

Рецензенты:

д-р техн. наук, проф. *Р. Б. Орлович* (Щецинский политехнический ин-т, г. Щецин, Польша); д-р техн. наук, проф. *В. И. Мелехов*; д-р техн. наук, проф. *Б. В. Лабудин* (Архангельский гос. техн. ун-т), д-р техн. наук, проф. *И. С. Инжутов*; канд. техн. наук, доцент *С. В. Деордиев* (Сибирский федеральный университет, г. Красноярск).

Серов, Е. Н.

С 32 Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е. Н. Серов,

Ю. Д. Санников, А. Е. Серов; под ред. Е. Н. Серова; – М.: Издательство АСВ, 2015. – 536 с.

ISBN 978-5-9227-0236-2

ISBN 978-5-93093-793-0

Конкретизируются общие рекомендации нормативной литературы, используются последние достижения науки и практики в области конструирования и расчета современных деревянных конструкций. Обосновываются новые воззрения на принципы конструирования и оценки прочности клеёных деревянных конструкций (КДК), приводится общая характеристика и классификация плоских сплошных и решетчатых конструкций с использованием клеёной древесины, металла и пластмасс.

Учебное пособие предназначено для выполнения курсовых и дипломных проектов студентами специальностей 270300 – архитектура; 270102 – промышленное и гражданское строительство; 270105 – городское строительство и хозяйство; 270303 – реставрация и реконструкция архитектурного наследия (всех форм обучения), а также для инженеров и аспирантов при реальном проектировании и исследовании новых конструкций.

Табл. 42. Ил. 159. Библиогр.: 228 назв.

ISBN 978-5-93093-793-0

ISBN 978-5-9227-0236-2

© Серов Е.Н., Санников Ю.Д., Серов А.Е., 2015

© Издательство АСВ, 2015

© Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, 2015

ПРЕДИСЛОВИЕ

Учебное пособие авторы посвящают 80-летию юбилею первой в СССР кафедры конструкций из дерева и пластмасс, светлой памяти ее основателя – заслуженного деятеля науки и техники РСФСР, доктора технических наук, профессора Иванова Владимира Федоровича и его соратников Е. Н. Квасникова, С. А. Дупчеккина, Е. И. Светозаровой, А. В. Ляшнина.

В. Ф. Иванов бессменно в течение 35 лет руководил кафедрой. Он являлся одним из создателей научных школ в различных направлениях отрасли:

- разработка новых инженерных решений, методов расчета и технологии изготовления современных КДК;
- изучение конструкционных пластмасс и применение их в зданиях и сооружениях;
- обследование и усиление существующих конструкций с изучением свойств длительно проработавшей древесины.

Эти направления получили дальнейшее развитие в работах его учеников, соратников и последователей.

Введение, гл. 1–5, 7–10, примеры к ним и заключение написаны доктором технических наук, профессором Е. Н. Серовым; гл. 6, 11–16 с примерами – совместно с соавторами, п. 14.4; 15.2 и 15.4, примеры 32–34 и приложения 1–13 – кандидатом технических наук, доцентом Ю. Д. Санниковым; пп. 15.1, 16.2, примеры 31, 35 и прил. 14–17 – инженером А. Е. Серовым.

Авторы выражают благодарность докторам технических наук, профессорам И. С. Инжутову, Р. Б. Орловичу, Н. П. Коваленко, В. И. Мелехову, кандидатам технических наук, профессорам Б. В. Лабудину, А. В. Хапину за положительную оценку пособия и высказанные замечания и предложения; инженеру С. А. Лабутову за помощь в оформлении и подготовке книги к изданию.

ВВЕДЕНИЕ

Древесина является единственным сырьем, регенерируемым на поверхности Земли с помощью колоссальной энергии Солнца. На получение пилопродукции, по сравнению с другими конструкционными материалами, требуется энергозатрат меньше – от 4 до 126 раз.

В начале XX в. развитие деревянных конструкций (ДК) получило новый мощный импульс: в 1907–1908 гг. Бакеландом были получены первые патенты на синтетическую смолу и О. Гетцером – на клеёные деревянные конструкции (КДК). Склеивание раскрыло огромные резервы формообразования конструкций как по очертанию, так и по геометрическим характеристикам поперечных сечений. Возросли возможности использования ресурса прочности природного материала, а следовательно, и размеры перекрываемых свободных пролетов. Все это, естественно, требует изменения воззрений на принципы конструирования и расчета КДК. Применение несущих и ограждающих конструкций с использованием клееной древесины и новых листовых материалов на ее основе, а также пластмасс является одним из путей экономии цемента и металлов, необходимых для конструкций в тех сооружениях, где они незаменимы. И наоборот, имеются области строительства, где наиболее эффективными являются конструкции из дерева и пластмасс, например, в радиопрозрачных зданиях, с химически агрессивной средой и т. д. Научно обоснованная техническая направленность строительства должна базироваться на сочетании конструкций из различных материалов в соответствии с рациональным использованием положительных свойств каждого из них.

Достоинства современных КДК обусловили их широкое применение, начиная с 1930-х годов, в технически развитых странах: в США, Канаде, Западной Европе. Так, в США объем производства КДК увеличился с 1948 г. в два раза каждые два года, с 1953 по 1955 гг. – в три раза, а с 1955 по 1957 гг. – в пять раз. По состоянию на 1982 г. объем производства КДК в США был примерно в 10 раз больше, чем в СССР, а в лесодефицитной стране – ФРГ – в 5 раз. В настоящее время после распада хозяйственных связей бывшего СССР эта разница еще больше увеличилась.

Зарубежных специалистов не смущают основные недостатки древесины – способность к возгоранию и гниению. Древесина перестала считаться второстепенным строительным материалом. КДК выдерживают жесткую конкуренцию с конструкциями из других традиционных материалов. Так, при рассмотрении первых конкурсных проектов (1909 г.) стоимость КДК составила 56,9 % от стоимости стальных и 44,6 % – от стоимости железобетонных конструкций. Вес КДК при этом соответственно был меньше в 1,67 и 4,76 раза [69–71].

И сейчас стоимость КДК, по зарубежным данным, ниже стоимости равноценных железобетонных и стальных конструкций на 30–40 %. Это соотношение сохраняется как в плоских, так и в пространственных конструкциях [72–75].

Учитывая повышенный предел огнестойкости современных массивных КДК, во многих зарубежных странах здания с их применением не относятся к пожароо-

пасным. По данным американского института строительства, ежегодные потери от пожаров составляют 885 млн, а от коррозии металлов – 5,5 млрд долл. [76].

Методы проектирования ДК развивались и апробировались многовековой практикой. Эволюция отбора конструктивных решений выработала номенклатуру весьма надежных систем и конструкций. Современный же опыт массового производства и применения новых КДК показал, что простой перенос традиционных способов расчета и конструирования на новые конструкции не всегда корректен. Нормативная литература, по которой реализуется проектирование, в ряде случаев не отражает специфику работы материала в них и достижение предельного состояния КДК. Если расчет по точкам с максимальными напряжениями удовлетворительно соответствует работе конструкций из цельной древесины, то оценка прочности КДК по условию (1) оказывается недостаточной, так как накопление дефектов и первые очаги разрушения появляются вне зон, проверяемых общепринятыми методами сопротивления материалов (см. рис. прил. 17).

$$\sigma_i / R_i m_i \leq 1, \quad (1)$$

где σ_i – максимальное (нормальное, касательное) напряжение, выделенное из плоского напряженного состояния; R_i – соответствующее расчетное сопротивление, умноженное на совокупность коэффициентов условия работы m_i . В некоторых странах знаменатель формируется на основании допускаемых напряжений $[\sigma_i]$.

При обеспечении несущей способности КДК в проверяемых поперечных сечениях и слоях с максимальными напряжениями предельное состояние часто возникает по площадкам с меньшими уровнями действующих напряжений. Многими исследованиями, в том числе выполненными на нашей кафедре, доказана необходимость оценки прочности КДК по критериям, учитывающим все компоненты плоского (иногда объемного) напряженного состояния. К сожалению, лишь в нормах отдельных стран мирового сообщества такая критериальная оценка начинает использоваться. Так, в США для отдельных проверок рекомендуется критерий Норриса

$$\sum(\sigma_i^2 / [\sigma_i]^2) \leq 1. \quad (2)$$

В отечественные СНиП [11] для тонкостенных КДК и пособие [12] для клефанерных и клеелопатых конструкций, по нашим предложениям, уже включен критерий, основанный на первой классической теории разрушения.

$$\sigma_\alpha / R_\alpha m_i \leq 1, \quad (3)$$

где σ_α и R_α – соответственно главные напряжения и расчетные сопротивления клееной древесины под углом α к направлению волокон.

Известны также критерии, разработанные специально для древесины. К ним относятся критерии Е. К. Ашкеназы, Г. А. Гениева, Б. А. Освенского и других авторов. Но они сложны для практического использования и рассматривают напряжения по площадкам, перпендикулярным к осям анизотропии материалов.

Пока еще отсутствует единый общепризнанный критерий оценки несущей способности КДК. Однако графическое представление полей действующих нормаль-

ных напряжений и полей сопротивлений древесины даже при простом одноосном растяжении вдоль волокон свидетельствует, что предельное состояние — отношение (3), равное единице, — первоначально возникает не в направлении главных осей симметрии, а именно под углом к волокнам. Следовательно, любой критерий, по которому имеется возможность рассматривать и наклонные площадки, становится наиболее близким к рабочему.

В приопорных зонах КДК условие (3) не удовлетворяется на небольших участках по длине элементов. При проектировании взамен общего увеличения размеров поперечных сечений иногда логично локализовать опасные напряжения именно на указанных участках. Однако в нормах рекомендации такого характера отсутствуют.

Другим отставанием норм проектирования от развития современных КДК является методика расчета криволинейных участков. Именно склеивание раскрыло возможности создания конструкций практически любой кривизны без нарушения монолитности поперечных сечений. Однако во всех зарубежных странах нормы регламентируют рассчитывать такие участки КДК по формуле Навье с коэффициентами. Это не соответствует сущности работы кривых брусьев и не позволяет определять тангенциальные (σ_{θ}) и радиальные (σ_r) нормальные напряжения в любой фибре поперечного сечения. Кроме того, в клефанерных конструкциях с криволинейными участками накопившиеся в поясах σ_r могут передаваться на стенки только через клеевые швы. Рекомендации расчета криволинейных участков КДК по формулам кривых брусьев, кроме пособия [12], в нормативной документации полностью отсутствуют. В то же время при растягивающих радиальных напряжениях (когда изгибающий момент уменьшает кривизну) гнуто-клееный участок оказывается в запрелдельном состоянии даже при небольших нагрузках. Увеличение материалоемкости всей конструкции становится неоправданным. По приемам локализации опасных напряжений и оценке несущей способности также нет рекомендаций даже в первом приближении.

В еще более парадоксальной ситуации оказалось зубчато-шиповое клеевое соединение. В направлении максимальной прочности материала (вдоль волокон) СНиП разрешает стыковать только отдельные слои пакета, а под углом к волокнам (и почему-то более 140° , где прочность материала примерно в 2 раза меньше) — зубчато-шиповое соединение «использовать для стыкования» целых пакетов (рис. 6 в [11]). Нет рекомендаций по оценке прочности соединений ни вдоль волокон, ни под углом. А между тем ослабление зубчато-шиповым соединением только одного краевого слоя на всю ширину элемента иногда становится первоначальным очагом разрушения. Стык же на зубчатый шип, нарезанный через все сечение под углом (рамы РД, РДП, двускатные балки постоянной высоты), несмотря на высокую материалоемкость КДК, по несущей способности не выдерживает никакой критики.

Весьма приближенно в сжато-изгибаемых элементах учитываются дополнительные напряжения от действия нормальной силы на деформируемый стержень, что неоправданно увеличивает материалоемкость КДК.

При наличии в методах проектирования названных и других «белых пятен» в некоторых современных КДК, в том числе и типовых, невольно закладывается иногда

существенный дисбаланс прочности. Последние достижения науки ликвидируют многие из этих неясностей. Тенденция совершенствования норм проектирования к переходу на дополнительную критериальную оценку конструкций с учетом всех компонент напряженного состояния получает все более устойчивое направление. Вместе с тем новые воззрения зачастую встречают сопротивление, а подходы к конструированию и расчету КДК иногда носят дискуссионный характер. Именно нормы оказались наиболее консервативными в дальнейшем развитии конструкций из древесины и материалов на ее основе.

Основой первых двух разделов учебного пособия являются выпущенные ранее издания [68]. Третий раздел выполнен заново.

В настоящем учебном пособии авторы стремились по возможности не только выявить, но и устранить отдельные отмеченные «белые пятна» в проектировании КДК, пытаясь раскрыть особенности древесины, фанеры и физическую сущность работы конструкций из анизотропных материалов.

Инженер должен уметь не только полностью использовать современные достижения строительной науки и практики, но и создавать конструкции будущего, уметь переходить от анализа к синтезу. В этом суть инженерного обучения студентов, в этом и основная трудность. Ни в каких справочниках и учебниках нельзя получить исчерпывающие готовые ответы на вопросы, которые будут возникать в дальнейшей деятельности молодых инженеров. Авторы надеются, что краткий анализ работы конструкций и особенностей материала в них поможет студентам обрести это умение.

РАЗДЕЛ I ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЛОСКИХ СПЛОШНЫХ БЕЗРАСПОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Глава 1. ОСОБЕННОСТИ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ И ФАНЕРЫ КАК КОНСТРУКЦИОННЫХ МАТЕРИАЛОВ И ОСНОВЫ РАЦИОНАЛЬНОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ КДК

Сопротивляемость растущего дерева множеству сочетаний нагрузок и воздействий обеспечивается механическими характеристиками, которые сформировались в процессе миллионлетней эволюции. Сама природа заложила в такой материал своеобразные особенности волокнистого строения и соотношения характеристик. Это кривизна и толщина годичных колец, процентное содержание поздней и ранней древесины, это изменение механических характеристик по длине ствола (все они уменьшаются от комля к вершине), а также изменение указанных свойств в радиальных и тангенциальных направлениях каждого поперечного сечения ствола.

Эволюционный отбор конструктивных решений и систем из цельной древесины выработал номенклатуру надежных ДК. Оценка прочности их элементов, скомпонованных по поперечному сечению и длине самой природой, вполне соответствовала элементарным проверкам по максимальным напряжениям.

В пакетах клееной древесины, а следовательно и в элементах новых КДК, порядок, структура и взаимное расположение оптимизированных природой особенностей изменения механических характеристик цельной древесины нарушается. В новой композиции, создаваемой человеком при склеивании элементов КДК, преимущественно из большого числа тонкомерных досок, стыкованных по длине и сплоченных по высоте поперечных сечений, усредняются и выравниваются многие характеристики, увеличивается прочность и однородность материала в одних направлениях (чаще вдоль волокон), и напротив – ухудшаются многие свойства в других (чаще всего поперек волокон). Иными словами, степень анизотропии клееной древесины по сравнению с цельной оказалась существенно увеличенной.

В результате возникает некоторый дисбаланс действующих напряжений и сопротивлений нового композиционного анизотропного материала. Могут произойти (и происходят) непривычные и неожиданные передвижки мест первичных накоплений дефектов, самого вида и характера разрушения КДК.

Несмотря на увеличенную материалоемкость, несущая способность КДК снижается. Оценивать их прочность по максимальным напряжениям недостаточно. Более опасными часто оказываются напряжения меньших величин, но действующих в направлениях существенно уменьшенного сопротивления сильно анизотропного материала. Необходимы более сложные подходы, основанные на тех или иных критериях разрушения (прочности), учитывающие все компоненты НДС.

Взгляд на оценку прочности КДК является результатом многолетних экспериментально-теоретических исследований и последних достижений практики. Эти новые подходы выражены в виде предложенных критериальной оценки прочности КДК, формул расчета кривых брусьев, возможных именно при склеивании тонких слоев в крупноразмерные элементы конструкций в виде основных принципов конструирования, сформулированных с учетом увеличенной степени анизотропии клееной древесины и др.

Внимание заостряется на тех особенностях клееной древесины и строительной фанеры как конструкционных материалов, которые ранее весьма скудно освещались в нормативной, технической и особенно учебной литературе. Авторы уверены, что без этих знаний неизбежно сдерживание дальнейшего развития КДК, а новые подходы и воззрения не смогут достаточно быстро стать общепризнанными.

К указанной расширенной информации относятся не только особенности клееной древесины и фанеры как таковые, но и недостаточность традиционных подходов к оценке прочности КДК и необходимость перехода к критериальной оценке прочности с учетом всех компонент НДС, а не только максимальных напряжений.

1.1. Краткие сведения о расчетных схемах анизотропии механических свойств древесины

Все механические характеристики древесины как исходного материала для строительных конструкций формируются в процессе роста дерева. Ствол воспринимает многомиллионные циклы ветровых воздействий, в том числе асимметричных на парусе кроны, несет собственную массу, вес кроны и многократно изменяющуюся нагрузку от атмосферных осадков. Причем у хвойных пород практически все воздействия интенсивнее, чем у лиственных (капли дождя, например, задерживаются на каждой хвоинке – дерево долго не промокает; снег на ветвях с хвоей задерживается большими массами, чем на оголенных от листвы).

Эволюционная оптимизация материала, происходящая многие миллионы лет, выработала для дерева и его структурных элементов от макро- до субмикроразмерной регулярную ячеисто-слоистую систему из вытянутых вдоль ствола клеток. Эти клетки имеют длину, примерно в 70 раз превосходящую поперечное сечение трахеид. Поэтому древесина напоминает пучок волокон-трубок, ориентированных вдоль оси ствола или ветви и растущих своими заостренными концами между другими анатомическими элементами. (Такая стыковка трахеид, ретенная природой, явилась подсказкой клеювого соединения «на ус» или «на зубчатый шип» при продольном сращивании досок в современных КДК.)

Благодаря многовековому приспособлению дерева к окружающей среде и к особенностям весьма сложного НДС, строение ствола приобрело наиболее рациональную круглую форму со сбегом к вершине, с оптимальными изменениями механических свойств по длине ствола и вдоль радиусов поперечного сечения. В результате ствол приближается к сжато-изогнутой консоли равного сопротивления при изгибе относительно бесконечного множества поперечных осей, пер-

пендикулярных оси ствола. Таким образом, в нем самой природой реализованы основные законы и принципы конструирования с обеспечением максимальной жесткости при минимальной затрате материала.

На всех уровнях строения древесины обнаруживается анизотропия ее механических свойств. Под анизотропией механических свойств материалов подразумевается изменчивость прочностных, упругих и других характеристик в зависимости от направления воздействия по отношению к направлениям экстремальных величин прочности. Эти направления являются главными осями анизотропии древесины, а именно вдоль ствола и поперек в радиальном и тангенциальном направлениях. Плоскости, перпендикулярные главным осям анизотропии, называются плоскостями симметрии механических свойств.

При формировании и оптимизации своих механических свойств древесина как природный материал подчинялась законам естественного развития. Поэтому ее структура может существенно отличаться от формализованной идеализированной модели анизотропного материала.

Для математического описания НДС-конструкций из сильно анизотропных материалов необходимо выбрать расчетную схему анизотропии, т. е. идеализированную модель, наиболее достоверно отвечающую реальным свойствам материала. Многообразие анизотропных конструктивных материалов, особенности их структуры и характер работы предопределяют выбор той или иной расчетной схемы. В отдельных случаях даже для одного и того же материала, в зависимости от размеров и формы поперечного сечения конструктивного элемента, могут оказаться справедливыми те или иные расчетные схемы.

В строительных конструкциях преимущественно встречаются анизотропные материалы, имеющие три взаимно перпендикулярные плоскости симметрии прочностных и упругих свойств в каждой точке условно однородной сплошной среды. Такие материалы называются ортогонально анизотропными или ортотропными, они имеют три главные оси анизотропии. Применительно к полимерным материалам ортотропными принято считать некоторые конструкционные пластмассы, армированные волокнами или шпоном, строительную фанеру, а также древесину с малыми поперечными сечениями [1–4].

Наряду с ортотропными в технике и строительных конструкциях натуральных размеров широкое распространение имеют материалы с более высокой симметрией и максимальным приближением к трансверсально изотропной (или трансотропной) схеме. Структура этих материалов такова, что все оси, лежащие в одной из плоскостей симметрии, эквивалентны друг другу, т. е. механические свойства материала в направлении любой из этих осей можно считать одинаковыми. Плоскость, проходящая через множество таких осей, называется осью симметрии бесконечного порядка. К трансотропным материалам целесообразно относить деревянные элементы строительных конструкций натуральных размеров (поперечного сечения более 100 мм² [3]), практически все элементы КДК.

Изучению анизотропии древесных материалов посвящены работы Е. К. Ашке-нази, С. Г. Лехницкого, А. Н. Митинского, А. Л. Рабиновича, Ю. С. Соболева и др. ученых [1–4]. В них рассматриваются общие закономерности механической ани-

зотропии древесины и фанеры, в некоторых работах предлагаются приближенные методы практической оценки прочности при различных НДС [1, 2].

Кроме изменчивости механических характеристик древесины в зависимости от ориентации действующих усилий в этом природном полимере имеются и другие особенности. Одна из них заключается в интерпретации принципа Сен-Венана к древесине по сравнению с изотропными материалами. Исследования показывают, что зона влияния местных напряжений для древесины имеет большую протяженность в продольном направлении и меньшую – поперек волокон. Изобары при поперечных воздействиях (сосредоточенные силы в деревянных конструкциях, в том числе опорные реакции и т. д.) имеют патисоновидную форму очертания.

Не менее своеобразной особенностью деформации древесины в произвольных направлениях является изменчивость коэффициента Пуассона μ_{xy} . При некоторых ориентациях усилий он становится отрицательным, что заметно отличает древесину от других конструктивных материалов.

Для любых пород древесины характерно еще одно своеобразие этого природного полимера. Анизотропия прочности при растяжении материала выражена значительно сильнее, чем при сжатии. Знание этой и других особенностей анизотропных свойств древесины поможет студентам и инженерам грамотно осуществлять конструирование любых узлов и систем из этого природного полимера, позволит найти ответ на самые неожиданные спорные и парадоксальные вопросы. К ним относятся анализ результатов экспериментальных исследований, а также обследований эксплуатируемых конструкций, выбор расчетных моделей и разработка новых систем и конструктивных решений, особенно конструкций, работающих в условиях сложных НДС. Знание особенностей природного полимера будет способствовать выбору и обоснованию методов изготовления современных КДК и их защитной обработке.

К наиболее существенной особенности относится несовпадение на угол φ осей овалов деформаций к осям напряжений при силовых воздействиях в отличных от осей симметрии направлениях. Указанная специфика исследована при простых одноосных воздействиях и чистом сдвиге. При рассмотрении деформации изотропной пластинки под действием одноосного растяжения начерченный на ее поверхности круг примет эллиптическую форму. При этом направление максимальных деформаций ϵ_1 будет совпадать с направлением главных растягивающих напряжений σ_1 (рис. 1.1, а). От воздействия на деревянную пластинку под различными углами к волокнам α_1 направления главных напряжений и главных деформаций не совпадают, т. е. они не коаксиальны, поэтому направление большей оси эллипса отклонится от σ_1 на угол φ (рис. 1.1, б). В древесине хвойных пород при одноосном растяжении под углом 20° к волокнам смещение φ направления главных деформаций достигает более 30° (рис. 1.2) [5]. Соответствующее деформации ϵ_1 приведенное напряжение будет весьма опасным, хотя и меньшим по величине, чем σ_1 , так как смещение максимальных деформаций происходит в сторону уменьшения прочности древесины. Таким образом отразятся эти и другие особенности исходного материала в клеёной древесине и элементах КДК при современном их состоянии и в перспективе имеет важное практическое значение.

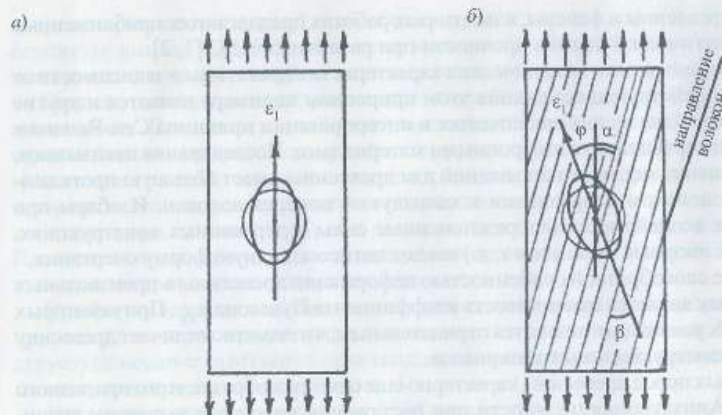


Рис. 1.1. Характер деформаций растягиваемых пластинок из различных материалов: а – условно изотропной (стальной); б – деревянной

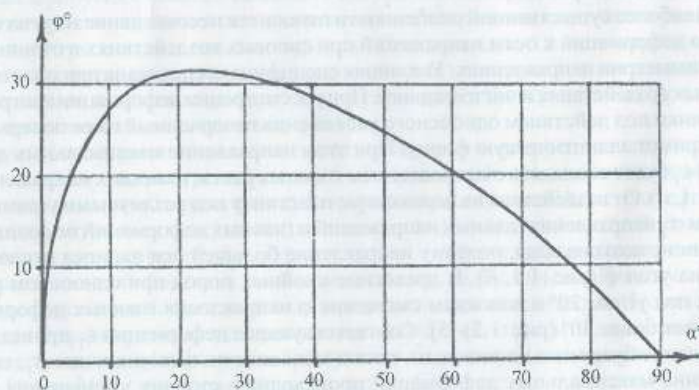


Рис. 1.2. Характер изменения угла φ смещения ϵ_1 в зависимости от угла воздействия α при одноосном растяжении

1.2. Анизотропия прочностных и упругих свойств клееной древесины и строительной фанеры

В зависимости от размеров поперечных сечений к элементам конструкций из цельной древесины можно применить те или иные модели анизотропии. Общеизвестно предположение, что в ортогональной схеме анизотропии древесины за плоскости упругой симметрии принимаются плоскости, параллельные волокнам, и плоскости, перпендикулярные радиальному и тангенциальному направлениям.

Прочность цельной древесины как исходного материала для ее возможных модификаций на основе склеивания, например при растяжении в 20–25 раз, больше, чем клееной. Для клееной древесины в современных КДК характерна еще большая степень анизотропии – указанное выше различие достигает 40 и более раз. Такая разница формируется на всех технологических этапах производства КДК. Основным можно считать эффект ламинирования, заключающийся в предварительном вырезании крупных пороков, склеивании заготовок по длине на зубчатый шип и последующем склеивании по пласти многослойных пакетов повышенной прочности и однородности (мелкие сучки, оставшиеся после вырезания крупных, по относительному объему в пакете весьма малы и взаимно смещаются в смежных ламелях клееного пакета).

В многослойных пакетах сглаживаются характеристики клееной древесины вдоль осей элементов по сравнению с изменчивостью соответствующих характеристик в стволе, т. е. механические характеристики клееной древесины вдоль волокон заметно выше, чем цельной. И напротив, поперек волокон материал КДК приобретает недостатки практически на тех же технологических этапах. При склеивании отдельных слоев (ламелей) неизбежно наличие кососрезных волокон в пиломатериалах, а в зоне сучков и присучкового косослоя клеевой шов прилегает практически к торцам перерезанных трахеид. Следовательно, прочность клееной древесины в поперечном направлении относительно клеевых швов ниже, чем цельной.

На повышенную степень анизотропии клееной древесины в современных КДК накладываются особенности, присущие им (в отличие от конструкций из цельной древесины). Прежде всего, это увеличенные параметры самих конструкций: пролетов L и геометрических размеров элементов КДК, их поперечных сечений b , h и новые соотношения этих размеров L/h , h/b , возможные только в КДК. Эти конструкции имеют и новые формы поперечных сечений, в том числе тонкостенные, где хорошо реализуется закон концентрации материалов. Отношение общей ширины элементов ксодопчатых конструкций к толщине стенок достигает двух, а в клефанерных 8...10. Очертания осей КДК приобрели расширенные возможности: прямолинейные элементы могут чередоваться с криволинейными участками практически любой кривизны, легко реализуется формообразование криволинейных конструкций – арок, ребер куполов, оболочек и т. д. В КДК увеличены нагрузки q , особенно сосредоточенные силы P и опорные реакции.

В многослойном крупноразмерном пакете клееной древесины отдельные доски могут иметь индивидуальную ориентацию годовых колец. Среднее соотноше-

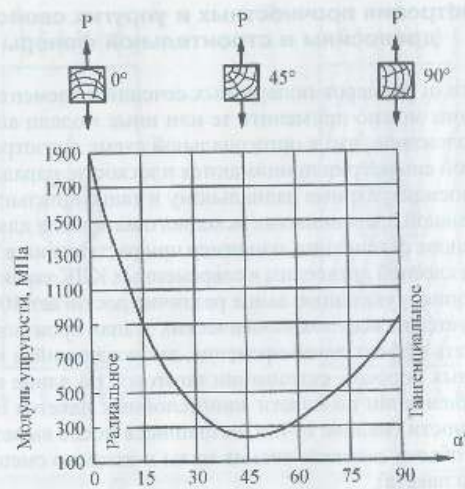


Рис. 1.3. График изменения модуля упругости древесины сосны в зависимости от угла наклона усилия к радиальному направлению

ние модулей упругости в радиальном E_r и тангенциальном E_t направлениях, по данным Е. К. Ашкенази, для хвойных пород составляет 1,67 [1, 2]. Между этими «реперными» величинами, в промежуточных между радиальным и тангенциальным направлениях, указанное различие $E_{\alpha(90)}$ становится большим. Например, для сосны модуль упругости под углом 45° к радиальному направлению в плоскости, перпендикулярной волокнам, уже в 6,1 раза меньше E_r (рис. 1.3).

В клеёной древесине эти различия сглаживаются за счет отмеченной выше разной ориентации годовых колец. Кроме того, при использовании узкомерных сортиментов угол между вертикальной осью поперечного сечения и касательной к годовым кольцам может меняться от 0° до 90° даже в пределах одного слоя (ламели). Следовательно, упругие свойства в перпендикулярном направлении к продольной оси пакета оказываются в КДК осредненными (рис. 1.4). В связи с этим наиболее подходящей для клеёной древесины оказывается модель трансверсально изотропного материала.

В некоторых случаях и цельную древесину в строительных конструкциях рассматривают как трансропный материал, пренебрегая рассмотренными выше различиями. Эта модель менее соответствует реальным свойствам цельной древесины, более схематична, но и более проста, и применима к широкому классу задач. Например, в случае неопределенной ориентации напряжений к радиальному и тангенциальному направлениям. Гипотеза о применимости к древесине модели трансропного тела нашла подтверждение в работах Е. К. Ашкенази,

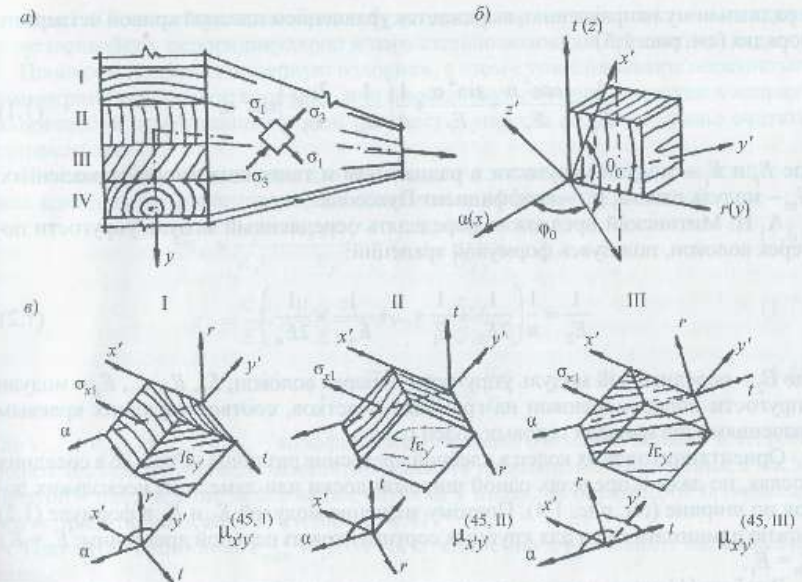


Рис. 1.4. Основные варианты годовых колец в отдельных досках клееного пакета (обозначения на рис. приняты по [1]): а – фрагмент клееного пакета; б – обозначения углов поворота оси X' в элементе древесины; в – три основных ортотропных элемента, составляющих клеёную древесину как трансропный материал

А. Н. Митинского, А. П. Павлова, Ю. С. Соболева и других ученых [1, 2, 6–10]. На допущении о применимости трансропной схемы основано рассмотрение древесины и в нормативной литературе [11, 12].

Таким образом, большое практическое значение приобретает определение осредненных упругих характеристик клеёной древесины в главных и других важных направлениях анизотропии.

А. Н. Митинским [6, 7] получены теоретические зависимости между упругими характеристиками древесины, рассматриваемой в рамках ортотропной и трансропной схем. Естественно, в общих случаях модули упругости вдоль волокон одинаковы:

$$E_{\alpha} = E_1.$$

Здесь и далее характеристики с числовыми индексами относятся к трансропной, а с буквенными – к ортотропной схемам симметрии.

Изменение модуля упругости древесины, рассматриваемой с позиции ортотропной схемы в плоскости, перпендикулярной волокнам, в зависимости от угла α

к радиальному направлению, выражается уравнением плоской кривой четвертого порядка (см. рис. 1.3)

$$\frac{1}{E_a} = \frac{\cos^4 \alpha}{E_r} + \frac{\sin^4 \alpha}{E_t} + \frac{1}{4} \left(\frac{1}{G_{rt}} - \frac{2\mu_{rt}}{E_r} \right) \sin^2 \alpha, \quad (1.1)$$

где E_r и E_t – модули упругости в радиальном и тангенциальном направлениях; G_{rt} – модуль сдвига; μ_{rt} – коэффициент Пуассона.

А. Н. Митинский предложил определять осредненный модуль упругости поперек волокон, пользуясь формулой трапеции:

$$\frac{1}{E_2} = \frac{1}{n} \left(\frac{1}{2E_0} + \frac{1}{E_1} + \dots + \frac{1}{E_{n-1}} + \frac{1}{2E_n} \right), \quad (1.2)$$

где E_2 – осредненный модуль упругости поперек волокон; E_0, E_1, \dots, E_n – модули упругости поперек волокон на границах участков, соответствующих крайним значениям угла наклона годовых колец α .

Ориентация годовых колец в клеёной древесине различна не только в соседних досках, но даже в пределах одной широкой доски или ламели из нескольких досок по ширине (см. рис. 1.4). Поэтому значение модулей E_0 и E_n в формуле (1.2) можно принимать как и для крупных сортиментов из цельной древесины: $E_0 = E_r$; $E_n = E_t$.

В работе [1] показано, что с точностью, достаточной для практических расчетов, можно разбивать криволинейную трапецию, представленную на рис. 1.3, на два участка: от E_0 до E_{45} и от E_{45} до E_n . Это предположение, а также использование инвариантного для ортотропного материала соотношения $\mu_{rt}/E_r = \mu_{rt}/E_t$ приводит к окончательному выражению

$$\frac{1}{E_2} = \frac{1}{8} \left(\frac{3 - \mu_{rt}}{E_r} + \frac{3 - \mu_{rt}}{E_t} + \frac{1}{G_{rt}} \right), \quad (1.3)$$

Аналогичным образом можно получить выражения для модуля сдвига и коэффициента Пуассона:

$$G_{12} = \frac{2G_{ar}G_{at}}{G_{ar} + G_{at}}, \quad (1.4)$$

$$\mu_{12} = \frac{\mu_{ar} + \mu_{at}}{2}. \quad (1.5)$$

Таким образом, формулы (1.3) и (1.5) позволяют прогнозировать упругие характеристики клеёной древесины, исходя из существующих характеристик цельной. Клеёную древесину можно рассматривать как трансропный материал, считая главными осями анизотропии оси, направленные вдоль X и под углом 90° к во-

локнам Y . Соответствующим образом будут расположены и плоскости симметрии упругих свойств: перпендикулярно и параллельно волокнам древесины.

Плоскость, перпендикулярную волокнам, в этом случае называют плоскостью симметрии бесконечного порядка, или плоскостью изотропии, так как в направлении любой оси, лежащей в этой плоскости, упругие свойства можно считать одинаковыми.

Плоское НДС, характерное для большинства элементов КДК и зависящее от всех компонент полевого тензора, в общем виде описывается системой

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_{x'}}{E_{x'}} - \frac{\mu_{y'x'}\sigma_{y'}}{E_{y'}} + \nu_{x'y',x'} \frac{\tau_{xy'}}{G_{x'y'}}; \quad (1.6)$$

$$\epsilon_y = \frac{\sigma_{y'}}{E_{y'}} - \frac{\mu_{x'y'}\sigma_{x'}}{E_{x'}} + \nu_{x'y',y'} \frac{\tau_{xy'}}{G_{x'y'}}; \quad (1.7)$$

$$\gamma_{xy'} = \frac{\tau_{xy'}}{G_{x'y'}} + \nu_{x',x'y'} \frac{\sigma_{x'}}{E_{x'}} + \nu_{y',x'y'} \frac{\sigma_{y'}}{E_{y'}}; \quad (1.8)$$

где $\nu_{x'y',x'}$; $\nu_{x'y',y'}$; $\nu_{x',x'y'}$; $\nu_{y',x'y'}$ – коэффициенты взаимного влияния первого и второго рода. Индексы, стоящие до запятой, показывают направление напряжения, а после запятой – направление деформации; штрихи у индексов определяют произвольность ориентации осей $X'Y'$ в плоскости XY .

При этом величины ϵ_{\max} и угол их отклонения от главного напряжения равны:

$$\epsilon_1 = \epsilon_{\max} = 0,5 \left[\epsilon_{x'} + \epsilon_{y'} + \sqrt{(\epsilon_{y'} - \epsilon_{x'})^2 + \gamma_{xy'}^2} \right]; \quad (1.9)$$

$$\varphi = 0,5 \arctg \frac{\gamma_{xy'}}{(\epsilon_{y'} - \epsilon_{x'})}$$

Исследования изгибаемых и сжато-изгибаемых элементов КДК с численной реализацией на ЭВМ и анализ соотношений главных растягивающих σ_1 и сжимающих σ_3 напряжений позволил установить зависимость

$$\varphi = 0,5 \arctg \frac{E_{y'} \nu_{x',x'y'} \sigma_1 + E_{x'} \nu_{y',x'y'} \sigma_3}{E_{y'} (1 + \mu_{x'y'}) \sigma_1 - E_{x'} (1 + \mu_{y'x'}) \sigma_3}. \quad (1.10)$$

Выбор расчетной схемы анизотропии фанеры определяется ее структурой. Водостойкая строительная фанера обычно имеет перекрестное расположение соседних слоев древесного шпона со взаимно перпендикулярным расположением волокон (исключение составляют фанерные трубы и большинство древесно-слоистых пластинок). Как правило, число слоев шпона нечетное, поэтому направления волокон древесины наружных слоев клееного пакета совпадают.

В отличие от клеёной древесины в виде пакетов из достаточно толстых досок исходным заготовочным материалом для фанеры является лущеный шпон. Он имеет структуру, свойственную тангенциальному разрезу древесного ствола,

и представляет собой словно бы развертку ствола на тангенциальную плоскость симметрии древесины. Лущеный шпон, фанеру и плиты, склеенные из лущеного шпона при большом числе слоев и взаимно перпендикулярной (ортогональной) поочередной укладке шпона, можно с еще большим основанием, чем древесину, отнести к материалам ортогонально анизотропным, так как кривизна годичных колец не влияет на их механические свойства. Если же укладка смежных слоев выполняется с малым угловым смещением направлений волокон, плоскость листа окажется плоскостью изотропии, и такой материал можно считать поперечно изотропным. Именно в искусственно облагороженном листовом материале из древесины поворот фигуры, описывающей поверхность анизотропии, вокруг оси симметрии бесконечного порядка на любой угол (бесконечное число углов) приводит к совмещению всех точек.

Из слоистых конструкционных материалов к трансотропному, например, можно отнести древесный пластик марки ДСП-Г со звездообразной ориентацией слоев шпона.

Следовательно, симметрия свойств листового материала, состоящего из большого числа анизотропных слоев, определяется видом анизотропии отдельных слоев и их взаимным расположением. Следует, однако, помнить, что кососрезные волокна появляются и при лущении шпона, неизбежны также сучки и присучковый косослой. Починка шпона эллипсовидными заплатками для строительной фанеры, с инженерной точки зрения, не дает положительного эффекта, так как присучковый косослой при этом откровенно перерезается (разрушение начинается именно в зоне починки [13]). Существенный недостаток закладывается при склеивании фанеры; он скрыт в односторонней намазке всех слоев шпона. Кроме того, при развертке годичных колец в процессе лущения шпона образуются продольные трещины радиального направления. Ширина их раскрытия зависит от температурно-влажностных режимов обработки краев и пропорциональна толщине шпона. Совокупность указанных технологических вмешательств в природный материал влечет за собой возникновение самого слабого звена в фанере: низкой прочности клеевого шва, особенно при растяжении вдоль одной из главных осей симметрии – из плоскости листа.

Наоборот, в плоскости листа степень анизотропии любой фанеры сглаживается по сравнению с цельной древесиной. «Ликвидируется» ее самое слабое звено – малые величины характеристик поперек волокон. Это последнее понятие в фанере относится лишь к ориентации волокон в наружных слоях (рубашках). В обсуждаемом направлении применительно к фанере обязательно в толще листа найдутся слой или слои шпона, работающие вдоль волокон. Следовательно, минимальные величины упругих и прочностных характеристик в плоскости листа фанеры достигают конечного порядка под углом 45° к направлению оставшихся двух главных осей анизотропии. Относительно этих осей в полярных координатах изменение, например, прочностных характеристик в зависимости от ориентации их в плоскости листа, описывается кривой, отличной от ее характера для цельной древесины.

Наибольших величин упругие и прочностные характеристики, естественно, достигают в направлении волокон нечетных, т. е. наружных слоев. В перпендикулярном направлении к волокнам этих слоев, но лежащем в плоскости листа,

характеристики несколько меньше, так как количество четных слоев шпона на один слой меньше. К тому же все промежуточные слои уступают по качеству двум наружным – лицевому и обратному.

Таким образом, в плоскости листа выделяются два взаимно перпендикулярных направления, в которых величины механических характеристик достигают максимумов – вдоль и поперек волокон древесины наружных слоев шпона (рис. 1.5). В диагональном направлении ($\alpha = 45^\circ$) рассматриваемые характеристики в плоскости листа являются наименьшими.

В нормативной и технической литературе фанера обычно представляется именно этими тремя характеристиками, т. е. в плоскости $X-Y$. В то же время разрушение клефанерных конструкций часто выражается отрывом фанерных стенок от клеющих поясов, особенно при поперечных сечениях коробчатой формы. При этом проверка прочности на скалывание не вызывает опасений. Опыт эксплуатации, экспериментальные исследования и анализ характера разрушения клефанерных конструкций (балок и рам), а также проводимые в настоящее время исследования С. А. Лабутова показывают, что в зоне клеевых швов между фанерными стенками происходит не только скалывание, но и отрыв из плоскости листа, т. е. с учетом напряжений в плоскости конструкций фанера находится в объемном напряженном состоянии. Следовательно, для оценки прочности стенок на отрыв недостаточно

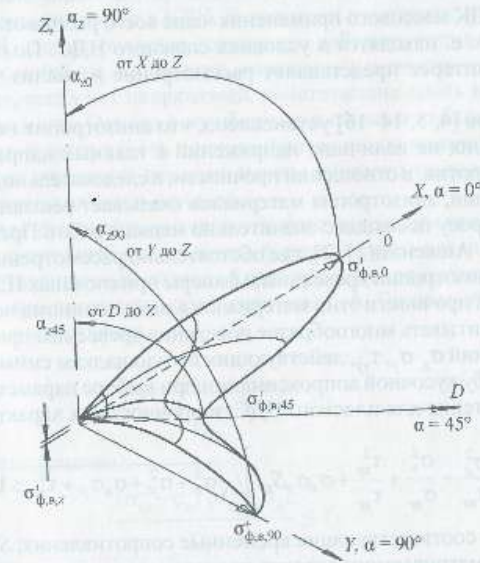


Рис. 1.5. Примерная схема поверхности анизотропии строительной фанеры в первом октанте полярных координат

знаний механических характеристик в плоскости листа. Необходимы хотя бы в первом приближении характеристики сопротивления фанеры на отрыв или под углом или поперек волокон, но в направлении оси Z (см. рис. 1.5). По нашим предположениям, последняя характеристика фанеры самая минимальная из всех, и достаточно незначительных по величине напряжений σ_z , чтобы произошел отрыв стенок. Отсутствие этих характеристик, да и методов их оценки, препятствует выполнению грамотного проектирования весьма эффективных тонкостенных конструкций из клеёной древесины.

Поведение фанеры при воздействии из плоскости листа исследовалось И. М. Гуськовым, но только при сжатии и смятии [17]. Эти характеристики, по аналогии с древесиной, явно выше, чем при растяжении, тем более при склеивании листов происходит упрессовка материала отдельных слоев шпона. Кроме того, на смятие и сжатие из плоскости листа фанера работает, в основном, под шайбами болтов и в ограждающих конструкциях – панелях, имеющих малые пролеты. В несущих конструкциях такое НДС практически не встречается, а разрушения материала при смятии и сжатии к плоскости листа не наблюдалось вообще.

1.3. Краткий обзор и анализ критериев прочности анизотропных материалов

Элементы КДК массового применения чаще всего работают на изгиб или сжатие с изгибом, т. е. находятся в условиях сложного НДС. Поэтому наибольший практический интерес представляет рассмотрение и анализ этих видов НДС-конструкций.

Рядом авторов [4, 5, 14–16] установлено, что анизотропия не оказывает существенного влияния на величины напряжений в главных направлениях упругой симметрии. Напротив, в отношении прочности, а следовательно, несущей способности конструкций, анизотропия материалов оказывает решающее влияние.

Данному вопросу посвящено значительно меньше работ. Прежде всего, это исследования Е. К. Ашкенази [1, 2], где обстоятельно рассмотрены закономерности механической анизотропии древесины и фанеры при сложных НДС. Ашкенази выражает критерий прочности этих материалов в виде полинома четвертой степени, что позволяет учитывать многообразие поведения древесины при различных сочетаниях напряжений $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$, действующих по площадкам симметрии материала, благодаря способу кусочной аппроксимации при выборе параметра S_{xy} , входящего в уравнение критерия для плоского НДС, и прочностных характеристик.

$$\left[\frac{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \tau_{xy}^2}{\sigma_{ax}^2 + \sigma_{ay}^2 + \tau_{axy}^2} + \sigma_x \sigma_y S_{xy} \right] / \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_x \sigma_y + \tau_{xy}^2} \leq 1, \quad (1.11)$$

где $\sigma_{ax}, \sigma_{ay}, \tau_{axy}$ – соответствующие временные сопротивления; S_{xy} – параметр, зависящий от рассматриваемого октанта пространства напряжений.

Для изгибаемых и сжато-изгибаемых элементов произвольных очертаний, в точках которых напряженное состояние характеризуется, например, растя-

жением вдоль, сжатием поперек и скалыванием вдоль волокон, параметр S_{xy} имеет вид:

$$S_{xy} = \frac{1}{\sigma_{ax}^+} - \frac{1}{\sigma_{ay}^-} - \frac{1}{\tau_{axy}^{+45}}, \quad (1.12)$$

где σ_{ax}^+ – предел прочности (временное сопротивление) древесины при растяжении вдоль волокон; σ_{ay}^- – предел прочности при сжатии поперек волокон; τ_{axy}^{+45} – предел прочности при действии касательных напряжений под углом 45° к волокнам.

При практическом использовании критерия вызывает трудность определение расчетного сопротивления скалыванию под углом к волокнам. Здесь фактически должно рассматриваться сопротивление перерезанию волокон древесины под углом, а это существенно больше, чем скалывание между волокнами – и продольное, и поперечное. По-видимому, величина τ_{axy}^{+45} в значительной степени зависит от методики ее определения. Этот вопрос не получил еще своего окончательного решения и требует проведения специальных исследований. Поэтому форма предельной поверхности в требуемом направлении и диапазоне напряжений недостаточно изучена, что не позволяет принимать критерий прочности в виде полинома четвертой степени к расчету элементов КДК массового применения.

Из множества критериев [18–22] наибольший интерес представляют либо разработанные специально для древесины, либо имеющие экспериментальное подтверждение применительно к КДК. В критерии прочности, предложенном Б. А. Освенским [23], рассматривается совместное действие нормальных σ_x и касательных τ_{xy} напряжений на площадках, параллельных волокнам. Такой подход возможен в случае, когда нет напряжений, действующих вдоль волокон σ_x , либо они пренебрежимо малы. Однако в изгибаемых и сжато-изгибаемых элементах в некоторых случаях σ_x могут быть причиной разрушения конструкций. Следовательно, необходимо учитывать все компоненты полевого тензора напряжений, в том числе и действующих вдоль волокон.

Предположение о решающем значении нормальных напряжений выдвинуто Е. К. Ашкенази, предложившей использовать первую теорию для оценки прочности древесины [1, 2]. Аналогичный подход сформулирован при плоском напряженном состоянии в критерии прочности, предложенном Г. А. Гениевым [24]. Он рассматривает три случая разрушения:

в области отрыва

$$\frac{(\sigma_{ax}^- - \sigma_x)(\sigma_{ay}^- - \sigma_y)}{\tau_{xy}^2} \leq 1 \quad (1.13)$$

в области сжатия (смятия)

$$\frac{(\sigma_{ax}^+ + \sigma_x)(\sigma_{ay}^+ + \sigma_y)}{\tau_{xy}^2} \leq 1 \quad (1.14)$$

при скалывании

$$\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4(\tau_{axy} + \tau_{xy})(\tau_{axy} - \tau_{xy})} \leq 1 \quad (1.15)$$

Расчеты показали хорошую согласованность оценки КДК для областей отрыва и сжатия в зонах действия максимальных напряжений растяжения и сжатия. Напротив, опытные данные при разрушении КДК «от скалывания» не вписывались в теоретические предпосылки. Даже для таких КДК, как МДА и РДП, в зоне разрушения критерий (1.15) указывал на запас прочности при скалывании, а на кромках сечений относительная величина (1.15) приближалась и даже превышала единицу. Аналогичные результаты имели место при расчете балок.

Но в большинстве случаев применительно к наблюдаемому в изгибаемых и сжато-изгибаемых элементах КДК напряженному состоянию в местах разрушения критерий Г. А. Гениева предполагает механизм разрушения от скалывания. Для использования этого критерия прочности в практических расчетах требуется знать расчетное сопротивление древесины перерезыванию волокон. В работе [24] эта величина названа автором прочностью на скалывание поперек волокон, что не согласуется с трактовкой этой величины и в нормах проектирования. По существу, прочность на срез поперек волокон (перерезание) примерно в 12 раз выше, чем скалывание между волокнами в поперечном направлении. По закону парности касательных напряжений разрушение материала, естественно, будет происходить по слабому звену – скалыванию вдоль волокон, поэтому в СНиП отсутствует расчетное сопротивление древесины на срез поперек волокон. Откровенно на этот вид НДС работают деревянные нагели, но их несущая способность определяется из условий изгиба или смятия сплавляемых элементов. На современном уровне развития КДК назрела необходимость получения расчетного сопротивления древесины перерезыванию волокон, хотя это и достаточно сложная задача.

Е. К. Ашкенази изучалось применительно к древесине сосны условие пластичности Мизеса – Хилла, на котором основываются современные энергетические теории прочности [2]. Оно зиждется на допущении отсутствия влияния гидростатического давления на величину предела текучести материала. Для древесины это допущение не подтвердилось, так как при действии одного гидростатического давления необратимо менялась форма образца. Но для материалов с меньшей интенсивностью анизотропии, например некоторых видов стеклопакетов, критерий Мизеса – Хилла удовлетворительно аппроксимирует экспериментальные данные [19, 20, 25].

Изучение критериев прочности Мизеса – Хилла, Л. Фишера, Дж. Марина показало, что они справедливы для анизотропных материалов, у которых пределы прочности на растяжение и сжатие в направлении главных осей анизотропии близки по величине ($\sigma_{ax}^+ \approx \sigma_{ax}^-$; $\sigma_{ay}^+ \approx \sigma_{ay}^-$). Для древесины эти условия недостижимы. Подробный анализ указанных и других критериев применительно к стеклопластикам приведен в работе [25].

Критерий Гольденблата – Копнова применим к тем анизотропным материалам, для которых соблюдается условие при $\tau_{axy}^{-45} = \tau_{axy}^{+45}$ [2, 19, 20, 25].

$$\left(\frac{1}{\sigma_{ax}^+} - \frac{1}{\sigma_{ax}^-} \right) - \left(\frac{1}{\sigma_{ay}^+} - \frac{1}{\sigma_{ay}^-} \right) = \frac{1}{\tau_{axy}^{+45}} - \frac{1}{\tau_{axy}^{-45}} \quad (1.16)$$

Здесь $\tau_{axy}^{\pm 45}$ – пределы прочности древесины при действии касательных напряжений под углом 45° к осям X и Y.

Для древесины это условие также не выполняется, так как

$$\sigma_{ax}^+ > \sigma_{ax}^-; \sigma_{ay}^+ < \sigma_{ay}^-; \text{ а } \sigma_{ay}^+ \ll \sigma_{ax}^+$$

Но он удовлетворительно согласуется с результатами испытаний стеклопластиков.

Применяемая в США для проверки прочности изгибаемых элементов КДК формула, основанная на критерии Норриса, учитывает все напряжения, действующие по направлениям основных осей элемента:

$$\frac{\sigma_x^2}{\sigma_{ax}^2} + \frac{\tau_{xy}^2}{\tau_{axy}^2} + \frac{\sigma_y^2}{\sigma_{ay}^2} \leq 1. \quad (1.17)$$

Эта формула, несмотря на простоту, не позволяет учитывать влияние знака напряжений и, как обычно, не рассматривает более опасные для анизотропного материала наклонные площадки. По данным академика Ф. П. Белянкина [25], критерий Норриса для материалов с менее ярко выраженной анизотропией, чем у древесины, дает ошибку в расчетах, достигающую 42 %.

Применение тех или иных гипотез к анизотропным материалам до настоящего времени является наиболее дискуссионной и сложной проблемой их сопротивления. Это, прежде всего, относится к материалам с высокой степенью анизотропии – клеёной древесине и фанере.

Наличие в древесине наиболее слабых площадок, параллельных направлению волокон, нацеливало ученых на их тщательное изучение и определение нормальных и касательных напряжений, действующих именно по этим площадкам еще при рассмотрении цельной древесины. Способствовала такому подходу большая простота и инвариантность полевых и материальных тензоров напряжений, а также симметричность уравнений теории упругости материала в направлении главных осей анизотропии. В результате практически все известные критерии прочности применительно к указанным материалам включают напряжения, действующие в направлениях главных осей анизотропии [2, 19, 20, 24, 25].

Вид преимущественного разрушения современных КДК, особенно увеличенной высоты, выражающийся возникновением продольных магистральных трещин, также на первый взгляд не противоречит необходимости рассмотрения площадок нормальных к осям симметрии материалов. С позиций оценки прочности материала именно на этих площадках построены как уже известные критерии [2, 19, 25], так и новые, разработанные для древесины в последние годы [23, 24].

Изучение и анализ характера возникновения первичных дефектов и признаков разрушения клеёной древесины и фанеры в современных КДК позволили нам внести некоторые коррективы в объяснение наступления предельного состояния КДК. Была сделана попытка рассмотрения геометрического места наклонных площадок, где приведенные нормальные напряжения имеют наибольшее превышение над прочностными характеристиками сильно анизотропного материала. С этой точки зрения и понятие об однородности НДС применительно к клеёной древесине может трактоваться несколько шире общепринятого. Оказалось, что при оценке прочности КДК рассмотрения их по поперечным сечениям недостаточно.

Правоммерно судить о градиенте напряжений по этим наклонным площадкам с максимальными соотношениями $\omega_1 = \omega_{\max} = \sigma_1 / R_1$, расположенном не в одном поперечном сечении, а в их совокупности. При переходе от одной элементарной площадки к другой в опасной области возникает еще и градиент угла ориентации. Наличие такой области, соизмеримой с площадями поперечных сечений элементов КДК, приводит к предельному состоянию конструкции, несмотря на безопасность напряжений в направлениях осей симметрии материала. При этом наблюдаемое разрушение в КДК развивается не по линии максимальной опасности, а по некоторым наклонным сечениям — по площадкам минимальной относительной прочности. Убедительным примером этого является общеизвестный характер разрушения одноосно растянутых образцов, где не наблюдается разрыва, перпендикулярного максимальным напряжениям (рис. 1.6).

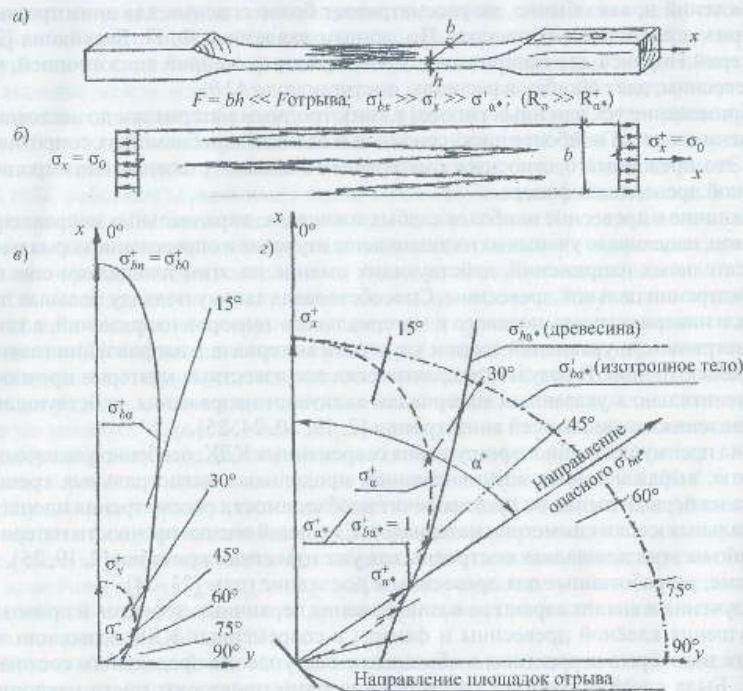


Рис. 1.6. Одноосное растяжение чистой древесины сосны вдоль волокон: а — общий вид образца с характером разрушения под углом к направлению волокон X; б — фрагмент образца с защепами трещин в области отрыва; в — действующие напряжения σ_{α^*} в полярных координатах при $\sigma_x^+ = 103,5$ МПа по [1] и предполагаемые временные сопротивления $\sigma_{\alpha^*}^+$ при $\sigma_{\text{ax}}^+ \approx 515 \dots 520$ МПа; г — фрагмент «полярных диаграмм» $\sigma_{\alpha^*}^+$ и $\sigma_{\alpha^*}^+$; --- действующие напряжения $\sigma_{\alpha^*}^+$; — $\sigma_{\alpha^*}^+$ изотропного тела ($\sigma_{\text{max}}^+ / \sigma_{\text{ax}}^+ = 1$); — $\sigma_{\alpha^*}^+$ древесины ($\sigma_{\text{max}}^+ / \sigma_{\text{ax}}^+ \ll 1$; $\sigma_{\alpha^*}^+ / \sigma_{\alpha^*}^+ = 1$)

Макроразрушение «защепистое», с семейством практически продольных трещин, в то время как нормальные к направлению трещин напряжения либо стремятся к нулю, либо полностью отсутствуют. Между тем, напряжения σ_{α} под углом к волокнам выходят за пределы прочности материалов [26–30]. Более подробное изучение берегов трещин (при переходе к микроразрушению) обнаруживает ворсистость пикообразных «выколов». Иными словами, древесина здесь разрушается в виде отрыва под углом к волокнам. При плоском НДС, характерном для большинства КДК массового применения, в материале возникают существенные касательные напряжения, а также в отдельных зонах и нормальные, растягивающие древесину поперек волокон.

1.4. Новые воззрения на оценку прочности КДК и обоснование рабочего критерия

Повышенный интерес к современным КДК, по недостаточность классических гипотез сопротивления материалов (справедливых для изотропных материалов) при ответах на неожиданные вопросы и даже парадоксы, поставленные первым опытом их массового применения, потребовали новых воззрений и критериальных оценок несущей способности КДК. Решение проблемы достоверной оценки прочности новых конструкций осложнялось отсутствием общепризнанных и апробированных критериев.

В различных научных школах делались попытки применить отдельные критерии прочности, в том числе классические, к некоторым анизотропным материалам [1, 2, 19–22, 24, 31]. Несмотря на то что в чистом виде классические критерии, как правило, не находили применения, их часто брали за основу при формировании более сложных теорий разрушения. Видимо, при соответствии механизма и места наблюдаемого разрушения принятым предпосылкам в экспериментальных исследованиях подобный подход не лишен основания.

На кафедре конструкций из дерева и пластмасс ЛИСИ (ныне СПбГАСУ) в шестидесятые годы прошлого века образовалась научно-инженерная школа по разработке, расчету, изготовлению и внедрению новых современных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры.

На основе анализа многолетних экспериментально-теоретических исследований, включающих наблюдения за эксплуатируемыми конструкциями практически по всей стране вырабатывались новые воззрения и подходы к оценке прочности элементов и узлов КДК с учетом анизотропии клееной древесины и фанеры. Сначала исследовались особенности НДС тонкостенных клефанерных конструкций как наименее материалоемких [32–34], а затем клеодоштых [15, 35–41]. Исследования были нацелены, в основном, на КДК массового применения в виде балок, рам и арок пролетами до 18 м, а позднее — пространственных конструкций до 36 м [4, 42].

В процессе выполнения указанных НИР было установлено, что механизм разрушения и тонкостенных, и массивных клеодоштых конструкций характеризуется

разрывом от главных или приведенных растягивающих (очень редко – сжимающих) напряжений, действующих под углом к волокнам в местах, где они преобладают над расчетными сопротивлениями материалов в соответствующих направлениях (см. рис. в прил. 17).

Разрушение тонкостенных балок и рам происходило преимущественно под большими углами к наружным слоям фанеры в виде складок или наклонного отрыва. Иногда разрушались и дощатые пояса в окрестностях наиболее напряженных карнизных узлов рам и в середине пролета балок. Наблюдаемый здесь характер разрушения имел вид наклонных трещин с зацепистыми берегами последних (см. прил. 17). Зарождение их начиналось чаще в растянутых зонах у зубчатошипового соединения досок или сучков и присучкового косослоя.

Разрушение клеенощитных балок и рам при испытаниях преимущественно происходило в растянутой зоне, чаще вблизи «нейтрального» слоя, иногда на растянутой кромке. Разрушение почти всегда имело вид продольной магистральной трещины вдоль элемента, наклонно переходящей от слоя к слою, иногда с некоторой протяженностью по клеевому шву.

Изучение НДС и анализ характера разрушения различных КДК позволили обосновать новый подход к объяснению первопричины разрушения при испытаниях, а в отдельных случаях и в процессе эксплуатации. В нем рассматривается геометрическое место наклонных площадок, где приведенные растягивающие напряжения под углом к волокнам имеют наибольшие превышения над прочностными характеристиками анизотропных материалов. Площадки преимущественно располагаются вдоль магистральной трещины, но могут быть ориентированы под произвольным углом к направлению ее прорастания. Поверхность разрушения ворсистая, что является следствием разрыва клеточных оболочек древесины под углом к направлению волокон. Наличие такой области, соизмеримой с площадями поперечных сечений элементов КДК, могут привести конструкции к предельному состоянию, несмотря на безопасность напряжений в направлениях осей симметрии материала. Вывод о таком механизме наблюдаемого разрушения элементов КДК обоснован не только результатом наших собственных исследований, но и анализом данных, полученных другими учеными. Он обосновывается резким падением сопротивления древесины растяжению при отклонении приведенных напряжений от продольной ориентации, снимает ряд вопросов, являющихся долгое время предметом дискуссий.

При плоском НДС растягивающие напряжения под углом к волокнам ранее других выходят за пределы прочного сопротивления, подготавливая разрушение.

Академик Ф. П. Белянкин и Е. К. Ашкенази высказывали гипотезы о разрушении древесины даже в стандартных образцах в виде отрыва по главным площадкам при скалывании [43] с образованием складок под углом при осевом сжатии [44]. Подтверждают это и исследования Ю. М. Иванова [45]. При продольном растяжении разрушение здоровой древесины также происходит под углом к волокнам (см. рис. 1.6) [26–30].

Критерий, основанный на первой теории, имеет вид

$$\omega_{\alpha} = \frac{\sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + \tau_{xy} \sin 2\alpha}{\sigma_{\alpha}} \leq 1, \quad (1.18)$$

где $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ – напряжения, действующие относительно главных осей анизотропии (компоненты полевого тензора) при сложном НДС; σ_{α} – предел прочности древесины под углом к волокнам; ω_{α} – отношение полевого и материального тензоров напряжений.

Принципиально это критерий (3), приведенный во введении настоящего пособия.

При рассмотрении произвольно ориентированных площадок два крайних положения ($\alpha = 0^\circ$ и $\alpha = 90^\circ$) совпадают с общепринятым подходом. Из множества остальных направлений, отличных от главных осей анизотропии, предпочтительный интерес представляют еще две ориентации – главные площадки и площадки с максимальными деформациями ϵ_{\max} , т. е. либо под углом α , либо под $\alpha_{\epsilon} = \alpha + \varphi$. На этих площадках критерий (1.18) получит более конкретные выражения

$$\omega_1 = \frac{\sigma_1}{\sigma_{\alpha 1}} \leq 1; \quad (1.19)$$

$$\omega_{\epsilon} = \frac{\sigma_{\epsilon}}{\sigma_{\alpha \epsilon}}, \quad (1.20)$$

где ω_1 и ω_{ϵ} – относительные величины напряжений на соответствующих площадках; $\sigma_{\alpha 1}$ и $\sigma_{\alpha \epsilon}$ – пределы прочности древесины в направлениях главных напряжений α и максимальных деформаций α_{ϵ} .

Справедливость оценки прочности клефанерных несущих конструкций по критерию, основанному на первой классической гипотезе, была всесторонне доказана и обоснована, получила одобрение и признание специалистов [12]. Расчеты тонкостенных конструкций по новой методике вошли в нормативную литературу и уже включены в СНиП [11].

Что касается применимости первой классической теории к дополнительной проверке массивных клеенощитных конструкций, то пока еще встречаются оппоненты, не почувствовавшие новых воззрений на оценку прочности КДК. В сознании крепко укоренилось увиденное: на первый взгляд трещины чаще возникают в приопорных зонах и прорастают почти вдоль элементов. Вывод: конструкция разрушается от скалывания. А местоположение трещин вне зоны действия τ_{\max} списывается на качество клея и древесины, технологические огрехи, режимы эксплуатации и т. п.

Продолжатели инженерно-научной школы ЛИСИ вместе с молодыми энтузиастами А. В. Хапиным, С. Ю. Табуновым, Б. В. Лабудиним, А. В. Шмидтом, П. М. Андреевой, В. А. Катаевым и другими провели серию дополнительных исследований клеенощитных балок, перекрестных балочных систем, клеенощитных рам, стальных узлов и криволинейных участков, а также рамно-шатровых покрытий. В последующих работах дополнительно обосновывалась справедливость первой и проверялась правомерность второй классических теорий прочности применительно к клеенощитным конструкциям.

На основе дальнейших исследований выявлено наличие общих зон в окрестности нейтрального слоя изгибаемых и сжато-изгибаемых элементов КДК. Установлено, что максимальная величина угла φ в рассматриваемых элементах существенно меньше, чем при одноосном воздействии (сравните рис. 1.7 с рис. 1.2). Отклонение вектора главных деформаций ϵ_{\max} от σ_1 в сторону направления, где прочность клеёной древесины уменьшается, наблюдается только в растянутой зоне, а в сжатой, напротив, в другую, где прочность материала увеличивается. Выявлено также, что на нейтральном слое вектор ϵ_{\max} совпадает с вектором σ_1 (см. рис. 1.7). Последнее является одновременно приведенным напряжением [18]. Иными словами, диагональное направление оказалось квазисимметричным, т. е. может рассматриваться как ось упругой симметрии материала, что существенно упростило подход к оценке прочности КДК, работающих в условиях сложного НДС.

Воспользовавшись условием коаксиальности ϵ_{\max} и σ_{\max} в диагональном направлении указанных материалов КДК, удалось определить базовое расчетное сопротивление R_{45}^{+*} , скорректированное на влияние σ_3 [46], а именно

$$\epsilon_{\max} = \frac{\sigma_1}{E_{45}} - \mu_{45} \frac{\sigma_3}{E_{45}} \quad (1.21)$$

При одинаковых по модулю величинах σ_1 и σ_3 критерий (1.18) получит развитие

$$\frac{\sigma_1 - \mu_{45}\sigma_3}{\sigma_{B45}} < 1, \quad (1.22)$$

или при равенстве величин σ_1 и σ_3 по модулю, но отличных по знаку в диагональном направлении

$$\sigma_1 \leq \frac{\sigma_{B45}}{1 + \mu_{45}} \quad (1.23)$$

Переходя к R_{45}^{+*} , можно записать

$$R_{45}^{+*} = \frac{R_{45}^+}{1 + \mu_{45}} \quad (1.24)$$

где R_{45}^+ – расчетное сопротивление клеёной древесины в диагональном направлении, полученное из испытаний материала на растяжении; μ_{45} – коэффициент Пуассона при сжатии клеёной древесины под углом 45° .

Установленная особенность НДС КДК в окрестности нейтрального слоя существенно упростила сопоставительный анализ оценки их прочности по первой и второй классическим гипотезам.

Критерий (1.20) в общем случае имеет вид

$$0.5 \frac{E_{1c}}{E_x \sigma_{\text{нле}}} \left\{ \sigma_1 (1 - \mu_{xy}) + \sigma_3 \frac{E_x (1 - \mu_{y'y'})}{E_y} + \left[\sigma_1 (1 + \mu_{xy}) - \sigma_3 \frac{E_x (1 + \mu_{xy'})}{E_y} \right]^2 + \left[\gamma_{xy} \sigma_1 + \sigma_3 \frac{E_x \gamma_{y'y'}}{E_y} \right]^2 \right\} < 1. \quad (1.25)$$

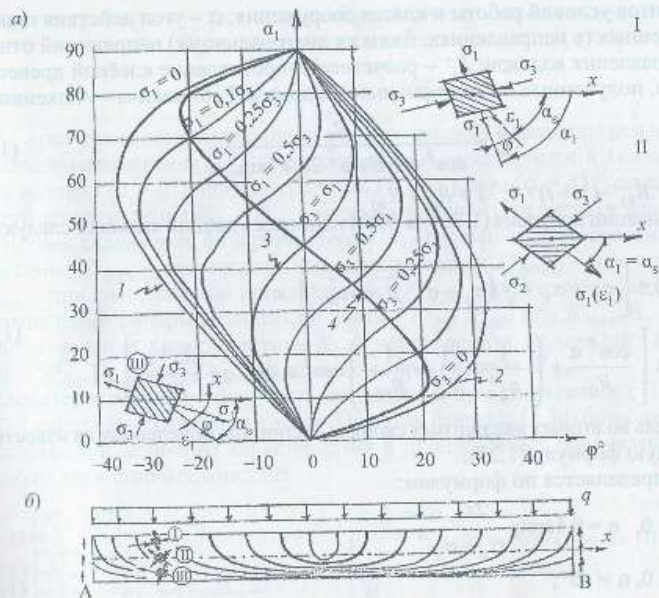


Рис. 1.7. Углы отклонений φ направления максимальных деформаций ϵ_1 от угла наклона α_1 к направлению волокон древесины X главных растягивающих напряжений σ_1 , действующих в различных сочетаниях с главными жимающими σ_3 ; а – характер перелома величин φ от одноосных напряженных состояний древесины в произвольных направлениях к изгибаемому элементу: 1 – одноосное сжатие, 2 – одноосное растяжение, 3 – чистый сдвиг, 4 – кривая распределения величин φ по высоте сечения балки; б – схема расположения исследуемых точек (I, II, III) и траекторий σ_1 в клеёной деревянной балке

Решение с позиций (1.25) требует громоздкого математического аппарата, а главное – знания многих упругих характеристик клеёной древесины в различных направлениях, что усложняет его практическое использование при современном уровне изученности этого нового материала.

Итак, на совместных площадках, где справедливы первая и вторая гипотезы, при базовых расчетных характеристиках, в частности R_{45}^{+*} , полученном с учетом влияния σ_3 в диагональном направлении, рабочий критерий (1.18) применительно к методике действующих норм [11] получит вид

$$\sigma_1 \approx \sigma_{\text{пра}}^+ = 0.5 \left[\sigma_x + \sigma_y + \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \right] \leq R_{\sigma}^+ m_1 / \gamma_n, \quad (1.26)$$

где $\sigma_{\text{пра}}^+$ – приведенное растягивающее напряжение ($\sigma_{\text{пра}}^+ = \epsilon_{\max} E_{\alpha}$), действующее под углом к волокнам древесины в направлении максимальной деформации ϵ_{\max} ; σ_1 – максимальное (главное) растягивающее напряжение; m_1 и γ_n – совокупность

коэффициентов условий работы и класса сооружения; α – угол действия главных или приведенных (в направлениях, близких диагональному) напряжений относительно направления волокон; R_0^- – расчетное сопротивление клеёной древесины или фанеры, полученные по тензориальной формуле Рабиновича – Ашкенази.

$$R_{\alpha}^+ = \frac{R_0}{\cos^4 \alpha + B \sin^2 2\alpha + t \sin^4 \alpha}, \quad (1.27)$$

где $B = R_0^- / R_{45}^+ - (1+t)/4$; $t = R_0^+ / R_{90}^+$.

Для реализации критерия (1.26) на ЭВМ наиболее удобной является следующая форма:

$$0,5 \left[\sigma_x + \sigma_y + \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \right] \times \left[\frac{\cos^4 \alpha}{R_0} + \left(\frac{1}{R_{45}^+} - \frac{1}{R_0} - \frac{1}{R_{90}^+} \right) \cos^2 \alpha \sin^2 \alpha + \frac{\sin^4 \alpha}{R_{90}^+} \right] \leq 1. \quad (1.28)$$

Множитель во вторых квадратных скобках – единица, поделенная на известную тензориальную формулу (1.27).

Угол α определяется по формулам:

$$\begin{aligned} \text{при } \sigma_x - \sigma_y > 0, \quad \alpha &= 0,5 \arctg \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}; \\ \text{при } \sigma_x - \sigma_y = 0, \quad \alpha &= 45^\circ; \\ \text{при } \sigma_x - \sigma_y < 0, \quad \alpha &= 0,5 \left(180^\circ - \arctg \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_y - \sigma_x} \right). \end{aligned} \quad (1.29)$$

Прочностные константы древесины и фанеры в главных направлениях упругой симметрии на плоскости X–Y изучены достаточно хорошо, их величины приводятся в нормах проектирования [11]. Целесообразно иметь расчетные характеристики при растяжении клеёной древесины в промежуточных направлениях, так как разрушение КДК чаще всего происходит в растянутой зоне. Скорректированное по вышеизложенной методике R_{45}^+ клеёной древесины, соответствующее приведенным напряжениям в диагональном направлении и введенное в (1.27), по нашему мнению, плавно сглаживает влияние σ_3 от R_{45}^+ до двух апробированных практикой базовых величин R_0^+ и R_{90}^+ (рис. 1.8).

Для расчетов КДК, в том числе тонкостенных с учетом оценки прочности фанеры только в плоскости листа, характеристик, приведенных на рис. 1.8, достаточно. Если же в перспективе потребуются оценить фанерные стенки в объемном НДС, а такая необходимость уже проявляется, количество характеристик нужно будет расширять (см. рис. 1.5).

При определении $R_{\phi 90}^+ = R_{\phi z}^+ = R_{\phi r}^+$ (с учетом технологии лущения шпона на направление оси Z почти идеально совпадает с радиальной ориентацией исходного материала – r). Характеристики фанеры $R_{\phi i}^+$ из плоскости листа могут быть определены по приближенной формуле

$$R_{\phi i}^+ = \frac{R_{\phi,пл}^+}{1 + \left(\frac{R_{\phi,пл}^+}{R_{\phi z}^+} - 1 \right) \sin^2 \alpha_z}, \quad (1.30)$$

где $R_{\phi i}^+$ – расчетное сопротивление фанеры из плоскости листа по трем «реперным» направлениям изменения $R_{\phi z}^+$ от фиксированных характеристик в плоскости листа – вдоль волокон ($\alpha = 0^\circ$), поперек ($\alpha = 90^\circ$) и под углом ($\alpha = 45^\circ$) до единого расчетного сопротивления $R_{\phi z}^+ = R_{\phi r}^+$ – нормально плоскости листа (в зависимости от ориентации склеивания фанерной стенки по отношению к направлению волокон древесины: $R_{\phi 0\phi z}^+$ – при продольном приклеивании; $R_{\phi 90\phi z}^+$ – при поперечном и $R_{\phi 45\phi z}^+$ – при диагональном приклеивании); $R_{\phi,пл}^+$ – одно из трех фиксированных сопротивлений фанеры в плоскости листа – $R_{\phi 0}^+$, $R_{\phi 90}^+$ или $R_{\phi 45}^+$; α_z – угол от 0° до 90° изменения характеристики $R_{\phi i}^+$ в направлениях от констант в плоскости листа – $R_{\phi 0}^+$, $R_{\phi 90}^+$ или $R_{\phi 45}^+$, до единого сопротивления $R_{\phi z}^+$.

Характеристики $R_{\phi i}^+$ могут быть определены при растяжении (+) и при сжатии (–) материала из плоскости листа. При этом формула (1.30) позволяет получить приближенные величины характеристик в произвольных направлениях, исходя только из двух базовых констант.

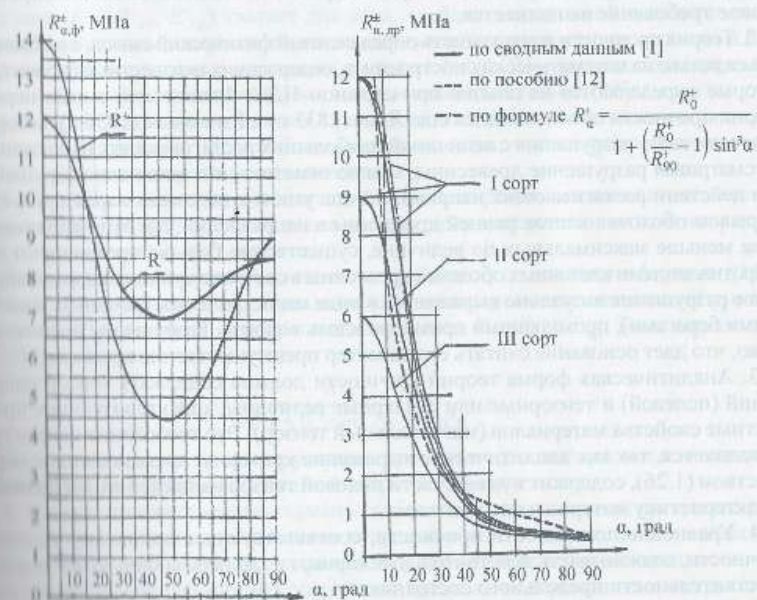


Рис. 1.8. Расчетные сопротивления строительной фанеры $R_{\alpha,ф}^+$ и клеёной древесины $R_{n,сп}^+$ под различными углами к направлению волокон

В отношении обоснования критерия (1.26) в качестве рабочего для оценки прочности КДК интерес представляет анализ соответствия предлагаемого критерия постулатам и требованиям, положенным в основу общей теории критериев прочности [4, 19–22]. В свое время критерий (1.26) был выбран и обоснован в качестве рабочего [47] на базе наших экспериментально-теоретических исследований. Позднее А. В. Хапин в учебном пособии [5] конкретизировал это обоснование по методике, изложенной в монографии В. Ф. Яценко [22].

Первая классическая гипотеза рассматривает материал как сплошную среду, а процесс разрушения описывается с феноменологических позиций, использующих такие понятия, как тензоры напряжений, деформаций, характеристик прочности. Таким образом, полученный на основании первой теории прочности критерий разрушения для анизотропных материалов, какими являются клеёная древесина и фанера, будет носить феноменологический характер. Основных требований, которые целесообразно соблюдать при разработке таких критериев, четырнадцать.

1. Теория прочности при сложном НДС должна основываться на экспериментальных результатах, полученных при простых напряженных состояниях. Для использования рабочего критерия (1.26) необходимо знать базовые расчетные сопротивления древесины осевому воздействию под различными углами – R_{0}^{+} , R_{45}^{-} и R_{90}^{+} , определяемые из опытов на простое растяжение-сжатие. Таким образом, первое требование выполняется.

2. Теория прочности должна иметь определенный физический смысл, а не базироваться только на математических построениях, содержащих неизвестные параметры, которые определяются из опытов при сложном НДС. Физический смысл первой теории прочности обосновывался еще Ляме (1833 г.) и Рэнкиным (1856 г.), которые отмечали связь разрушения с величиной наибольших растягивающих напряжений. Рассматривая разрушение древесины, можно отметить, что механизм разрушения при действии растягивающих напряжений под углом к волокнам характеризуется разрывом оболочек клеток ранней древесины в направлении, где эти напряжения, даже меньше максимальных по величине, существенно больше преобладают над сопротивлениями клеточных оболочек древесины в соответствующих направлениях. Такое разрушение визуально выражается в виде магистральных трещин (с зацепистыми берегами), проходящими примерно вдоль волокон. Разрушение происходит резко, что дает основание считать его характер преимущественно хрупким.

3. Аналитическая форма теории прочности должна содержать тензор напряжений (полевой) и тензорные или скалярные величины, характеризующие прочностные свойства материалов (материальный тензор). Это требование полностью выполняется, так как аналитическое выражение критерия, представленное неравенством (1.26), содержит в левой части полевой тензор напряжений, а в правой – характеристику материального тензора.

4. Уравнение поверхности прочности, соответствующее принятому условию прочности, должно иметь действительные корни, т. е. должно соблюдаться условие действительности предельного состояния.

Важное практическое значение для расчетов сплошных элементов КДК имеет исследование плоского НДС. Для конструкций сплошного поперечного сечения

область безопасных состояний материала может ограничиваться предельными кривыми, исследование которых проводилось в работах [31, 47]. Как показали расчеты, предельная кривая, ограничивающая область безопасных состояний, имеет координаты, являющиеся действительными корнями соответствующего уравнения. Оно имеет вид (1.26), но со знаком равенства.

5. Условие прочности должно иметь форму инварианта и в общем случае для анизотропного материала содержать константы, характеризующие анизотропию и асимметрию прочности.

Условие прочности, записанное в виде (1.26), содержит инвариантные величины, описываемые полевим тензором напряжений (левая часть) и материальным тензором прочностных констант (правая часть, полученная по тензоральной формуле Рабиновича – Ашкенази). Следовательно, это условие имеет форму инварианта.

Количество прочностных констант, необходимых для оценки прочности клеёной древесины как трансформированного материала, зависит от применяемого критерия. Например, для критерия Е. К. Ашкенази требуется знание восьми констант [1]. В данном случае рассматривается действие только растягивающих напряжений, причем исключаются скальвающие напряжения поперек волокон, так как мы имеем дело с плоским НДС. Следовательно, число прочностных констант может быть значительно уменьшено. Для критерия (1.26) оно равно трем, так как этих констант (R_{0}^{+} , R_{45}^{-} , R_{90}^{+}) хватает для того, чтобы с достаточной в практических расчетах точностью аппроксимировать зависимость прочности древесины на растяжение от угла наклона к волокнам (см. рис. 1.8 и (1.27)). Такой подход оправдан для частных случаев анизотропии и напряженного состояния [22].

6. Все вытекающие из условия прочности соотношения не должны зависеть от системы координат. Это требование выполняется, так как условие прочности (1.26) содержит инвариантные величины.

7. Условие прочности для анизотропного материала должно автоматически обращаться в условие прочности для изотропного материала и не противоречить классическим теориям прочности.

Для доказательства выполнения этого требования достаточно в формуле (1.27) заменить различные прочностные константы анизотропного материала R_{45}^{-} и R_{90}^{+} на единое R_{0}^{+} , так как для изотропного материала $R_{0}^{+} = R_{45}^{-} = R_{90}^{+}$. Тогда выражение (1.27) получит вид

$$R_{\alpha}^{+} \frac{R_{0}^{+}}{\cos^4 \alpha + 0,5 \sin^2 2\alpha + \sin^4 \alpha} R_{0}^{+}.$$

Таким образом, получается условие прочности для изотропного материала, совпадающее с первой классической теорией прочности.

8. Условие прочности должно давать удобные для использования расчетные формулы, не перегруженные имеющими второстепенное значение составляющими.

Сравнение аналитических выражений различных критериев прочности, используемых или разработанных специально для расчета деревянных конструкций с учетом анизотропии материалов (например, критериев Е. К. Ашкенази, Г. А. Генниева, И. А. Освенского), показывает, что выражение (1.26) имеет наиболее простую

форму и не содержит составляющих, имеющих второстепенное значение. Они, правда, входят в определение одной из базовых характеристик (R_{45}^{1+} , см. формулы (1.21)–(1.24), а также [46]). Далее при получении R_{45}^{1+} в произвольном направлении их влияние распространяется до двух других базовых величин в формуле (1.27).

9. В условии прочности должны быть учтены: влияние гидротермического состояния среды и материала, характер и режим силового воздействия, масштабный фактор и другие технологические и эксплуатационные факторы.

Учет указанных факторов производится при формировании базовых расчетных сопротивлений R_{10}^{1+} , R_{45}^{1+} , R_{90}^{1+} , входящих в формулу (1.27). В необходимых случаях для учета эксплуатационных, технологических и других факторов, а также характера загрузки используются различные коэффициенты, предусмотренные нормами проектирования деревянных конструкций [11].

10. Окончательная рекомендация теории прочности к практическому использованию должна быть обоснована экспериментально.

Опыт многолетних экспериментальных исследований конструкций из клеёной древесины, включающих натурные наблюдения эксплуатируемых КДК от Архангельска до Новой Каховки и от Выборга до Абакана, накопленный в СПбГАСУ, свидетельствует о широком апробировании, возможности и целесообразности использования предлагаемого критерия в практических расчетах КДК [4, 5, 15, 26–31, 35, 36, 38–41].

11. Для частных случаев НДС возможно создание частных условий прочности, не распространяющихся на другие виды НДС. Если одна из компонент тензора напряжений отсутствует или пренебрежимо мала (например, σ_1 в клефанерных плоских конструкциях), то критерий прочности (1.26) приобретает более простой вид и превращается в частное условие прочности.

12. Предельная поверхность прочности в пространстве тензора напряжений должна быть плавной, гладкой и выпуклой. Это требование отражает постулат Друккера, требующий выпуклости поверхностей пластичности [2].

Однако этот постулат [2] вряд ли может быть распространен на поверхности прочности анизотропных материалов, так как аппроксимирующее уравнение поверхности всегда содержит комплекс параметров, определяемых по результатам испытаний образцов. Влияние методики испытаний на определяемые характеристики может искажать их, поэтому вид поверхности может не соответствовать этому постулату.

Как показали исследования предельных кривых [26, 31], они имеют не только положительную, но и отрицательную кривизну, в особенности при небольших значениях растягивающих напряжений, действующих вдоль волокон древесины. Таким образом, постулат Друккера выполняется для древесины не в полной мере. Однако приведенные выше разъяснения, а также экспериментальная проверка достоверности критерия (1.26) позволяют заключить, что это не является причиной для отказа от него в качестве рабочего.

13. Соотношения между характеристиками прочности материала должны подчиняться принципу, названному И. И. Гольденблатом и В. А. Копновым эвристическим. Сущность этого принципа состоит в том, что при изменении хотя бы одной

константы материала новая поверхность прочности должна находиться внутри или снаружи первоначальной, но не пересекать ее. Предельные поверхности в этом случае могут иметь общие касательные в одной или нескольких точках.

Исследования показали, что при изменении одной из констант прочности, входящих в упрощенное равенство (1.27), вид кривых для древесины на рис. 1.8 настоящего пособия и предельных кривых [31] меняется таким образом, что новые кривые проходят выше или ниже первоначальных. Исключение составляет пунктирная линия кривой по пособию [12], в котором был проявлен волюнтаризм научных редакторов при назначении величины R_{45}^{1+} . В этой же кривой расчетное сопротивление при малых углах воздействия (от 0 и примерно до 8°) было принято не изменяющимся и максимальным, что приближенно вполне допустимо. Исследования предельных кривых [31] при строго одинаковом подходе к каждой из них показали, что в этом случае новые предельные кривые также проходят выше или ниже данных, причем их не пересекая. Поэтому обсуждаемое требование выполняется.

14. При разработке механических теорий прочности феноменологическим путем композиционный материал рассматривается как сплошной и однородный, что позволяет использовать простые аналитические зависимости.

Таким образом, цельная древесина представляет собой материал неоднородный и несплошной, что объясняется, например, наличием природных пороков – сучков, сослоя, смоляных отложений, сердцевинных лучей, трещин и т. п. Кроме того, цельная древесина является слоистым материалом, и в пределах каждого годичного кольца чередуются слои менее прочной ранней и более прочной поздней древесины. Точный учет всех этих факторов значительно усложняет решение задачи, особенно для материала в малых объемах, где относительная величина отдельно взятого порока весьма ощутима.

Влияние неоднородности цельной древесины существенно сглаживается при переходе к многослойной клеёной древесине, которая более точно соответствует идеализированной модели трансформного материала (см. пп. 1.1–1.2).

Таким образом, гипотеза об однородности и сплошности материала при разработке обсуждаемого критерия применительно к клеёной древесине учтена. Это позволяет получить простую аналитическую зависимость (1.26) и рекомендовать ее к практическому использованию.

Приведенный анализ полученного на основании первой теории прочности критерия для клеёной древесины как анизотропного материала позволяет сделать следующие выводы.

Критерий, выражаемый упрощенными формулами (1.26)–(1.29), в основном, соответствует требованиям, положенным в основу общей теории критериев прочности. Он носит феноменологический характер и базируется на трех характеристиках прочности материалов, определяемых в соответствии с существующими нормами проектирования в качестве расчетных сопротивлений. Критерий имеет вполне определенный физический смысл, инвариантен относительно координатных осей; уравнение предельных кривых имеет действительные корни, при переходе к изотропному материалу обращается в изначальную первую классическую тео-

рию прочности. Он отвечает на некоторые дискуссионные вопросы и объясняет отдельные парадоксы, имеет убедительное экспериментальное подтверждение, соответствует принципу синергизма, а также ряду других требований общей теории критериев прочности. Следовательно, он может быть рекомендован для практического использования в дополнительных оценках прочности КДК и в упрощенном виде (1.26)–(1.29) его целесообразно включить в новую редакцию норм проектирования деревянных конструкций любых форм поперечных сечений. При этом проверки по критерию (1.26)–(1.29) большепролетных конструкций следует считать обязательными.

Изложенные воззрения базируются не только на результатах исследований петербургской инженерной школы, но и подтверждаются научными работами других ученых. Так, доказано [49, 50], что степень анизотропии клеёной древесины со временем усиливается, а в реальных КДК указанное изменение неизбежно.

1.5. Общие положения и принципы конструирования

Конструктивное решение всегда являлось основой будущего сооружения. Известно, что принцип рационального конструирования заключается в минимуме затрат труда, материалов и энергоёмкости и максимуме конструктивного эффекта. Единство конструирования, технологии и объёмно-планировочных решений зданий, а также непосредственная связь и сближение науки и практики в современных условиях превращаются в устойчивую тенденцию развития КДК.

В прошлом, когда у конструктора не было современного аппарата базовых инженерных наук, размеры элементов назначались либо по интуиции, либо на основе грубо приближённого расчёта.

Основным критерием жизнеспособности новой конструкции являлись результаты исследования моделей. При внесении изменений в конструкцию строилась новая модель и испытания повторялись. Этот период характеризуется в строительной технике как период «непосредственного эмпиризма».

Аналитический подход применяется не только при назначении размеров элементов, но и при компоновке всей конструкции в целом. Примером являются металлические конструкции. Достоверности расчёта способствовали изученность материала и использование для описания его под нагрузкой классических канонических теорий упругости и пластичности. В связи с этим именно на примере металлических конструкций сформировались законы веса, оптимизации и принципов рационального конструирования [51].

Н. С. Стрелецкий указывает на следующие три закона рационального конструирования – концентрация материала, упрощение конструктивной формы, совмещение функций работы элементов.

При этом высказывается суждение, что они универсальны и относятся ко всем элементам возведения конструкции, проектирования, монтажа. Соблюдение упомянутых законов при конструировании способствует рациональному использованию материалов, уменьшению материалоемкости конструкций, а следовательно, повышению их эффективности.

КДК являются новыми по сравнению с традиционными конструкциями, в том числе и деревянными из цельной древесины. Отличие их заключается и в конструктивных формах, и в своеобразии свойств, и в поведении материала под нагрузкой. По сравнению с традиционными деревянными КДК отличаются формами и размерами поперечных сечений элементов, особенно в плоских сплошных конструкциях. А это обуславливает качественное и количественное видоизменение их напряженно-деформированного состояния по сравнению с цельными деревянными конструкциями.

В результате выраженной анизотропии решающее влияние на прочность клеёных деревянных элементов имеет не величина, а направление напряжений по отношению к осям упругой симметрии. Поэтому задача рационального конструирования значительно усложняется, так как накладываются дополнительные ограничения, обусловленные анизотропией прочностных и упругих свойств материала. Очевидна необходимость не только учета этих особенностей при конструировании, но и полноценного использования материала в направлении наибольшей прочности. Этот вопрос обостряется в связи с тем, что клеёная древесина и фанера, являясь ценными конструкционными материалами, имеют стоимости значительно большие по сравнению со стоимостями цельной деловой древесины (в 2,5–3 раза). Таким образом, рациональное использование анизотропии выдвигается на первый план при конструировании с соблюдением закона концентрации материала, т. е. здесь этот закон расширяется, конкретизируется применительно к специфическим свойствам материалов.

Учет природных свойств древесины при конструировании выдвигает новый принцип, характерный для анизотропных материалов: согласование полей действующих напряжений с полями сопротивлений материала. Несоблюдение этого принципа даже в материалах с весьма слабо выраженной анизотропией, к которым относится сталь, приводит к преждевременному разрушению по слабым прокладкам без признаков пластических деформаций. Это имеет место в практике машиностроения [1] и строительства [52]. (Естественно при конструировании остается в силе известный принцип дробности.)

В материалах с неизмеримо большей по сравнению с металлом степенью анизотропии, к которым относятся клеёная древесина и фанера, требования принципа рационального использования их анизотропных свойств, с одной стороны, выдвигаются на первый план, а с другой – существенно усложняются. Для достижения максимального конструкционного использования таких материалов следует стремиться к совмещению направлений их наибольшей прочности с траекториями главных растягивающих (или сжимающих) напряжений. Площадки же, параллельные волокнам, должны быть расположены таким образом, чтобы на них в элементах конструкций по возможности отсутствовали растягивающие напряжения.

В реальных конструкциях такие условия обычно отсутствуют. Даже при создании в испытательных установках одноосного напряженного состояния в строительных конструкциях не удается избежать эксцентриситетов [53]. С учетом же комплекса специфических свойств клеёной древесины создание в разнообразных элементах КДК желаемых идеальных условий работы материала практически недостижимо.

Вместе с тем в совершенствовании КДК этот путь имеет существенные резервы, так как в ряде случаев оценка степени потерь несущей способности конструкций при отсутствии указанной согласованности приводит к недопустимым ослаблениям.

Примером может служить заманчивое по технологичности непосредственное стыкование клееных элементов на зубчатый шип под углом к волокнам. Оно выполняется на высокомеханизированном оборудовании, выпускаемом западногерманскими фирмами *Dimter*, *Gre-con* и другими. В ФРГ впервые появились рамы из прямолинейных элементов со склеиванием на зубчатый шип блоков ригеля и стоек по биссектрисе угла между ними. Такие рамы получили широкое распространение благодаря именно высокой технологичности. В семи наиболее крупных цехах КДК имеется это целевое оборудование.

Аналогичное сопряжение клееных блоков под углом в зарубежной практике осуществляется в двускатных балках. Угол склеивания элементов здесь меньше, чем в рамных узлах, опасность же разрушения неизмеримо возрастает за счет концентраций нормальных напряжений растяжения во входящем углу вдоль волокон и возникновения «радиальных» напряжений, растягивающих древесину поперек волокон.

Несмотря на технологичность выполнения прямолинейных элементов и их сопряжения под углом, конструктивное решение не соответствует принципу рационального использования анизотропии клеёной древесины. Здесь допустим, видимо, только незначительный угол сопряжения (до $5-10^\circ$), так как поверхность прочности сильно вытянута вдоль волокон, и характеристики материала, особенно при растяжении, резко падают в интервале от 10 до 35° (см. рис. 1.8).

Конструкторские вопросы, решаемые совместно с технологическими, способствуют не только уменьшению трудоемкости изготовления, но и повышению уровня рационального использования исходных материалов – деловой древесины и фанеры. В этом случае наибольшая зависимость наблюдается при изменении очертания и формы поперечного сечения элемента.

Современная технология изготовления КДК, сохраняя преемственность прежних методов обработки древесины, во многом порывает связь со способом производства ДК из цельной древесины и основывается на высокопроизводительном автоматизированном оборудовании.

Таким образом, общий принцип упрощения конструктивной формы применительно к КДК может быть представлен в виде следующей рекомендации: увеличение в конструкции относительного объема унифицированных элементов простой формы, получаемых на высокопроизводительном оборудовании без увеличения числа монтажных стыков; применение очертаний форм и размеров элементов, позволяющих снижать расход деловой древесины на единицу готовой продукции.

Принцип совмещения функций работы элементов применительно к плоским сплошным КДК вступает в противоречие с самой классификацией конструкции, поэтому не может быть использован непосредственно при проектировании, так как по существу уже проектируется не плоская, а совмещенная конструкция. Но этот принцип может быть реализован при выполнении рекомендаций другого плана, а именно – использование плоских, хорошо освоенных производством конструкций

для создания пространственных. В этом случае ограждения, при включении их в работу основных элементов, могут способствовать уменьшению действующих в таких элементах усилий.

Соответствие конструктивной формы функциональному назначению и эксплуатационному режиму здания приобретает для КДК особое значение. При проектировании необходимо также помнить об особенностях работы древесины при различных напряженных состояниях. Например, поведение древесины при растяжении и скалывании характеризуется как хрупкое (материал подчиняется закону Гука вплоть до разрушения), при сжатии и смятии древесина ведет себя как пластичный материал (диаграмма σ - ϵ практически с самого начала загрузки криволинейна). При изгибе график σ - ϵ имеет смешанный характер.

Отмеченные и другие свойства клеёной древесины и фанеры как строительных материалов накладывают, с одной стороны, определенные ограничения в сферах использования, с другой – позволяют установить области предпочтительного применения КДК, где они целесообразнее конструкций из других материалов.

Использование архитектурно-эстетических достоинств КДК, долговечности в условиях химически агрессивных сред, немагнитности, широких возможностей формообразования способствует достижению не только технической, но и социально-экономической полезности их в хозяйстве страны.

Глава 2. ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О КЛЕЁНЫХ БАЛКАХ

2.1. Характеристика современных клеёных балок

Балки являются простейшими, наиболее технологичными из всех видов деревянных клееных конструкций (КДК). Массовое изготовление, например клеешатых промышленных балок, может быть полностью автоматизировано. В этих КДК, в отличие от конструкций из цельной древесины (ДК), увеличиваются возможности использования ресурса прочности природного материала, размеров перекрываемых пролетов, регулирования огнестойкости и др.

Во всем КДК, в том числе и клеёным балкам, присущи не свойственные для ДК формы и размеры поперечных сечений, а также соотношения этих размеров – h/b , h/l и др. Увеличенная относительная высота ($h/l = 1/8 \dots 1/12$, $h/b = 4 \dots 8$) поперечных сечений способствует снижению материалоемкости клееных балок по сравнению с цельными. Высокотемпературная сушка досок стерилизует древесину, что увеличивает биостойкость конструкций. Использование для склеивания балок водостойких синтетических клеев, кроме этого, расширяет области применения этих конструкций в отношении условий эксплуатации.

Отсутствие металла в конструкциях обеспечивает их высокую химическую и огнестойкость (особенно массивных) по сравнению с металлическими и металло-

деревянными конструкциями. Пролеты балок массового изготовления изменяются в пределах 12...24 м. Уникальные дощато-клеёные балки перекрывают пролет 39 м (Брюссельская выставка). Максимальный пролет, перекрываемый клефанерными балками, равен 55 м (г. Зволен, Чехословакия).

При проектировании выбор того или иного вида балок (их очертания, формы и размеры поперечного сечения) определяется архитектурными требованиями и функциональным назначением сооружения, местонахождением региона по отношению к лесосырьевым ресурсам, наличием производственной базы и возможностями технологического оборудования, трудоемкостью изготовления, транспортировки и монтажа конструкций.

Для изготовления дощато-клеёных или клефанерных балок применяются древесина преимущественно хвойных пород с влажностью $10 \pm 2\%$ и водостойкая фанера березовая или из лиственницы марки ФСФ. При обосновании может быть использована бакелизованная фанера марки ФБС.

В зависимости от условий эксплуатации для склеивания балок применяются либо водостойкие клеи (резорциновые, фенольные, фенолформальдегидные, фенольно-резорциновые и др.), либо средней водостойкости (мочевинформальдегидные, карбамидные, карбамидно-меламиновые) и т. д.

При изготовлении клеёных балкам следует придавать строительный подъем в соответствии с функциональным назначением конструкций [11, табл. 16].

Сращивание досок в слои длинномерных пакетов (плети, ламели) для изготовления любых балок осуществляется преимущественно путем клеевого соединения на зубчатый шип. При этом из отдельных досок-заготовок обычно вырезаются крупные пороки, не допускаемые для заданного сорта слоёв.

При необходимости сращивания целого пакета на зубчатый шип, нарезанный через все поперечное сечение, рекомендуется склеивание преимущественно вдоль волокон древесины. При соответствующем обосновании с оценкой плоского напряженного состояния возможный угол склеивания не должен превышать $5-10^\circ$.

Соединение фанерных заготовок после раскроя стандартных листов в сплошную стенку балки выполняется преимущественно склеиванием на «ус» с уклоном не более 1:10. При обосновании допускается склеивание с помощью фанерных накладок.

Высококомбинированное стыкование фанеры на зубчатый шип в настоящее время еще не освоено, несмотря на наличие импортного оборудования в некоторых цехах КДК.

Проектирование балок связано с выполнением следующих ограничений:

толщина слоёв досок δ_d прямолинейных участков не должна превышать 33 мм. При условии устройства продольных пропилов в слоях их толщина допускается до $\delta_d = 42$ мм, что уменьшает общие отходы древесины и расход клея;

толщина слоёв досок гнuto-клеёных элементов должна быть не более $r_{\min}/150$. В гнuto-клеёных деталях малой длины рационально использовать более тонкие доски, а при малой высоте пакета (например, для поясов клефанерных тонкостенных конструкций) набор его может быть осуществлен из толстого шпона. При этом, как показали исследования, расчетные сопротивления материала гнuto-

клеёных деталей могут быть увеличены практически в два раза по сравнению с дощатыми поясами. Это способствует их использованию в наиболее напряженных сечениях конструкций.

2.2. Классификация балок

Балки относятся к классу безраспорных плоских конструкций. Современные клеёные балки делятся на две основные группы:

1. Клеодощатые массивные, состоящие из пакетов досок, склеенных между собой в основном по пласти с плоско-параллельным расположением слоёв (рис. 2.1 и 2.2, а).

2. Клефанерные (КФБ) тонкостенные, состоящие из дощатых поясов и приклеенных к ним стенок из водостойкой (или бакелизованной) фанеры (см. рис. 2.1 и 2.2, б).

По геометрическому очертанию все балки можно сгруппировать в прямолинейные и криволинейные (полностью изготовленные из тонких досок – гнuto-клеёные), либо с криволинейными участками, где раскрываются возможности формообразования их из отдельно отпрессованных гнuto-клеёных деталей или блоков из тонкомера с последующим соединением (вдоль волокон) с прямолинейными блоками, склеенными из толстых досок.

Те и другие балки могут быть постоянной высоты (тонкостенные с параллельными поясами) или переменной – односкатные и двускатные.

Клефанерные балки чаще изготавливаются прямолинейными. При наличии криволинейных участков они формируются с помощью гнuto-клеёных деталей. Криволинейные КФБ вследствие технологических сложностей применяются редко.

По расчетным схемам балки подразделяются на разрезные, неразрезные с шарнирным опиранием (зашемление балок на опорах практически не используется), ванноконсольные, двухконсольные и многопролетные.

Формы поперечных сечений клеёных балок могут быть весьма разнообразными, однако многие из них не получили широкого распространения. В настоящее время чаще всего используются обычные традиционные формы сечений: для первой группы балок – прямоугольное массивное, реже – двутавровое, для второй – двутавровое, коробчатое или двутаврово-коробчатое, состоящее из двух или нескольких склеенных по ширине сечения двутавров (см. рис. 2.2, б).

Двутавровые поперечные сечения из склеенных по пласти досок сложны в изготовлении. Кроме того, указанная форма возможна лишь в балках постоянной высоты. Основная же причина редкого их применения заключается в недостаточной прочности.

Опасность преждевременного возникновения трещин от приведенных напряжений имеется по всей высоте стенки и особенно в растянутой зоне – от нейтрального слоя до корня стенки, где резко изменяется ширина поперечного сечения от b до b_1 . Поэтому имеются ограничения: $b_1 \geq 0,5b$; $b_1 \geq 8$ см.

В клефанерных балках эти ограничения отпадают.

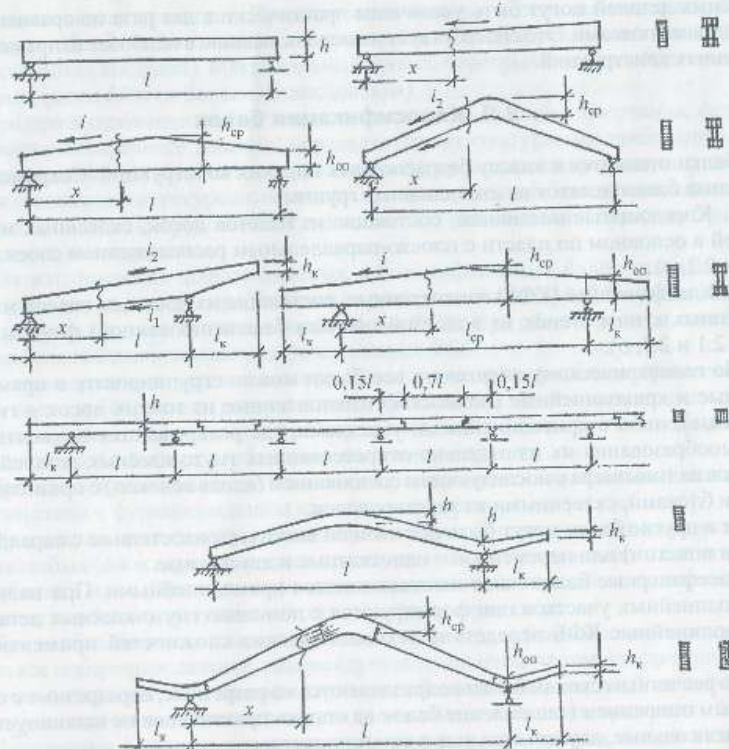


Рис. 2.1. Формы, очертания и схемы современных клееных балок

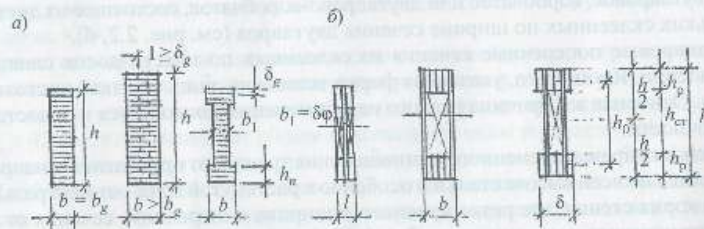


Рис. 2.2. Поперечные сечения клееных балок: а – из досок; б – тонкостенных клефанерных

Пакеты клеючатых балок обычно формируются из плетей, укладываемых по пласти с горизонтальным расположением клеесых швов. При наличии вертикальных швов между слоями (в балках шириной более одной доски) без склеивания досок по кромкам расстояния между этими швами должны быть не менее толщины слоя δ_d . При склеивании досок по ширине (по кромкам) указанное ограничение отпадает. Не рекомендуется применять сдвоенные балки, скрепленные болтами, ибо по линии установки болтов в растянутой зоне преждевременно возникают продольные трещины.

Сортность досок принимается в соответствии с требованиями норм [11]. Однако следует иметь в виду, что в высококачественных досках сортообразующие пороки менее опасны, чем зубчато-шиповой стык в крайнем растянутом слое пакета, проходящий через всю ширину последнего.

2.3. Перспективы развития балок из клеёной древесины и фанеры

Из всех дощато-клееных балок наиболее перспективными являются двускатные. Они обладают рядом преимуществ перед КДК других очертаний и форм. Например, по сравнению с треугольными фермами балки имеют меньшие уклоны, следовательно, меньшую площадь кровли и меньший расход утеплителя; они не требуют применения тугоплавких мастик для накатывания гидроизоляции. Укладка кровли и ее эксплуатация, изготовление, транспортировка, монтаж и эксплуатация самих балок дешевле и проще, чем сквозных систем с уклонами верхнего пояса более 1:10, а тем более криволинейных конструкций [54].

Но эти КДК выпускаются реже, чем балки постоянной высоты, из-за недостаточной отработки технологии склеивания. Она заключается в изготовлении ступенчатого блока с дискретным созданием давления прессования $P_{пр}$ на каждом уступе и последующей опиловкой и острожкой наклонной кромки (рис. 2.3). При такой запрессовке возможно некачественное склеивание в промежутке между участками приложения давления, где могут зародиться первичные трещины. Непроклей и нерезанные волокна особенно опасны, если балки выполняются с консолями, когда растягивающие напряжения с нижней кромки в приопорной зоне переходят на верхнюю. В этом случае в традиционных балках по скатам приклеиваются защитные доски для обеспечения краевых нормальных напряжений вдоль волокон. В результате обработка наклонных кромок двускатных балок сопряжена с увеличенными трудозатратами и отходами клеёной древесины повышенного сорта.

Для устранения указанных недостатков перспективным является следующий способ их изготовления. При наличии на заводах КДК гидравлических автоматизированных прессов длиной 15–42 м рационально склеивать не короткие плиты (по размеру отдельного элемента), а длинные (на всю длину прессы) [37]. Наряду с ликвидацией «мертвого» пространства между отдельными пакетами, обычно имеющими выступающие доски из габаритов будущего элемента, обеспечивается качественное склеивание, так как практически непрерывный пуансон оказывает равномерное давление $q_{пр}$. При получении отдельных элементов КДК из

длинномерных блоков осуществим почти безотходной раскрой такой заготовки (рис. 2.4), так как достаточно припусков лишь на пропилы и чистовую обработку. Кроме того, в традиционной технологии опиливается каждая балка (см. рис. 2.3, а), а в перспективной один пропил относится к двум балкам (рис. 2.4, а).

В двускатных балках с консолями раскрой заготовочного блока и раскладка элементов в соответствии со схемой работы конструкции (рис. 2.4, б) позволяют уйти от растяжения перерезанных волокон под углом. Растягивающие краевые напряжения действуют везде вдоль волокон древесины. Кроме обеспечения следящей

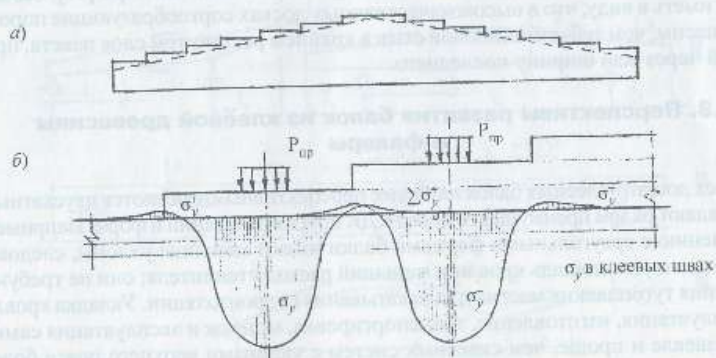


Рис. 2.3. Традиционное формообразование двускатных клеешпательных балок: а — схема ступенчатого пакета; б — фрагмент со схемой от дискретного давления

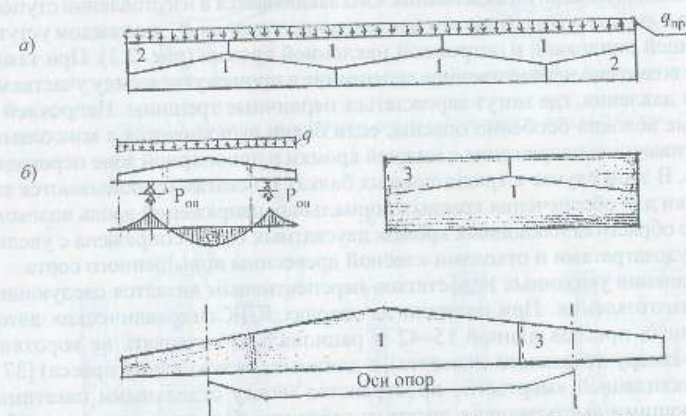


Рис. 2.4. Примеры формообразования балок переменной высоты в процессе изготовления (д. с. № 1728423): а — крупногабаритный заготовочный блок постоянной высоты с линиями раскромки; б — особенность работы двухконсольных балок и учет ее при раскромке блока и раскладке элементов

ориентации волокон по отношению к краевым напряжениям, зубчато-шиповое соединение на клею осуществляется в зоне нулевых изгибающих моментов и вдоль волокон. Здесь безопасны и другие, менее надежные жесткие сопряжения.

При проектировании клеешпательных балок незаслуженно забыты разработки ЦНИИМОД, ЦНИИЭПсельстроя и ЦНИИСК, где предлагалось склеивание досок с вертикальным расположением основных швов (рис. 2.5). На напряженные кромки здесь выходит не одна доска с ее природными сортообразующими пороками (сучками, косослоем и другими) и со стыками на зубчатый шип, ослабляющими всю ширину слоя, а несколько. Этим достигается рассредоточенность указанных ослаблений в поперечном сечении и повышается однородность материала пакета. Вертикальнослойное склеивание может осуществляться либо на всю высоту элемента (рис. 2.5, а, з), либо на $0,15h$ от наиболее напряженных кромок (рис. 2.5, б). Перспективным является полностью вертикальнослойный пакет, особенно для длинномерных с небольшим поперечным сечением элементов (прогонов и т. д.). Он наиболее технологичен, особенно при использовании линии ЦНИИМОД склеивания досок по ширине, в том числе и узкомерных. Клеёный блок может состоять из досок различной ширины, что существенно увеличит выход готовой продукции. Достоинством вертикальнослойных клеешпательных балок является их повышенная трещиностойкость. Это обусловлено непараллельностью волокон в отдельных слоях горизонтального (продольного) сечения.

Перспективными являются также балки двутаврового поперечного сечения с перекрестной стенкой и клееными поясами (рис. 2.6). В них устраняется основной недостаток традиционных дощато-гвоздевых балок, связанный с необходимостью устройства стыка растянутых поясов и неизбежными ослаблениями. Толстые первосортные доски заменяются двух- или трехслойными плетями из досок второго сорта. В таких балках кроме длинномерных поясов рационален переход от гвоздевых соединений к клееным. При необходимости между слоями стенки может быть вклеена фанера или древесно-стружечная плита с увеличенным содержанием смолы. В последнем варианте имеется возможность уйти от постановки ребер жесткости (кроме опорных). Как показали исследования СПбГАСУ и ЦНИИМОД, угол наклона досок стенки может быть существенно уменьшен, а слои за приопорной зоной возможно укладывать с зазором, при этом вклеивание фанеры и древесно-стружечных плит по срединной плоскости балок особенно целесообразно, так как с увеличением прочности повышается огнестойкость конструкции.

Получение двускатных клеешпательных балок путем раскромки крупногабаритных заготовок уже сейчас может повысить выход готовой продукции из единицы сырья практически на всех предприятиях подотрасли. По отзывам ЦНИИМОД трудозатраты при этом сокращаются на 18 %, а экономия клеёной древесины составляет 130 м^3 при объеме готовой продукции 5 тыс. м^3 в год. Для массового выпуска таких перспективных типов балок требуется отработка механизированного изготовления.

Сокращение использования клеешпательных балок связано, прежде всего, с уменьшением расхода наиболее дорогого материала — фанеры. Доля ее участия в восприятии нормальных напряжений составляет не более 10–15 %, а накопившийся суммарный

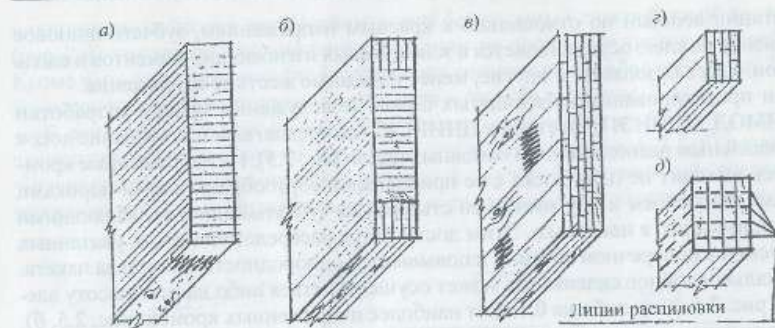


Рис. 2.5. Клеедощатые балки с вертикальным расположением слоев: а – традиционный набор пакета досок; б – рассредоточение ослаблений при вертикальных слоях у кромок; в – вертикальнослоистый пакет; г – клебный прогон с вертикальными слоями; д – пример раскроя заготовки для сменного склеивания пакета (по б); е – пример раскроя заготовки для сменного склеивания пакета (по в); ж – пример раскроя заготовки для сменного склеивания пакета (по г)

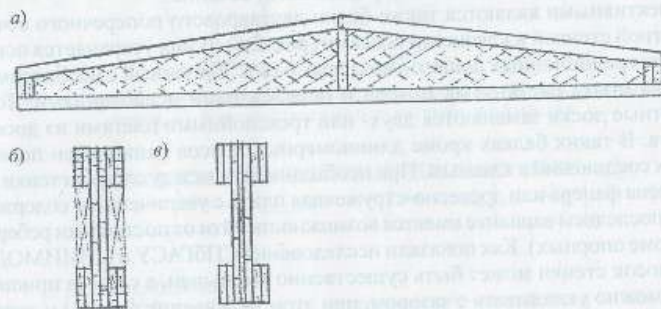


Рис. 2.6. Дощато-гвоздевая балка с клееными поясами: а – общий вид балки; б – поперечное сечение с обычной двухслойной стенкой; в – поперечное сечение с трехслойной стенкой (доски, листовый материал)

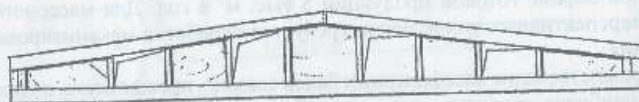


Рис. 2.7. Балка с прерывистой стенкой

сдвиг между поясами фанерная стенка воспринимает примерно с двойным запасом. Поэтому при удалении от опор фанерные стенки могут быть прерывистыми (рис. 2.7). В опорных зонах целесообразно устанавливать фанеру с диагональной ориентацией слоев (Ф-45, по Л. Я. Купче), так как определяющей проверкой клефанерных балок является оценка прочности по главным площадкам. Как вариант возможна замена фанерных стенок в середине пролета на другой, менее дефицитный и дешевый листовый материал.

Перспективными являются клефанерные балки с двускатным только верхним поясом переменной высоты [55]. К его боковым поверхностям фанерная стенка приклеивается на постоянную высоту, равную высоте пояса h_0 у концов балки.

Достоинство такой балки заключается в постоянстве высоты фанерных стенок и размеров ребер жесткости. Верхний пояс переменной высоты легко получается методом раскроя (элемент 1 на рис. 2.4). Элементы 2 здесь стыкуются в 1 на зубчатый шип вдоль волокон.

Другое направление, перекликающееся с первым, связано с повышением степени использования ресурса прочности листового материала. Оно заключается в выпуске длиномерной фанеры. Склеивание заготовок в картину для стенок сопряжено с увеличенными трудозатратами, отходами фанеры и ослаблениями, требующими введения коэффициента ($m_{\text{ф}} = 0,6 \dots 0,8$), понижающего расчетное сопротивление материала. Для строительной фанеры целесообразны двухсторонняя намазка клеем и увеличение толщины шпона не менее чем в 2 раза. При толщине в 3–5 мм либо часть, либо все продольные слои легко стыковать на «кус» по технологии заготовки картин для навивки фанерных труб. Этот прием при одновременном расположении стыков вразбежку позволит классифицировать фанеру как высококонструкционный материал.

Глава 3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПРЯМОЛИНЕЙНЫХ КЛЕЕДОЩАТЫХ БАЛОК

3.1. Конструирование и расчет

При проектировании любых деревянных конструкций, в том числе и балок, необходимо руководствоваться указаниями норм [11, разд. 6].

Компоновка поперечного сечения должна осуществляться с учетом припусков на механическую обработку склеенного пакета. При современных возможностях оборудования величина припусков примерно составляет 10 мм для балок шириной 80–100 мм, 15 мм – для $b = 110 \dots 180$ мм и 20 мм – для более широких элементов. Эти отходы могут быть сокращены, например, при более частой расстановке вертикальных зажимов в прессах.

При наборе пакетов допускается применять доски двух смежных сортов (классов прочности). В крайних зонах высоты поперечного сечения h на $0,15h$ исполь-

зуется более высокий сорт, по которому назначается расчетное сопротивление изгибу $R_{и}$.

Высота балок назначается обычно не менее $1/15$ пролета L . Причем h балок постоянного поперечного сечения принимается кратной толщине слоев досок.

В большепролетных балках ($l \geq 18$ м) с целью уменьшения строительной высоты может быть обосновано их армирование.

При сборе нагрузок на балки их собственная масса определяется из известного выражения

$$g_{см}^н = (g_{пост}^н + S) / (1000 / k_{см} L - 1), \quad (3.1)$$

где $g_{пост}^н$ – нормативная постоянная нагрузка без собственной массы балки; S – нормативная временная (снеговая) нагрузка; $k_{см}$ – коэффициент собственной массы рассматриваемой конструкции.

Классовые балки рассчитываются как элементы цельного сечения. Оценка прочности обеспеченных от потери устойчивости плоской формы деформирования балок по нормальным напряжениям производится по формуле

$$M / W_{расч} \leq R_{и} m_{б} m_{ст} m_{и} m_{в} / \gamma_n, \quad (3.2)$$

где M – расчетный (в балках постоянной высоты – максимальный) изгибающий момент; $R_{и}$ – расчетное сопротивление изгибу; $m_{б}$, $m_{ст}$, $m_{и}$ и др. – коэффициенты условий работы, принимаемые по СНиП [11]; γ_n – коэффициент надежности по назначению согласно СНиП 2.01.07–85 «Нагрузки и воздействия» [56]; $W_{расч}$ – расчетный момент сопротивления поперечного сечения балки ($W_{расч} = W_{ит}$).

При определении $W_{ит}$ ослабления сечений, расположенные на участке длиной до 200 мм, принимают совмещенными в одном сечении.

В балках с линейно изменяющейся высотой (двускатных, односкатных и др.), имеющих переменный по длине момент инерции, оценку прочности и деформативности следует выполнять с учетом этой особенности.

Максимальные нормальные напряжения σ_{max} обычно возникают вне сечения, где действует M_{max} . Место расположения сечения с σ_{max} зависит от основных геометрических параметров балки ($h_{оп}$, $h_{ср}$, l , i и др.) и характера нагрузок на нее (см. рис. 2.1). Координата x опасного сечения при равномерно распределенной по всему пролету нагрузке равна:

а) для дощато-клеяных однопролетных балок на шарнирных опорах

$$x = 0,5h_{оп} / h_{ср}; \quad (3.3)$$

б) для двухконсольных балок с прямоугольной формой поперечного сечения (см. рис. 2.1 и 2.4)

$$x = (0,5l_{ср} h_{оп} + l_k^2 i) / h_{ср}, \quad (3.4)$$

где $l_{ср}$, l_k – расчетные пролеты балки соответственно средней части и выноса консоли; $h_{оп}$, $h_{ср}$ – высоты балки на опоре и в середине длины; i – тангенс угла наклона (уклон) верхней плоскости балки (см. рис. 2.1); q – интенсивность равномерно распределенной нагрузки.

При любом характере нагрузки на консолях

$$x = (Ah_{оп} + 2M_k i) / (Ai + qh_{оп}), \quad (3.4, a)$$

где A – опорная реакция; M_k – опорный изгибающий момент от нагрузки на консоли.

Оценка прочности балок на скалывание производится по формуле

$$QS_{бр} / I_{бр} b_{расч} \leq R_{ск} / \gamma_n, \quad (3.5)$$

где Q – расчетная, обычно максимальная, поперечная сила; $S_{бр}$ – статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения балки относительно нейтрального слоя; $I_{бр}$ – момент инерции брутто поперечного сечения относительно нейтрального слоя; $b_{расч}$ – расчетная ширина поперечного сечения; $R_{ск}$ – расчетное сопротивление скалыванию при изгибе.

Простое сравнение максимальных нормальных (краевых) и касательных напряжений с соответствующими расчетными сопротивлениями в направлении только главных осей анизотропии применяемых материалов часто не дает верного представления о характере работы современных клееных балок и не может объяснить места и причины наблюдаемого разрушения.

Исследования [4, 35, 36] показали, что плоское напряженное состояние в современных клееных балках достигает предельного значения, в первую очередь, в приопорных зонах. Приведенные напряжения, растягивающие древесину под углом к волокнам, здесь превышают соответствующие расчетные сопротивления $R_{и}$ (см. рис. 1.8) при достаточной прочности по максимальным нормальным σ_x и касательным τ_{xy} напряжениям. Опасная зона вытянута вдоль балки и обычно начинается на расстоянии от оси опоры примерно на $0,5h_{оп}$, заканчиваясь при равномерно распределенной нагрузке на координате $x \approx 2,7h_{оп}$. В поперечном направлении (по оси Y) она развита в сторону растянутой кромки и имеет примерно такие координаты: $y^+ \approx 0,15 \dots 0,2h_{оп}$, $y^- \approx 0,05 \dots 0,1h_{оп}$. Опасность возникновения предельного состояния у начала координат более вероятна. Она плавно уменьшается при удалении точек от опоры и «нейтрального» слоя.

При сосредоточенных грузах зона опасного плоского напряженного состояния (при соблюдении условий прочности балки по σ_x и τ_{xy}) может увеличиться.

Это зависит от расстояния между опорной реакцией и первой сосредоточенной силой. Границы опасной области начинаются в отступлении от соответствующих линий действия сил примерно по $0,5h_y$.

Проявляющаяся особенность сказывается на работе относительно высоких балок, соотношение h/b которых превышает 4 ($h/h > 4$). Между тем, в высоких балках увеличивается ресурс конструкционного использования основного объема древесины и применяется узкомерный материал без склеивания досок по ширине.

Известно, что клееной древесине, по сравнению с цельной, присуща более высокая степень анизотропии, особенно при растяжении. Это обусловлено потерей однородности, а следовательно и всех механических характеристик материала вдоль волокон, и напротив – сохранением их (в лучшем случае), а чаще –

ухудшением в поперечном направлении. Поэтому в указанной области современных клееных балок необходима дополнительная критериальная оценка плоского напряженного состояния. В качестве приведенных напряжений целесообразно считать главные растягивающие напряжения σ_1 [47]. Проверка производится в окрестностях нейтрального слоя вне зоны действия нормальных напряжений, возникающих от опорного давления и сжимающих древесину поперек волокон (σ_y^-). В зоне «прижима» напряжения σ_y^- можно определить по формуле

$$\sigma_y = \{2P \cos^4[\arctg(x / (0,5h - y))]\} / \pi b(0,5h - y), \quad (3.6)$$

где P — сосредоточенная сила (опорная реакция, давление от подвешного оборудования и т. д.).

За пределами зоны «прижима» возникают, хотя и незначительные, но весьма опасные «отрывающие» нормальные напряжения (σ_y^-), так как они могут быть соизмеримы с расчетными сопротивлениями клееной древесины на растяжение поперек волокон. Наибольшие отрывающие напряжения σ_y^+ от сосредоточенной силы вычисляются по формуле

$$\sigma_y^+ = 2P\eta_p / bh, \quad (3.7)$$

где η_p — ордината положительной части кривой распределения нормальных напряжений σ_y^- от единичной сосредоточенной силы (рис. 3.1, а); y — расстояние до рассматриваемой точки от нейтрального слоя.

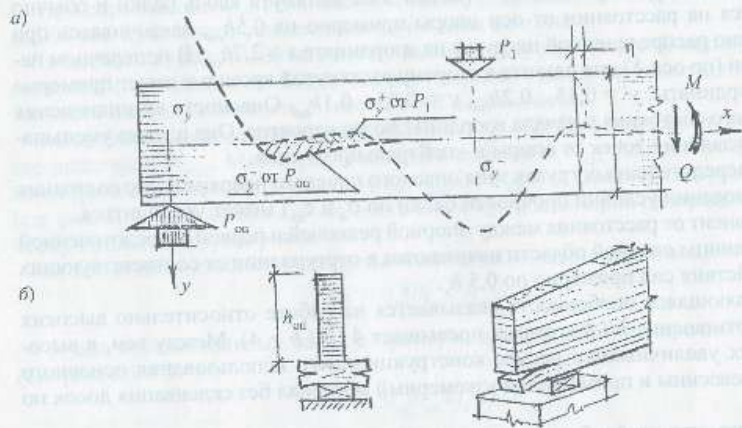


Рис. 3.1. Примеры возникновения нормальных напряжений, растягивающих древесину поперек волокон: а — схема распределения σ_y в опорной зоне балки (на «нейтральном» слое); б — отрыв древесины поперек волокон в окрестностях сосредоточенных сил

В интервале примерно по $0,25 h_{on}$ от нейтрального слоя ($y = \pm 0,25 h_{on}$) ордината η_p может быть определена по формуле

$$\eta_p = (y / h_{on})^3 + 0,1(y / h_{on})^2 + 0,016. \quad (3.8)$$

В балках постоянной высоты достаточно выполнить упрощенную проверку в нейтральном слое на расстоянии от вертикальной оси опорной площадки ($x = 0,9h_{on}$). Для балок переменной высоты это расстояние увеличивается ($x = 1,1h_{on}$). В случае уточненного расчета на ЭВМ с учетом анизотропии материалов (например, по программе «DREVO», разработанной Р. Б. Орловичем) зона проверки определяется координатами $x = (0,5 \dots 1,7)h_{on}$; $y = \pm 0,20h_{on}$.

Наиболее неблагоприятной является нагрузка в виде сосредоточенных сил P . При расстояниях между соседними силами P от h_{on} до $3,5h_{on}$ ($h_{on} \leq l \leq 3,5h_{on}$) σ_y^- от двух сил P суммируются.

Вариант равномерно распределенной нагрузки менее опасен, так как компенсируется «прижимом» σ_y от q :

$$\sigma_y = -6q(y^3 / 3 - yh^2 / 4 + h^3 / 12) / bh^3. \quad (3.9)$$

При $Y = 0$ формула (3.9) приобретает вид $\sigma_y^- = -0,5q / b$. Превышение σ_y^+ от опорной реакции над σ_y^- от q при этом варианте нагрузки имеет место ниже нейтрального слоя. Координаты характерной точки приближенно определяются по формулам

$$x = 0,5 \left[C_0 \frac{h_{on}(l - C_0)}{h_{on} + 0,6(l - C_0)} \right]; y = kh_{on}, \quad (3.10)$$

Здесь C_0 — ширина опорной подушки; K — относительная ордината точки, где $\sigma_y^+ + \sigma_y^- = 0$; K определяется по табл. 3.1.

Таблица 3.1

Относительная ордината характерной точки

l / h_{on}	8	10	12	14	16
$k = y / h_{on}$	0,17	0,15	0,13	0,11	0,09

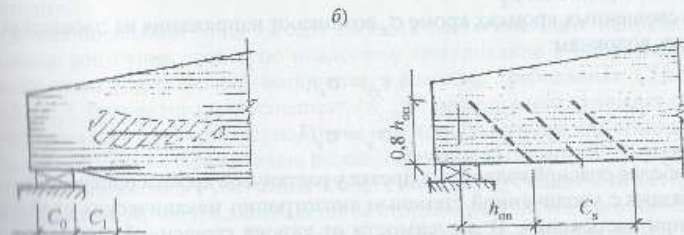


Рис. 3.2. Пропорциональные зоны клеодощатых балок: а — вероятные места возникновения трещин; б — локализация главных растягивающих напряжений наклонным армированием (а. с. № 827725)

Оценка прочности напряженного состояния в общем случае осуществляется по формуле (1.26)

$$\sigma_1 = 0,5 \left[\sigma_x + \sigma_y + \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \right] \leq R_{p\alpha} / \gamma_n$$

Здесь σ_1 – главные растягивающие напряжения; $R_{p\alpha}$ – расчетное сопротивление древесины растяжению под углом α к направлению волокон. Приближенно $R_{p\alpha}$ определяется по рис. 2.6 в пособии к СНиП [3], по рис. 1.8 или по тензоральной формуле (1.27)

$$R_{p\alpha} = R_{p0} / (\cos^4 \alpha + B \sin^2 \alpha + t \sin^4 \alpha);$$

$$B = R_{p0} / R_{p45} - (1 + t); \quad t = R_{p0} / R_{p90},$$

где R_{p0} , R_{p90} и R_{p45} – расчетные сопротивления растяжению соответственно вдоль, поперек и под углом 45° к направлению волокон древесины. При плоском напряженном состоянии изгибаемых и сжато-изгибаемых элементов R_{p0} может быть принято равным R_b , а R_{p45} (до уточнения и включения в нормы) соответственно 1,3; 1,1 и 0,9 МПа для трех сортов пиломатериалов [1] или материалов, близких по классам прочности.

Угол наклона α направления главного растягивающего напряжения к волокнам древесины определяется по формулам (1.29):

$$\text{при } \sigma_x - \sigma_y > 0 \quad \alpha = 0,5 \arctg [2\tau_{xy} / (\sigma_y - \sigma_x)];$$

$$\text{при } \sigma_x - \sigma_y = 0 \quad \alpha = 45^\circ;$$

$$\text{при } \sigma_x - \sigma_y < 0 \quad \alpha = 0,5 \{180^\circ - \arctg [2\tau_{xy} / (\sigma_y - \sigma_x)]\}.$$

Аналогичная проверка должна выполняться в случае скошенных подрезок в растянутой зоне балок (см. СНиП [1, рис. 15]) и других местах резкого изменения высоты поперечного сечения (у «подножия» уклона). При перерезании волокон на сжатой кромке (бесконсольные, разрезные балки переменной высоты) проверка целесообразна только при больших уклонах ($i \geq 0,1$). При этом главные напряжения и расчетные сопротивления определяются с учетом знака нормальных краевых напряжений σ_x .

На скошенных кромках кроме σ_x возникают напряжения на площадках, параллельных волокнам:

$$\tau_{xy} = \sigma_x i; \quad (3.11)$$

$$\sigma_y = \sigma_x i^2. \quad (3.12)$$

Наиболее опасной является подрезка у растянутой кромки поперечного сечения, что связано с увеличенной степенью анизотропии механических свойств древесины при растяжении. В зависимости от уклона скошенной кромки (подрезки) использование ресурса прочности древесины вдоль волокон заметно снижается. Особенно существенное падение имеет место при $i \geq 0,1$ (табл. 3.2).

Уменьшение расчетного сопротивления $R_{p\alpha}$ от i

i	0	0,05	0,1	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
$R_{p\alpha}/R_{p0}$	1	0,998	0,990	0,762	0,640	0,525	0,428	0,326	0,288	0,232	0,204

Поэтому, например, длину опорной площадки C_0 (рис. 3.2, а) в направлении пролета не рекомендуется выносить за пределы центрирующей прокладки (подушки), а подрезку C_1 можно выполнять лишь в случае острой необходимости и обоснования (с оценкой в зоне уклона плоского напряженного состояния с учетом всех его компонент). Проверка «высоких» балок по формуле (1.26) может оказаться определяющей. Приближенно [48] в предположении отсутствия σ_y на нейтральном слое при проектировании балок постоянной высоты оптимальные размеры b и h определяются по формулам:

$$h = i R_{p45} / R_{p0}; \quad (3.13)$$

$$b = 0,75 q R_{p0} / R_{p45}^2. \quad (3.14)$$

В случае перенапряжения возможны следующие конструктивные решения.

Первый традиционный вариант предполагает увеличение размеров поперечных сечений балки. При возможности уменьшения уклона в балках переменной высоты увеличивается высота конструкции над опорой, в некоторых случаях и ширина. Иначе приходится, кроме ширины, увеличивать высоту всей балки. Подвариантом такого решения является склеивание пакета из досок единого сорта. Это упрощает технологию изготовления, однако не способствует утилизации низкосортной древесины и требует повышения сортности либо примерно на 70 %, либо всего объема балки. Кроме того, в таком варианте резко сократится выход готовой продукции, особенно при поставках неспецифицированных пиломатериалов. Следует также помнить, что при использовании первого сорта пиломатериалов эффект не достигается за счет существенного ослабления крайних слоев зубчато-шиповыми соединениями.

Вследствие локальной зоны выхода главных растягивающих напряжений в определенное состояние возможно наклонное армирование в направлении σ_1 . Вклеивание стальных стержней выполняется согласно требованиям СНиП [11, пп. 3.30–3.33]. С учетом того, что условие $\sigma_1 / R_{p0} > 1$ прежде всего возникает окрестностях нейтрального слоя приопорной зоны или несколько ниже его, армирование выполняется под углом к направлению волокон древесины $\alpha = 40–45^\circ$. Достаточная изогнутость напряженного состояния области позволяет устанавливать стержни с шагом $h_{оп}$. Арматура вклеивается со стороны растянутой кромки балки на высоту не менее $0,8h_{оп}$ (рис. 3.2, б). Это обусловлено необходимостью анкеровки их в пределах высоты опасной зоны, примерно равной $0,2–0,3h_{оп}$. Причем глубина анкеровки в ту и другую сторону не должна быть менее 10 диаметров арматуры.

Следует помнить, что армирование с клеем имеет свои недостатки. Оно сопряжено со скрытыми работами, требует применения безусадочных клеев или компаундов. Такое армирование нежелательно при эксплуатации конструкций в резко переменных температурно-влажностных условиях, где защитный слой должен быть не менее 4 см. И все же этот конструктивный прием локализации запредельных приведенных напряжений иногда предпочтительнее увеличения поперечных сечений балки, так как длина C опасной зоны обычно имеет ограниченные размеры. В случае равномерно распределенной нагрузки q длина $C_s \leq 1,2h_{оп}$, при сосредоточенных нагрузках $C_s \leq 2,5h_{оп}$ ($C_s = l_1 - 1,0h_{оп}$). Если сосредоточенные силы P расположены на расстоянии (с шагом) друг от друга ($l_1 \leq h_{оп}$), оценка балки по σ_1 выполняется по варианту равномерно распределенного нагружения. Если же расстояние между P превышает $3,5h_{оп}$, каждая из них учитывается в формуле (3.6) отдельно (в приопорной зоне учитывается только опорная реакция). Следует также отметить, что весьма перспективным является армирование без применения клея, где можно выделить два направления:

1. С передачей растягивающих усилий на площадки смятия древесины под шайбами на кромках поперечных сечений ДК (работы В. И. Линькова).

2. С помощью ввинчивания специальных стержней с развитой нарезкой, где удачно реализуется принцип дробности и осуществляется явная схема сцепления шнекового стержня с древесиной конструкции (работы А. Я. Найчука).

Назначение количества стержней определяется исходя из конкретного уровня главных растягивающих напряжений.

Суммарное усилие растяжения арматуры N_s действует в приопорных зонах КДК – можно определить по приближенной формуле

$$N_s = (\sigma_1 - 0,8R_{ра})\mu_s b C_s E_s / E_{ст} \quad (3.15)$$

где C_s – длина опасной зоны (проекция наклонного сечения), зависит от вида нагрузки, $C_s \approx (1,2-2,5)h_{оп}$; $0,8$ – коэффициент условий работы, учитывающий также неравномерность передачи главных напряжений на арматуру; μ_s – процент армирования наклонными стержнями ($\mu_s = A_s \cos \alpha_s / bh$); $E_s / E_{ст}$ – отношение модулей упругости арматуры и древесины под углом α .

С учетом того, что отношение $E_s / E_{ст}$ в диапазоне углов 40–46° для сосны и ели может быть принято примерно равным 200, а содержание арматуры обычно составляет около 1%, формула (3.15) приобретает вид

$$N_s = (\sigma_1 - 0,8R_{45})bC_s \quad (3.16)$$

Требуемая площадь арматуры $A_{тр} = N_s / R_{ст}$ принимается в виде n стержней периодического профиля классов А-II или А-III в соответствии с сортаментом, требованиями СНиП [11], а также с соблюдением принципа дробности ($R_{ст}$ – расчетное сопротивление арматуры при расчете наклонных сечений). Стержни устанавливаются обычно в один ряд с одинаковым шагом на длине, равной примерно $0,7C_s$. При этом разметка первого отверстия на нижней кромке выполняется на расстоянии от оси опоры $x = h_{оп} + 0,1C_s$.

При данном варианте локализации σ_1 вклеенные стержни можно проверить на выдергивание по формуле

$$R_{сп} \pi (d + 0,005) l_p k_s / \gamma_n \geq N_{st}, \quad (3.17)$$

где N_{st} – усилие, приходящееся на один стержень ($N_{st} = N_s / n$); $R_{сп}$ – расчетное сопротивление древесины срезу под углом α , МПа. В отличие от скалывания $R_{сп}$ может быть принято при углах 40–45° равным 4,0 МПа с умножением на соответствующие коэффициенты условий работы; d – номинальный диаметр вклеиваемого стержня, м; l_p – расчетная длина стержня, м. Она принимается из предположения работы древесины на срез под углом к волокнам лишь за пределами опасной зоны, в которой главные напряжения передаются на арматуру:

$$l_p = 0,25h_{оп} / \cos \alpha; \quad (3.18)$$

k_s – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений,

$$k_s = 1 - 0,01l_p / d. \quad (3.19)$$

Проверка балок в опоре на смятие поперек волокон выполняется по формуле

$$P_{оп} / bC_0 \leq R_{см} / \gamma_n \quad (3.20)$$

При необходимости повышения несущей способности балки на смятие поперек волокон в опоре может быть применено поперечное армирование [11]. Расчет на устойчивость плоской формы деформирования балок выполняется по формулам

$$M / \varphi_T W_{бр} \leq R_n; \quad (3.21)$$

$$\varphi_T = k_\theta 140b^2 / l_p h, \quad (3.22)$$

где l_p – расстояние между осями узлов закрепления сжатой кромки балки с помощью элементов конструкций крыши или связей; k_θ – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на рассматриваемом участке l_p и определяемый по СНиП [11, табл. 2, прил. 4]. При расчете балок с линейно изменяющейся высотой и постоянной шириной поперечного сечения коэффициент φ_T дополнительно умножается на коэффициент $K_{зм}$, значения которого приведены в СНиП [11, табл. 2, прил. 4].

Оценка шарнирно-опертых и консольных балок во второй группе предельных состояний выполняется по формуле

$$f/l = f_0 [1 + C(h/b)^2] / lk \leq [f/l], \quad (3.23)$$

где $[f/l]$ – предельный относительный прогиб, приведенный в СНиП [11, табл. 16]; k – коэффициент, учитывающий влияние переменной высоты балки; C – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы. Значения k и C приведены в СНиП [11, табл. 3, прил. 4]; f_0 – прогиб балки постоянной высоты $h = h_{оп}$ без учета деформаций сдвига. Для разрезной балки с шарнирным опиранием и равномерно распределенной нагрузкой

$$f_0 = 5q^u l^4 \gamma_n / 384EI_{сп}; \quad I_{сп} = bh_{сп}^3 / 12. \quad (3.24)$$

Определение прогиба в середине пролета f неразрезной или консольной балки выполняется по формуле

$$f = f_0 + (M_n + M_x) l^2 \gamma_n / 16EI, \quad (3.25)$$

где M_n и M_x – изгибающие моменты с соответствующими знаками над правой и левой опорами по отношению к рассматриваемому пролету.

Для определения прогиба на конце консоли f_k можно воспользоваться табличными данными (прил. 4). При этом для балок с переменной высотой f определяются с максимальным моментом инерции работающих частей балки (I_{cp} – по схемам № 1, 2, 5, 6, 7; $I_{оп}$ – по схемам № 3, 4), а коэффициенты K и C (для корректировки суммарных прогибов по формуле (3.23)) – в соответствии со схемами, приведенными в СНиП [11, табл. 3] (см. пример 2). Прогиб консоли относится к ее удвоенной длине. Прогибы неразрезных и консольных балок могут определяться также графоаналитическими и численными методами, в том числе с использованием ЭВМ.

3.2. Примеры расчета

Пример 1. Спроектировать двускатную прямолинейную клеодощатую балку покрытия деревообрабатывающего цеха в Ломоносовском районе Ленинградской области. Материал – сосновые доски второго, третьего сортов, толщиной 33 мм. Условие эксплуатации А2 ($m_n = 1$), класс надежности здания II ($\gamma_n = 0,95$). Пролет балки 11,8 м, шаг $a = 6,0$ м, уклон 1:20 (см. рис. 2.1).

В соответствии с принятыми ограждающими конструкциями нагрузки на балку собираются из данных табл. 3.3.

Нормативная снеговая нагрузка $S = S_0 \mu = 1000 \cdot 1 = 1,0$ кН/м²; $\mu = 1$ [56].

Нормативная нагрузка от собственной массы балки определяется по формуле (3.1)

$$q_{с.м.}^n = (q_{кр}^n + S_0) / \left(\frac{1000}{K_{с.м.} l} - 1 \right) = (423 + 1000) / \left(\frac{1000}{5 \cdot 11,8} - 1 \right) = 139 \text{ Н/м}^2.$$

$K_{с.м.}$ – коэффициент собственной массы клееных балок находится в пределах 4–6, принимаем $K_{с.м.} = 5$.

Отношение нормативной постоянной нагрузки к нормативному весу снегового покрова $q_{кр}^n / S_0 = (423 + 139) / 1000 = 0,562 < 0,8$, тогда $\gamma_f = 1,6$ [56, п. 5.7]. Расчетная снеговая нагрузка 1600 Н/м².

Нагрузка на 1 м погонной длины балки

$$q^n = (0,423 + 0,139 + 1,0) \cdot 6 = 9,37 \text{ кН/м};$$

$$q = (0,48 + 0,139 \cdot 1,1 + 1,6) \cdot 6 = 13,4 \text{ кН/м}.$$

При конструировании задаемся шириной балки $b = 14$ см, высотой в середине пролета $h_{cp} = 90$ см (примерно 1/13l).

$$h_{тр}^{cp} \geq \sqrt{\frac{6M_{max} \gamma_n}{b R_n m_b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 23320 \cdot 0,95}{14 \cdot 1,5 \cdot 0,875}} = 85,1 \text{ см}.$$

Таблица 3.3

Нагрузки на 1 м² площадки здания

Конструктивные элементы покрытия	Нормативная нагрузка $q_{кр}^n$, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка $q_{кр}$, Н/м ²
Рубероидный трехслойный ковер	90	1,3	117
Клеофанерная утепленная панель: фанерные обшивки ($\delta = 9$ мм и $\delta = 6$ мм) (0,009 + 0,006) · 7000	105	1,1	115
четыре продольных ребра из досок 176 · 50 мм. $0,176 \cdot 0,05 \cdot 4 \cdot \frac{1}{1,5} \cdot 5000$	117	1,1	129
четыре поперечных ребра $0,176 \cdot 0,05 \cdot 4 \cdot \frac{1}{6,0 \cdot 1,5} \cdot 5000$	20	1,1	22
утеплитель – минеральная вата $\gamma = 1$ кН/м ² , $\delta = 70$ мм. $0,07 \cdot 1000 \cdot \frac{(1,5 - 4 \cdot 0,05)}{1,5}$	61	1,2	73
Пароизоляция	20	1,2	24
Итого	423		480

Учитывая, что в середине пролета действуют не максимальные крайние напряжения, $h_{cp} = 90$ см оставляем. Тогда $h_{оп} = h_{cp} - 0,5li = 90 - 0,5 \cdot 1180 / 20 = 60,5$ см. Проверяем опорное сечение на скалывание:

$$S = bh^2/8 = 14 \cdot 60,5^2/8 = 6405 \text{ см}^3.$$

$$I = bh^3/12 = 14 \cdot 60,5^3/12 = 258 \text{ 353 см}^4.$$

$$QS/bl = 79,1 \cdot 6405/258350 - 14 = 0,14 \text{ кН/см}^2 = 1,4 \text{ МПа} < R_{ск} / \gamma_n = 1,5/0,95 = 1,58 \text{ МПа}.$$

Перед второй традиционной проверкой по максимальным нормальным напряжениям определяем местоположение поперечного сечения, где действуют σ_{max} :

$$X = 1h_{оп}/2h_{cp} = 1180 - 60,5/2 \cdot 90 = 397 \text{ см}.$$

Тогда

$$h_x = h_{оп} + xi = 60,5 + 397/20 = 80,3 \text{ см};$$

$$W_x = bh_x^2/6 = 14 \cdot 80,3^2/6 = 15 \text{ 046 см}^3.$$

Изгибающий момент в расчетном сечении

$$M_x = 0,5qX(1 - X) = 0,5 \cdot 13,4 \cdot 3,97(11,8 - 3,97) = 2083 \text{ кН} \cdot \text{м} = 20 \text{ 830 кН} \cdot \text{см}.$$

Оценка прочности сечения

$$M_x/W_x = 20\,830/15\,046 = 1,384 \text{ кН/см}^2 = 13,8 \text{ МПа} < R_{пм\sigma}/\gamma_n = 15,0 \cdot 0,9/0,95 = 14,21 \text{ МПа.}$$

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

$$X_1 = 1,1h_{оп} = 1,1 \cdot 60,5 = 67 \text{ см.}$$

Поперечная сила в рассматриваемом сечении

$$Q_{x1} = Q_{max} - qx_1 = 79,1 - 13,4 \cdot 0,67 = 70,1 \text{ кН.}$$

$$h_{x1} = h_{оп} + x_1 i = 60,5 + 67/20 = 63,9 \text{ см.}$$

Тогда касательное напряжение

$$\tau_{xy} = 1,5Q_{x1}/bh_{x1} = 1,5 \cdot 70,1/14 \cdot 63,9 = 0,1175 \text{ кН/см}^2 = 1,18 \text{ МПа.}$$

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

$$\sigma_y^+ = 2P_{оп}\eta/bh_x = 2 \cdot 79,1 \cdot 0,016/14 \cdot 63,9 = 0,00283 \text{ кН/см}^2 = 0,028 \text{ МПа.}$$

Сжимающие σ_y^- от q

$$\sigma_y^- = -0,5q/b = -0,5 \cdot 0,134/14 = -0,0048 \text{ кН/см}^2 = -0,048 \text{ МПа.}$$

$$\sum \sigma_y = 0,028 - 0,048 = -0,02 \text{ МПа.}$$

Главное растягивающее напряжение

$$\sigma_1 = 0,5 \left(\sum \sigma_y + \sqrt{(\sum \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \right) = 0,5 \cdot \left(-0,02 + \sqrt{0,02^2 + 4 \cdot 1,18^2} \right) = 1,17 \text{ МПа} \geq R_{р\alpha}/\gamma_n = 0,912/0,95 = 0,96 \text{ МПа.}$$

Так как $\sigma_x - \sigma_y = 0,02 > 0$, то

$$\alpha = 0,5 \arctg \frac{-2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} = 0,5 \arctg 2 \cdot 1,18/0,02 = 44,76^\circ.$$

Расчетное сопротивление клеёной древесины третьего сорта растяжению под углом $44,76^\circ$ по [12, график, рис. 26] или рис. 1.8 приближенно равно $0,9 \text{ МПа}$.

Уточняя $R_{р\alpha}$ по формуле (1.27), получим

$$R_{р\alpha} = R_{р0} / (\cos^4 \alpha + b \sin^2 2\alpha + t \sin^4 \alpha) = 11,0 / (\cos^4 44,76^\circ + 1 \cdot \sin^4 89,52^\circ + 44 \cdot \sin^4 44,76^\circ) = 0,912 \text{ МПа,}$$

где $b = 11/0,9 - (1 + 11,0/0,25)/4 = 1$; $t = 11/0,25 = 44$.

Отклонение $R_{р\alpha}$ от $R_{р45}$ при $\alpha = 44,76^\circ$ весьма незначительно, поэтому для углов, близких к 45° , $R_{р\alpha}$ можно принимать равным $R_{р45}$.

Перенапряжение

$$\frac{\sigma_1 - R_{р\alpha}}{R_{р\alpha}} \cdot 100\% = \frac{1,17 - 0,96}{0,96} \cdot 100\% = 21,9\%.$$

Необходимо либо увеличивать материалоемкость всей балки, либо передать опасные растягивающие напряжения под углом к волокнам на вклеенные арматурные стержни.

Первый вариант приведет к недоиспользованию ресурса прочности материала примерно в 80 % всего объема балки, что нецелесообразно.

Второй путь локализации зоны запредельного состояния целесообразнее, так как при равномерно распределенной нагрузке на балку указанная область располагается на длине, равной примерно $1,2 h_{оп}$.

В третьем варианте балка может быть из односортовых досок. Без изменения поперечных сечений условию (1.26) удовлетворил бы в приопорной зоне только первый сорт. Практически это не реально. Использование досок второго сорта по высоте всего пакета требует незначительно увеличить, например, высоту балки. При сохранении минимального уклона $i = 1/20 = 0,05$ задаемся увеличением h по всей длине конструкции на 4 см.

Тогда $x_1 = 1,1h_{оп} = 1,1 \cdot 64,5 = 70,95 \text{ см}$;

$$Q_{x1} = 79,1 - 13,4 \cdot 0,7095 = 69,6 \text{ кН};$$

$$h_{x1} = 64,5 + 70,95/20 = 68,05 \text{ см};$$

$$\tau = 1,5 \cdot 69,6/14 \cdot 68,05 = 0,1096 \text{ кН/см}^2 = 1,096 \text{ МПа.}$$

Нормальные напряжения, действующие поперек волокон древесины на нейтральном слое

$$\sigma_y^+ = 2 \cdot 79,1 \cdot 0,016/14 \cdot 68,05 = 0,00266 \text{ кН/см}^2 = 0,0266 \text{ МПа};$$

$$\sigma_y^- = -0,5 \cdot 0,134/14 = -0,00479 \text{ кН/см}^2 = -0,0479 \text{ МПа};$$

$$\sum \sigma_y = -0,0213 \text{ МПа.}$$

Приведенные напряжения:

$$\sigma_1 = 0,5 \left(-0,0213 + \sqrt{0,0213^2 + 4 \cdot 1,096^2} \right) = 1,085 \text{ МПа.}$$

$$\alpha = 0,5 \arctg 2 \cdot 1,096/0,0213 = 44,72^\circ.$$

С достаточной точностью $R_{р\alpha}$ можно принять равным $1,1 \text{ МПа}$ (второй сорт). Условие прочности (1.26) удовлетворяется при изготовлении всей балки из досок второго сорта с условием дополнительного увеличения материалоемкости на 5 %. Кроме того, примерно 70 % материала третьего сорта здесь заменено на второй сорт.

В традиционном первом варианте увеличиваем размеры поперечного сечения балки в ширину на 2 см, а по высоте – на 6 см. Площадь поперечного сечения увеличивается примерно на 26 %.

Тогда $x_1 = 1,1h_{оп} = 1,1 \cdot 66,5 = 73,15$ см;

$$Q_{x1} = 79,1 - 13,4 \cdot 0,7315 = 69,3 \text{ кН};$$

$$h_{x1} = 66,5 + 73,15/20 = 70,2 \text{ см};$$

$$\tau = 1,5 \cdot 69,3/16 \cdot 70,2 = 0,09255 \text{ кН/см}^2 = 0,9255 \text{ МПа}.$$

Нормальные напряжения на нейтральном слое:

$$\sigma_{y^+} = 2 \cdot 79,1 \cdot 0,016/16 \cdot 70,2 = 0,00228 \text{ кН/см}^2 = 0,0228 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{y^-} = -0,5 \cdot 0,134/16 = -0,00419 \text{ кН/см}^2 = -0,0419 \text{ МПа};$$

$$\sum \sigma_y = -0,0191 \text{ МПа}.$$

Тогда $\sigma_1 = 0,5(-0,0191 + \sqrt{0,0191^2 + 4 \cdot 0,9255^2}) = 0,916 \text{ МПа}.$

Без уточнений угла наклона σ_1 к направлению волокон и $R_{пр}$ поперечное сечение проходит по первому предельному состоянию в оппорной зоне, однако в рассматриваемом варианте конструкции остается дисбаланс прочности, так как на остальной длине балки возможности материала используются не полностью. Новые размеры балки при прежней длине $l = 12\,000$ мм: высота на концах 660 мм, в середине длины 960 мм. Ширина 160 мм.

Рассмотрим вариант конструкции балки с локализацией опасных главных напряжений σ_1 с помощью наклонного армирования.

Суммарное усилие N_s в арматуре, накопившееся на длине $C_s = 1,2h_{оп} = 72,6$ см, определяем по формуле (3.16)

$$N_s = 2(\sigma_1 - 0,8R_{пр})bC_s = 2(0,117 - 0,8 \cdot 0,096) \cdot 14 \cdot 72,6 = 81,72 \text{ кН}.$$

Требуемая площадь арматуры класса АП равна

$$A_s^{тп} = N_s / R_{ср} = 81,72/22,5 = 3,63 \text{ см}^2.$$

Соблюдая известный принцип дробности при расстановке стержней на длине $0,7C_s = 0,7 \cdot 72,6 = 508$ см, принимаем три стержня $d = 14$ мм класса АП, устанавливая их с шагом $a = 25$ см. Тогда $A_s = 4,62 \text{ см}^2.$

Разметку отверстий на нижней кромке балки начинаем на расстоянии от оси опоры $X_1 = h_{оп} + 0,1C = 1,12h_{оп} = 1,12 \cdot 60,5 = 68 \approx 70$ см.

Выполняем контрольную проверку стержней на выдергивание по формуле (3.17)

$$R_{ср} \pi(d + 0,005)l_p k_s / \gamma_n \geq N_{si}; \quad N_{si} = 88,22/3 = 29,4 \text{ кН};$$

$$l_p = 0,25h_{оп} / \cos \alpha = 0,25 \cdot 60,5 / 0,707 = 21,4 \text{ см};$$

$$k_s = 1 - 0,01l_0 / d = 1 - 0,01 \cdot 21,4 / 1,4 = 0,847,$$

тогда $4 \cdot 3,14(0,014 + 0,005) \cdot 0,214 \cdot 0,847 / 0,95 = 0,0455 \text{ МН} = 45,5 \text{ кН} \geq 29,4 \text{ кН}.$

Условие (3.17) удовлетворяется. Проверяем достаточность центрирующей подушки от опорной реакции, $P_{оп} = 0,0791 \text{ МН}.$

$$P_{оп} / bC_0 = 0,0791/0,14 \cdot 0,20 = 2,8 \text{ МПа} \leq R_{ср90} / \gamma_n = 3/0,95 = 3,16 \text{ МПа}.$$

Проверку устойчивости плоской формы деформирования балки при раскреплении ее сжатой кромки панелями через 1,5 м выполняем в зоне максимальных нормальных напряжений. Следовательно, рассматриваемый участок l_p располагается в координатах $x_1 = 2,9$ м и $x_2 = 4,4$ м с соответствующими $h_1, h_2.$

$$h_1 = h_{оп} + x_1 i = 60,5 + 290 \cdot 0,05 = 75 \text{ см};$$

$$h_2 = 60,5 + 440 \cdot 0,05 = 82,5 \text{ см}, \text{ тогда } \beta = h_1 / h_2 = 75/82,5 = 0,91.$$

Изгибающие моменты на концах рассматриваемого участка:

$$M_1 = 0,5qx_1(l - x_1) = 0,5 \cdot 13,4 \cdot 2,9(11,8 - 2,9) = 172,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = 0,5qx_2(l - x_2) = 0,5 \cdot 13,4 \cdot 4,4(11,8 - 4,4) = 218,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тогда $\alpha_1 = M_1 / M_2 = 172,9/218,1 = 0,793.$ Отсюда по [12, табл. 18]

$$K_{\phi} = 1,13 - 0,13\alpha_1 = 1,13 - 0,13 \cdot 0,793 = 1,027;$$

$$K_{жм} = \beta^{1/2} = \sqrt{0,91} = 0,954.$$

Тогда $\phi_M = 140b^2 k_{\phi} k_{жм} / l_p h_2 = 140 \cdot 14^2 \cdot 1,027 \cdot 0,954 / 150 \cdot 82,5 = 2,17;$

$$M_2 / \phi_M W_{ср} = 21810/2,17 \cdot 15880 = 0,633 \text{ кН/см}^2 = 6,33 \text{ МПа} \leq$$

$$\leq R_{иm6} / \gamma_n = 15 \cdot 0,887/0,95 = 14 \text{ МПа}.$$

Здесь $W_2 = \frac{bh_2^2}{6} = 14 \cdot 82,5^2/6 = 15\,880 \text{ см}^2.$

Проверка второго предельного состояния балки

$$f/l = [1 + C(h/l)^2] f_0 / K = [1 + 17,95(90/1180)^2] / 447 \cdot 0,822 = 1/333 \leq 1/300,$$

где $C = 15,4 + 3,8h_{оп} / h_{ср} = 15,4 + 3,8 \cdot 60,5/90 = 17,95.$

$$K = 0,15 - 0,85 h_{оп} / h_{ср} = 0,15 + 0,85 \cdot 60,5/90 = 0,822.$$

$$f_0/l = 5q^{тп} l^3 \gamma_n / 384EI_{ср} = 5 \cdot 0,0937 \cdot 1180^3 \cdot 0,95 / 384 \cdot 10^3 \cdot 850\,500 = 1/447.$$

Здесь

$$I_{ср} \frac{bh_{ср}^3}{12} = \frac{14 \cdot 90^3}{12} = 850\,500 \text{ см}^4; \quad E = 10^3 \text{ кН/см}^2.$$

Жесткость балки достаточна. Конструкция может быть изготовлена либо в виде отдельных ступенчатых пакетов, либо получена из укрупненного заготовочного блока постоянной высоты путем его раскроя.

Генеральные размеры балки в чистоте: длина 12000 мм, высота в середине длины 900 мм, на концах – 600 мм, ширина – 140 мм.

Основной вариант конструктивного решения балки выбирается на основании технико-экономических сравнений.

Проверка балки из примера по нормам Франции и США

Расчет цельных и клееных балок по зарубежным нормам при определении нормальных напряжений при изгибе выполняется по известной формуле Навье. Несущую способность балок по касательным напряжениям также вычисляют по обычной формуле Шведлера – Журавского.

Например, по нормам Франции запроектированная в примере 1 балка должна быть проверена на расстоянии от опоры x .

$$x = l_v = 0,5h_{оп} / h_{ср} = 397 \text{ см};$$

$h_x = h_r = h_{оп} + l_v(h_{ср} - h_{оп}) / 0,5l = 60,5 + 397(90 - 60,5) / 0,5 \cdot 1180 = 80,35 \text{ см}$
(в примере по нашим нормам $h_x = 80,3 \text{ см}$).

$\sigma_f = My / I = M / W = 13,8 \text{ МПа} > [\sigma_n]$ для второго сорта $[\sigma_n] = 12,0 \text{ МПа}$. Либо необходимо увеличивать поперечное сечение балки, либо принимать первый сорт, для которого $[\sigma_n] = 15,0 \text{ МПа}$.

Опорное сечение по условию скалывания древесины вдоль волокон также не пройдет, так как $\tau_{max} > [\sigma_{ск}] = 1,2 \text{ МПа}$. Лишь при увеличении высоты балки, в том числе поперечного сечения на опоре на 6 см, а ширины на 2 см (см. первый вариант изменения конструктивного решения балки) будет удовлетворено условие прочности на скалывание:

$$1,5 \cdot 79,1 / 16 \cdot 66,5 = 0,1115 \text{ кН/см}^2 = 1,115 \text{ МПа} < [\tau] = 1,2 \text{ МПа}.$$

Здесь, по сравнению с нашими нормами, не имеется возможности регулировать размеры поперечного сечения за счет сортности пиломатериалов. Низкий уровень $[\tau]$, по-видимому, содержит эмпирические данные о несущей способности балок.

Критериальная оценка в нормах Франции отсутствует.

В нормах США рекомендуется проверка на наклонной грани балки по критерию Норриса. (Правда рассматривается случай нагружения одной сосредоточенной силой, где «нормальные напряжения от изгиба достигают максимума в той же точке, где максимальны касательные напряжения на наклонной грани» [57].)

Используя обозначения по отечественным нормам, выполним проверку запроектированной балки по указанному критерию.

В компонентах напряженного состояния знак напряжений не учитываем по условию критерия:

$$\sigma_x = 3M_x / 2bh_{оп}^2 = 3 \cdot 20830 / 2 \cdot 14 \cdot 80,3^2 = 0,346 \text{ кН/см}^2 = 3,46 \text{ МПа};$$

$$\tau_{xy}^{оп} = \sigma_x \cdot i = 3,46 \cdot 0,05 = 0,0173 \text{ МПа};$$

$$\sigma_y = 0,0173 \cdot 0,05 = 0,000865 \text{ МПа}.$$

Для клеёной дугласовой пихты класса 16F

$$\frac{\sigma_x^2}{[\sigma_n]^2} + \frac{\tau_{xy}^2}{[\tau_{xy}]^2} + \frac{\sigma_y^2}{[\sigma_y]^2} = \frac{3,46}{11,2^2} + \frac{0,0173^2}{11,5^2} + \frac{0,00087^2}{2,7^2} = 0,0956 \ll 1.$$

Проверка по главным (сжимающим) напряжениям (для сопоставления)

$$\sigma_y = 0,5 \left[-13,8 - 0,035 - \sqrt{(-13,8 + 0,035)^2 + 4 \cdot 0,69^2} \right] = -13,84 \text{ МПа} < R_n m_{\sigma} / \gamma_n = 14,986 \cdot 0,9 / 0,95 = 14,19 \text{ МПа}.$$

Здесь при $\sigma_x - \sigma_y > 0$

$$\alpha_1 = 0,5 \left[180 - \arctg 2 \cdot 0,69 / (-13,8 + 0,04) \right] = 87,14^\circ;$$

$$\alpha_3 = 0,5 \arctg 1,38 / (-13,8 + 0,04) = 2,86^\circ;$$

$$R_{c\alpha} = R_{c0} / \left[1 + (R_{c0} / R_{c90} - 1) \sin^3 \alpha \right] = 15 / \left[1 + (15 / 1,8 - 1) \cdot \sin^3 2,86^\circ \right] = 14,986 \text{ МПа}.$$

При достаточно малом уклоне ската балки условие прочности по главным площадкам обеспечено.

При расчете на устойчивость плоской формы деформирования балок по нормам Франции рассматриваются два случая: по методу С. П. Тимошенко и приближенный расчет.

По методу Тимошенко жесткость при изгибе из плоскости равна $B_1 = hb^3E / 12$, а жесткость при кручении $C = hb^3(1 - 0,63b / h) \cdot G / 3$. Для шарнирно-опертой балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой q ,

$$(q l_1)_{кр} = 28,3 \sqrt{B_1 C} / l_1^2 \text{ или } q_{кр} = 28,3 \sqrt{B_1 C} / l_1^3.$$

Переменность высоты поперечных сечений здесь не выявляется. Принимаем среднее значение $h_0 = 75 \text{ см}$.

$$\text{Тогда } B_1 = 75 \cdot 14^3 \cdot 10^4 / 12 = 171,5 \cdot 10^6 \text{ МПа};$$

$$C = 75 \cdot 14^3 (1 - 0,63 \cdot 14 / 75) \cdot 3,5 \cdot 10^3 = 302,67 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2;$$

$$q_{кр} = 28,3 \cdot 10 \sqrt{1715 \cdot 302,67} / 100^3 = 0,1427 \text{ кН/см} > 0,134 \text{ кН/см}.$$

По приближенному методу рекомендуется вычислить коэффициент гибкости балки по формуле

$$C_s = \sqrt{l_p h / b^2} \leq 50, \text{ где } l_p = 1,92 l_1,$$

$$C_s = \sqrt{1,92 \cdot 100 \cdot 75 / 14^2} = 8,57 < 50.$$

При $C_s < 10$ $\sigma_f = [\sigma] = 12,0 \text{ МПа}$.

Этот метод считается более простым и не требующим использования модуля сдвига G для клеёной древесины, который определяется лишь условно в технических инструкциях.

Связи по верхнему поясу (кромке) устраиваются с учетом следующих указаний:

при $h / b < 8$ связи не устраиваются;

при $8 < h/b < 10$ связи устраиваются через $6h$;
при $h/b > 12$ требуется изменить сечение.

По нормам США рассматриваемая проверка производится по формуле

$$ql = \beta \gamma E_1 h b^3 / 12.$$

При отсутствии графика для определения коэффициента жесткости при кручении γ этот расчет не может быть доведен до конечного результата (β в данном случае известен, $\beta = 28,3$).

Прогибы балок по нормам США ограничивают $1/360l$ в перекрытиях с општукатуренными потолками и $1/240l$ – при неоштукатуренных. Для балок постоянной высоты прогиб $f = 5ql^4/384EI + ql^2/8Gb$.

Первый член правой части формулы представляет прогиб от деформаций изгиба, второй – от деформаций сдвига.

Для двускатной балки дополнительные прогибы рекомендуется определять по графикам, построенным в относительных величинах $\Delta s = 3ql/20Gb h_{оп}$.

При отсутствии рекомендаций о включении в расчет тех или иных геометрических характеристик балки (h, l) выполняем его с постоянной жесткостью по среднему сечению (h_{cp}, I_{cp}). Тогда при $q = q^н$ прогиб равен

$$f = 5 \cdot 9,37 \cdot 1180^4 / 384 \cdot 10^5 \cdot 850500 + 9,37 \cdot 1180^2 / 8 \cdot 5 \cdot 10^3 \cdot 14 \cdot 90 = 2,78 + 0,26 = 3,04 \text{ см.}$$

Определяем дополнительный прогиб двускатной балки с $G = 5 \times 10^3$ МПа.

$$\Delta s = 3 \cdot 9,37 \cdot 1180^2 / 20 \cdot 5 \cdot 10^3 \cdot 14 \cdot 60,5 = 0,462 \text{ см.}$$

Тогда суммарный прогиб равен

$$\sum f = 3,04 + 0,462 = 3,502 \text{ см, что составляет } 1/336l < 1/240l.$$

По отечественному СНиП $\sum f/l$ составляет $1/333$. Результаты практически совпадают.

По нормам США балка, запроектированная по традиционной методике СНиП, не требует корректировки конструктивного решения, по французским нормам, напротив, требует увеличения размеров поперечных сечений примерно в той же степени, в какой необходимо при оценке плоского напряженного состояния по нашему пособию к СНиП.

Пример 2. Спроектировать двускатную клеодощатую балку прямоугольного поперечного сечения общей длиной 24 м (рис. 3.3).

Средний пролет балки $l_{cp} = 15$ м, вылет консолей $l_k = 4,5$ м, шаг балок $a = 6$ м. Крыша неутепленная, рубероидная, уклон $i = 1:20$. Конструкции крыши – неразрезные прогоны из двух досок на гвоздях $2(4 \times 15 \text{ см}^2)$, установленные на ребро с шагом 1 м, и дощатых щитов. Сбор нагрузок приведен в табл. 3.4.

Нормативная снеговая нагрузка $S = S_0 \mu = 1000 \cdot 1 = 1 \text{ кН/м}^2$; $\mu = 1$ [56].

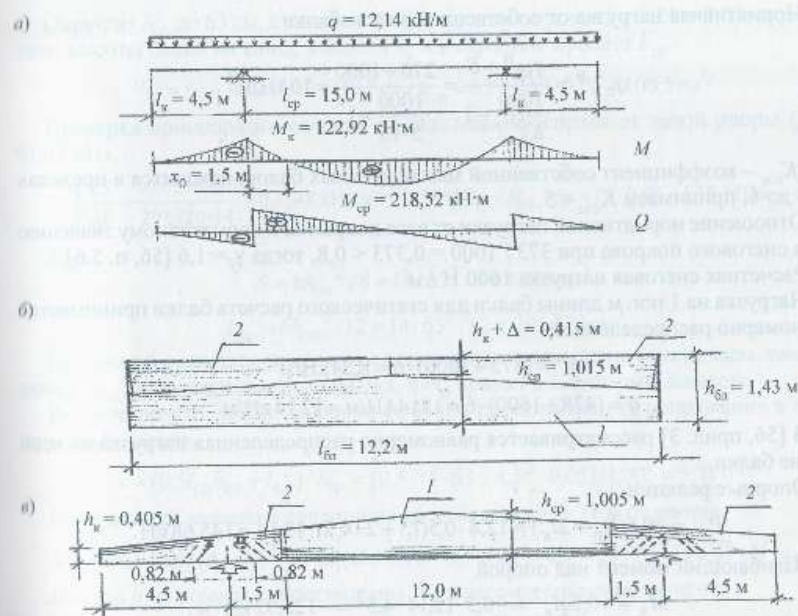


Рис. 3.3. Двускатная двухконсольная балка (а. с. № 1728423): а – расчетная схема; б – линии расчленов заготовочного блока постоянной высоты на элементы балки; в – общий вид балки с вариантом усиления приопорных зон

Нагрузки на 1 м² плана здания

Конструктивные элементы покрытия	Нормативная нагрузка $q_{нр}$, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка $q_{р}$, Н/м ²
Рубероидный трехслойный ковер	90	1,3	117
Щит кровельный из досок, приведенная толщина 0,024 м, 0,024 · 5000	120	1,1	132
Пргоны неразрезные из двух досок 150×40 мм, 2(0,15 · 0,04) · 5000	60	1,1	66
Всего	270		315
Собственная масса балки	103	1,1	113
Итого	373		428

Нормативная нагрузка от собственной массы балки

$$q_{с.м.} = \frac{q_{кр} + S}{K_{с.м} \cdot l} = \frac{270 + 1000}{5 \cdot 15} = 103 \text{ Н/м}^2$$

где $K_{с.м.}$ – коэффициент собственной массы клееных балок, находится в пределах от 4 до 6, принимаем $K_{с.м.} = 5$.

Отношение нормативной нагрузки от веса покрытия к нормативному значению веса снегового покрова при $373 / 1000 = 0,373 < 0,8$, тогда $\gamma_f = 1,6$ [56, п. 5.6].

Расчетная снеговая нагрузка 1600 Н/м^2 .

Нагрузка на 1 пог. м длины балки для статического расчета балки принимается равномерно распределенной

$$q^H = (373 + 1000) \cdot 6 = 8,24 \text{ кН/м}^2$$

$$q = (428 + 1600) \cdot 6 = 12,14 \text{ кН/м}^2$$

В [56, прил. 3] рассматривается равномерно распределенная нагрузка на всей длине балки.

Опорные реакции

$$P_{оп} = q \cdot 0,5(l_{ср} + 2l_k) = 12,4 \cdot 0,5(15 + 2 \cdot 4,5) = 145,68 \text{ кН}$$

Изгибающий момент над опорой

$$M_k = -0,5ql_k^2 = -0,5 \cdot 12,14 \cdot 4,5^2 = -122,92 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Изгибающий момент в середине балки

$$M_{ср} = 0,5[l_{ср}P_{оп} - q(l_k + 0,5l_{ср})^2] = 0,5[15 \cdot 145,68 - 12,14 \cdot (4,5 + 0,5 \cdot 15)^2] = 218,52 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расстояние X_0 от левой опоры до поперечного сечения, где $M = 0$, определяется из условия $P_{оп}x_0 - 0,5q(l_k + x_0)^2 = 0$; $x_{01} = 1,5 \text{ м}$; $x_{02} = 13,5 \text{ м}$.

Поперечная сила слева от оси опоры

$$Q_l = ql_k = 12,14 \cdot 4,5 = 54,63 \text{ кН}$$

справа от опоры

$$Q_{II} = 0,5ql_{ср} = 0,5 \cdot 12,14 \cdot 15,0 = 91,05 \text{ кН}$$

Назначение предварительных размеров поперечных сечений по установленным соотношениям для бесконсольных балок не совсем корректно. Поэтому задаемся шириной $b = 14 \text{ см}$ – из досок $150 \times 40 \text{ мм}$ (после острожки шпелей по пласти $\delta = 34 \text{ мм}$, 10 мм дано на обработку боковых поверхностей пакета). Назначение требуемой высоты начинаем с опорного поперечного сечения по предельным красвым напряжениям.

$$h_{оп} \geq \sqrt{\frac{6M_k}{bR_n m_g}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 12292}{14 \cdot 1,5 \cdot 0,9}} = 62,5 \text{ см}$$

где $R_n = 1,5 \text{ кН/см}^2$, $M_k = 12292 \text{ кН} \cdot \text{см}$, $m_g = 0,9$.

Округляя $h_{оп}$ до 63 см , в соответствии с заданным углом $i = 1:20 = 0,05$, определяем высоты балки на конце консоли h_k и в середине пролета $h_{ср}$.

$$h_k = 63 - 450 \cdot 0,05 = 40,5 \text{ см}; h_{ср} = 63 + 750 \cdot 0,05 = 100,5 \text{ см}$$

Проверка приопорного сечения на скалывание (справа от левой опоры $Q_{II} = 91,05 \text{ кН}$).

$$\frac{Q_{II} S}{I_{оп} b} = \frac{91,05 \cdot 6946}{291720 \cdot 14} = 0,1548 \text{ кН/см}^2 = 1,55 \text{ МПа} < R_{ск} / \gamma_n = 1,5 / 0,95 = 1,58 \text{ МПа}$$

Здесь

$$S = bh_{оп}^2 / 8 = 14 \cdot 63^2 / 8 = 6946 \text{ см}^3$$

$$I_{оп} = bh_{оп}^3 / 12 = 14 \cdot 63^3 / 12 = 291720 \text{ см}^4$$

Повторной проверки по крайевым нормальным напряжениям не делаем, так как высота $h_{оп}$ была несколько увеличена, а m_g принят с некоторым запасом.

Расстояние x от левой опоры до сечения, где нормальные напряжения в пролете наибольшие,

$$x = (0,5l_{ср}h_{оп} + l_k^2) / h_{ср} = (0,5 \cdot 15 \cdot 63 + 4,5^2 \cdot 0,05) / 1,005 = 5,71 \text{ м}$$

Изгибающий момент в сечении на расстоянии $x = 5,71 \text{ м}$ от опоры

$$M_x = Ax - 0,5q(l_k + x)^2 = 145,68 + 5,71 - 0,5 \cdot 12,14(4,5 + 5,71)^2 = 199,07 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Высота h_x и момент сопротивления W_x в рассматриваемом сечении

$$h_x = h_{оп} + xi = 63 + 571 \cdot 0,05 = 91,55 \text{ см}$$

$$W_x = \frac{bh_x^2}{6} = \frac{14 \cdot 91,55^2}{6} = 19557 \text{ см}^3$$

$$\frac{M_x}{W_x} = \frac{19907}{19557} = 1,018 \text{ кН/см}^2 = 10,18 \text{ МПа} < R_n m_g m_k m_{ср} / \gamma_n =$$

$$= 15,0 \cdot 0,872 \cdot 1 \cdot 1 / 0,95 = 13,77 \text{ МПа}$$

Проверка плоского напряженного состояния у скопленной кромки ската в данном случае нецелесообразна. Оценку прочности по главным напряжениям выполняем в приопорной зоне на расстоянии $1,1h_{оп} = 69,3 \text{ см}$ от вертикальной оси опоры. Проверены должны быть два поперечных сечения – слева и справа от опоры (точки I и II на рис. 3.3, в):

$$h_I = 63 - 0,05 \cdot 69,3 = 59,5 \text{ см}, h_{II} = 63 + 0,05 \cdot 69,3 = 66,5 \text{ см}$$

Вертикальная нагрузка от прогона на балку

$$P_{II} = q_{кр} \cdot a_{кр} \cdot a_g = 0,315 \cdot 1 \cdot 6 = 1,89 \text{ кН}$$

При $y = 0$ $\eta_p = 0,016$.

Тогда в области точки I ($h_I = 59,5 \text{ см}$):

$$\sigma_y^* = 2(P_{оп} + P_{II})\eta_p / bh = 2(145,68 + 1,89) \cdot 0,016 / 4 \cdot 59,9 = 0,00567 \text{ кН/см}^2 = 0,057 \text{ МПа}$$

$$Q_I = Q_{II} - 0,5P_{II} = 54,63 - 0,5 \cdot 1,89 = 53,68 \text{ кН};$$

$$\tau = 1,5Q_I / bh_x = 1,5 \cdot 53,68 / 14 \cdot 59,5 = 0,0966 \text{ кН/см}^2 = 0,966 \text{ МПа};$$

$$\sigma_I = 0,5(\sigma_y + \sqrt{\sigma_y^2 + 4\tau^2}) = 0,5(0,057 + \sqrt{0,057^2 + 4 \cdot 0,966^2}) = 0,995 \text{ МПа} > R_{p\alpha} / \gamma_n = 0,85 / 0,95 = 0,895 \text{ МПа};$$

$$\sigma_x - \sigma_y = -0,057 < 0.$$

$$\text{Тогда } \alpha = 0,5(180 - \arctg \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}) = 0,5(180 - \arctg \frac{2 \cdot 0,832}{0,057}) = 45,98^\circ \approx 46^\circ.$$

Расчетное сопротивление клеёной древесины третьего сорта растяжению под этим углом по графику ([12], рис. 26) примерно равно 0,9 МПа.

Уточняем $R_{p\alpha}$ по формуле

$$R_{p\alpha} = 11,0 / (\cos^4 46^\circ + 1 \cdot \sin^2 92^\circ + 44 \cdot \sin^4 46^\circ) = 0,85 \text{ МПа},$$

$$t = 11,0 / 0,25 = 44, \quad B = 11,0 / 0,9 - (1 + 11,0 / 0,25) / 4 = 1.$$

Перенапряжение $(0,995 - 0,895) / 0,895 = 11\%$, достаточное для необходимости корректировки конструкции. Окончательное решение целесообразно принять после проверки балки в правой приопорной зоне (точка II на рис. 3.3, в) $h_{II} = 66,5 \text{ см}$.

$$\sigma_y^+ = 2(145,68 + 1,89) \cdot 0,016 / 14 \cdot 66,5 = 0,0051 \text{ кН/см}^2 = 0,051 \text{ МПа},$$

$$Q_{II} = Q_{II} - 0,5P_{II} = 91,05 - 0,5 \cdot 1,89 = 90,1 \text{ кН},$$

$$\tau_{xy} = 1,5Q_{II} / bh_{II} = 1,5 \cdot 90,1 / 14 \cdot 66,5 = 0,145 \text{ кН/см}^2 = 1,45 \text{ МПа},$$

$$\sigma_I = 0,5(0,051 + \sqrt{0,051^2 + 4 \cdot 1,45^2}) = 1,475 \text{ МПа},$$

$$\alpha = 0,5(180^\circ - \arctg \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}) = 0,5(180^\circ - \arctg \frac{2 \cdot 1,45}{0,051}) = 45,5^\circ.$$

$R_{p\alpha} / \gamma_n = 0,88 / 0,95 = 0,926 \text{ МПа}$ – по аналогии с предыдущим определением.

Перенапряжение $(1,475 - 0,926) \cdot 100 / 0,926 = 59\%$.

В вариантах без армирования приопорных зон (см. пример 1) потребуется существенное увеличение материалоемкости конструкции. Сохраняя традиционную компоновку поперечных сечений из двух смежных сортов досок (второго и третьего) и минимальный уклон балки (5%), приходится увеличивать высоту во всех сечениях.

Компоненты напряженного состояния в точке II:

$$\tau_{xy} = 1,5 \cdot 90,1 / 16 \cdot 91 = 0,0938 \text{ кН/см}^2 = 0,938 \text{ МПа},$$

$$\sigma_y^+ = 2(145,68 + 1,89) \cdot 0,016 / 16 \cdot 91 = 0,0032 \text{ кН/см}^2 = 0,032 \text{ МПа},$$

$$\sigma_I = 0,5(0,032 + \sqrt{0,032^2 + 4 \cdot 0,938^2}) = 0,945 \text{ МПа},$$

$$\alpha = 0,5(180^\circ - \arctg \frac{2 \cdot 0,938}{0,032}) = 45,49^\circ,$$

$$R_{p\alpha} m_6 / \gamma_n = 0,926 \text{ МПа}.$$

Перенапряжение составляет 3%, что в пределах точности расчетов.

В варианте набора пакета из единого (второго) сорта досок требуемое увеличение материалоемкости балки будет меньше. Поперечные сечения, подобранные по максимальным нормальным и касательным напряжениям, увеличиваем на 9,5 см по высоте и на 2 см – по ширине. Основные габаритные размеры: $h_{cp} = 110 \text{ см}$, $h_n = 50 \text{ см}$, $h_{оп} = 72,5 \text{ см}$, $h_{II} = 76 \text{ см}$, $b = 16 \text{ см}$.

Компоненты напряженного состояния в точке II:

$$\tau_{xy} = 1,5 \cdot 90,1 / 16 \cdot 76 = 0,111 \text{ кН/см}^2 = 1,11 \text{ МПа},$$

$$\sigma_y^+ = 2(145,68 + 1,89) \cdot 0,016 / 16 \cdot 76 = 0,00388 \text{ кН/см}^2 = 0,0388 \text{ МПа},$$

$$\sigma_I = 0,5(0,0388 + \sqrt{0,0388^2 + 4 \cdot 1,11^2}) = 1,130 \text{ МПа} < 1,137 \text{ МПа},$$

$$\alpha = 0,5(180 - \arctg 2 \cdot 1,11 / 0,0388) = 45,5^\circ.$$

Тогда $R_{p\alpha} / \gamma_n = 1,08 / 0,95 = 1,137 \text{ МПа}$, условие (1.26) удовлетворяется.

Кроме повышения сортности используемых досок потребовалось и увеличение материалоемкости балки на 29%.

Для сохранения минимальной материалоемкости балки, законструированной из условия проверки по максимальным нормальным и касательным напряжениям, а также для достижения сбалансированной прочности в приопорной зоне по главным напряжениям рассмотрим вариант с вклеиванием арматуры.

Подбор арматуры

Усилия растяжения в арматуре для консольных частей балки

$$N_y = 2(\sigma_I - 0,8R_{p\alpha})bC_s = 2(0,995 - 0,8 \cdot 0,0875) \cdot 14 \cdot 37 = 28,9 \text{ кН}.$$

Здесь $C_s = l_1 - h_{оп} = 100 - 63 = 37 \text{ см}$.

Требуемая площадь арматуры $A_s^{TP} = N_s / R_{sv} = 28,9 / 22,5 = 1,28 \text{ см}^2$. Согласно СНиП [11] принимаем два стержня арматуры класса АIII $d = 12 \text{ мм}$, $A_s = 2,26 \text{ см}^2$. Шаг арматуры a_s принимаем равным 25 см ($0,7 \cdot 37 = 25,9 \text{ см}$). Расстояние от оси опоры до места просверливания отверстия в консольных частях балки $x = h_{оп} + 0,1C_s = 63 + 0,1 \cdot 37 = 67 \text{ см}$. Принимаем $x_s \approx 70 \text{ см}$. Длина стержня $l_s = 0,8h_{оп} / \cos \alpha = 0,8 \cdot 63 / 0,707 = 71,3 \text{ см}$, $l_s = 72 \text{ см}$.

Усилие в арматуре пролетной части балки:

$$N_s = 2(\sigma_I - 0,8R_{p\alpha})bC_s = 2(0,1425 - 0,8 \cdot 0,0926) \cdot 14 \cdot 37 = 70,9 \text{ кН}.$$

$A_s^{TP} = 70,9 / 22,5 = 3,15 \text{ см}^2$. Принимаем три аналогичных стержня:

$A_s = 3,39 \text{ см}^2$. Первое отверстие намечается на расстоянии 70 см от оси опоры, последующие – с шагом 15 см.

Проверка стержней на выдергивание:

$$N_{st} = 75,4/3 = 25,1 \text{ кН},$$

$$l_0 = 0,25h_{оп} / \cos \alpha = 0,25 \cdot 63 / 0,707 = 22,3 \text{ см},$$

$$K_s = 1 - 0,01l_p / d = 1 - 0,01 \cdot 22,3 / 1,2 = 0,814.$$

Тогда по условию (3.17)

$$R_{ср\alpha} \pi (d + 0,005) l_0 K_s / \gamma_n = 4 \cdot 3,14 (0,012 + 0,005) \cdot 0,223 \cdot 0,814 / 0,95 = 0,0408 \text{ МН} =$$

$$= 40,8 \text{ кН} > 25,1 \text{ кН}.$$

Условие (3.17) удовлетворяется.
Относительная высота (h/b) опорного поперечного сечения равна 4,5, в консольной части – еще меньше. Поэтому проверка устойчивости балки на этом участке теряет смысл. Относительная высота балки на расстоянии от опоры $X = 5,71$ м равна 6,59, но краевые напряжения меньше расчетного сопротивления на 35%. Поэтому здесь также проверка балки на устойчивость не производится (см. пример 1). Определяем необходимую длину (C_0) площадки смятия на опорах

$$C_0 \geq P_{оп} \gamma_n / R_{ср90} = 1,14568 \cdot 0,95 / 0,14 \cdot 3,0 = 0,329 \text{ м} = 33 \text{ см}.$$

Для уменьшения длины опорной подушки C_0 возможен вариант передачи $P_{оп}$ через вклеенные стержни, работающие на продавливание. Тогда по формуле (3.17) определяем несущую способность двух стержней, вклеенных на глубину $l_p \approx 0,7h_{оп}$.

Принимаем два стержня диаметром 20 мм, длиной 40 см, установленных в поперечный ряд по оси опоры. Стержни предварительно привариваются к опорной металлической пластине.

$$l_p = 40 \text{ см}, K_x = 1 - 0,01 \cdot 45 / 2 = 0,775, R_{ср90} = 3,5 \text{ МПа},$$

$$R_{ср} \pi n (d + 0,005) l_p k_s / \gamma_n = 3,5 \cdot 3,14 \cdot 2 (0,020 + 0,005) \cdot 0,40 \cdot 0,775 / 0,95 =$$

$$= 0,179 \text{ МН} > 0,1457 \text{ МН}.$$

Двух стержней достаточно для передачи опорного давления, рассредоточенного по высоте поперечного сечения балки.

Проверка балки по второму предельному состоянию
Прогиб балки в середине пролета

$$f = f_0 + (M_{II} + M_{II}) l_{ср}^2 \gamma_n / 16EI_{ср} = 4,36 - 2 \cdot 8343 \cdot 1500^2 \cdot 0,95 / 16 \cdot 10^3 \cdot 1184250 =$$

$$= 4,36 - 1,88 = 2,48 \text{ см},$$

что составляет $1/604l_{ср}$.

$$\text{Здесь } f_0 = 5q^n l_{ср}^4 \gamma_n / 384EI_{ср} = 5 \cdot 0,0824 \cdot 1500^4 \cdot 0,95 / 384 \cdot 10^3 \cdot 118425 = 4,36 \text{ см};$$

$$I_{ср} = 14 \cdot 100,5^3 / 12 = 118425 \text{ см}^4;$$

$$M_{II} = M_{II} = M_K = -0,5q^n l_K^2 = -0,5 \cdot 8,24 \cdot 4,5^2 = -83,43 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

С учетом переменной высоты балки и деформаций сдвига получаем

$$f // = \left\{ \left[1 + C_q (h_{ср} / l_{ср})^2 \right] f_0 / k_q + f_M / k_M \right\} / l_{ср} =$$

$$= \left\{ \left[1 + 17,78 (100,5 / 1500)^2 \right] \cdot 4,36 / 0,683 - 1,88 / 0,627 \right\} / 1500 = 1/385 < 1/300.$$

Здесь для первого слагаемого ($f_0 = 4,36$) по табл. 3, прил. 4 [11] коэффициенты равны

$$K_q = 0,15 + 0,85h_{оп} / h_{ср} = 0,15 + 0,84 \cdot 63 / 100,5 = 0,683,$$

$$C_q = 15,4 + 3,8 \cdot 63 / 100,5 = 17,78;$$

второго ($f_M = -1,88$) – соответственно

$$K_M = h_{оп} / h_{ср} = 63 / 100,5 = 0,627; C_M = 0.$$

Прогиб консоли балки определяем как сумму перемещений ее конца:
 f_1 – от изгибающего момента над противоположной опорой;
 f_2 – от q^n в среднем пролете;
 f_3 – от q^n на консоли (см. прил. 4) с учетом соответствующих поправок

$$f_1 = l_{ср} I_K M_K \gamma_n [1 + C_1 (h_{ср} / l_{ср})^2] / 6EI_{ср} K_1 =$$

$$= 1500 \cdot 450 \cdot 8343 \cdot 0,95 / 6 \cdot 10^3 \cdot 1184250 \cdot 0,627 = 1,201 \text{ см}$$

Здесь $K_1 = 0,627; C_1 = 0$ (см. выше),

$$f_2 = -q^n l_{ср}^3 I_K \gamma_n [1 + C_2 (h_{ср} / l_{ср})^2] / 24EI_{ср} K_2 = -0,0824 \cdot 1500^3 \cdot 450 \cdot 0,95 \times$$

$$\times [1 + 17,78 (100,5 / 1500)^2] / 24 \cdot 10^3 \cdot 1184250 \cdot 0,683 = -6,614 \text{ см}$$

Здесь $C_2 = 17,73; K_2 = 0,683;$

$$f_3 = -q^n l_K^3 \gamma_n (l_{ср} / 3 + l_K / 4) [1 + C_3 (h_{оп} / l_K)^2] / 2EI_{оп} K_3 = -0,0824 \cdot 450^3 \times$$

$$\times 0,95 (1500/3 + 450/4) \cdot [1 + 7,07 (63/450)^2] / 2 \cdot 10^3 \cdot 291720 \cdot 0,768 = 11,093 \text{ см}$$

Здесь $K_3 = 0,35 + 0,65l_K / h_{оп} = 0,35 + 0,65 \cdot 40,5 / 63 = 0,768,$

$$C_3 = 5,4 + 2,6 \cdot 40 / 63 = 7,071;$$

$$\Sigma f_K = 1,201 - 6,613 + 11,093 = 5,68 \text{ см}.$$

Суммарный прогиб консоли относится к удвоенной ее длине

$$f_K / 2l_K = 5,68 / 2 \cdot 450 = 1/158 < 1/150.$$

Принятая балка удовлетворяет условиям и второго предельного состояния. Генеральные размеры балки: длина $L = 24$ м, $h_{ср} = 100,5$ см, $h_K = 40,5$ см ($h_{оп} = 63$ см), $b = 14$ см.

При изготовлении балки путем раскря клееного блока постоянной высоты его размеры должны быть: $L_{оп} = 12200$ мм, $h = 1430$ мм, $b = 150$ мм.

Глава 4. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КЛЕЕДОЩАТЫХ БАЛОК С КРИВОЛИНЕЙНЫМИ УЧАСТКАМИ

4.1. Особенности напряженного состояния

Склеивание древесины существенно расширило границы формообразования конструкций не только по поперечным сечениям и генеральным размерам, но и по очертанию их элементов. Появились недоступные для конструкций из цельной древесины гнуто-клеёные рамы, арки и балки. Они повышают архитектурную выразительность сооружений и возможности конструирования. Переход от труднорешаемых сопряжений прямолинейных элементов под углом к узлам в виде участков большой кривизны позволяет полнее использовать ресурс прочности древесины вдоль волокон. Однако в криволинейных участках возникают, хотя и меньше по величине по сравнению с непосредственными сопряжениями прямолинейных элементов под углом, нормальные напряжения, действующие поперек волокон древесины. Иными словами, кроме нормальных напряжений вдоль волокон – тангенциальных σ_0 , возникают радиальные σ . Последние в зависимости от знака изгибающего момента либо сжимают, либо растягивают древесину поперек волокон.

С увеличением относительного радиуса кривизны участка ($\rho = r/h$), где r и h – радиус кривизны оси и высота поперечного сечения бруса (рис. 4.1), заметно изменяется его напряженное состояние. Краевые напряжения на наружной кромке $\sigma_{0н}$ уменьшаются, а на внутренней $\sigma_{0в}$ – увеличиваются, причем с большей, чем на наружной кромке, скоростью. Нейтральный по отношению к σ_0 слой смещается к центру кривизны. Распределение тангенциальных и радиальных нормальных напряжений не подчиняется линейному закону. Как показали исследования [40, 41], анизотропные свойства древесины в кривых брусках влияют на напряженное их состояние примерно в четыре раза больше, чем в прямолинейных элементах конструкций массового применения. Тангенциальные σ_0 увеличиваются, а радиальные σ_r – несколько уменьшаются. Если уменьшением σ_r можно пренебречь, учитывая реальные отношения $E_0/E_2 = E_0/E_{90}$ древесины, то σ_0 на краях могут увеличиться до 10–12 % [41].

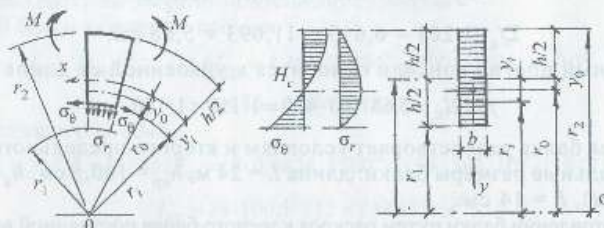


Рис. 4.1. Расчетная схема кривого бруса при чистом изгибе

При $\rho \geq 12$ σ_0 превышает σ_x в прямом бруске таких же размеров более чем на 5 %, а σ_r становятся соизмеримыми с расчетными сопротивлениями древесины поперек волокон, особенно на растяжение R_{p90} . В этом случае игнорирование σ_r , выходящими за границы величин пренебрежимой малости, может привести к грубым ошибкам при проектировании.

На компоненты напряженного состояния от внешних воздействий в криволинейных участках КДК накладываются технологические напряжения от гнутья отдельных слоев. Эти напряжения при работе конструкций либо суммируются, либо вычитаются. Кроме того, стремление клееного пакета распрямиться после распрессовки также создает дополнительные напряжения.

Если в самих слоях технологические напряжения при этом уменьшаются, то в клеевых швах между слоями возникает радиальное растяжение.

По СНиП влияние дополнительных напряжений учитывается коэффициентом условия работы $m_{тр}$ [11, табл. 9].

Особенности работы древесины в кривых брусках накладывают необходимость дополнительных проверок, а в некоторых случаях и конструктивных решений, обеспечивающих достаточную надежность элементов.

При конструировании и расчете балок с участками большой кривизны решающим является не столько величина, сколько направление изгибающего момента. Если момент уменьшает относительный радиус, радиальные напряжения сжимают материал поперек волокон. Сопротивление древесины $R_{с90}$ позволяет использовать практически весь ресурс ее прочности вдоль волокон – разрушение при испытаниях происходит либо от разрыва крайних растянутых досок, либо от возникновения трещин, параллельных слоям в растянутой зоне, либо в виде складок (в малых образцах) у сжатых кромок (см. прил. 17).

При «разгибавшем» моменте знаки нормальных напряжений изменяются на противоположные, и опасность отрыва древесины поперек волокон, в первую очередь, резко снижает общую несущую способность конструкции. Прочность древесины вдоль волокон в этом случае недоиспользуется, а разрушение начинается в виде магистральных трещин, проходящих преимущественно параллельно слоям пакета. Это происходит обычно в окрестностях нейтрального слоя с тенденцией смещения к центру кривизны.

В отличие от трех вариантов корректировки прямолинейных балок здесь можно выделить четыре. Три варианта кратко охарактеризованы в п. 3.1 и примере 1.

Для кривых брусков возможен и вариант изменения радиуса кривизны r . У каждого конструктивного приема имеются свои достоинства и недостатки. Уменьшение кривизны при постоянной длине участка возможно через уменьшение уклона. Однако уклон является обычно одним из основных исходных данных. Увеличение r путем развития длины участка делает сопряжение прямолинейных элементов менее компактным. Сосредоточенные силы, в виде которых здесь обычно передается нагрузка, увеличиваются.

Следовательно, то или иное конструктивное решение, обеспечивающее сбалансированную несущую способность балок, принимается в соответствии с

конкретными производственными и эксплуатационными условиями. Они, наряду с экономическими показателями, влияют на выбор балок, либо полностью гнuto-клеёных (из тонких досок), либо с гнuto-клеёными деталями-вставками (см. классификацию балок и рис. 2.1). В балках переменной высоты последнее решение предпочтительнее, так как прямолинейные полубалки из толстых досок легко получаются методом раскроя клеёных блоков постоянной высоты (см. рис. 2.4), а гнuto-клеёная деталь может быть выполнена из слоев повышенного сорта без стыкования их на зубчатый шип. Локальность детали оправдывает использование слоев меньшей толщины, чем в целой конструкции, до $r/\delta = 500$, что, в свою очередь, позволяет выполнить участок более компактным. По концам деталей целесообразно предусматривать небольшие прямолинейные участки для обеспечения стыкования блоков вдоль волокон. В отличие от склеивания на зубчатый шип под углом [11, рис. 6], в данном случае увеличивается степень использования ресурса прочности древесины вдоль волокон. Однако по сравнению с двухконсольной прямолинейной балкой (см. пример 2, рис. 3.3), где в месте стыкования блоков $\sigma_x \approx 0$, в данном случае необходима оценка прочности стыка ($\sigma_x \neq 0$).

4.2. Особенности расчета

Методы расчета прямолинейных участков этих конструкций практически не отличаются от проверок сечений прямолинейных балок. Отличия заключаются в величине $i_{1,2}$ для определения координаты X опасного по σ_x сечения и компонент плосконапряженного состояния на скате. Эта величина является не уклоном балки, а уклоном верхней грани по отношению к нижней. Диапазон назначения уклона собственно балки (верхней грани к горизонту) здесь шире и ограничивается горизонтальными перемещениями на опоре. Собственно уклон балки i_2 обычно назначается от 0,1 до 0,25 (10–25%). Наклон внутренней кромки i_1 отличается от верхнего наклона i_2 на 5–8%. Устройство подвижности одной из опор здесь требует особого внимания.

Другое отличие заключается в смятии древесины не поперек волокон, а под углом. Несколько уменьшается также поперечная сила в приопорных сечениях – опорная реакция раскладывается на две составляющие: поперечную и продольную силы.

Основная особенность, еще до конца не раскрытая, заключается в расчете криволинейных участков клеёных конструкций. Консервативность существующей методики их расчета состоит в использовании формулы Навье с введением поправочных коэффициентов, косвенно учитывающих влияние кривизны. Кроме того, при любой степени приближения к истине по формулам (4.1) могут быть определены лишь максимальные красные напряжения:

$$\begin{aligned} M / WKr_{в} &\leq R_{\sigma} m_{\sigma} m_{cl} m_{rh} / \gamma_{R} \\ M / WKr_{н} &\leq R_{\sigma} m_{\sigma} m_{cl} m_{rh} / \gamma_{R} \end{aligned} \quad [4.1]$$

где $Kr_{в}$ – коэффициент, корректирующий величину σ_{θ} на внутренней кромке, а $Kr_{н}$ – на наружной.

$$Kr_{в} = \frac{1 - 0,5h/r}{1 - 0,17h/r}; \quad (4.2)$$

$$Kr_{н} = \frac{1 + 0,5h/r}{1 + 0,17h/r}. \quad (4.3)$$

По формуле (4.4) [11, СНиП – (21)] могут быть определены только максимальные радиальные напряжения σ_{rmax} , растягивающие древесину поперек волокон,

$$(\sigma_{\theta} - \sigma_r) h_i / 2r_i \leq R_{p90}, \quad (4.4)$$

где σ_{θ} – тангенциальные нормальные напряжения на внутренней кромке; σ_r – то же в промежуточном волокне, для которого определяется σ_r ; h_i – расстояние между крайним и рассматриваемым волокнами; r_i – радиус кривизны линии, проходящей через центр тяжести эшоры σ_{θ} , заключенной между крайним и рассматриваемым волокнами.

Не описывая закон распределения σ_{θ} по высоте поперечного сечения, нельзя определить ни σ_r , ни r_i . Предположение о линейности эшоры σ_{θ} дает ошибку как в определении исходных данных формулы (4.4), так и σ_{rmax} . В результате, по формулам (4.1)–(4.4) невозможно оценить плоское напряженное состояние криволинейных участков дощато-клеёных балок. Необходимость в такой оценке встречается достаточно часто, особенно при замене равномерно распределенной нагрузки q на сосредоточенные силы P . Кроме того, формулы (4.1) не соответствуют физической сущности работы кривых брусьев. В зарубежных нормах используются аналогичные не свойственные работе криволинейных элементов методы расчета.

Поэтому целесообразнее использовать в расчетах формулы, основанные на теории кривых брусьев и приведенные в [12], а формулы (4.1)–(4.4) использовать при подборе размеров поперечного сечения балки в первом приближении.

При расчете кривых брусьев тангенциальные напряжения на уровне любой фибры равны

$$\sigma_{\theta} = M(r_0 - r_1) / Fy_0 r_1, \quad (4.5)$$

где r_1 – радиус кривизны рассматриваемого волокна; $r_0 - r - y_0$ – радиус кривизны нейтрального слоя; $y_0 = I / Fr$ – смещение нейтрального слоя от геометрической оси криволинейного участка (см. рис. 4.1).

Параметры участка определяются исходя из архитектурных, эксплуатационных, технологических и других требований. Предварительно удобнее задаваться длиной криволинейной зоны по верхней кромке балки l_2 из условий раскладки конструкций крыши, а не по нижней кромке l_1 .

Далее $r_2 = l_2 / 2 \sin 2\gamma$; откуда

$$r_1 = r_2 - h; \quad r = r_2 - 0,5h. \quad (4.6)$$

Естественно, в частном случае поперечное сечение проверяется по крайним σ_{θ} для наружной кромки балки $\sigma_{\thetaн}$ и внутренней $\sigma_{\thetaв}$ кромок балки:

$$\sigma_{\thetaв} = \sigma_{\thetaн} = M(r_0 - r_1) / Fy_0 r_1 \leq R_{\sigma} m_{\sigma} m_{cl} m_{rh} / \gamma_{R}; \quad (4.7)$$