,0 для балок постоянного сечения;

l — расчётный пролёт балок;

C — коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы (касательных напряжений).

Значения коэффициентов K и C для наиболее распространенных расчетных схем балок принимаются по табл. Е3, Приложения Е [1], а также по табл. 4 Приложения 2 настоящего пособия.

Если изгибаемый элемент имеет высоту сечения меньше $1/20$, приращение прогиба от сдвигов в сечениях не превышает 5% и им можно пренебречь. Для таких балок достаточно вычислить прогиб f_0 , чтобы сравнить его с допускаемой величиной.

Проверить жёсткость такой однопролетной балки прямоугольного сечения $b \times h$ пролётом l при шарнирном опирании концов и действии равномерно распределенной нагрузки q^H (кН/м) можно по формуле

$$\frac{f_0}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot I} \leq f_{и}, \quad (2.25)$$

где: момент инерции $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$, а модуль упругости древесины $E = 1 \cdot 10^4$ МПа.

Если относительный прогиб балки получается больше допустимой величины, то сечение её должно быть увеличено (как правило, это следует делать за счет высоты).

Если требуется подобрать сечение балки по жесткости, то формулу (2.25) следует решить относительно момента инерции, затем задаться шириной и вычислить минимальную допустимую высоту сечения:

$$I_{тр} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{\left[\frac{f}{l} \right] \cdot E}; \quad h_{тр} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{тр}}{b}}$$

2.2.13. Где возникают скалывающие напряжения при изгибе? Как осуществляется проверка балки на скалывание?

Скалывание при изгибе возникает от действия парных сдвигающих сил T , действующих в противоположных направлениях. Эти силы вызываются поперечными силами Q и по длине элемента имеют такой же характер распределения. При действии равномерно распределенной по пролёту балки нагрузки q в однопролётной шарнирно опертой балке поперечные силы достигают максимума у опор и имеют значение $Q = \frac{q \cdot l}{2}$. По высоте сечения скалывающие напряжения τ распределяются также неравномерно, достигая максимума в симметричных сечениях на нейтральной оси. У кромок сечения они равны нулю, а по ширине сечения — не изменяются (см. рис. 2.7б).

Проверка изгибаемых элементов на скалывание осуществляется по формуле (2.20), где Q — максимальная поперечная сила, $I_{бр}$ — момент инерции

всего поперечного сечения, $b_{\text{расч}}$ — ширина сечения на уровне слоя, по которому проверяется скалывание, $S_{\text{бр}}$ — статический момент сдвигаемой (скалываемой) части сечения относительно нейтральной оси.

$$\text{Для прямоугольного сечения } S = \frac{b \cdot h^2}{8}.$$

В большинстве изгибаемых деревянных элементов напряжения скалывания к моменту их разрушения от изгиба далеко не достигают предела прочности при скалывании (расчетного сопротивления скалыванию). Исключение составляют балки с большой жесткостью, а также балки, загруженные большими сосредоточенными силами вблизи опор.

2.2.14. Определение безопасных размеров сечение изгибаемого деревянного элемента на примере балки подвесного чердачного перекрытия

Исходные данные: условия эксплуатации — отапливаемое здание с относительной влажностью воздуха 55%; материал — сосновые брусья второго сорта; доля постоянных и длительных временных нагрузок от полной — 70%; пролет балок — 3,0 м, шаг — 1,2 м; полная нагрузка на чердачное перекрытие, включая собственный вес балок: нормативная $q^H = 1,5$ кПа, расчётная $q = 2,1$ кПа. Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 1,0$.

Решение

Определяется *линейная* равномерно-распределенная нагрузка, действующая на балки перекрытия:

— нормативная $1,500 \cdot 1,2 = 1,800$ кНм;

— расчётная $q = 2,100 \cdot 1,2 = 2,520$ кН/м.

Определяются расчётные сопротивления древесины сосны (п.1 а [1]): изгибу $R_{\text{и}} = R_{\text{таб}} = 13$ МПа; скалыванию при изгибе вдоль волокон $R_{\text{ск}} = R_{\text{таб}} = 1,5$ МПа.

Вычисляются изгибающий момент и поперечная сила при заданной схеме загрузки балки:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{2520 \cdot 3^2}{8} = 2835 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{2520 \cdot 3}{2} = 3780 \text{ Н}.$$

Из условия прочности по нормальным напряжениям находится требуемый момент сопротивления площади поперечного сечения балки

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{R_{\text{и}}} = \frac{2835}{13 \cdot 10^6} = 2,18 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Задаваясь шириной сечения балки $b = 60$ мм, определяем высоту балки

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{\text{тр}}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2,18 \cdot 10^{-4}}{0,06}} = 0,148 \text{ м.}$$

Размеры поперечного сечения балки принимаются согласно ГОСТ 24454-80 стандартными: $b \times h = 60 \times 150$ мм.

Проверяется принятое сечение балки на прочность по касательным напряжениям

$$\frac{1,5 \cdot Q}{b \cdot h} = \frac{1,5 \cdot 3780}{0,06 \cdot 0,15} = 630000 \text{ Па} = 0,63 \text{ МПа} < 1,6 \text{ МПа.}$$

Вывод: Условие прочности по касательным напряжениям, удовлетворяется.

Проверка устойчивости плоской формы деформирования может не производиться, так как

$$\varphi_{\text{м}} = 140 \cdot \frac{b^2}{l_{\text{р}} \cdot h} \cdot K_{\text{ф}} = 140 \cdot \frac{6^2}{300 \cdot 1,5} \cdot 1,13 = 1,255 > 1.$$

Прогиб балок при $l/h = 300/15 = 20 > 15$ можно определить без учёта

сдвига волокон от касательных напряжений, то есть по формуле (2.24) при $K = 1$. Согласно табл.Е.1, приложения Е [2], предельный прогиб для балок перекрытий пролетом 3,0 м равен

$$f_{\text{н}} = \frac{1}{150} \cdot l = \frac{3}{150} = 0,02 \text{ м.}$$

Прогиб балки составляет величину:

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^{\text{н}} \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1500 \cdot 3^4}{1 \cdot 10^{10} \cdot 4,69 \cdot 10^{-5}} = 3,37 \cdot 10^{-3} = 0,0034 \text{ м.}$$

$$\text{Здесь } I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{6 \cdot 15^3}{12} = 1690 \text{ см}^4 = 1690 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Таким образом, условие (2.2)

$f = 0,0034 \text{ м} < 0,02 \text{ м} = f_{\text{н}}$ выполняется и жёсткость обеспечена.

2.2.15. Что такое косой изгиб? Как проверить прочность и жёсткость такого элемента? Каким должно быть рациональное сечение элемента?

Косым изгибом называется случай, когда направление действия изгибающих балку внешних сил не совпадает ни с одной из главных осей ее поперечного сечения. Примером такого элемента строительных конструкций может служить прогон покрытия, опирающийся на верхние пояса треугольных

ферм (рис.2.8,а). При расчете таких элементов пользуются методом разложения расчетной нагрузки, действующей на элемент, на два направления, перпендикулярные главным осям сечения. Далее расчёт ведется от каждой нагрузки независимо, а нормальные напряжения складываются. Эти суммарные напряжения и сравниваются с расчетным сопротивлением R . Проверка прочности элемента, работающего на кривой изгиб, производится по формуле

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_{и}. \quad (2.26)$$

Изгибающие моменты в прогоне, названном выше и работающем по однопролётной схеме на равномерно распределенную нагрузку q , равны

$$M_x = \frac{q_x \cdot l^2}{8}; M_y = \frac{q_y \cdot l^2}{8}.$$

Эти изгибающие моменты воспринимаются моментами сопротивления сечения соответственно:

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6}; W_y = \frac{h \cdot b^2}{6}.$$

Прогиб прогона:

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq f_{и}. \quad (2.27)$$

Сечение элементов, работающих на кривой изгиб, рекомендуется подбирать так, чтобы отношение высоты сечения к ширине при проверке на прочность равнялось $\frac{h}{b} = ctg\alpha$, а при проверке на жёсткость это отношение равнялось бы $\frac{h}{b} = \sqrt{ctg\alpha}$.

Во всех случаях необходимо принимать меры по уменьшению или исключению скатной составляющей изгибающего момента M_y , используя настилы, горизонтальные связи по стропилам и другие элементы крыши.

Если условия (2.26) и (2.27) выполняются, прочность и жесткость прогона обеспечена. На скалывание такие элементы, как правило, не проверяются.

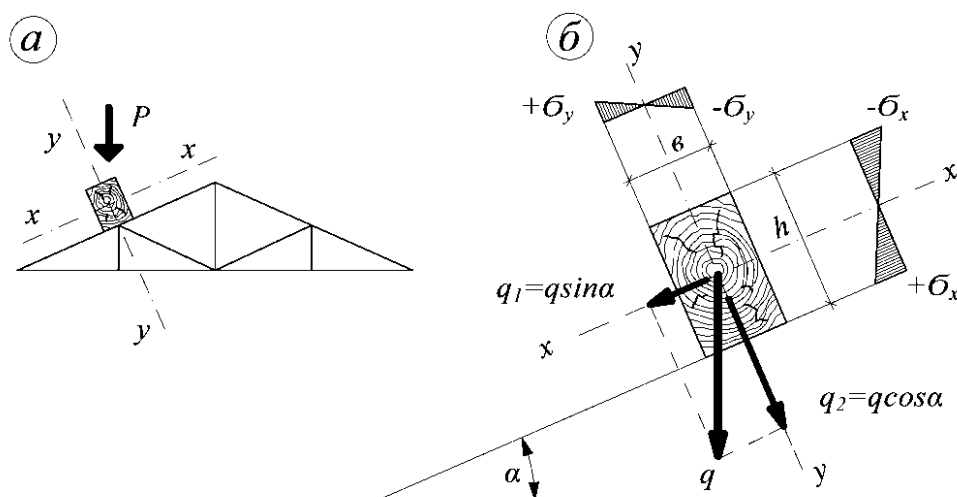


Рис. 2.8. Прогон, работающий на косо́й изгиб: а- общий вид; б- разложение силы на составляющие

2.2.16. Пример проверки прочности и жёсткости деревянного элемента, работающего на косо́й изгиб

Исходные данные: прогоны кровли опираются на верхние пояса треугольных ферм, имеющих уклон $\alpha=18^\circ 24'$ с шагом 1,0 м; материал — еловые брусья второго сорта; сечение $b \times h = 150 \times 225$ мм; шаг ферм — 6,0 м; полная нагрузка на поверхности покрытия: нормативная — $q^H = 1750$ Па, расчётная — $q = 2800$ Па; ТВУЭ — Б2; коэффициент надёжности по назначению — $\gamma_n = 1,0$

Решение

В данной задаче линия действия нагрузки не совпадает с главными осями сечения прогона — имеет место случай косо́го изгиба, см. рис. 2.8 выше.

По табл. 3 и п. 5.2 [1] находится расчётное сопротивление древесины изгибу $R_{из} = R_{табл} = 15$ МПа (все коэффициенты условий работы равны 1,0).

Раскладывается действующая на прогон нагрузка по направлениям главных осей сечения:

$$\text{нормативная } q_y^H = q^H \cdot \sin \alpha = 1750 \cdot 0,3156 = 552,3 \text{ Па,}$$

$$q_x^H = q^H \cdot \cos \alpha = 1750 \cdot 0,9489 = 1660,58 \text{ Па,}$$

$$\text{расчётная } q_y' = q \cdot \sin \alpha = 2800 \cdot 0,3156 = 883,68 \text{ Па,}$$

$$q_x' = q \cdot \cos \alpha = 2800 \cdot 0,9489 = 2656,92 \text{ Па.}$$

С учётом коэффициента надёжности по назначению определяются расчётные составляющие линейной нагрузки:

$$q_y = 883,68 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 883,68 \frac{\text{Н}}{\text{м}},$$

$$q_x = 2656,92 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 2656,92 \frac{\text{Н}}{\text{м}}.$$

Определяются изгибающие моменты относительно осей x и y от составляющих нагрузки q_x и q_y :

$$M_x = \frac{q_x \cdot l^2}{8} = \frac{2656,92 \cdot 6^2}{8} = 11956,14 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

$$M_y = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = \frac{883,68 \cdot 6^2}{8} = 3976,56 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Вычисляются моменты сопротивления площади сечения относительно главных осей сечения:

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,15 \cdot 0,225^2}{6} = 1,27 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3,$$

$$W_y = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{0,225 \cdot 0,15^2}{6} = 8,44 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Производится проверка прогона на прочность:

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_{\text{н}}.$$

$$\frac{11956,14}{1,27 \cdot 10^{-3}} + \frac{3976,56}{8,44 \cdot 10^{-4}} = 9414283,5 + 4711564,0 = 14125847,5 \text{ Па} = 14,2 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа}.$$

Вывод: Условие прочности выполняется.

Производится проверка прогона на жесткость (прогиб) из условия:

$$f \leq f_{\text{н}}.$$

Прогиб прогона f с учётом деформаций сдвига от поперечной силы определяется по формуле

$$f = \frac{f_0}{K} \cdot \left[1 + C \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right],$$

где: $K = 1$; $C = 15,4 + 3,8 \cdot \beta = 19,2$. Здесь $\beta = 1$.

$$\left[1 + C \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right] = \left[1 + 19,2 \cdot \left(\frac{0,225}{6} \right)^2 \right] = 1,027;$$

$$\left[1 + C \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right] = \left[1 + 19,2 \cdot \left(\frac{0,15}{6} \right)^2 \right] = 1,01.$$

Полученные цифры показывают, что для данной балки сдвиги в сечениях увеличивают прогиб не более, чем на 2,7%, то есть практически не влияют на прогиб, так как отношение длины пролёта к высоте сечения прогона существенно больше обозначенной выше величины «15»: $\left(\frac{l}{h} = 26,7 > 15 \right)$.

Поэтому прогиб прогона f_0 вычисляем как геометрическую сумму прогибов относительно каждой из осей сечения

$$f = \sqrt{f_{0x}^2 + f_{0y}^2},$$

$$f_{0x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_x^H \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1660,58 \cdot 6^4}{1 \cdot 10^{10} \cdot 1,4 \cdot 10^{-4}} = 2 \cdot 10^{-2} \text{ м};$$

$$f_{0y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y^H \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{552,3 \cdot 6^4}{1 \cdot 10^{10} \cdot 6,3 \cdot 10^{-5}} = 1,5 \cdot 10^{-2} \text{ м}.$$

$$\text{Здесь } I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,15 \cdot 0,225^3}{12} = 1,4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4,$$

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,225 \cdot 0,15^3}{12} = 6,3 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4,$$

$$f = \sqrt{0,002^2 + 0,015^2} = \sqrt{6,25 \cdot 10^{-4}} = 2,5 \cdot 10^{-2} \text{ м},$$

$$f = 0,025 \text{ м} < 0,04 \text{ м} = f_{\text{н}}.$$

Здесь $f_{\text{н}} = \frac{l}{150} = \frac{6}{150} = 0,04 \text{ м}$ (табл. Е.1, СНиП 2.01.07-85 или СП20.13330-2011).

Вывод: Условие жёсткости для прогона выполняется, сечение достаточно.

2.2.17. Как рассчитываются растянуто-изгибаемые стержни?

Если стержень наряду с продольной растягивающей силой испытывает действие изгибающего момента, то его называют растянуто-изгибаемым. При этом неважно, чем вызван изгибающий момент — поперечной нагрузкой или внецентренным приложением продольной силы. Схема работы такого элемента показана на рис. 2.9. Такие элементы, как и центрально-растянутые, имеют лишь одно предельное состояние — по прочности, когда нормальные напряжения достигают предела прочности (расчетного сопротивления)

древесины и проверяются по формуле, суммирующей напряжения от растяжения и изгиба:

$$\frac{N}{F_{нт}} + \frac{M \cdot R_p}{W_{нт} \cdot R_{и}} \leq R_p. \quad (2.28)$$

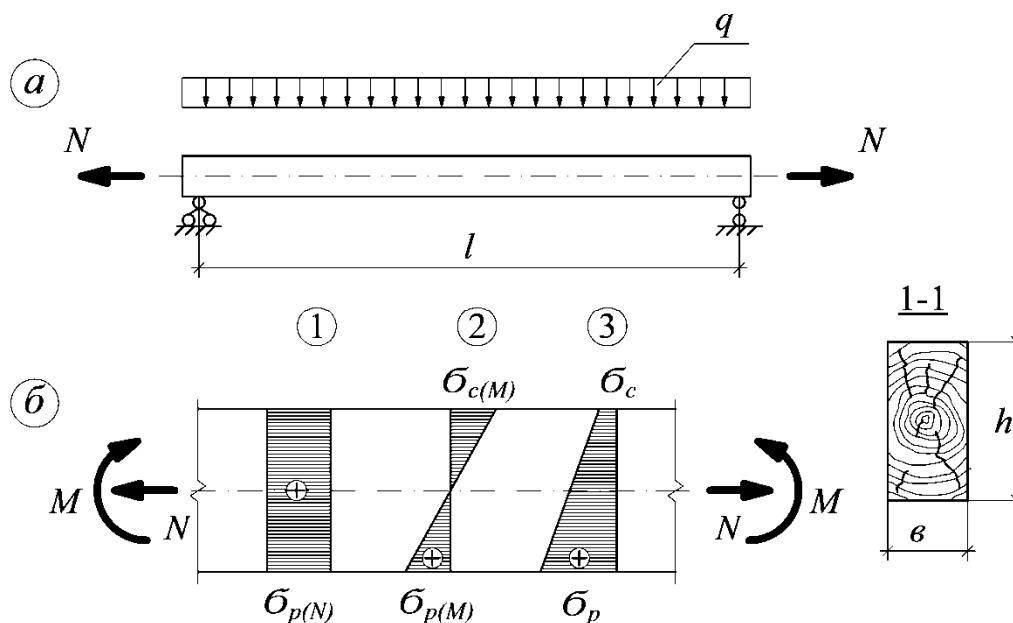


Рис. 2.9. Растянуто-изогнутый элемент (а), нормальные напряжения (б) в нем от продольной силы «1», поперечной нагрузки «2» и суммарные напряжения «3»

Растягивающая сила, действующая в растянуто-изгибаемом элементе, уменьшает величину изгибающего момента от поперечных нагрузок, так как увеличение прогиба увеличивает эксцентриситет между осью элемента в середине длины и осью приложения силы, а значит, увеличивает разгружающий изгибающий момент. В запас прочности этот разгружающий момент не учитывается. В формуле (2.28) отношение $\frac{R_p}{R_{и}}$ можно считать коэффициентом приведения расчётного сопротивления изгибу к расчетному сопротивлению растяжению.

Примером растянуто-изгибаемых элементов может служить нижний пояс деревянных ферм, имеющий внеузловую нагрузку, например, от подвесного потолка или от собственного веса.

2.2.18. Проверка прочности растянуто-изогнутого элемента, эксплуатируемого в конструкции неотопливаемого здания

Исходные данные: относительная влажность воздуха в здании $\varphi = 80\%$; материал элемента — сосна второго сорта; элемент воспринимает действие продольной растягивающей и поперечной в середине пролета сил, расчетное значение которых равно соответственно 120 кН и 2,5 кН; сечение элемента

$b \times h = 125 \times 175$ мм; расчётный пролёт 3,0 м; здание не ответственное и $\gamma_n = 1,0$; доля постоянных нагрузок не более 80% от полных.

Решение

Определяются расчётные сопротивления древесины сосны:

— на растяжение вдоль волокон $R_p = R_{\text{табл}} = 7$ МПа;

— на изгиб $R_{\text{и}} = R_{\text{табл}} = 15$ МПа (табл. 3 и п.5.2 [1]).

Определяются расчётная площадь $F_{\text{расч}}$ и расчётный момент сопротивления сечения элемента:

$$F_{\text{расч}} = F_{\text{бр}} = 0,125 \cdot 0,175 = 2,10 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2,$$

$$W_{\text{расч}} = W_{\text{бр}} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,125 \cdot 0,175^2}{6} = 6,39 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Вычисляется расчётный изгибающий момент:

$$M = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{2,5 \cdot 10^3 \cdot 3}{4} = 1875 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Производится проверка напряжений из условия:

$$\frac{N}{F_{\text{нт}}} + \frac{M}{W_{\text{нт}}} \cdot \frac{R_p}{R_{\text{и}}} \leq R_p;$$

$$\frac{120 \cdot 10^3}{2,19 \cdot 10^{-2}} + \frac{1875}{6,39 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{7 \cdot 10^6}{15 \cdot 10^6} = 547945,2 + 1369327 = 6848779 \text{ Па} = 6,85 \text{ МПа} < 7,0 \text{ МПа}.$$

Прочность элемента обеспечена.

2.2.19. Проверка прочности растянутого деревянного элемента с односторонним вырезом, выполненным в процессе эксплуатации

Исходные данные: основное сечение элемента 200x200 мм; материал — ель 1-го сорта; КУЭ — 1.2; доля постоянных нагрузок в суммарных расчётных — 85%, расчётное значение растягивающего усилия - 110 кН; коэффициент надёжности по назначению — $\gamma_n = 1,0$.

Решение

Во-первых, определяем, что элемент вследствие несимметричного ослабления стал растянуто-изгибаемым.

Определяется расчётное сопротивление древесины растяжению и изгибу по табл. 3, 4 и п. 3.2 [1]:

$$R_{\text{и}} = R_{\text{табл}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{д}} / \gamma_n = 15,0 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 1 / 1,0 = 10,8 \text{ МПа},$$

$$R_p = R_{\text{табл}} \cdot m_b \cdot m_d \cdot m_0 / \gamma_n = 10,0 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 0,8 \cdot 1 / 1,0 = 5,76 \text{ МПа.}$$

Определяем величину образовавшегося плеча сил за счет выреза от продольной силы: $M = 110 \cdot 10^3 \cdot 0,03 = 3300 \text{ Н} \cdot \text{м}$.

Вычисляется расчётная площадь и момент сопротивления поперечного сечения в месте ослабления (в расчётном сечении):

$$F_{\text{расч}} = F_{\text{нт}} = 0,2 \cdot (0,2 - 0,06) = 2,8 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2;$$

$$W_{\text{расч}} = W_{\text{бр}} = \frac{(h - 20,06)^2}{6} = \frac{0,2 \cdot 0,14^2}{6} = 6,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Проверяется прочность элемента в расчётном сечении по формуле (2.28)

$$\frac{110 \cdot 10^3}{2,8 \cdot 10^{-2}} + \frac{3300 \cdot 5,76 \cdot 10^6}{6,5 \cdot 10^{-4} \cdot 10,8 \cdot 10^6} = 3,93 + 2,70 = 6,63 \text{ МПа} > 5,76 \text{ МПа} = R_p.$$

Вывод: Прочность сечения не удовлетворяется. Элемент требует усиления.

2.2.20. Что такое сжато-изгибаемые стержни? Какие предельные состояния в них могут возникнуть и как они рассчитываются?

Если стержень наряду с продольной сжимающей силой испытывает действие изгибающего момента, то его называют сжато-изгибаемым. При этом существуют различные случаи возникновения изгибающего момента (показано на рис. 2.10). Его могут создать поперечные нагрузки, внецентренно приложенная продольная сила или кривизна самого элемента, загруженного продольной силой. В результате действия внешних нагрузок в сечениях сжато-изгибаемого стержня возникают три вида нормальных напряжений: сжимающие от продольной силы $\sigma_1 = N/F$; изгибные от поперечной нагрузки или внешнего момента $\sigma_2 = M/W$ и изгибные от продольной силы после деформирования оси стержня, вызванного либо поперечной нагрузкой, либо действием внешнего момента, $\sigma_3 = \frac{N \cdot \Delta f}{W}$ (рис. 2.11). Здесь Δf — эксцентриситет приложения продольной силы, образовавшейся после изгиба стержня.

В инженерной практике напряжения σ_3 учитываются введением в расчёт понятия «изгибающий момент, вычисленный по деформированной схеме — M_d » или *изгибающий момент, вычисленный с учетом дополнительного изгибающего момента, возникшего от продольной силы после изгиба стержня*. Предельные состояния в сжато-изгибаемых стержнях наступают, если нормальные напряжения в их сечениях достигают величины расчётного сопротивления древесины или величины критических напряжений, когда может произойти выпучивание сжатой кромки из плоскости изгиба, а также если их деформации достигнут предельных значений, установленных нормами.

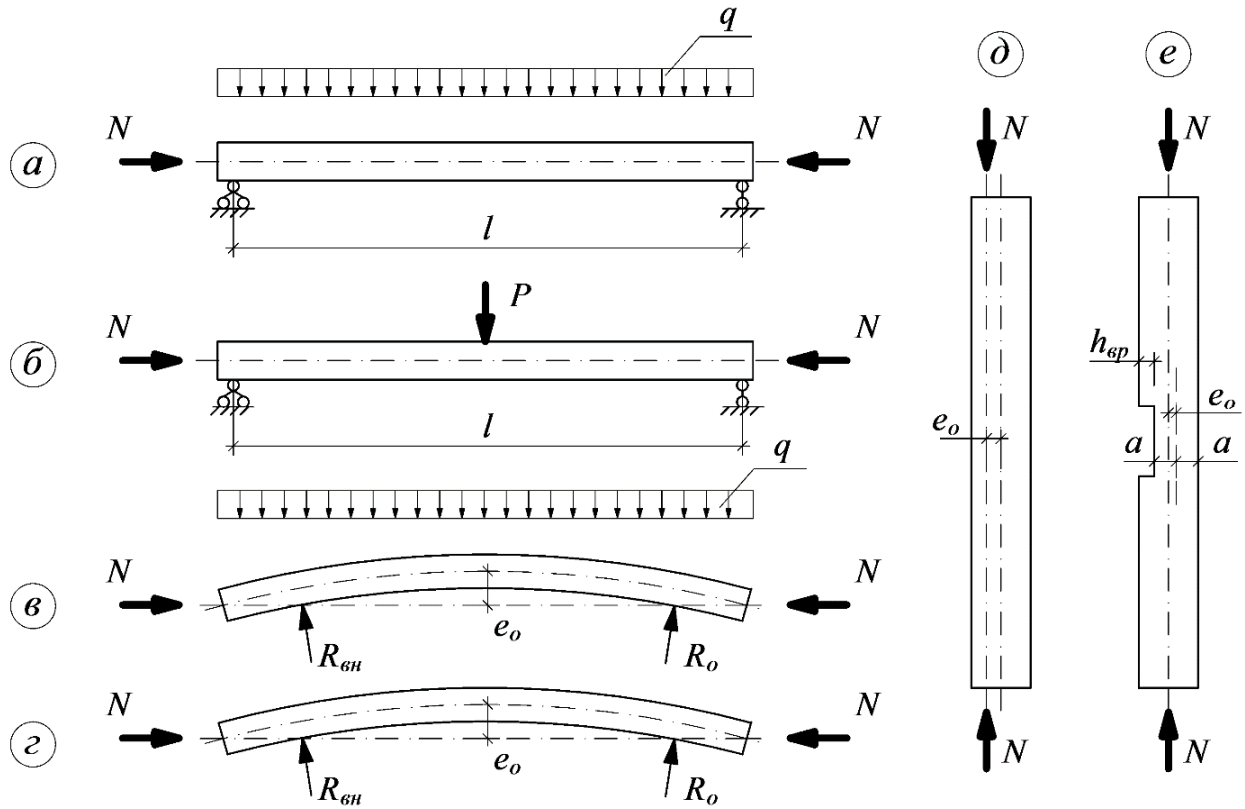


Рис. 2.10. Варианты сжато-изогнутых стержней

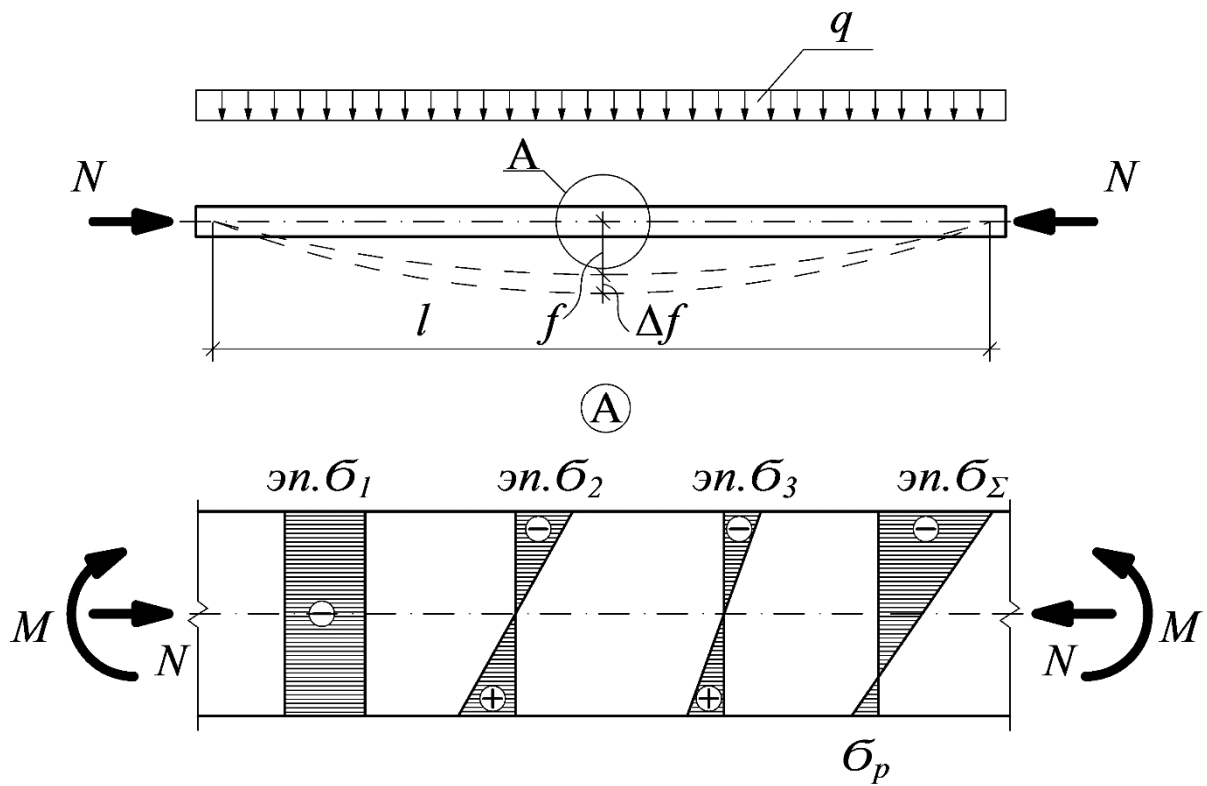


Рис. 2.11. Пример сжато-изогнутого элемента с напряжениями σ_1, σ_2 и σ_3

Проверка прочности их по нормальным напряжениям производится по формуле:

$$\frac{N}{F_{\text{расч}}} + \frac{M}{W_{\text{расч}}} \leq R_c, \quad (2.29)$$

а устойчивость плоской формы изгиба проверяется по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot R_c \cdot F_{\text{бр}}} + \left(\frac{M_d}{\varphi_m \cdot R_{\text{и}} \cdot W_{\text{бр}}} \right)^n \leq 1. \quad (2.30)$$

Прогиб сжато-изгибаемого элемента Нормы проектирования [1] предлагают вычислять путем деления прогиба от изгибающего момента (формула 2.24) на коэффициент ξ , то есть

$$f_N = \frac{f}{\xi}. \quad (2.31)$$

Расчёт внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов на прочность по скалыванию следует выполнять по формуле:

$$\frac{Q \cdot S'_{\text{бр}}}{I_{\text{бр}} \cdot b_{\text{рас}}} + \Delta\tau \leq R_{\text{ск}}, \quad (2.32)$$

где: $\Delta\tau = \frac{0,75 \cdot N \cdot e}{b \cdot h^2}$;

Q - расчётная поперечная сила;

N - расчётная продольная сила;

$S'_{\text{бр}}$ - статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси;

$I_{\text{бр}}$ - момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси;

$b_{\text{рас}}$ и $h_{\text{рас}}$ - расчётные ширина и высота сечения элемента;

e - эксцентриситет передачи усилия N ;

$R_{\text{ск}}$ - расчётное сопротивление скалыванию при изгибе;

Значение коэффициента ξ вычисляется по формуле (2.36).

2.2.21. Порядок определения изгибающего момента по деформированной схеме и коэффициента ξ

Выше было введено понятие изгибающего момента, вычисленного по деформированной схеме — M_d . Однако понять его смысл проще, если подразумевать под M_d изгибающий момент, вычисленный с учетом

дополнительного изгибающего момента от продольной силы, возникающего после изгиба стержня. Дополнительный изгибающий момент не может быть вычислен обычными инженерными способами, поэтому учитывается в расчете через эмпирический коэффициент ξ . Значит, ξ — это коэффициент, учитывающий возникновение дополнительного изгибающего момента в сжато-изгибаемом стержне от продольной силы после изгиба стержня. Нормы [1] предлагают три случая вычисления M_d для шарнирно опертых элементов: при симметричных эпюрах изгибающих моментов параболического, синусоидального, полигонального и близкого к ним очертаний:

$$M_d = \frac{M}{\xi}; \quad (2.33)$$

— при эпюрах изгибающих моментов, имеющих форму однозначного равнобедренного треугольника или прямоугольника,

$$M_d = \frac{M}{\xi \cdot K_H}; \quad (2.34)$$

— при несимметричных эпюрах изгибающих моментов любой формы

$$M_d = \frac{M_c}{\xi_c} + \frac{M_k}{\xi_k}; \quad (2.35)$$

Эмпирическая формула для вычисления ξ имеет следующий вид:

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N}{3000 \cdot F_{бр} \cdot R_c}; \quad (2.36)$$

Здесь приняты следующие обозначения, не встречающиеся ранее:

K_H — коэффициент, учитывающий влияние на величину дополнительного изгибающего момента характера распределения по длине элемента основного изгибающего момента

$$K_H = \alpha_H + \xi \cdot (1 - \alpha_H); \quad (2.37)$$

где: α_H — коэффициент, равный при треугольной эпюре 1,22, а при прямоугольной — 0,81; значения его для этих и других случаев приведены в табл. 3, Приложения 2 нашего Пособия;

M_c и M_k — изгибающие моменты в расчетном сечении элемента от симметричной и кососимметричной составляющих нагрузки, действующей на элемент;

ξ_c и ξ_k — соответствующие значения ξ ; первый вычисляется на всей длине элемента, второй — на половине этой длины.

Пример несимметричного загрузения сжато-изгибаемого элемента

сосредоточенной силой P , а также способ его разложения на симметричное и кососимметричное и построение соответствующих эпюр изгибающих моментов M_c и M_k показаны на рис. 2.12.

2.2.22. Формула (2.35) справедлива только тогда, когда при разложении эпюры M симметричная эпюра и кососимметричная эпюра (на половине длины) имеют форму, близкую к параболе или прямоугольнику. Как поступать, если эти эпюры имеют другую форму?

Если симметричная и кососимметричная эпюры имеют прямоугольную, треугольную или любую другую форму, то каждое из слагаемых формулы (2.35) приобретает вид, аналогичный формуле (2.34), согласно которой ξ_c и ξ_k следует умножить на K_H :

$$M_d = \frac{M_c}{K_{HC} \cdot \xi_c} + \frac{M_k}{K_{HK} \cdot \xi_k}. \quad (2.38)$$

Значения K_{HC} и K_{HK} для симметричной и кососимметричной эпюры вычисляются по формуле (2.37), а коэффициенты α_{HC} и α_{HK} принимаются по табл. 3 Приложения 2 настоящего пособия. Когда в пределах каждой половины есть асимметрия эпюры, производить дальнейшее разложение ее на симметричную и кососимметричную не следует, поскольку погрешность при этом незначительна.

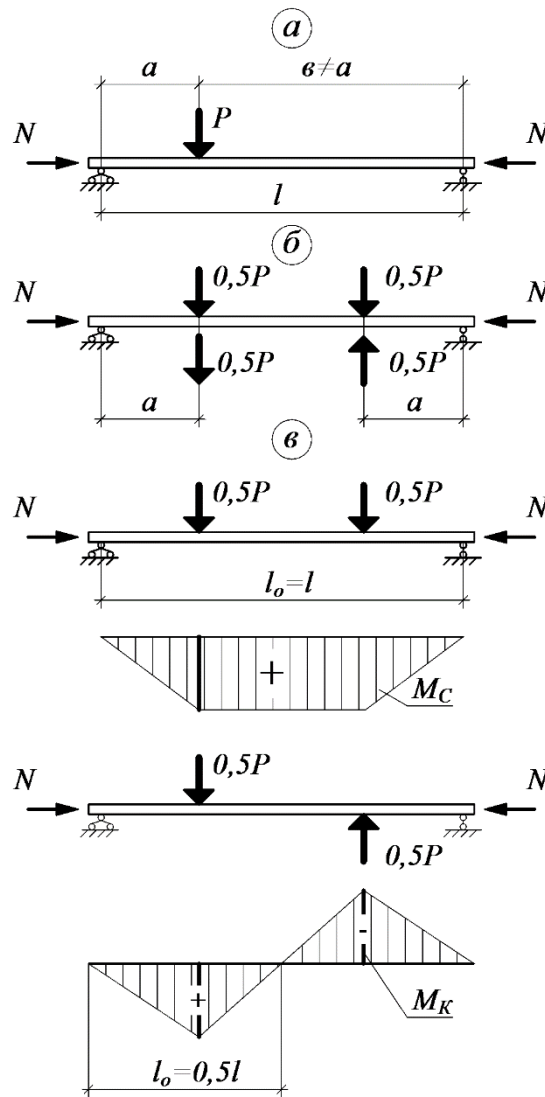


Рис. 2.12. Пример разложения несимметричной эпюры M на симметричную и кососимметричную

При разнозначной эпюре моментов разложение её производят в следующем порядке: сначала расчленяют её на положительную и отрицательную, а затем, если одна из них или обе несимметричны, производят разложение их на симметричную и кососимметричную. Пример такого разложения приведен на рис. 2.13.

2.2.23. Вычисление в общем виде изгибающего момента M_0 для сжато-изгибаемого элемента

Исходные данные: элемент загружен продольной силой N и поперечной силой P , приложенной на расстоянии « a » от левой опоры.

Решение

Разложим силу P на две по $0,5P$ и добавим две силы по $0,5P$, направленные навстречу друг другу, поместив их на расстоянии a от правой опоры, как это показано на рис. 2.12, б. Теперь две силы по $0,5P$, расположенные симметрично, используем для симметричного нагружения, а другие две, направленные в противоположные стороны, — для кососимметричного нагружения, как это показано на рис. 2.12, в.

Вычислим изгибающие моменты M_C и M_K для недеформированной схемы:

$$M_C = 0,5 \cdot P \cdot \alpha, M_K = 0,5 \cdot P \cdot \frac{a \cdot b}{l}.$$

Теперь вычислим значения коэффициентов K_{HC} и K_{HK} , поскольку форма эпюр после разложения трапецевидная и треугольная (см. табл. 3 Приложения 2).

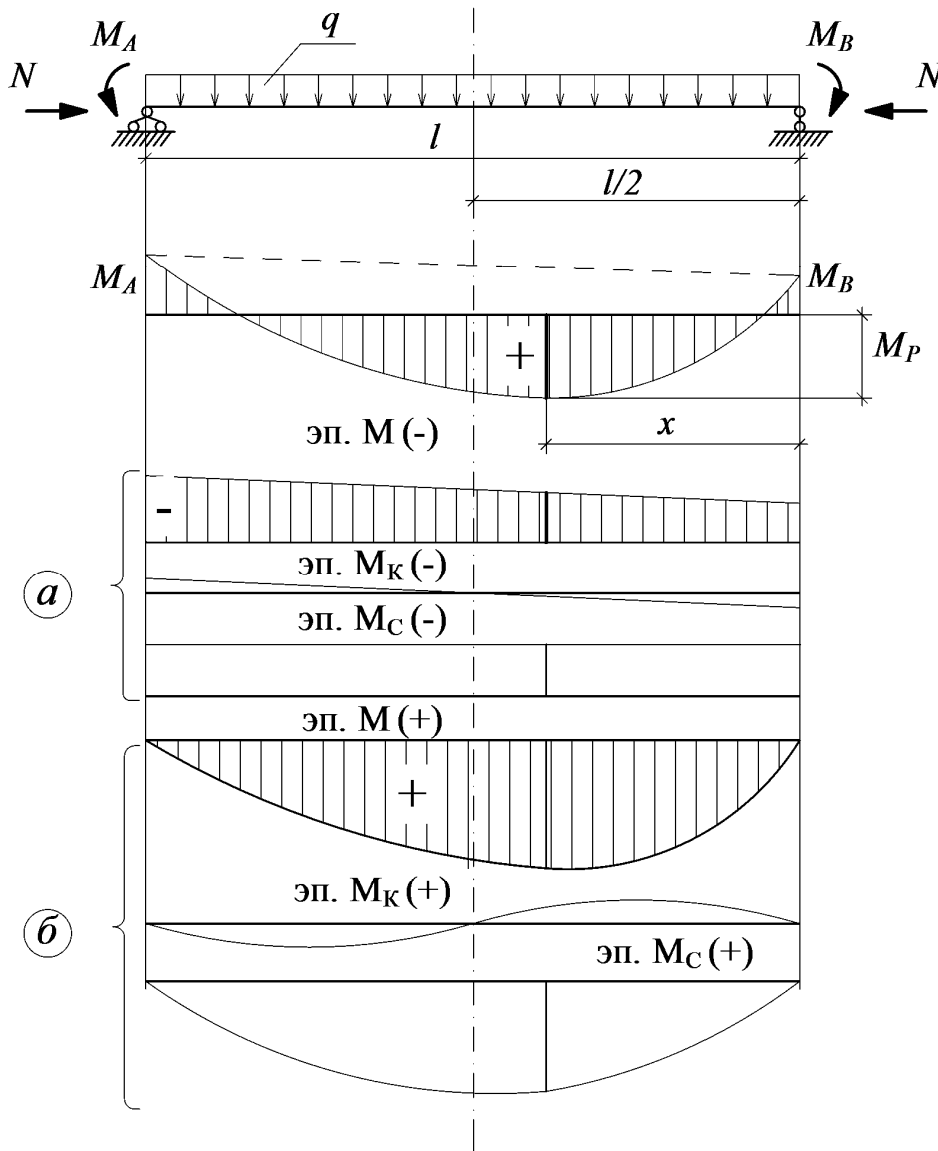


Рис. 2.13. Пример разложения несимметричной двухзначной эпюры M

$$K_{\text{HC}} = \alpha_{\text{H}} + \xi_{\text{C}} \cdot (1 - \alpha_{\text{H}}) = \frac{2,44}{3 - \frac{4 \cdot a^2}{l^2}} + \xi_{\text{C}} \cdot \left(1 - \frac{2,44}{3 - \frac{4 \cdot a^2}{l^2}}\right)$$

$$K_{\text{HK}} = \alpha_{\text{H}} + \xi_{\text{K}} \cdot (1 - \alpha_{\text{H}}) = 1,22 + \xi_{\text{K}} \cdot (1 - 1,22)$$

$$\text{Здесь } \xi_{\text{C}} = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N}{3000 \cdot F_{\text{бп}} \cdot R_{\text{C}}} = 1 - \frac{\frac{l}{r_{\text{K}}} \cdot N}{3000 \cdot F_{\text{бп}} \cdot R_{\text{C}}};$$

$$\xi_{\text{K}} = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N}{3000 \cdot F_{\text{бп}} \cdot R_{\text{C}}} = 1 - \frac{\frac{0,5 \cdot l}{r_{\text{K}}} \cdot N}{3000 \cdot F_{\text{бп}} \cdot R_{\text{C}}}.$$

Подставив эти выражения в формулу (2.38), получим значение $M_{\text{д}}$.

2.2.24. Вычислите в общем виде момент по деформированной схеме $M_{\text{д}}$ для элемента, приведенного на рис. 2.14, А

Для данного элемента эпюра изгибающих моментов от поперечной нагрузки q положительна (однозначно) и имеет параболическое очертание. Такое же очертание, но с отрицательным знаком, имеют эпюры изгибающих моментов от приложения продольной силы N , рис.2.14, Б и В.

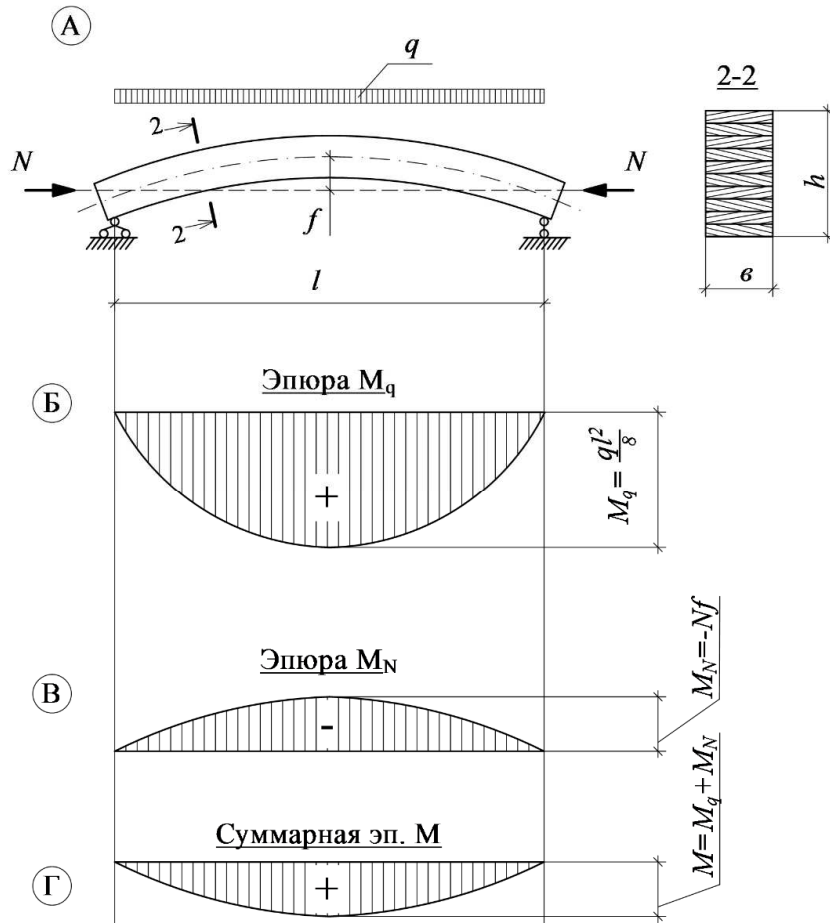


Рис. 2.14. Пример вычисления M_d для кривого сжато-изогнутого стержня. Здесь эпюра симметричная

Для шарнирно опертого элемента при однозначной симметричной эпюре изгибающих моментов параболического очертания (рис. 2.14, Г) M_d определяется по формуле:

$$M_d = \frac{1}{\xi} \cdot (M_q - M_N) = \frac{1}{\xi} \cdot \left(\frac{q \cdot l^2}{8} - N \cdot f \right),$$

где: ξ — коэффициент, учитывающий дополнительный изгибающий момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определенным по (2.36).

2.2.25. Вычислите в общем виде момент по деформированной схеме M_d для элемента, показанного на рис. 2.15, А

Для приведенного элемента суммарная эпюра изгибающих моментов разнозначна, симметрична, имеет параболическое очертание (рис. 2.15,б). Момент по деформированной схеме для данного случая можно определить, разложив суммарную эпюру изгибающих моментов на положительную параболического очертания и отрицательную прямоугольного очертания (рис.2.15, Б и В).

$$\text{При этом, } M_d = M_{d1} + M_{d2} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot \xi} + \left(-\frac{N \cdot l}{K_H \cdot \xi} \right),$$

где: $K_H = \alpha_H + \xi \cdot (1 - \alpha_H) = 0,81 + 0,19 \cdot \xi$;
 α_H — см. табл. 3 Приложения 2;
 ξ — см. формулу (2.36).

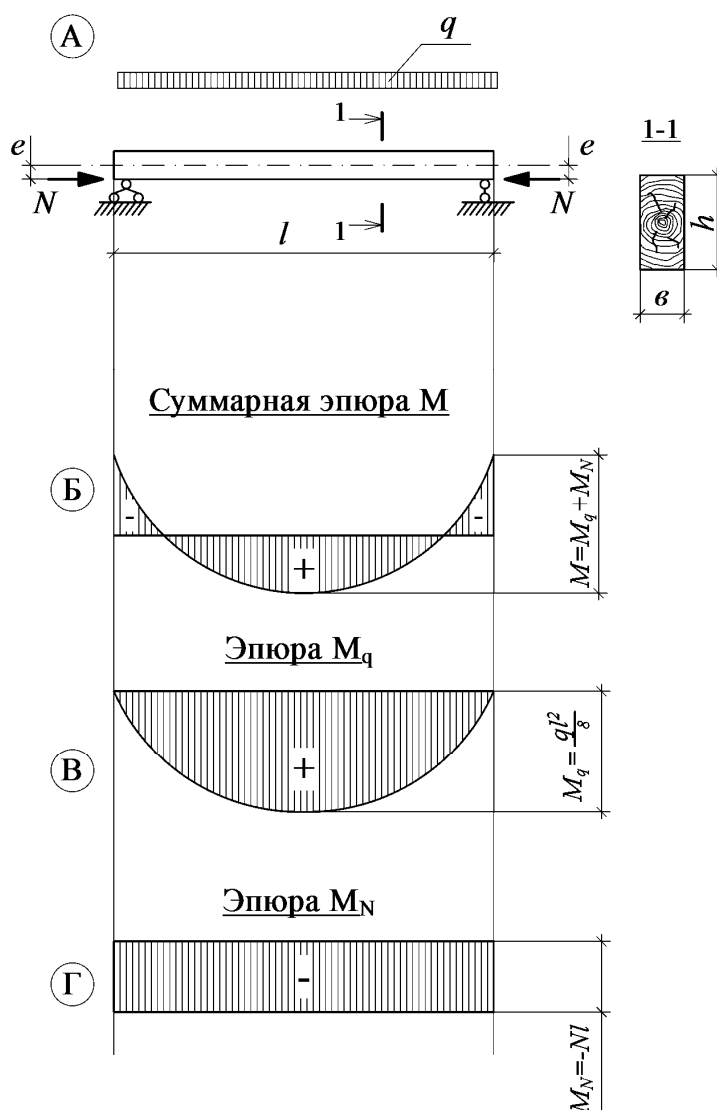


Рис. 2.15. Пример вычисления M_d при двухзначной симметричной эюре изгибающих моментов: А- расчётная схема; Б- суммарная эюра; В- эюра от поперечной нагрузки; Г- эюра от М от продольной силы после изгиба стержня

2.3. Расчёт клеёных элементов

2.3.1. Каковы особенности расчёта клеёных деревянных элементов? Перечислите их и поясните

Особенности расчёта клеёных деревянных элементов определяются не столько фактом склеивания сечения из досок, поскольку клеевые швы считаются неподатливыми, а сечение рассматривается как монолитное, но с особенностями их формы и качественными особенностями клеёной древесины.

Во-первых, клеёная древесина отличается от цельной более высокой

прочностью, что объясняется отсутствием в одном сечении крупных дефектов (например, сучков), распиленных при получении досок и попавших при склеивании в разные участки элемента по длине. Причем чем тоньше слои, тем прочнее клееная древесина. Этот факт учитывается умножением расчетного сопротивления древесины на коэффициент $m_{сл}$, равный для толщины слоев 33 мм — 1,0, для слоев толщиной 26 мм — 1,05, для слоев толщиной 19 мм — 1,1.

Во-вторых, сечение клеёных элементов может иметь значительные размеры и тогда расчетное сопротивление древесины умножается на коэффициент m_d , изменяющийся от 1,0 до 0,8 при увеличении высоты элемента от 50 до 120 см.

В-третьих, клеёные элементы могут иметь криволинейную форму, что учитывается умножением расчетного сопротивления на коэффициент $m_{гн}$, зависящий от отношения толщины слоя к радиусу его кривизны. Правила пользования этими коэффициентами отражены в п. 5.2 и табл. 9-12 Норм проектирования [1].

Из клеёной древесины могут изготавливаться элементы переменной высоты сечения, увеличивающейся по мере приближения к месту действия наибольших изгибающих моментов. Это, как правило, изгибаемые (балки) или сжато-изгибаемые элементы (арки, рамы). Иногда могут встретиться также центрально нагруженные колонны переменной жёсткости. В приближенных расчётах переменную жёсткость клеёных элементов учитывают введением в расчётные формулы проверки устойчивости эмпирических коэффициентов:

— при центральной сжатии $K_{ЖН}$, принимаемый по табл.Е.1 Приложения Е [1];

— при изгибе $K_{ЖМ}$ — при отсутствии раскреплений растянутой от момента кромки и дополнительно $K_{ПМ}$ — при наличии таких раскреплений. Первый принимается по табл.Е.2, Приложения Е, второй — по формуле (39) Норм проектирования [1];

— при сжатии с изгибом $K_{ЖН}$ и $K_{ЖМ}$, умножаемые соответственно на коэффициенты φ_y и φ_m . В данном пособии, коэффициенты $K_{ЖН}$ и $K_{ЖМ}$ приведены в табл. 1 и 2 Приложения 2 соответственно.

Гнутоклееные элементы, работающие на изгиб (например, балки с криволинейной нижней гранью), кроме обычных проверок на прочность, устойчивость и жесткость, должны подвергаться проверке на радиальные растягивающие напряжения. Максимальные их значения для балки сечением $b \times h$ от расчётного изгибающего момента M равны

$$\sigma_{90} = \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{r \cdot b \cdot h} = \frac{1,5 \cdot M}{r \cdot F_{бр}} \quad (2.39)$$

и не должны превышать величину расчетного сопротивления клееной древесины, растяжению поперек волокон $R_{p.90} = (0,15 - 0,1)$ МПа (для древесины сосны первого-второго сорта).

Клеёные деревянные балки переменной высоты (например, двускатные

или горизонтальные односкатные балки покрытий) отличаются тем, что максимальное значение изгибающего момента в них не совпадает с местом действия максимальных напряжений, поэтому прежде чем проверять балку на прочность, приходится специально находить сечение с максимальными нормальными напряжениями. Например, в двускатных балках прямоугольного сечения, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, расчетное сечение находится на расстоянии от опоры, равном

$$X = \frac{l}{2} \cdot \frac{h_{\text{оп}}}{h}, \quad (2.40)$$

где: h — высота балки в середине пролёта;
 $h_{\text{оп}}$ — высота балки в опорном сечении.

2.3.2. Покажите на примере, как проверяется несущая способность и жесткость изгибаемого клееного деревянного элемента с постоянным прямоугольным сечением, если известны конструктивное решение и величина распределенных по площади нагрузок

Исходные данные: рассмотрим клеёную деревянную балку покрытия промышленного здания (КУЭ-А1); высота помещений 6 м; полная нагрузка на покрытие с учетом собственного веса балки равна: нормативная $q^H = 1500$ Па, расчётная — $q = 2100$ Па; сечение балки $b \times h = 135 \times 1300$ мм; материал балки — сосновые доски второго сорта; сжатые кромки балки имеют сплошное раскрепление плитами покрытия; расчётный пролёт балки $l = 11,6$ м; шаг балок $B = 6,0$ м; коэффициент надёжности по назначению $\gamma_n = 1,0$.

Решение

По табл. 3 и п. 3.2[1] определяются расчётные сопротивления древесины сосны второго сорта, изгибу и скалыванию:

$$R_{\text{и}} = R_{\text{табл}} \cdot m_{\text{б}} \cdot m_{\text{сл}} = 15 \cdot 0,8 \cdot 1,05 = 12,6 \text{ МПа},$$

$$R_{\text{ск}} = R_{\text{табл}} \cdot m_{\text{сл}} = 1,5 \cdot 1,05 = 1,58 \text{ МПа}.$$

Вычисляют необходимые геометрические характеристики поперечного сечения:

$$F_{\text{нт}} = b \times h = 0,176 \text{ м}^2; W_{\text{бр}} = W_{\text{нт}} = \frac{b \cdot h^2}{6} = 3,8 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3;$$

$$I_{\text{бр}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 2,47 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4; S_{\text{бр}} = \frac{b \cdot h^2}{8} = 3,71 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3.$$

Определяется линейная равномерно распределенная нагрузка, включающая собственную массу балки:

$$\text{— нормативная } q^H = 1500 \cdot 6 = 9000 \frac{\text{Н}}{\text{м}};$$

$$\text{— расчётная } q = 2100 \cdot 6 = 12600 \frac{\text{Н}}{\text{м}}.$$

Определяются изгибающий момент и поперечная сила при заданной схеме загрузки балки:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{12600 \cdot 11,6^2}{8} = 211932 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{12600 \cdot 11,6}{2} = 73080 \text{ Н}.$$

Производится проверка балки на прочность:

— по нормальным напряжениям

$$\frac{M}{W_{\text{расч}}} \leq \frac{R_{\text{и}}}{\gamma_n}; \frac{211932}{3,8 \cdot 10^{-2}} = 5577157,9 \text{ Па} = 5,6 \text{ МПа} < \frac{R_{\text{и}}}{\gamma_n} = \frac{12,6}{1,0} = 12,6 \text{ МПа},$$

— по касательным напряжениям

$$\frac{1,5 \cdot Q}{b \cdot h} \leq \frac{R_{\text{ск}}}{\gamma_n}; \frac{1,5 \cdot 73080}{0,135 \cdot 1,3} = 624615,38 \text{ Па} = 0,62 \text{ МПа} < \frac{R_{\text{ск}}}{\gamma_n} = \frac{1,58}{1,0} = 1,58 \text{ МПа}.$$

Поскольку верхняя сжатая кромка балок имеет сплошное раскрепление, проверка на устойчивость плоской формы деформирования не производится.

Проверяется балка на жесткость из условия (2.2)

$$f \leq f_{\text{и}}.$$

Согласно табл. 19 [3], для клеёных балок покрытия пролетом 12 м при высоте помещения до 6,0 м $f_{\text{и}} = \frac{1}{250} \cdot l$.

Прогиб f изгибаемых элементов определяется с учетом деформаций сдвига от поперечной силы (п. 4.33 [1]) по формуле:

$$f = \frac{f_0}{K} \cdot \left[1 + C \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right],$$

где: $K = 1$; $C = 15,4 + 3,8 \cdot \beta = 19,2$ здесь $\beta = 1$.

$$1 + C \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 = 1 + 19,2 \cdot \left(\frac{1,3}{11,6} \right)^2 = 1,2,$$

f_0 — прогиб балки без учета деформаций сдвига от поперечной силы. Для данной схемы загрузки балки:

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^{\text{н}} \cdot l^4}{E \cdot I_{\text{бр}}}$$

Подставляя значения $q^{\text{н}}$, l , E и $I_{\text{бр}}$ в формулу f_0 , получим

$$f_0 = \frac{5 \cdot 9000 \cdot 11,6^4}{384 \cdot 10^{10} \cdot 2,47 \cdot 10^{-2}} = 0,00859 \text{ м},$$

$$f_{\text{и}} = \frac{l}{250} = \frac{11,6}{250} = 0,0464 \text{ м}; f = 1,2 \cdot 0,00859 = 0,0103 \text{ м};$$

$$f = 0,0103 \text{ м} < f_{\text{и}} = 0,0464 \text{ м}.$$

Несущая способность балки по нормальным и касательным напряжениям обеспечена. Условие жёсткости соблюдается.

2.3.3. Пример определения предельной нагрузки на деревянную балку из условия прочности и жёсткости при известных размерах и её расположении в конструкциях здания

Исходные данные: балка эксплуатируется в покрытии отапливаемого складского здания с высотой помещений 6 м и ТВУЭ-А2; сечение балки $b \times h = 160 \times 1300$ мм; $W_{бр} = W_{нт} = 4,51 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3$; $I_{бр} = 2,93 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4$; $S_{бр} = 3,38 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3$; материал — сосновые доски второго сорта; $\gamma_n = 1,0$; расчётный пролёт, $l = 17,6$ м; толщина слоёв - 2,6см.

Решение

Согласно табл. 3 и п.5.2 [I], определяются расчётные сопротивления древесины сосны:

— по изгибу

$$R_{и} = R_{табл} \cdot m_{б} \cdot m_{сл} = 15 \cdot 0,8 \cdot 1,05 = 12,6 \text{ МПа},$$

— скалыванию при изгибе вдоль волокон

$$R_{ск} = R_{табл} \cdot m_{сл} = 1,5 \cdot 1,05 = 1,58 \text{ МПа}.$$

Определяются изгибающий момент и поперечная сила при заданной схеме загрузки балки:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = q \cdot \frac{17,6^2}{8} = 38,72 \cdot q,$$

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = q \cdot \frac{17,6}{2} = 8,8 \cdot q.$$

Подставляя значения M , $R_{и}$, $W_{расч}$ и γ_n в формулу проверки прочности балки по нормальным напряжениям, определяем допустимую нагрузку

$$\frac{M}{W_{расч}} = \frac{R_{и}}{\gamma_n}; \frac{38,72 \cdot q}{4,51 \cdot 10^{-2}} = \frac{12,6 \cdot 10^6}{1,0};$$

$$858,54 \cdot q = 12600000;$$

$$q_{\sigma} = \frac{12600000}{858,54} = 14676,08 \frac{\text{Н}}{\text{м}} \approx 14,0 \text{ кН}.$$

Подставляя Q , $R_{ск}$, b , h , γ_n в формулу проверки прочности балки по касательным напряжениям, определяем допустимую нагрузку из условия скалывания

$$\frac{1,5 \cdot Q}{b \cdot h} = \frac{R_{ск}}{\gamma_n}; \frac{1,5 \cdot 8,8}{0,16 \cdot 1,3} \cdot q = \frac{1,58 \cdot 10^6}{0,95},$$

$$63,46 \cdot q = 1663157,8,$$

$$q_{\tau} = \frac{1663157,8}{63,46} = 26207,9 \frac{\text{Н}}{\text{м}}$$

Условие жёсткости изгибаемых элементов выражается формулой
 $f \leq f_{и}$.

В соответствии с табл. 5 Приложения (для $l = 18$ м) $f_{и} \approx 1/280 \cdot l$.

$$f = \frac{f_0}{K} \cdot \left[1 + C \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right],$$

где: $K = 1$; $C = 15,4 + 3,8 \cdot \beta = 19,2$ здесь $\beta = 1$.

$$1 + C \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 = 1 + 19,2 \cdot \left(\frac{1,3}{17,6} \right)^2 = 1,1;$$

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot I_{\text{бп}}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot 17,6^4}{1 \cdot 10^{10} \cdot 2,93 \cdot 10^{-2}} = 4,26 \cdot 10^{-6} \cdot q^H;$$

$$f = 1,1 \cdot f_0 = 1,1 \cdot 4,26 \cdot 10^{-6} \cdot q^H = 4,69 \cdot 10^{-6} \cdot q^H.$$

Приравняв f и $f_{и}$, определяем допустимую линейную нормативную нагрузку на балку из условия жёсткости:

$$\frac{l}{280} = 4,69 \cdot 10^{-6} \cdot q^H,$$

$$q_f^H = \frac{17,6}{280 \cdot 4,69 \cdot 10^{-6}} = 13402,4 \frac{\text{Н}}{\text{м}} \approx 13,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Из условия прочности на данную балку может быть допущена линейная расчетная равномерно распределенная нагрузка $q = 15,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$.

Из условия жёсткости допустимая линейная нормативная нагрузка на балку составляет $q^H = 13,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$.

2.3.4. Как рассчитываются на прочность и устойчивость клеёные сжатые стержни переменного сечения?

Клеёные сжатые стержни с переменной по длине высотой поперечного сечения (при постоянной ширине) рассчитываются на прочность по формуле (2.10). При этом значение площади нетто $F_{\text{нт}}$ вычисляется для сечения с минимальной высотой. Проверка устойчивости стержня в плоскости изменения высоты сечения должна учитывать переменную жесткость элемента, поэтому формула (2.11) приобретает следующий вид:

$$\frac{N}{F_{\text{расч}} \cdot \varphi_{\text{п}} \cdot K_{\text{жN}}} \leq R_c. \quad (2.41)$$

Здесь $K_{\text{жN}}$ — коэффициент, учитывающий переменность высоты поперечного сечения по длине элемента и принимаемый по табл. 1 Приложения 2.

Коэффициент продольного изгиба вычисляется по формуле:

$$\varphi_{\text{п}} = \frac{3000}{\lambda_{\text{п}}^2}, \text{ если } \lambda_{\text{п}} > 70, \quad (2.42)$$

или

$$\varphi_{\text{п}} = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda_{\text{п}}}{100} \right)^2, \text{ если } \lambda_{\text{п}} > 70. \quad (2.43)$$

Здесь гибкость принимается по максимальному сечению, для которого $r_x = 0,289 \cdot h_{\text{max}}$.

Проверка устойчивости в плоскости постоянной ширины сечения производится по обычной формуле (2.11).

2.3.5. Как рассчитываются на прочность и устойчивость плоской формы деформирования изгибаемые клеёные балки переменного сечения?

Особенностью изгибаемых элементов переменной высоты является несовпадение сечения с максимальным изгибающим моментом, с сечением где действуют максимальные нормальные напряжения. Расстояние до этого сечения от левой опоры находится из общего) выражения для нормальных напряжений

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{q \cdot x \cdot \frac{l}{2} - \frac{q \cdot x^2}{2}}{b \cdot (h_0 + x \cdot \text{tg} \alpha)^2 / 6} = \frac{6 \cdot q \cdot x \cdot (l - x)}{2 \cdot b \cdot (h_0 + x \cdot \text{tg} \alpha)^2}.$$

Приравняв нулю выражение, полученное после дифференцирования, и сделав некоторые преобразования, найдем:

$$X = \frac{l}{2} \cdot \frac{h_{\text{оп}}}{h} \text{ (см. формулу 2.40).}$$

Расчёт элемента на прочность по нормальным и касательным напряжениям производится по формулам (2.19) и (2.20).

Первый — в сечении x высотой h_x , второй — в опорном сечении высотой $h_{\text{оп}}$. Проверка устойчивости плоской формы деформирования для балок прямоугольного сечения осуществляется по формулам:

$$\frac{M}{\varphi_M \cdot W_{бр}} \leq R_{и}; \quad (2.44)$$

$$\varphi_{M(п)} = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h \cdot m_{б}} \cdot K_{\phi} \cdot K_{жМ}, \quad (2.45)$$

где: M — максимальный изгибающий момент на свободной длине l_p ;

$W_{бр}$ — максимальный момент сопротивления брутто на рассматриваемом участке l_p ;

l_p — свободная длина (расстояние между точками раскрепления сжатой кромки от выхода из плоскости изгиба — связями, прогонами или ребрами плит покрытия, а если таковых нет, то расстояние между опорами);

b — ширина сечения элемента;

K_{ϕ} — коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p ;

$K_{жМ}$ — коэффициент, учитывающий изменение жесткости по длине элемента, не имеющего

- раскреплений плоскости по растянутой от момента M кромке или при числе подкреплений;
- растянутой кромки менее четырех (если $m \geq 4$, то $K_{жМ} = 1$);

h — максимальная высота поперечного сечения на длине l_p .

Коэффициенты K_{ϕ} и $K_{жМ}$ приведены в табл. 2 Приложения. Если на участке l_p растянутая кромка закреплена из плоскости изгиба, значения $\varphi_{M(п)}$ или φ_M , определенные по формулам (2.45 или 2.23), следует умножать на коэффициент $K_{пМ}$, равный

$$K_{пМ} = 1 + \left(0,142 \cdot \frac{l_p}{h} + 1,76 \cdot \frac{h}{l_p} + 1,4 \cdot \alpha_p - 1 \right) \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1}, \quad (2.46)$$

где: α_p — центральный угол в радианах, определяющий участок элемента кругового очертания (например, для арки); для прямолинейного элемента $\alpha_p = 0$. При числе точек закрепления растянутой кромки на участке l_p

$$m \geq 4 \text{ величина } \frac{m^2}{m^2 + 1} = 1.$$

Устойчивость плоской формы деформирования балок двутаврового сечения следует проверять в тех случаях, когда $l_p > 7 \cdot b$ (b — ширина сжатого пояса), по формуле

$$\frac{M}{\varphi_y \cdot W_{бр}} \leq R_c, \quad (2.47)$$

где: φ_y — коэффициент продольного изгиба сжатого пояса из плоскости изгиба;

R_c — расчётное сопротивление древесины сжатию.

Проверка жесткости изгибаемых элементов переменной высоты производится по формуле (2.24).

2.3.6. Как рассчитываются на прочность, устойчивость и жёсткость сжато-изгибаемые клееные элементы переменного сечения?

Проверку прочности сжато-изгибаемого элемента переменной высоты производят по формуле (2.29). Изменение жесткости по длине элемента учитывается введением коэффициента $K_{жN}$ в формулу ξ , которая приобретает следующий вид:

$$\xi_{п} = 1 - \frac{\lambda_{п} \cdot N}{3000 \cdot K_{жN} \cdot R_c \cdot F_{бр}}, \quad (2.48)$$

Здесь $F_{бр}$ и $\lambda_{п}$ — принимаются по сечению с максимальной высотой;

$K_{жN}$ — коэффициент, принимаемый по табл. 1 Приложения.

Проверка устойчивости производится по формуле

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot K_{жM} \cdot R_c \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M_d}{\varphi_{M(п)} \cdot R_{и} \cdot W_{бр}} \right)^n \leq 1, \quad (2.49)$$

где: φ_y — коэффициент продольного изгиба для участка, элемента в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба;

$K_{жM}$ — коэффициент, принимаемый так же, как для φ_M (см. формулу 2.45);

$F_{бр}$ и $W_{бр}$ — площадь и момент сопротивления брутто, принимаемые для сечения с максимальной высотой;

$\varphi_{M(п)}$ — коэффициент устойчивости плоской формы изгиба, вычисляемый по формуле (2.45);

R_c и $R_{и}$ — соответственно расчётные сопротивления древесины сжатию и изгибу;

n — показатель, принимаемый равным 2, если растянутая кромка элемента не имеет раскреплений, и равным 1 — если имеет.

На скалывающие напряжения проверка прочности производится по формуле (2.32), где $\xi = \xi_{п}$. Последний вычисляется по формуле (2.48). Если на участке длиной l_p растянутая кромка элемента закреплена из плоскости

деформирования, значения коэффициента $\varphi_{M(n)}$ следует дополнительно умножить на коэффициент $K_{пМ}$, вычисляемый по формуле (2.46), а коэффициент φ_y — на коэффициент $K_{пN}$, равный

$$K_{пN} = 1 + \left[0,75 + 0,06 \cdot \left(\frac{l_p}{h} \right)^2 + 0,6 \cdot \alpha_p \cdot \frac{l_p}{h} - 1 \right] \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1}. \quad (2.50)$$

Если в формуле (2.49) оба коэффициента (φ_y и $\varphi_{M(n)}$) больше единицы, то проверка устойчивости плоской формы изгиба не требуется.

2.4. Расчёт элементов составного сечения на податливых связях

2.4.1. Назовите основные виды элементов составного сечения на податливых связях. Дайте им классификацию

В практике строительства нашли применение некоторые виды составных элементов, образованных в результате сплачивания двух и более элементов (бревен, брусьев или досок). Сплачивание, как правило, осуществляется на болтах или пластинчатых нагелях, хотя могут быть использованы и другие податливые связи (металлические зубчатые пластины, гвозди, шпонки, колодки).

Изгибаемые элементы отличаются от элементов, работающих на сжатие или сжатие с изгибом, тем, что выполняются на пластинчатых дубовых (или березовых) нагелях, поскольку основной задачей сплачивания в них является обеспечение восприятия значительных сдвигающих сил на плоскости сплачивания при минимальной деформативности. Сжатые и сжато-изгибаемые стержни составного сечения решаются, как правило, на болтах или гвоздях. Изгибаемые элементы выполняют из двух или трех брусьев (бревен), плотно притянутых друг к другу. Сжатые составные стержни применяют следующих трех типов:

— стержни-пакеты — все их ветви оперты по концам и воспринимают сжимающее усилие, а расстояние между связями по длине стержня, как правило, не превышает семи толщин ветви, то есть ($l_b \leq a$) (рис. 2.16, а);

— стержни с короткими прокладками — ветви каждого стержня раздвинуты и соединены между собой короткими прокладками, воспринимают сжимающее усилие и опираются по концам (рис. 2.16, б);

— стержни, часть ветвей которых не опирается по концам — сплошные прокладки или накладки не доходят до концов стержня и поэтому не воспринимают сжимающее усилие, однако увеличивают жесткость стержня (рис. 2.16, в).

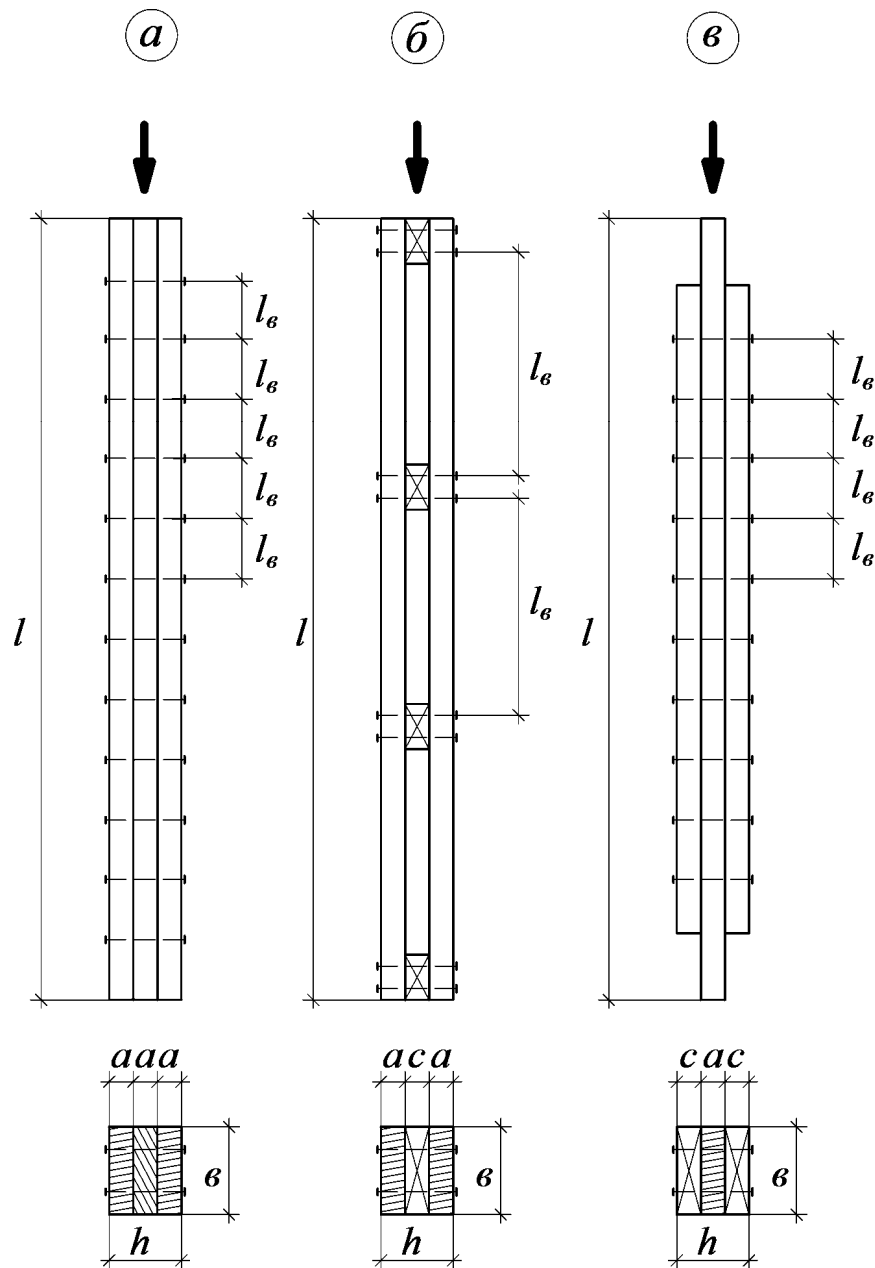


Рис. 2.16. Стержни-пакеты на податливых связях: а- стержни-пакеты; б- стержни с короткими прокладками; в- стержни, часть ветвей которых не опирается по концам

2.4.2. Чем отличается расчёт составных центрально-сжатых стержней от расчёта стержней цельного сечения?

Если посмотреть на поперечное сечение стержня с короткими прокладками (рис. 2,17), то легко понять главное отличие составных стержней от цельных. Оно в следующем: если момент инерции или момент сопротивления поперечного сечения составного стержня вычислять относительно главной оси « $x-x$ », то эти моменты не будут отличаться от таковых для цельного сечения шириной $2a$ и высотой b . Такого нельзя сказать, если рассматривать геометрические характеристики сечения относительно главной оси « $y-y$ ». Здесь приходится учитывать явление податливости

соединений на границе сплачивания, приводящее к взаимным сдвигам отдельных ветвей стержня относительно друг друга. Другими словами, гибкость стержня в плоскости, перпендикулярной плоскостям сплачивания, увеличивается за счёт податливости связей (в данном случае болтов) и должна вычисляться с учётом этого.

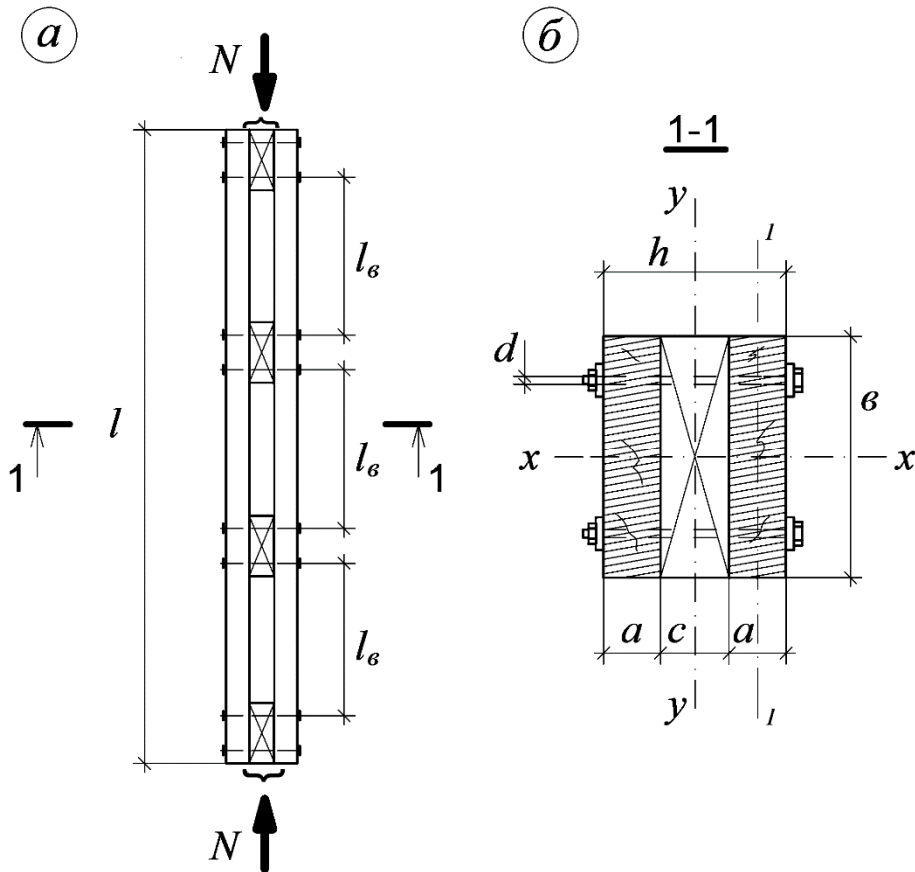


Рис. 2.17. К расчёту стержня с короткими прокладками при центральном сжатии: а- вид сбоку; б- поперечное сечение

Отсюда следует, что прочность и устойчивость составных стержней относительно оси « $x-x$ » может проверяться по формулам для цельных стержней (2.10) и (2.11), где площадь нетто принимается равной площади поперечного сечения опертых ветвей за вычетом площади ослаблений отверстиями

$$F_{\text{нт}} = 2 \cdot a \cdot b - 2 \cdot d \cdot b,$$

а расчётная площадь — равной полной площади опертых ветвей, т. е.

$$F_{\text{расч}} = 2 \cdot a \cdot b.$$

Проверка устойчивости составного стержня относительно оси « $y-y$ » производится с учётом так называемой приведенной гибкости $\lambda_{\text{пр}}$, которая вычисляется по формуле:

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{(\mu_y \cdot \lambda_y)^2 + \lambda_B^2}, \quad (2.51)$$

где: λ_y — гибкость всего элемента как цельного относительно оси «у—у», вычисленная на расчётной длине l_0 без учёта податливости;
 λ_B — гибкость отдельной ветви относительно своей оси «1—1», вычисленная на свободной длине l_B , если она больше $7 \cdot a$;

$$\lambda_y = \frac{l_0}{r_y} = \frac{\mu_0 \cdot l}{\sqrt{I_y / F_{\text{расч}}}}, \quad (2.52)$$

$$\lambda_B = \frac{l_B}{0,289 \cdot a}. \quad (2.53)$$

Если l_B менее 7 толщин ветви, a , то $\lambda_B = 0$ и формула (2.51) приобретает вид:

$$\lambda_{\text{пр}} = \mu_y \cdot \lambda_y. \quad (2.54)$$

Значение коэффициента приведения гибкости μ_y вычисляется по формуле:

$$\mu_y = \sqrt{1 + K_c \cdot \frac{b \cdot h \cdot n_{\text{ш}}}{l_0^2 \cdot n_c}}, \quad (2.55)$$

где: b и h — ширина и высота поперечного сечения элемента в см;

$n_{\text{ш}}$ — расчётное количество швов в элементе, определяемое числом швов, по которым суммируются взаимные сдвиги ветвей (на рис. 2.15 — два шва);

l_0 — расчётная длина элемента в м;

n_c — расчётное количество срезов связей в одном шве на 1 м длины стержня;

K_c — коэффициент податливости связей, принимаемый по табл. 2.1.

При определении K_c диаметр гвоздей принимают не более 0,1 толщины соединяемых элементов. Если размер заземленных концов гвоздей менее $4d$, то срезы в примыкающих к ним швах в расчете не учитываются. Гибкость составного стержня, вычисленную по формуле (2.51), следует принимать не более гибкости отдельных ветвей

$$\lambda_y \leq \frac{l_0}{\sqrt{\frac{\sum I_{\text{бр}}}{F_{\text{бр}}}}}, \quad (2.56)$$

здесь: $\sum I_{\text{бр}}$ — сумма моментов инерции брутто поперечных сечений отдельных

ветвей относительно своих собственных осей, параллельных оси «у—у»;

$F_{бр}$ и l_0 — площадь сечения брутто и расчетная длина стержня соответственно.

Составные стержни, часть ветвей которых не опирается по концам, допускается рассчитывать на прочность и устойчивость как элементы цельного сечения при соблюдении следующих условий:

— площадь поперечного сечения элемента $F_{нт}$ и $F_{расч}$ принимается по сечению опертых ветвей;

— гибкость элемента относительно оси сечения «у—у» определяется по формуле (2.51) с учётом податливости связей, при этом момент инерции вычисляется с учетом всех ветвей, а площадь — только опертых;

— при определении гибкости стержня относительно оси «х—х» (в плоскости, параллельной плоскостям сплачивания ветвей) момент инерции поперечного сечения вычисляется по формуле $I_y = I_{оп.в} + 0,5 \cdot I_{н.в}$, где индексы «оп.в» и «н.в» относятся соответственно к опертым и неопертым ветвям.

Таблица 2.1

Значения коэффициента податливости связей K_c

Виды связей	Коэффициент K_c при	
	центральной сжатии	сжатии с изгибом
Гвозди	$1/10 d^2$	$1/5 d^2$
Стальные цилиндрические нагели: а) диаметром $\leq 1/7$ толщины соединяемых элементов б) диаметром более $1/7$ толщины соединяемых элементов	$1/5 d^2$ $1/5 ad$	$1/2,5 d^2$ $3/ ad$
Дубовые цилиндрические нагели	$1/ d^2$	$1,5/ d^2$
Дубовые пластинчатые нагели	—	$1,4/ \delta b_{пл}$
Клей	0	0

Примечание. Диаметр гвоздей и нагелей d , толщину элемента, a , ширину $b_{пл}$ и толщину $\delta_{пл}$ пластинчатых нагелей принимают в см.

2.4.3. Как проверить прочность и устойчивость сжато-изгибаемого составного стержня? Как определить необходимое количество связей в нем?

Составные стержни, испытывающие действие продольной сжимающей силы и изгибающего момента, рассчитываются по формулам (2.29), (2.30) и (2.31) настоящего пособия. Поперечное сечение стержня при этом располагается так, что изгибающий момент действует в плоскости, перпендикулярной к плоскостям сплачивания ветвей. Именно в этой плоскости составные стержни имеют повышенную гибкость, определяемую с учетом

податливости связей по формуле (2.51). Особенностью расчета таких стержней является то, что геометрические характеристики поперечного сечения для названных формул вычисляются с учётом податливости связей по выражениям:

$$W_{\text{бр}} = W_{\text{нт}} \cdot K_w, \quad (2.57)$$

$$I_{\text{расч}} = I_{\text{бр}} \cdot K_{\text{ж}}. \quad (2.58)$$

Значения K_w и $K_{\text{ж}}$ определяются по табл.16 Норм [1].

Если ветви составного элемента имеют различное сечение, то расчетную гибкость ветви $\lambda_{\text{в}}$ принимают равной

$$\lambda_{\text{в}} \leq \frac{l_{\text{в}}}{\sqrt{\frac{\sum I_{\text{бр}}}{F_{\text{бр}}}}}. \quad (2.59)$$

Если расчётная длина ветви превышает семь ее толщин, то элемент дополнительно проверяется на устойчивость наиболее напряженной ветви по формуле

$$\frac{N}{F_{\text{бр}}} + \frac{M_{\text{д}}}{W_{\text{бр}}} \leq \varphi_{\text{в}} \cdot R_c, \quad (2.60)$$

где: $\varphi_{\text{в}}$ — коэффициент продольного изгиба для отдельной ветви, вычисленный на длине $l_{\text{в}}$.

Количество срезов связей n_c , равномерно расставленных в каждом шве составного элемента на участке с однозначной эпюрой поперечных сил, должно удовлетворять условию

$$n_c \geq \frac{1,5 \cdot M_{\text{д}} \cdot S_{\text{бр}}}{T \cdot I_{\text{бр}}}, \quad (2.61)$$

где: $S_{\text{бр}}$ — статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения относительно нейтральной оси;

$I_{\text{бр}}$ — момент инерции брутто поперечного сечения;

T — расчётная несущая способность одной связи в данном шве;

$M_{\text{д}}$ — изгибающий момент от действия поперечных и продольных сил, вычисленный из расчёта по деформированной схеме.

2.5. Расчёт элементов на смятие древесины

2.5.1. Что такое смятие древесины? Как определяется расчетное сопротивление смятию? Как рассчитывают элементы на смятие?

Смятие древесины происходит от сжимающих сил, действующих перпендикулярно поверхности деревянного элемента. Они вызывают в нем (в большинстве случаев) равномерное напряжение смятия. Следовательно, *смятие* — это поверхностное сжатие, которое может быть общим и местным. Общее смятие возникает тогда, когда сжимающая сила действует на всю поверхность элемента, местное — когда сила приложена к части поверхности элемента.

Прочность и деформированность элементов при смятии существенно зависят от угла смятия между направлениями действия силы и волокон древесины. Если этот угол равен 0° , то прочность максимальна и расчетное сопротивление смятию $R_{см} = 13...16$ МПа. Если этот угол равен 90° , то стенки клеток работают в наихудших условиях — они сплющиваются, за счёт внутренних пустот, что приводит к значительным деформациям. В этом случае расчетное сопротивление для общего смятия $R_{см90} = 1,8$ МПа, а для местного (в опорах и узловых примыканиях) — $R_{см90} = 3,0$ МПа. Объясняется это тем, что при местном смятии поперек волокон соседние ненагруженные участки древесины тоже сминаются за счёт изгиба волокон и оказывают поддерживающее действие работе нагруженного участка тем больше, чем меньше его длина $l_{см}$.

При смятии древесины под углом к волокнам α прочность и деформированность древесины имеют промежуточные значения. Расчетное сопротивление древесины смятию вдоль волокон всегда принимается равным расчетному сопротивлению сжатию. Расчетное сопротивление смятию под углом 90° определяется по эмпирической формуле:

$$R_{см} = R_{см90} \cdot \left(1 + \frac{8}{l_{см} + 1,2} \right), \quad (2.62)$$

а расчетное сопротивление смятию под углом α — по формуле

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 \mp \left(\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1 \right) \cdot (\sin \alpha)^3}, \quad (2.63)$$

где: $R_{см}$ — расчетное сопротивление древесины сжатию и смятию по всей поверхности поперек волокон (при общем смятии);

$l_{см}$ — длина площадки смятия вдоль волокон древесины в см.

Из сказанного видно, что расчетные сопротивления смятию устанавливаются

с целью ограничить деформативность древесины при смятии поперек волокон и под углом к ним в соединениях и не допускать провисания конструкций.

Расчёт элементов на прочность по сминающим напряжениям (на смятие) осуществляется от действия расчётного значения сосредоточенной силы N , распределенной по площади смятия $F_{см}$ по формуле:

$$\frac{N}{F_{см}} \leq R_{см\alpha}. \quad (2.64)$$

С помощью этой формулы можно подобрать требуемую площадь смятия (например, опорной части балки), а также определить несущую способность сминаемой площади, выразив ее относительно искомых величин.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Таблица 1. Прил. 1

Номинальные размеры пиломатериалов хвойных пород (ГОСТ 24454-80)

Толщина, мм	Ширина, мм								
	75	100	125	150	—	—	—	—	—
16	75	100	125	150	—	—	—	—	—
19	75	100	125	150	175	—	—	—	—
22	75	100	125	150	175	200	225	—	—
25	75	100	125	150	175	200	225	250	275
32	75	100	125	150	175	200	225	250	275
40	75	100	125	150	175	200	225	250	275
44	75	100	125	150	175	200	225	250	275
50	75	100	125	150	175	200	225	250	275
60	75	100	125	150	175	200	225	250	275
75	75	100	125	150	175	200	225	250	275
100	—	100	125	150	175	200	225	250	275
125	—	—	125	150	175	200	225	250	—
150	—	—	—	150	175	200	225	250	—
175	—	—	—	—	175	200	225	250	—
200	—	—	—	—	—	200	225	250	—
250	—	—	—	—	—	—	—	250	—

Примечание. По требованию потребителя допускается изготавливать пиломатериалы с размерами, не указанными в таблице.

Таблица 2. Прил. 1

Сортамент фанеры марки ФСФ (ГОСТ 3916-69)

Размеры, мм		
длина	ширина	толщина
2440	1525	1,5...3 с градацией 0,5
2440	1220	
2135	1525	3...10 с градацией 1
1830	1220	12...18 с градацией 3
1525	1525	
1525	1220	
1525	725	
1220	1220	
1220	725	

Таблица 3. Прил. 1

Сортамент бакелизированной фанеры (ГОСТ 11539-73*)

Марка	Размеры, мм		
	длина	ширина	толщина
ФБС	7700	1550	5, 7, 10, 12
ФБС ₁	5700	1250	
ФБС—А	5600	1250	
ФБС ₁ —А	5600	1250	14, 16, 18
ФБС ₁ —А	4900	1550	
ФБВ	4400	1550	
ФБВ ₁	1500	1500	
ФБВ ₁	1500	1200	

Таблица 4. Прил. 1

Сортамент фанерных плит по ГОСТ 8673-77*

Марка	Размеры, мм		
	длина	ширина	толщина
ПФ-А	1525	1525	15, 20
	1525	1220	25, 30
	1220	1220	45
ПФ-Б	1525	1525	35, 40, 45
	1525	1220	53, 62, 68, 78
ПФ-В	2440	1525	8, 12, 15
	2200	или	22, 26
	1830	1220	30
	1525		
	1220		
ПФ-Х	200...1525	200...1525	13, 19
	с градацией 25		33
ПФ-Л	1800	100...1500	14, 16, 18
	1830	с градацией	20, 22
	2300		
	2440		

Значения коэффициентов $K_{жн}$ для расчета сжатых и сжато-изгибаемых элементов с переменной высотой и постоянной шириной сечения

Условия опирания элементов	$K_{жн}$ при проверке			
	элементов прямоугольного сечения		элементов двутаврового и коробчатого сечений с постоянной высотой поясов	
	в плоскости yz	в плоскости xz	в плоскости yz	в плоскости xz
	$(0,4+0,6\beta)\beta$	$0,4 + 0,6\beta$	β	1
	$0,07 + 0,93\beta$	$0,56 + 0,34\beta$	$0,35 + 0,65\beta$	1

Таблица 2. Прил. 2

Значения коэффициентов K_{ϕ} и $K_{жм}$ для расчета плоской формы деформирования

Форма эпюры моментов	K_{ϕ}		$K_{жм}$	
	при закреплении только по концам участка	при закреплении по концам и растянутой от момента кромке		
	1	1	$\beta^{1/2}$	$\beta^{1/2}$
$1,75-0,75\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$		$\frac{3}{2+\alpha}$ $0 \leq \alpha \leq 1$	β	$\beta^{1/2}$
$2-(0,5+\alpha)^2$ $-1 \leq \alpha \leq 0$		$\frac{3}{2+\alpha}$ $-2 \leq \alpha \leq 0$	$\beta^{3-\alpha}$	
$1,35 + 1,45\left(\frac{c}{l_p}\right)^2$		$1,35 + 0,3\left(\frac{c}{l_p}\right)$	$\beta^{\frac{1}{2+2c/l_p}}$	$\beta^{\frac{1}{3-2c/l_p}}$
1,13		1,13	$\beta^{1/2}$	$\beta^{2/5}$
2,54		2,54	$\beta^{1/4}$	$\beta^{1/2}$
$1,13-0,13\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$		$1,13-0,13\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$	$\beta^{1/2}$	$\beta^{2/5}$
$1,35-0,35\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$		$1,35-0,35\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$	—	—
$1,13-\alpha(0,12+0,02\alpha)$ $-1 \leq \alpha \leq 0$		$1,13-\alpha(0,12+0,02\alpha)$ $-1 \leq \alpha \leq 0$	—	—
$1,35-0,35\alpha$ $0 \leq \alpha \leq 1$		$\frac{4}{3+\alpha}$ $-1 \leq \alpha \leq 0$	—	—
$1,13-\alpha(1,4+1,27\alpha)$ $-1 \leq \alpha \leq 0$		$1,13-\alpha(0,57+0,2\alpha)$ $-1 \leq \alpha \leq 0$	—	—

Значения коэффициента α_H

Схема загрузки элемента и эпюра изгибающих моментов					
α_H	1,0	1,22	0,81	1,62	$\frac{2,44}{3 - \frac{4\alpha^2}{l^2}}$

Таблица 5. Прил. 2

Значения коэффициентов K и C для вычисления прогибов балок с учетом переменности сечения и деформаций сдвига

Поперечное сечение	Расчетная схема	K	C
		β	0
		$0,23 + 0,77\beta$	$16,4 + 7,6\beta$
		$0,5\alpha + (1 - 0,5\alpha)\beta$	$[45 - 24\alpha(1 - \beta) + 3\beta] \frac{1}{3 - 4\alpha^2}$
		$0,15 + 0,85\beta$	$15,4 + 38\beta$
		$0,4 + 0,6\beta$	$(453 - 6,9\beta)\gamma$
		$0,23 + 0,77\beta + 0,6\alpha(1 - \beta)$	$[8,2 + 2,4(1 - \beta)\alpha + 3,8\beta] \frac{1}{(2 + \alpha)(1 - \alpha)}$
		$0,35 + 0,65\beta$	$5,4 + 2,6\beta$

γ — отношение площади поясов к площади стенки двутавровой балки (высота стенки принимается между центрами тяжести поясов)

Таблица 5. Прил. 2

Предельные прогибы некоторых элементов конструкций (по [2])

Элементы конструкций	Предъявляемые требования	Предельные прогибы	Нагрузки для определения прогибов
Балки, фермы, ригели, протоны, плиты, настилы: а) покрытий и перекрытий, открытых для обзора, при пролете l , м: $l \leq 1,0$ $l = 3,0$ $l = 6,0$ $l = 24(12)$ $l \geq 36(24)$ б) покрытий и	Эстетико-психологические	$l/120$ $l/150$ $l/200$ $l/250$ $l/300$	Постоянные и временные

перекрытий при наличии на них элементов, подверженных растрескиванию (стяжек, полов, перегородок)	Конструктивные	$l/150$	Действующие после выполнения перегородок, полов, стяжек
---	----------------	---------	---

Примечание. В скобках даны цифры при высоте помещения до 6 м включительно.

Таблица 6. Прил. 2

Значения коэффициентов K_w и $K_{ж}$ для расчета изгибаемых составных элементов

Коэффициент	Число слоев в элементе	Длина пролета, м			
		2	4	6	9 и более
K_w	2	0,1	0,85	0,9	0,9
	3	0,6	0,8	0,85	0,9
	10	0,4	0,7	0,8	0,85
$K_{ж}$	2	0,45	0,65	0,75	0,8
	3	0,25	0,5	0,6	0,7
	10	0,07	0,20	0,3	0,4

Примечание. Для промежуточных значений величины пролёта и числа слоёв коэффициенты определяются интерполяцией.

Таблица 1. Приложения 3

Таблица Р.6[3] - Защита деревянных конструкций от биологической коррозии при различной влажности среды

Степень агрессивного воздействия по таблице Р.1	Влажностный режим помещений	Защита (по таблице С.1)
	Зона влажности (по СП 131.13330)	
Неагрессивная	Сухой, нормальный	Без защиты
	Сухая, нормальная	
	Влажный, мокрый	
	Влажная	
Слабоагрессивная	Сухой, нормальный	Без защиты
	Сухая, нормальная	
	Влажный, мокрый	
	Влажная	
Среднеагрессивная	Сухой, нормальный	10
	Сухая, нормальная	
	Влажный, мокрый	4, 5, 10
	Влажная	

Сильноагрессивная	Жидкая среда	10
-------------------	--------------	----

Табл. 2. Прил. 3

Таблица С.1 Средства и способы защиты от биологической коррозии деревянных конструкций

N п.п.	Вид защитного средства	Химическая основа средства	Способ обработки и норма расхода	
			нанесение на поверхность, г/м	консервирование, кг/м
Биозащитные				
1	Антисептики водорастворимые			
	А - вымываемые	Фториды, бораты	400-500	-
	Б - трудновымываемые	Хром, медь, мышьяк	400-500	8-15
2	Антисептики органорастворимые	Алкидная	150-200	-
3	Антисептики маслянистые (пропиточные масла)	Каменноугольное, сланцевое, антраценовое	-	75-100
Влагозащитные				
4	Лакокрасочные материалы водоразбавляемые (лаки, краски, эмали)	Акриловая, акрилово-алкидная	100-150	-
5	Лакокрасочные материалы органоразбавляемые			
	А - лаки, краски, эмали	Алкидная, уретано-алкидная	100-150	-
	Б - шпатлевки	Эпоксидная	800-1000	-
Биовлагозащитные				
6	Пропиточные составы водоразбавляемые	Акриловая, акрилово-алкидная	120-150	-
7	Пропиточные составы органоразбавляемые	Алкидная	120-150	-
8	Пленкообразующие составы водоразбавляемые	Акриловая, акрилово-алкидная	150-200	-
9	Пленкообразующие составы органоразбавляемые	Алкидная, уретано-алкидная	150-200	-
Химически стойкие влагозащитные				
10	Лакокрасочные материалы органоразбавляемые	Перхлорвиниловая, уретано-алкидная, эпоксидная	120-150	-

Таблица Т.1 Защита от биологической коррозии деревянных конструкций

Конструкции и элементы	Классы эксплуатации по <u>СП 64.13330</u>						
	1.1 и 1.2	2.1	2.2	3.1	3.2	3.3	4
Несущие конструкции зданий							
Колонны, фермы, рамы, балки, арки, прогоны, связи, ригели и др.:							
боковые поверхности	-	6, 7 2+5А	<u>1,2+4,5А</u> 2+4, 5А	<u>1Б, 2+5А*</u> 2+4, 5А	<u>1Б, 2+5 А</u> 2+5А	7 2+5А	-
боковые поверхности элементов сплошного массивного сечения в местах пересечения наружных стен отапливаемых зданий	-	- 2+5Б	-	-	<u>-</u> 2+5Б	-	-
торцевые поверхности	-	<u>1Б, 2</u> 2+5Б	<u>1Б, 2</u> 2+5Б	<u>1Б, 2</u> 2+5Б	<u>1Б, 2</u> 2+5Б	<u>1Б, 2</u> 2+5Б	-
Несущие конструкции открытых сооружений							
Эстакады, транспортные галереи, башни (осветительные, геодезические, водонапорные и др.), перголы и др.:							
боковые поверхности	-	-	-	-	-	<u>1Б, 2+5А</u> 2+5А	-
торцы элементов	-	-	-	-	-	- <u>2+5А</u>	-
Опоры воздушных линий электропередачи, сваи, оросительные системы градирен, перголы	-	-	-	-	-	-	<u>1Б, 3</u> -
Ограждающие конструкции зданий							

Наружные стены брусчатые, бревенчатые фасадные поверхности	-	-	-	-	-	<u>6, 7</u> 6-9	-
внутренние поверхности	-	<u>8, 9</u> 2+4, 5А	<u>1Б, 6, 7</u> 6, 7	-	<u>2+5А</u> 2+5А	-	-
Наружные стены каркасные и панельные элементы каркаса	-	<u>1, 2</u> 2	-	-	<u>1, 2</u> 2	-	-
наружные обшивки	-	-	-	-	-	<u>6-9</u> -	-
Чердачные и междуэтажные перекрытия балки, прогоны и др. в интерьере помещения	-	<u>6-9</u> 6-9	-	-	<u>6-9</u> 6-9	-	-
то же, в толще перекрытия	<u>1, 2</u> 1Б, 2	<u>1, 2</u> 1Б, 2	-	-	<u>1, 2</u> 1Б, 2	-	-
Совмещенные покрытия (элементы каркаса в толще утеплителя)	-	<u>1, 2</u> 1Б, 2	-	-	<u>1, 2</u> 1Б, 2	-	-
Примечание - Над чертой приведена схема защитной обработки конструкций из цельной древесины, под чертой - из клееной древесины.							
* 1Б, 2+5А - последовательное нанесение трудновывываемого антисептика 1Б или органорастворимого антисептика 2 и органоразбавляемого лакокрасочного материала 5А.							

Список использованной литературы

1. Свод правил. СП 13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция. СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. — 85 с.
2. Свод правил. СП 20330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция. СНиП 2.01.07-85. М.: Минрегион России, 2011. — 85 с.
3. Свод правил. СП 2813330-2012. Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85. .: Минрегион России, 2011. — 94 с.
4. ГОСТ 9462-. Лесоматериалы круглые лиственных пород.
5. ГОСТ 9463-. Лесоматериалы круглые хвойных пород.
6. ГОСТ 2965-. Пиломатериалы лиственных пород.
7. ГОСТ 8486-. Пиломатериалы хвойных пород.
8. ГОСТ2140-. Древесина. Пороки.
9. Кочетов В.М. Несущая способность элементов и соединений деревянных конструкций. — М.: 1953.

Миронов Валерий Геннадьевич

ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ В ВОПРОСАХ И ОТВЕТАХ
РАСЧЁТ ЭЛЕМЕНТОВ ЦЕЛЬНОГО, СОСТАВНОГО И КЛЕЁНОГО СЕЧЕНИЙ
Учебное пособие

Редактор
Д. М. Фетюкова

Подписано в печать _ Формат 60x90 1/8 Бумага газетная. Печать трафаретная.
Уч. изд. л. 11,4. Усл. печ. 11,9. Тираж 500 экз. Заказ № _____
Государственное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»
603950, Н.Новгород, Ильинская, 65
<http://www.nngasu.ru>, srec@nngasu.ru