

из прямолинейных элементов из толстых досок, жестко соединенных с гнuto-клеёнными блоками (см. рис. 7.3, л), либо с помощью гнuto-клеённых деталей (см. рис. 7.3, м). Естественно, гнuto-клеённые блоки и детали отпрессовываются из тонких досок.

Гнuto-клеённые рамы, в свою очередь, нельзя не разделить на две подгруппы: со ступенчатым изменением высоты поперечных сечений в ригеле (см. рис. 7.3, и) и с плавным уменьшением за пределами криволинейного участка (см. рис. 7.3, к).

Клеефанерные рамы (КФР) состоят из фанерных стенок и дощатых поясов по аналогии с тонкостенными балками. Формообразование этих рам сопряжено со способами передачи усилий с поясов ригеля на пояса стоек в переломных узлах. Предлагались карнизные узлы КФР на традиционных податливых связях, однако они осуществлялись лишь в опытном изготовлении. Заводское производство КФР базировалось на использовании в карнизных узлах тех или иных вставок: вышленных из фанерных плит или гнuto-клеённых деталей из толстого шпона (см. рис. 7.3, н, п).

Глава 8. КЛЕЕДОЩАТЫЕ РАМЫ ИЗ ПРЯМОЛИНЕЙНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

8.1. Рамы с подкосами

Рамы с подкосами, идущими от ригеля до фундаментов, состоят из трех видов прямолинейных блоков, соизмеримых по длине (см. рис. 7.3, а). Стойки и подкосы обычно имеют постоянное поперечное сечение. Ригелью, особенно при наличии консолей, присущи большие высота и длина, а соответственно и материалоемкость. Очертание полуригеля обычно переменное по высоте, то плавное, то с уступом для упора подкоса. При изготовлении элементов рамы неизбежны отходы клеёной древесины.

Подобный недостаток присутствует в элементах и стоек, и ригеля рам с короткими подкосами (см. рис. 7.3, б). Полурамы здесь состоят из двух крупных клеёных блоков. Подкос может быть и из клеёной, и из цельной древесины. В первом случае возможно изготовление широкого подкоса с пазом для сопряжения его с ригелем без накладок. Элементы подкосов и металлических растягиваемых хомутов относительно малы по размерам и позволяют конструировать жесткие узлы более компактными. Такие узлы меньше, чем в рамах с длинными подкосами, загромождают внутреннее пространство здания.

Конструкции разработаны в ЦНИИСК [12]. Рассматриваемые рамы достаточно технологичны и до их укрупнительной сборки обладают высокой транспортабельностью. Но в инженерном отношении конструкции следует отнести к неудачным.

По способу создания жестких карнизных узлов первые клеедощатые рамы мало чем отличались от традиционных конструкций из цельной древесины (см. рис. 7.1 и 7.3). Использование крупных клеёных блоков в рамах из прямолинейных элементов не дало того инженерного эффекта, который оказался возможным в балках. При переходе с цельной древесины на клеёную перекрываемые свободные пролеты балок увеличились с 6–12 м до 40–55 м.

Пролеты рам с подкосами при замене цельной древесины на клеёную остались практически прежними. И это обусловлено отнюдь не классом конструкций, не возможностями прямолинейных элементов. Ограничения заключаются прежде всего в конструктивных решениях жестких рамных узлов, перенесенных из традиционных рам из цельной древесины. В прежних подкосных системах пролеты ограничивались и длиной бревен или брусьев, и возможностями жестких узлов. В этом смысле конструкции были сбалансированы. Дисбаланс образовался, когда существенно увеличились возможности клеёных элементов, а работа древесины в жестких узлах осталась прежней: на смятие под углом к волокнам и скалывание.

Подкосы 5 в рамах (см. рис. 7.3, а, б и 8.1) всегда сжаты при обычных вертикальных нагрузках. Стойки 2 рам (см. рис. 8.1, а) могут быть и сжатыми и растянутыми. Это зависит от наличия или отсутствия консоли и от ее относительной длины. При передаче сжимающего усилия $N_{ст}$ кроме двухрезных болтов и накладок 3, может быть использована поверхность торцевого упора стойки. Естественно, по площади контакта оценивается элемент ригеля 1, так как именно в нем древесина работает на смятие практически поперек волокон. В случае недостаточности этой площади она может быть увеличена с помощью прокладки 4 из древесины твердых пород (см. рис. 8.1, б). Тогда проверяются две площадки: одна, равная площади поперечного сечения стойки по древесине твердых пород, другая – увеличенная вдоль ригеля по треугольнику давления на смятие основного материала ригеля 1.

Если усилие $N_{ст}$ растягивающее, то оно может быть передано только через двухрезные болты и накладки. При этом минимальную несущую способность имеют болты в области ригеля, так как древесина в нагельных гнездах здесь сминается практически поперек волокон. Естественно, несущая способность узла таким примыканием элементов и ограниченной областью расстановки болтов не может обеспечить большой пролет конструкции. Таким образом, рамы с подкосами, идущими от ригеля до фундамента, наиболее рациональны с консолями. В этом случае в стойках не возникают растягивающие усилия, поэтому повышаются надежность узла примыкания стойки к ригелю и простота конструкции. Площадки смятия в рамах (см. рис. 8.1, а и б) имеют различные возможности.

Примерно одинаковую несущую способность можно обеспечить в четырех площадках передачи пары сил в узле (см. рис. 8.1, в), так как угол смятия всех площадок близок к 40°. Кроме того, деформации обмятия древесины здесь как в растянутой, так и в сжатой зонах тождественны. Величину усилий в металлическом N_6 и в деревянном подкосе N_5 можно регулировать при конструировании узла величиной плеча пары h_6 . Хомут конструируется из двух упорных уголков 6, четырех тяжей из круглой стали 7 и парных швеллеров 8. Последние воспринимают

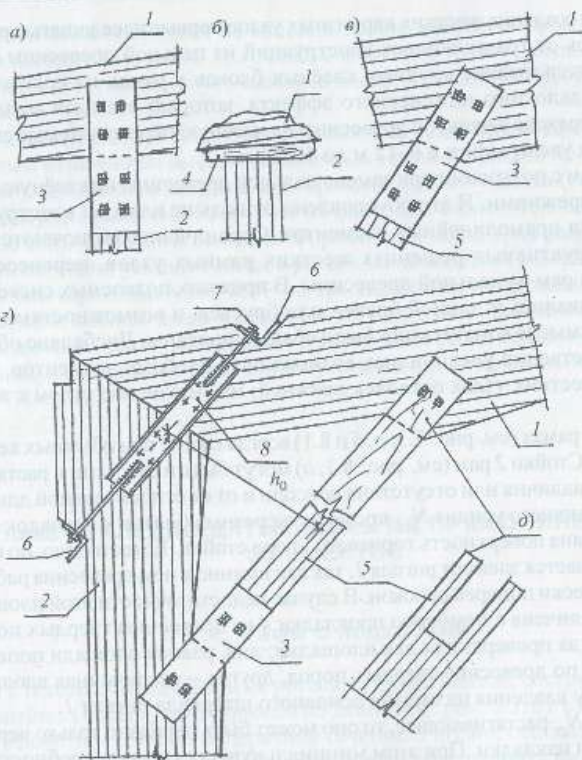


Рис. 8.1. Жесткие узлы рам с подкосами: а — соединение ригеля 1 со стойкой 2 при помощи накладок 3 на болтах; б — вариант увеличения площади смятия древесины в ригеле через прокладку 4 из древесины твердых пород; в — узел примыкания подкоса 3 к ригелю; г — жесткий узел с коротким подкосом; д — вариант примыкания подкоса 3 к ригелю без накладок; б, 7, 8 — детали металлического хомута

не только растяжение, но и поперечную, хотя и незначительную, силу в узле, передаваемую с клеёных блоков двухрезными болтами.

Краткий анализ работы жестких узлов рассмотренных рам показывает, что применение металла в соединении клеёных блоков под углом не решает вопроса об увеличении несущей способности конструкций. Определяющим в данном случае является использование работы древесины на смятие под углом или даже поперек волокон, а также на скалывание.

Образовавшийся дисбаланс несущей способности клеёных блоков и узлов их соединения можно преодолеть лишь путем изменения конструкций жестких рамных узлов.

8.2. Рамы с жесткими узлами в компактном сборном исполнении

Сокращение внутренних габаритов поперечника здания подкосами в некоторых случаях сводило рассмотренные выше рамы в разряд неконкурентоспособных. Появлялись предложения более компактных конструктивных решений жестких рамных узлов.

В раме (рис. 8.2), разработанной Ростовским ИСИ [12], сопряжение ригеля 1 со стойками 2 (см. рис. 8.2. а) решалось с помощью стального двутавра 3, сваренного в виде «колена». Стенка двутавра заводилась в пропилы соединяемых элементов.

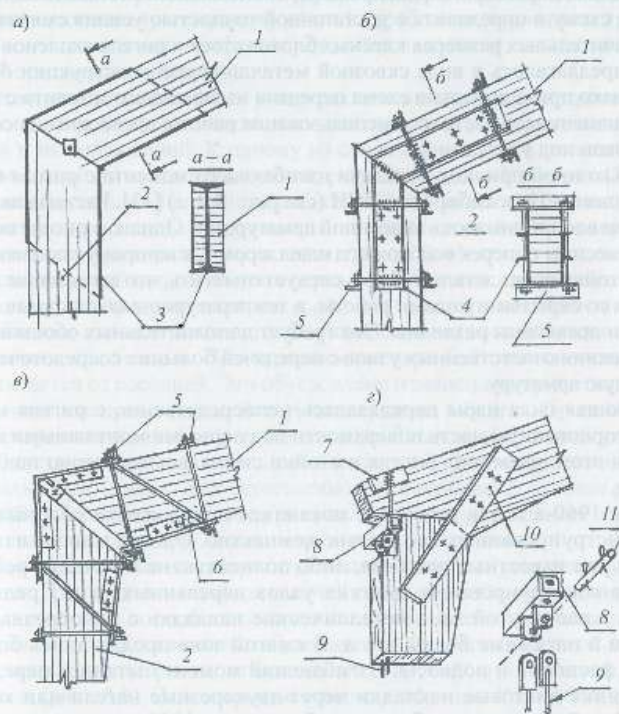


Рис. 8.2. Примеры решения жестких узлов соединения ригеля 1 со стойкой 2 без выступающих подкосов при помощи: а — «колена» из двутавра 3; б — «колена» в виде парных накладок из швеллеров 4 с фиксированной передачей усилий смятия через уголки 5; в — стержневой металлической системы б; г — передачи растягивающего усилия через упорный швеллер 7 и металлические детали 8 на вклеенную стойку арматуры 9; 10 — парные накладки на болтах; 11 — шпилька-шплинт

Нормальная сила в узле передавалась путем непосредственного упора приторцованных поверхностей элементов ригеля и стоек. Передача изгибающего момента на угловое «колено» происходила за счет работы древесины на смятие поперек волокон. Неравномерность и неопределенность фактической эпюры смятия вдоль «колена» затрудняют определение действительных напряжений. Оценить их можно лишь весьма условно.

В вариантах рам системы ЦНИИСК карнизные узлы выполнялись также с металлическими элементами коленчатой формы [12]. В одном случае «колено» состояло из двух швеллеров 4, накладываемых с наружных сторон полуригеля и стойки. К швеллерам приваривались натяжные болты, образующие вместе с поперечными уголками хомуты, передающие узловой момент в виде пары сил (см. рис. 8.2, б). Места передачи пары строго фиксированы, что позволило составить более четкую расчетную схему и определить с достаточной точностью усилия смятия.

При значительных размерах клеёных блоков стоек и ригеля «колено» в карнизном узле предлагалось в виде сквозной металлической конструкции 6 (см. рис. 8.2, в). Однако принципиально схема передачи изгибающего момента с ригеля на стойки не изменилась. Осталось использование работы древесины на смятие поперек волокон под уголками 5.

Несколько иной принцип передачи изгибающего момента с ригеля на стойку был предложен в Новосибирском ИСИ (см. рис. 8.2, г) [13]. Растягивающее усилие в стойке воспринималось клеённой арматурой 9. Однако в ригеле оставалось смятие древесины поперек волокон под швеллером 7, к которому «подвешивалась» арматура стойки через детали 8. Здесь следует отметить, что вклеивание арматуры сопряжено со скрытыми видами работы, а температурно-влажностные деформации стали и древесины различны. Это требует дополнительных обоснований при проектировании ответственных узлов с передачей больших сосредоточенных сил на клеённую арматуру.

Сжимающая сила пары передавалась непосредственно с ригеля на стойку через приторцованную часть поверхности под парными монтажными накладками 10. При этом древесина ригеля и стойки сминалась примерно под одинаковым углом.

В конце 1960-х годов и позднее появились предложения сборных рамных узлов, сконструированных достаточно компактно. Однако многие из них либо повторяли уже известные решения, либо полностью не отвечали требованиям принципов конструирования жестких узлов деревянных рам. Предлагались, например, в растянутой зоне металлические накладки с односрезными нагелями, тяжи и натяжные болты и т. д. В сжатой зоне предлагались бобышки в виде вута, распорки и подкосы. Изгибающий момент пытались передавать на двухсторонние листовые накладки через двухсрезные нагели или кольцевые шпонки. Подобные узлы уже были апробированы в 1930-е годы, а применяемые виды связей имеют высокую податливость и не могут обеспечить достаточной жесткости узла (см. п. 7.2). Кроме того, они требуют большого поля при соблюдении правил расстановки (например, узел на кольцевых шпонках), но не обладают достаточной несущей способностью. Поэтому из приведенных в

учебнике [14] семи разновидностей рамных узлов представляет интерес узел на клеённых арматурных стержнях (при условии стабильности температурно-влажностного режима эксплуатации).

Сопоставительный анализ работы жестких рамных узлов показывает, что наряду с компактностью конструктивного решения сущность работы древесины в зоне действия максимального изгибающего момента практически не изменилась. Конструкции узлов не соответствовали возросшим возможностям клеёных элементов. Рамы с рассмотренными выше узлами могут перекрывать лишь малые пролеты. Для достижения сбалансированной несущей способности рамных узлов с ресурсом прочности клеёной древесины необходимы принципиально новые инженерные решения с более строгим соблюдением основных законов и принципов конструирования. Необходимо исключить, во-первых, сосредоточенную передачу усилий (требование принципа дробности), а во-вторых, использование работы древесины под углом к волокнам (принцип следящей ориентации волокон).

Эволюция жестких карнизных узлов различных классов рам происходила и в первом, и во втором направлениях, что приближало к условию равнопрочности элементов и их сопряжений. К одному из современных узлов рассматриваемого класса рам следует отнести конструкции, разработанные в Германии [2], с весьма успешным соблюдением принципа дробности. Реализация этого принципа достигается путем постановки цилиндрических нагелей по одной и более окружностям, описанным из центра карнизного узла (см. рис. 7.3, в).

В результате изгибающий момент передается с ригеля на стойки, хотя еще не напряжениями, распределенными по всей высоте поперечных сечений крупных клеёных блоков, а в виде множества пар сосредоточенных сил, возникающих в поле болтового соединения. При этом каждая пара болтов по несущей способности отличается от соседней. Это обусловлено изменением ориентации волокон по отношению к направлению действующего усилия в болтах. Причем в ригеле и стойке образуется индивидуальная ориентация. Итак, при удовлетворении принципа дробности древесина в нагельных гнездах работает под различными, в том числе и большими, углами. Это, естественно, не обеспечивает условие равнопрочности и либо ограничивает пролеты рам, либо требует уменьшения изгибающего момента в жестком узле другими конструктивными приемами.

Однако в целом такое инженерное решение позволило увеличить уровень использования прочностных свойств клеёной древесины. С уменьшением степени дисбаланса несущей способности прямолинейных элементов и жестких узлов сопряжения возникла возможность увеличения пролетов рам этой подгруппы. Максимальный пролет рамы, известный из мировой строительной практики, равен 41,6 м (рис. 8.3). Это покрытие манежа в Мюнхен-Риме (ФРГ) [2, с. 134]. Размер пролета достигнут, конечно, не только конструкцией карнизного узла, но и статической схемой рамы, в которой предусмотрена качающаяся стойка, уменьшающая распор, а следовательно, и величину изгибающего момента в жестком рамном узле (см. рис. 8.3, а). В нем использованы 114 нагелей: $\varnothing 20$ мм – по трем большим окружностям, а 12 мм – по трем малым. Кроме того, по углам ромба

площади сопряжения ригеля и стойки также установлены работающие нагели (см. рис. 8.3, б).

Рамы с жесткими узлами на нагелях целесообразно также проектировать с консолями, что позволяет уменьшить распор, а соответственно и изгибающий момент защемления стойки в ригеле (см. рис. 7.3, в и примеры 15 и 16).

Предложенное в свое время на нашей кафедре наклонное армирование [15] для усиления приопорных зон балок (см. раздел I) получило интенсивное развитие в различных КДК [16–18]. Идея была распространена и на монтажные узлы, в том числе с передачей значительных усилий. К таким соединениям относятся и карнизные узлы рам.

В первом предложении жесткого рамного узла на клеенных стержнях [19] просматривались лишь намеки на наклонное армирование (см. рис. 8.4, а). В отличие

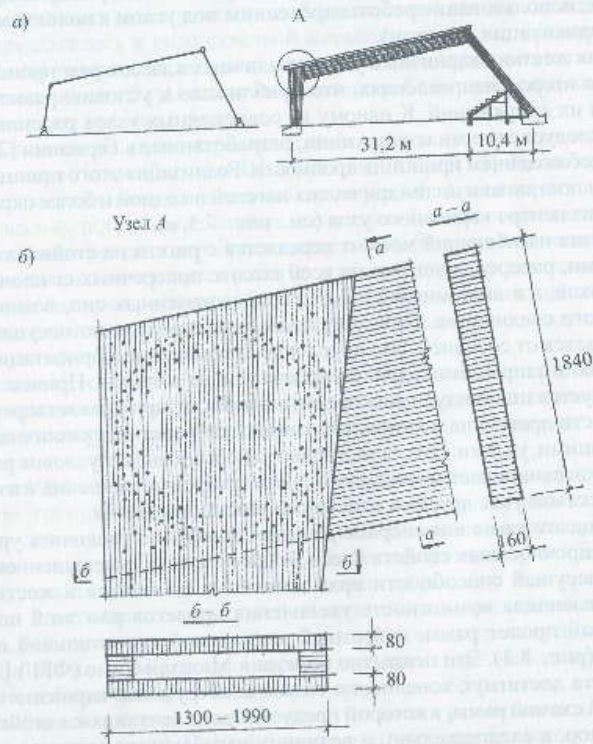


Рис. 8.3. Рама каркаса манежа в Мюнхен-Риме: а – схема и общий вид поперечника здания; б – карнизный узел рамы на 114 нагелях диаметрами 12 и 20 мм

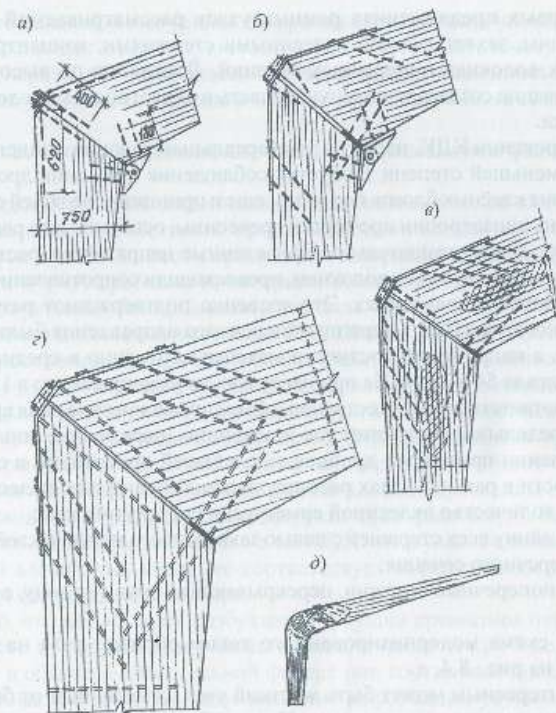


Рис. 8.4. Сборные жесткие узлы на клеенных стержнях: а, б, в – опытные варианты конструкций с включением в работу не всех слоев досок; г – включение всей высоты пакета при удлинении клеенных стержней; д – вариант жесткого узла вне зоны действия максимального M

от узла конструкции НИСИ [13] (см. рис. 8.2, г), здесь исключалась нежелательная работа древесины на смятие поперек волокон, но в растянутой зоне стержни были вклеены вдоль волокон. После экспериментальных исследований [20] специалисты ЦНИИСК приходят к выводу о необходимости наклонного расположения анкерных стержней. И это было реализовано в окончательно предложенных вариантах узлов (см. рис. 8.4, б) [21].

Во втором опытном узле (см. рис. 8.4, в) [22] наклонное вклеивание арматуры было реализовано и в сжатой, и в растянутой зонах клеёных блоков. Вместе с тем увеличение несущей способности в основном растянутой зоне, во-первых, оказалось чрезмерным, а во-вторых, не привело к сбалансированной несущей способности узла в целом. Об этом прежде всего свидетельствует характер разрушения экспериментального узла (см. рис. 8.4, в, [22, рис. 1]).

Итак, в первых предложениях рамных узлов рассматриваемой подгруппы объем древесины, захватываемой клееными стержнями, концентрировался в периферийных волокнах поперечных сечений. Локальное по высоте клеёных блоков армирование создавало опасную область в окрестностях продольных осей ригеля и стойки.

В конструировании КДК, наряду с универсальным законом концентрации материала, в не меньшей степени требуется соблюдение принципа дробности, а в узлах соединения клеёных блоков под углом еще и принципа следящей ориентации. Высокая степень анизотропии прочности древесины, особенно при растяжении, и в этих узлах сказалась отрицательно. Приведенные напряжения, растягивающие клеёную древесину под углом к волокнам, превосходили сопротивление материала в соответствующих направлениях. Это косвенно подтверждают результаты испытаний опытного узла [22]. Стержни поперечного направления были растянуты по всей длине, а напряжения достигали максимума именно в средней зоне. Их величина достигала 54 и 153 МПа при нагрузках на узел примерно в 1,2 и 2,2 P от расчетных P соответственно. Естественно, объем древесины вне поля армирования оказался в запредельном состоянии, где и появились первые трещины.

При соблюдении принципов дробности, следящей ориентации и сбалансированной прочности в рамных узлах рассматриваемой подгруппы целесообразно:

- сократить количество клееной арматуры в растянутой зоне;
- увеличить длину всех стержней с целью захвата всего массива клеёных блоков по высоте поперечного сечения;
- клеивать поперечные стержни, перекрывающие опасную зону, с растянутой кромки.

Примерная схема модернизированного таким образом узла на клеенных стержнях дана на рис. 8.4, з.

Не менее интересным может быть жесткий узел, отнесенный от биссектрисы угла сопряжения ригеля и стоек рамы. Целесообразно проектировать его в ригельной части, где изгибающие моменты уменьшаются более интенсивно, чем в стойке. При этом стоечно-карнизный блок может быть гнуто-клеёным, а стык осуществляется не под углом, а вдоль волокон (см. схему на рис. 8.4, д). Транспортируемость отправочных марок практически не пострадает, а узел будет максимально приближаться к равнопрочному с соединяемыми клеёными блоками. Таким образом, узлы на клеенных стержнях являются новыми, проверенными всесторонне, в том числе опытным строительством. По податливости они занимают промежуточное положение по сравнению с первой и третьей подгруппами узлов этого класса. Клеенные в растянутой зоне стержни работают на растяжение с изгибом, а в сжатой – на продавливание. Древесина в гнезде преимущественно работает на перерезание волокон и частично на смятие под углом. Благодаря указанной работе стержней и древесины, а также соблюдению принципа дробности передачи усилий (с включением в работу значительного объема древесины) жесткость узлов и соответственно несущая способность этих рам выше, чем конструкций первой подгруппы. Однако наличие скрытых работ при клеивании стержней вносит неопределенность в процесс включения в работу всех элементов соединения,

передающего максимальные усилия. Открытая часть металлических деталей узлов существенно снижает химическую стойкость и огнестойкость конструкций в целом. Кроме того, передача M через клеенные стержни при переменных температурно-влажностных условиях сопряжена с опасностью растройства связей.

8.3. Рамы с цельноклеёными карнизными узлами

Идеи создания угловых соединений ригеля и стоек рам, по жесткости и прочности соизмеримых с собственно прямолинейными элементами, занимают умы конструкторов и ученых на всем протяжении совершенствования ДК. Склеивание древесины и в этой проблеме приоткрыло возможность осуществления такого инженерного решения без применения металла.

Первая попытка была осуществлена С. Е. Штейнбергом в 1966 г. [23]. Ригель и стойки рам, состоящие из прямолинейных клеёнощитовых элементов, склеивались в карнизном узле с помощью двухсторонних накладок из базированной фанеры (см. рис. 7.3, ж и рис 8.5, а). Конструкция рам этого вида имеет несомненные технологические и экономические достоинства [24]. Производство прямолинейных блоков постоянной высоты полностью механизировано, а многие операции автоматизированы. Лишь незначительные отходы клеёной древесины неизбежны при раскрое блоков для формирования конструкций (см. рис. 8.5, з). Карнизные узлы оказались весьма жесткими. Вместе с тем НДС этих узлов, особенно в условиях переменной влажности, никак не соответствует возможностям сопротивления древесины и фанеры вдоль волокон.

Известно, что деформации разбухания – усушки древесины поперек волокон, в зависимости от направления годовых колец, колеблются от 3 до 12 %, в то же время даже в обычной строгильной фанере они составляют доли процента. Базелизованная фанера имеет еще меньшие деформации усушки – разбухания.

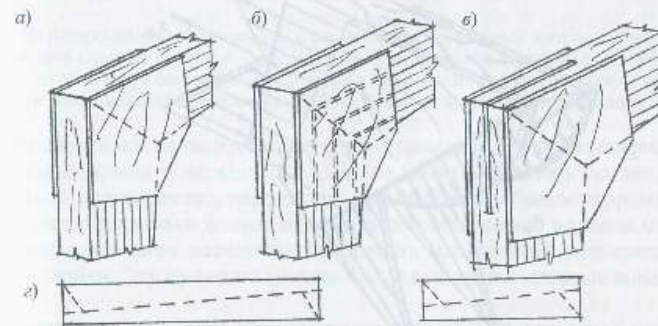


Рис. 8.5. Варианты жестких узлов с накладками из базелизованной фанеры: а – по предложению С. Е. Штейнберга; б – с прогилами в клеёных блоках через 100 мм; в – с дополнительно клееной прокладкой; з – схемы раскроя прямолинейных блоков на полуригели и стойки

Именно поэтому ширина досок, приклеиваемых к фанере, в КФК ограничена размером 100 мм. В рамах же, получивших распространение в подмосковном строительстве, а также на Украине, высота пакета достигала полуметра. Величину «усадочных» напряжений теоретически установить затруднительно, так как неизвестны действительные деформации клеёного пакета, состоящего из наборов досок с различным направлением годовых колец и защищенного с двух сторон приклеёнными листами бакелизированной фанеры.

Устройство пропилов в клеёных блоках, появившееся в последующих предложениях (см. рис. 8.5, б) [14], а также вклеивание дополнительного листа фанеры по срединной плоскости узла (см. рис. 8.5, в) не спасают от неблагоприятного характера силовых потоков. Они весьма сложны и даже при стабильности температурно-влажностного режима эксплуатации конструкции очень опасны. Во-первых, в узле неизбежна концентрация напряжений во входящем углу. А во-вторых, усилия, идущие по массивным сечениям ригеля при переходе к таким же сечениям стоек, должны дважды изменять направление и проходить через клеевые швы и фанерные накладки, что представляет наиболее грозную опасность. При этом возникают изгибающие моменты из плоскости ригеля, а фанеру — из плоскости листа. Таким образом, в окрестностях узла создается весьма сложное объемное НДС. На рис. 8.6 схематично показаны потоки нормальных напряжений в клеидощатом блоке ригеля и фанерных накладках. В последних особенно нежелательны растягивающие напряжения, нормальные к плоскости листа. Это обусловлено самыми минимальными прочностными характеристиками фанеры в указанном направлении.

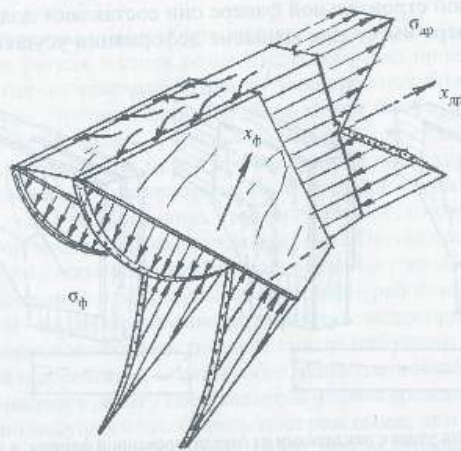


Рис. 8.6. Схемы силовых потоков в рамном узле с накладками из бакелизированной фанеры

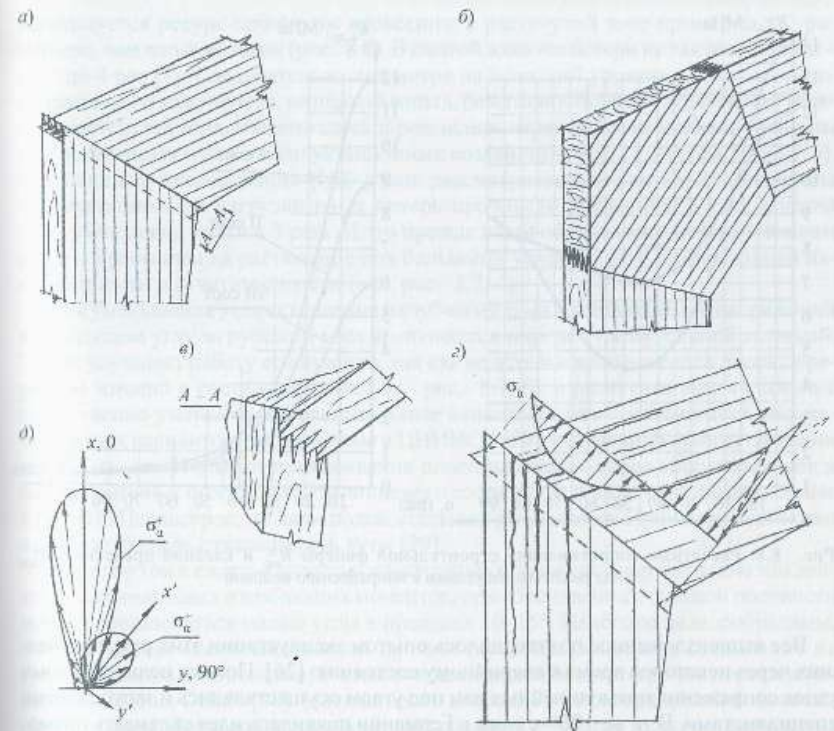


Рис. 8.7. Цельноклеёные карнизные узлы с соединением на зубчатый шип под углом: а — при непосредственной стыковке блоков; б — с переходной прямоугольной вставкой; в — ослабление в виде «бабочки»; г — шпора σ_y в бисектрисном сечении и схема трещин в узле; д — схема совмещения напряжений и сопротивлений древесины в опасных точках узла (отсутствие следящей ориентации)

Вышеизложенное относится к растянутой зоне узла, где в бисектрисном сечении приторцованные поверхности блоков не могут передавать усилия. В сжатой части узла, на первый взгляд, передача усилий простым лобовым упором возможна. Но наличие приторцовки блоков под углом к направлению волокон не является достаточным условием передачи сжимающих напряжений непосредственно с ригеля на стойки. Эту функцию вначале будут выполнять клеевые швы как более жесткие.

Результаты исследований рам различных типов [25] показывают, что совокупности разноподатливых связей приводят к последовательному включению в работу, а соответственно и разрушению сначала клеевых швов, затем фанерных накладок (или стенок) и только затем древесины на смятие.

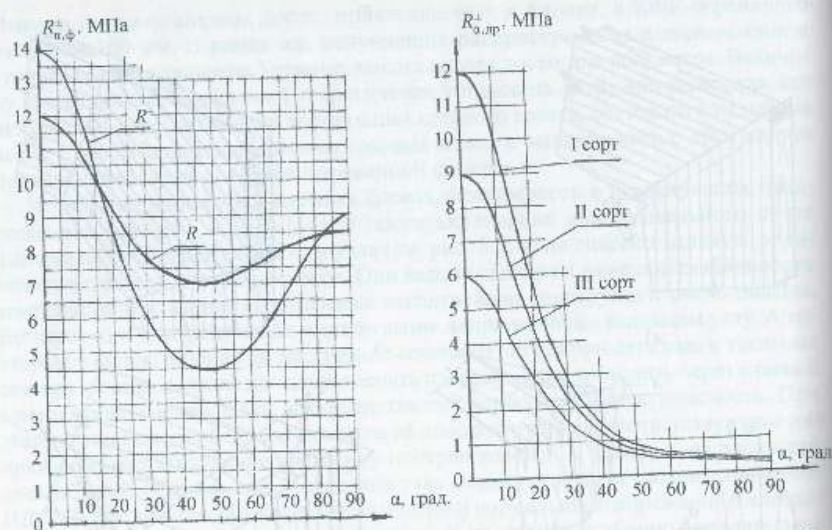


Рис. 8.8. Расчетные сопротивления строительной фанеры $R_{н.ф.}^+$ и клееной древесины $R_{д.д.}^+$ под различными углами к направлению волокон

Все вышеизложенное подтвердилось опытом эксплуатации этих рам, пришедших через некоторое время к аварийному состоянию [26]. Поиски цельноклееных узлов сопряжения прямолинейных рам под углом осуществлялись и зарубежными специалистами. В те же 1960-е годы в Германии появилась идея склеивать прямолинейные блоки рам на зубчатый шип, нарезанный через все сечение под углом к волокнам. В 1970 г. глава фирмы Эрвин Димтер показал в Москве красочный рекламный фильм о технологичности новых рам. В результате рамы с непосредственным склеиванием прямолинейных блоков ригеля и стоек на зубчатый шип под углом принимаются сначала в качестве конструкций для опытного строительства, а затем как типовые. Им присваивается марка РД, позднее – РДП (см. рис. 7.3, д и рис. 8.7).

Эти конструкции имеют несомненные технологические достоинства, как и предыдущие рамы. Цельноклееные узлы соединения ригеля со стойками на зубчатый шип под углом весьма компактны и достаточно жестки. Передача силовых потоков от ригеля к стойкам происходит в этих узлах практически без отклонений их траекторий в боковых направлениях, что имело место в узлах с накладками из фанеры. В плоскости же рамы следящая ориентация в окрестностях полностью отсутствует. В биссектрисном сечении примыкания ригеля к стойке (при обычном уклоне кровли 14°) нормальные напряжения, вычисленные по элементарным формулам [27], ориентированы под углом 38° к направлению волокон. При этом

используется ресурс прочности древесины в растянутой зоне примерно в 7 раз меньше, чем вдоль волокон (рис. 8.8). В сжатой зоне эти потери не так разительны – от 2 до 4 раз [7]. Следовательно, несмотря на меньший уровень растягивающих напряжений и кажущуюся, на первый взгляд, безопасность, наиболее опасной является растянутая зона. Именно здесь зарождались первые магистральные трещины при испытаниях и даже эксплуатационных воздействиях [7, 25, 26] (см. рис. 8.7, д). Как показали исследования НДС узлов рассматриваемых рам [7, 25], величина эксплуатационной нагрузки из-за потерь прочности древесины в узле должна быть уменьшена почти в 3 раза. И это прежде всего обусловлено использованием работы древесины на растяжение под большими углами в узле максимальной напряженности и ответственности (см. рис. 8.7, д).

Для уменьшения угла склеивания на зубчатый шип и концентрации напряжений во входящем углу за рубезом узел выполняется иногда с пятиугольной вставкой. Это не улучшает работу соединения, так как во вставке волокна слоев досок перерезаны именно в растянутой зоне (см. рис. 8.7, б), а расчетная высота сечения существенно уменьшена. Сравнительные испытания рам с узлами двух рассматриваемых вариантов, проведенные в ЦНИИСК [28], не выявили преимуществ ни одного из них. Попытки приклеивания дополнительных слоев коротких досок к блокам ригеля и стоек у зубчато-шипового соединения в виде вута, выполненные в ЦНИИЭПсельстрое, не дали положительных результатов. При нагружении рам в первую очередь откалывались вуты [29].

Вместе с тем в сжато-изогнутых конструкциях ломаного очертания, вне зон действия максимальных изгибающих моментов, при обосновании с оценкой прочности могут использоваться малые углы в пределах $10-15^\circ$. Наиболее целесообразным, с точки зрения сбалансированной прочности, является клеевое соединение на зубчатый шип вдоль волокон. В этом отношении необходимо срочно пересматривать положения СНиП [30]. Поспешность внесения в нормы неапробированных, односторонне обоснованных инженерных решений на долгие годы регламентирует регресс в развитии КДК, а следовательно, приводит к их дискредитации (например, рис. 6, в в действующих СНиП [30]).

8.4. Конструкции шарнирных узлов

В распорных конструкциях (рамах, арках, сводах и т. д.) шарнирные узлы должны воспринимать не только вертикальные, но и горизонтальные составляющие наклонных равнодействующих сил. Продольная сила N в узлах рам передается через приторцованные поверхности элементов ригеля и стоек.

Ресурс прочности материала в этих узлах на восприятие N используется далеко не полностью. Поэтому имеется возможность уменьшения приторцованных площадей, что приближает узлы к идеальному шарниру. Вместе с тем, отсутствие беспокойства у проектировщиков по поводу способа передачи N в шарнирных соединениях (а соответственно нечеткое их конструирование) иногда приводит к отрицательным последствиям: нежелательные напряжения возникают даже не в самих узлах, а в прилегающих к ним участках КДК. Так, возможность сокращения

приторцованных площадей и создания разгружающих моментов за счет передачи N с эксцентриситетом усугубляет напряженное состояние не столько в узлах, сколько в приопорных зонах элементов. Эти завуалированные причины преждевременного выхода КДК в предельное состояние до последнего времени не были вскрыты и не отражались в нормативной литературе. Лишь практика и исследования [25, 31–34] показали пагубность нерационального конструирования узлов рам, арок и ферм из прямолинейных элементов с эксцентричным приложением N . Поэтому при разработке шарнирных узлов проектные размеры эксцентриситетов, как показали наши исследования [25, 31, 33], не должны превышать $(0,15–0,20)h_{оп}$. Следует помнить, что при поворотах опорных площадок, особенно без центрирующих прокладок, могут возникать дополнительные эксцентриситеты передачи N в узлах. Этим, обычно не учитываемых расчетом, плечей следует избегать. Поэтому в КДК, имеющих значительные размеры поперечных сечений, целесообразно переходить на шарнирные узлы, выполняемые в металле, где достаточно легко обеспечивается совпадение центров фактического шарнира с проектным.

Основное внимание при проектировании шарнирных узлов обычно уделяется способам передачи поперечных сил Q (в опорных узлах часто $Q = H$). Простейшие варианты шарнирных узлов примыкающих стоек рам к фундаментам приведены на рис. 8.9. Примером классического решения (по простоте конструкции и четкости расчетной схемы) является опорный узел (см. рис. 8.9, а). Здесь и распор H , и нормальная сила N передаются непосредственно на фундамент 2. Причем выступ 3 фундамента должен быть заармирован по расчету. Он работает как консоль, нагруженная поперечной силой H с плечом $a = n + 0,5c$. В этом варианте анкерный болт 4 со всеми атрибутами крепления 1 устанавливается конструктивно.

В узлах (см. рис. 8.9, б и в) анкерные болты работают на срез, а упорные столики 7а – на изгиб. В узле (см. рис. 8.9, г) распор передается со стойки через двухсрезные горизонтальные болты 9, а со сварных башмаков – на фундамент через сминающийся металл балансира 10 и сварные швы крепления последнего к закладной детали 11. Традиционные шарнирные узлы в коньке рам (обычно осуществляются в середине пролета) выполняются либо на парных деревянных накладках (см. рис. 8.10, а), либо на металлических пластинках Z-образной формы (см. рис. 8.10, б).

Задача проектировщика при конструировании и расчете этих узлов сводится также к передаче не столько N , сколько поперечной силы Q , точнее вертикальной составляющей узловой реакции. В первом варианте узла (см. рис. 8.10, а) она воспринимается накладками 2, работающими на изгиб, и двухсрезными болтами 3. В случае необходимости количество срезов горизонтальных нагелей 3 может быть увеличено за счет прокладок, устанавливаемых в пропилы на концах подургелей.

В конструкции узла (см. рис. 8.10, б) Z-образные полосы, воспринимая Q , работают попеременно на растяжение, так как максимальная вертикальная составляющая возникает при несимметричном нагружении (чаще это односторонняя снеговая нагрузка). Накладки 5 на болтах 6 устанавливаются конструктивно.

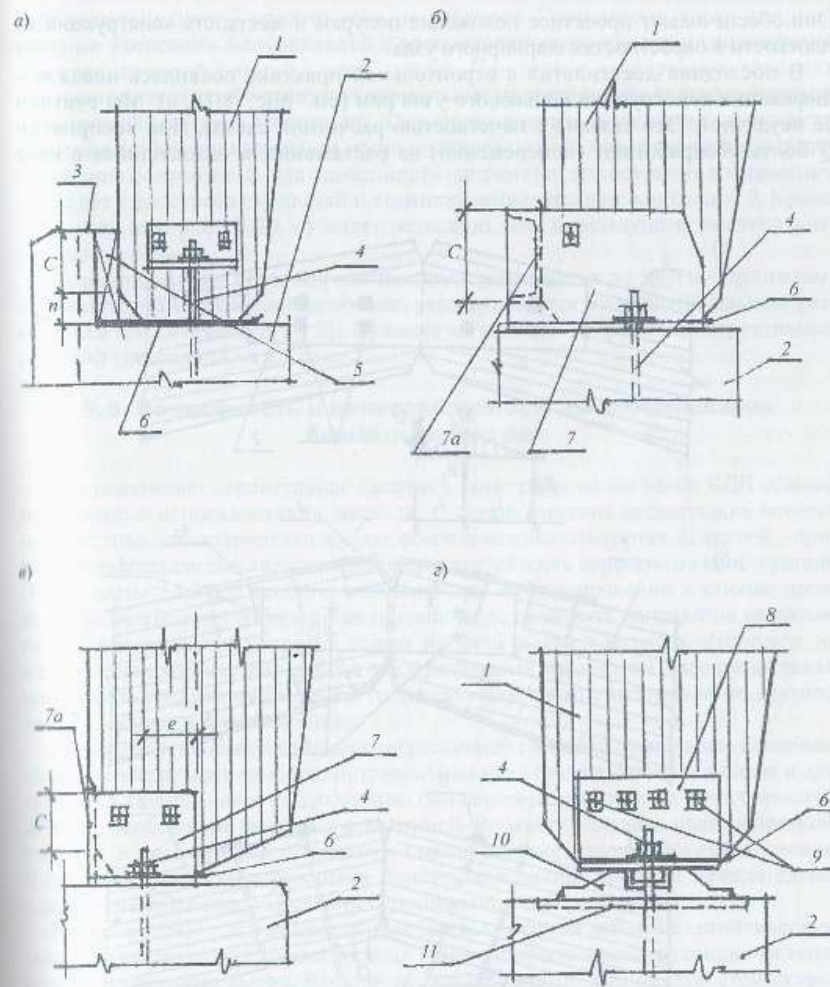


Рис. 8.9. Опорные узлы рам: а – с передачей обеих составляющих опорной реакции на фундамент; б, в, г – с передачей распора на сварные башмаки; 1 – стойка рамы; 2 – фундамент; 3 – армированный выступ фундамента; 4 – анкерный болт; 5 – выравнивающая антисептированная прокладка; 6 – гидроизоляция; 7 – сварные башмаки с упорными столиками 7а; 8 – башмаки из листового материала с передачей распора через болты; 9 – горизонтальные расчетные болты; 10 – балансира шарнира; 11 – закладная деталь

Они обеспечивают проектное положение полурам и жесткость конструкции из плоскости в окрестностях шарнирного узла.

В последние десятилетия в строительной практике появилась новая модификация конструкции конькового узла рам (см. рис. 8.10, в). Мы считаем ее неудачной. Это связано с нечеткостью расчетной схемы. При восприятии Q болты 8 заработают (попеременно) на растяжение, а находящийся в паре

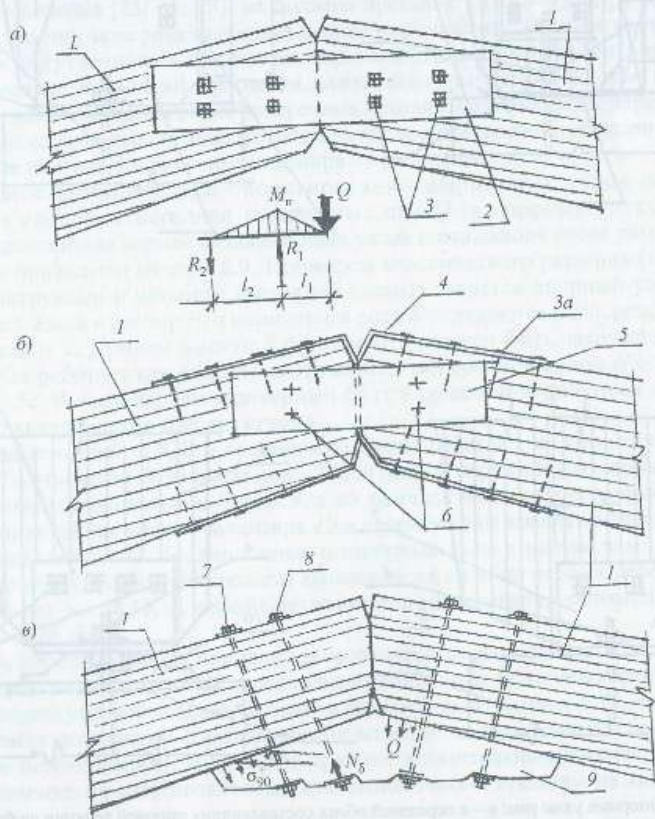


Рис. 8.10. Конструкции коньковых узлов рам массового применения: а – на парных деревянных накладках 2 и двухрезных болтах 3; б – на металлических пластинках Z-образной формы 4 и однорезных нагелях 3а; в – на болтах 7 и 8 и подкладке 9; 1 – коньковые части ригелей полурам; 5 и 6 – накладки и болты, устанавливаемые конструктивно

с растянутым болт 7 практически не работает. Сжимающая часть опорной реакции «консоли» полунакладки 9 распределяется по поверхности контакта с неопределенной формой эпюры смятия. При этом в кососрезных волокнах древесины накладки 9 возникают нормальные напряжения не только смятия, но и растяжения поперек волокон σ'_y . Они могут появиться на длине скошенного участка в любом произвольном месте в зависимости от поверхностей контакта, натяжения болтов и т. д. Эта особенность напряженного состояния со временем приведет к расстройству связей и возникновению трещин в накладке 9. Кроме того, узел (см. рис. 8.10, в) имеет меньшую, чем предыдущие, жесткость из плоскости рамы.

Шарнирные узлы большепролетных (или уникальных по другим признакам) рам конструируются и соответственно рассчитываются по индивидуальным разработкам (см., например, [1, 2]). Существует множество других конструктивных решений шарнирных узлов рам.

8.5. Возможность и целесообразность конструирования безметаллических рам

Как показывает строительная практика, конструирование узлов КДК обычно сопряжено с использованием металла. С одной стороны естественно, что его прочностные характеристики в узлах обычно недоиспользуются. С другой – применение металлов снижает огнехимическую стойкость деревянных конструкций. Эти аспекты требуют особого внимания при конструировании и оценке прочности КДК. Поэтому забота проектировщика должна быть направлена не только на условия передачи усилий с дерева на металл или с металла, например, на железобетон. Совместная работа этих различных по многим характеристикам материалов требует применения гидроизоляции одного материала от другого, а также индивидуальной защиты.

Например, в зданиях с химически агрессивной средой (плавательные бассейны, склады минеральных удобрений, травильные цеха сталепрокатных заводов и др.) требуется тщательная и неоднократно обновляемая защита всех металлических деталей, особенно не закрытых древесиной. Во многих случаях целесообразной, а иногда и необходимой становится замена всех метизов на неметаллические. В радиопрозрачных сооружениях присутствие металлов также нежелательно, а деревянные безметаллические конструкции наиболее престижны.

Начиная с 1907 г. когда Бакелендом был взят первый патент на синтетическую смолу, до настоящего времени арсенал неметаллических конструкционных материалов неизмеримо вырос. Все они обладают высокой химической стойкостью. Прочностные характеристики этих материалов приближаются к характеристикам стали, а относительная прочность ($\sigma/\gamma = l$) превосходит даже относительную прочность низколегированной стали. К материалам для изготовления практически любых крепежных деталей взамен металлов в первую очередь следует отнести стеклопластики. Им присущи почти не утраченные химические и прочностные свойства исходного материала – кварца. Силикатное стекло не имеет высокой

пряжений в сечениях конструкций до 20 %. Основную погрешность расчета дает коэффициент ξ , учитывающий влияние дополнительного изгибающего момента от действия нормальной силы на деформированный стержень (геометрическую нелинейность).

Вывод выражения для ξ основан на решении дифференциального уравнения оси прямолинейного сжато-изогнутого стержня с шарнирно-закрепленными концами, нагруженного распределенной по полуволне синусоиды нагрузкой.

Современные клеёные деревянные рамы обычно состоят из двух Г-образных блоков, имеющих в местах излома жесткие узлы. Очевидно, что такое решение в данном случае неправомерно.

Ошибки при проверке прочности сечений рамных элементов с использованием коэффициента ξ особенно существенны в конструкциях с малой интенсивностью нагрузки и значительной длиной стержней. К ним можно отнести наиболее перспективные конструкции рамно-панельного типа, совмещающие несущие и отражающие функции. Вместе с тем в указанных рамах решающим при назначении поперечных сечений может оказаться второе предельное состояние.

Расчетная схема рам в деформационном решении принимается с вертикальными стойками и ригелем любого наклона. Расчет выполняется при загрузке каждого элемента конструкции равномерно распределенной нагрузкой, а также сосредоточенными силами, приложенными на концах стержней рамы (рис. 8.11).

Самостоятельная работа студента связана с выполнением сокращенного статического расчета, предварительным подбором поперечных сечений, знакомством с основами расчета по деформированной схеме и составлением исходных данных для его реализации на ЭВМ.

Расчет предусматривает определение прогибов ω с учетом всех внутренних усилий, а также самих усилий M_n и Q_n в деформированном состоянии.

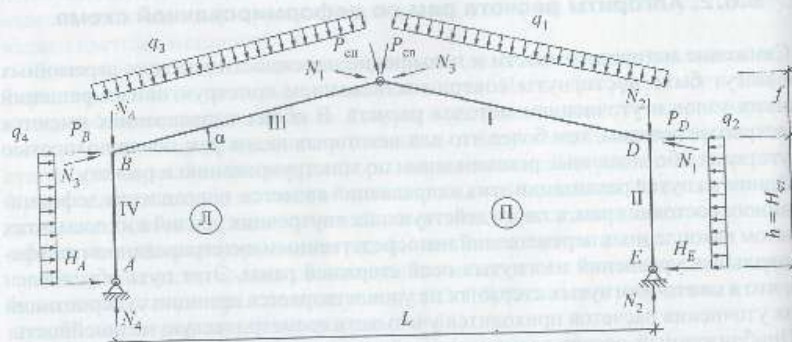


Рис. 8.11. Расчетная схема рамы для машинного решения

После этого студент (проектировщик) определяет наиболее опасные поперечные сечения, проверяет их прочность, а также оценивает величины деформаций конструкции.

В случае достижения опасных состояний выполняется корректировка размеров поперечных сечений рамы.

Расчеты выполняются по приведенной на рис. 8.12 блок-схеме.

Исходные данные записываются с соблюдением принятой размерности:

E – модуль упругости материала;

G – модуль сдвига материала;

L – пролет рамы;

h – высота стойки;

f – подъем ригеля;

J_{1-4} – расчетные моменты инерции элементов рамы;

F_{1-4} – расчетные площади поперечных сечений стержней рамы;

μ_{1-4} – коэффициенты, характеризующие распределение касательных напряжений по сечению и учитывающие его форму при определении деформаций с влиянием перерезывающих сил (коэффициент формы сечения). Для клефанерных рам расчетные геометрические характеристики должны быть приведены к наиболее нагруженному материалу;

q_{1-4} – нагрузки, равномерно распределенные по длине элементов рамы;

$P_{ст}, P_{сн}, P_B, P_D$ – поперечные силы в соответствующих точках стержней рамы;

H_n, H_d – усилия распора;

N_{1-4} – нормальные силы в стержнях конструкции.



Рис. 8.12. Блок-схема расчета

При различных величинах концевых нормальных усилий значения N_1, N_2, N_3 и N_4 определяются по формуле [45]

$$N_{i \min} = N_{i \min} + 0,3 (N_{i \max} - N_{i \min}). \quad (8.1)$$

Для отдельных стержней с переменной по длине моменты инерции определяются следующим образом:

а) для элементов прямоугольного массивного сечения – по формулам и графикам, приведенным на рис. 8.13, а;

б) для тонкостенных элементов (клефанерных рам) – либо по формулам (8.2)–(8.4), либо по графику (см. рис. 8.13, б)

$$I_{\text{расч}} = \frac{I_{\min}}{K}, \quad (8.2)$$

где

$$K = \frac{4}{(\eta - 1)^4} \left(\frac{\eta^2}{2} - 3\eta + 3 \ln \eta + \frac{1}{\eta} + 1,5 \right), \quad (8.3)$$

где $\eta = \frac{h_{0 \max}}{h_{0 \min}}$; h_0 – расстояние между центрами поясов.

Для значений $\eta = 2,5 \dots 5$

$$K = \frac{0,75}{\eta} - 0,087. \quad (8.4)$$

Коэффициенты приведения K, K' (см. рис. 8.13) получены путем определения максимального прогиба консоли переменного сечения и последующего сравнения с прогибом консоли постоянного сечения от действия равномерно распределенной нагрузки.

За расчетные площади поперечных сечений при любой их форме принимаются средние значения на половине длины элемента.

Коэффициент μ для прямоугольных сечений равен 1,2, для тонкостенных (двутавровых, коробчатых и др.) определяется приближенно в средних сечениях стержня по формуле

$$\mu = \frac{F_{\text{ст}} + F_{\text{п}}}{F_{\text{ст}}} = 1 + \frac{F_{\text{п}}}{F_{\text{ст}}} \quad (8.5)$$

либо по уточненной формуле В. А. Гастева [46]

$$\mu = \frac{\left(1 + \frac{F_{\text{ст}}}{F_{\text{п}}} \right) \left[\frac{F_{\text{ст}}}{F_{\text{п}}} + \frac{6h^2}{b} \left(1 + \frac{F_{\text{ст}}}{6F_{\text{п}}} \right) \right]}{\frac{6F_{\text{ст}}h^2}{F_{\text{п}}b^2} \left(1 + \frac{F_{\text{ст}}}{6F_{\text{п}}} \right)^2}. \quad (8.6)$$

Здесь $F_{\text{ст}}$ и $F_{\text{п}}$ – соответственно площади сечения стенки и полки двутавра. Исходные данные определяются при выполнении предварительного расчета.

В алгоритме расчета рам по деформированной схеме предусмотрены следующие правила знаков: поперечные нагрузки и силы, направленные внутрь контура

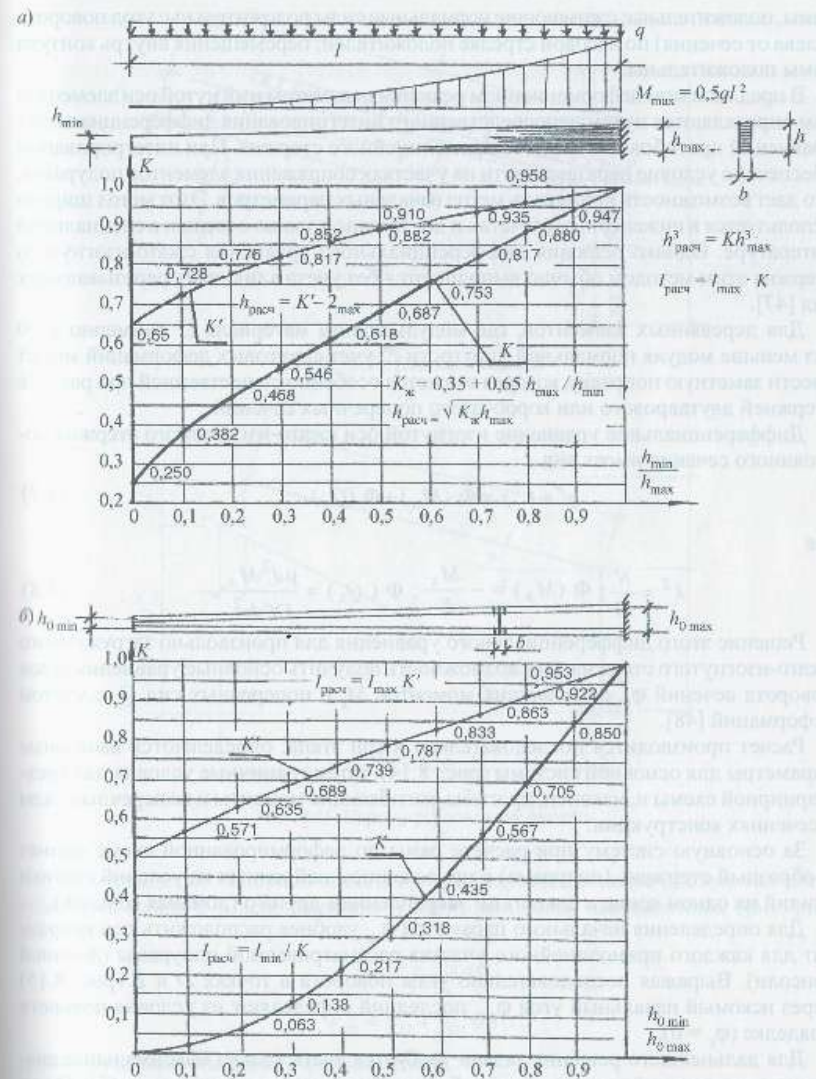


Рис. 8.13. Графики для определения приведенных геометрических характеристик элементов переменной высоты: а – прямоугольного поперечного сечения; б – тонкостенного

рамы, положительны; сжимающие нормальные силы положительны; угол поворота (слева от сечения) по часовой стрелке положителен; перемещения внутрь контура рамы положительны.

В предлагаемом деформационном решении параметры изогнутой оси элементов рам определяются путем непосредственного интегрирования дифференциальных уравнений прогибов для каждого прямолинейного стержня. При интегрировании обеспечено условие неразрывности на участках сопряжения элементов полурамы, что даст возможность применить метод начальных параметров. Этот метод широко используется в инженерных расчетах и достаточно хорошо освещен в специальной литературе. Однако решения дифференциального уравнения сжато-изогнутого стержня этим методом обычно выполняются без учета влияния перерезывающих сил [47].

Для деревянных элементов, где модуль сдвига материала G примерно в 20 раз меньше модуля нормальной упругости E , учет сдвиговых деформаций может внести заметную поправку, которая окажется особенно существенной при расчете стержней двутаврового или коробчатого поперечных сечений.

Дифференциальное уравнение изогнутой оси сжато-изгибаемого стержня постоянного сечения имеет вид

$$y'' + k^2 y = \Phi(M_x) + \Phi(Q_x), \quad (8.7)$$

где

$$k^2 = \frac{N}{EI}; \quad \Phi(M_x) = -\frac{M_x}{E}; \quad \Phi(Q_x) = \frac{\mu d^2 M_x}{GF dx^2}. \quad (8.8)$$

Решение этого дифференциального уравнения для произвольно нагруженного сжато-изогнутого стержня даст возможность получить основные уравнения углов поворота сечений φ_x , изгибающих моментов M_x и поперечных сил Q_x с учетом деформаций [48].

Расчет производится последовательно в три этапа: определяются начальные параметры для основной системы (рис. 8.14), затем граничные условия для трехшарнирной схемы и, наконец, прогибы, изгибающие моменты и поперечные силы в сечениях конструкции.

За основную систему при расчете рамы по деформированной схеме принят Г-образный стержень (полурама) с приложением найденных из условий статики усилий на одном конце и с жестким закреплением другого (ломаная консоль).

Для определения начального параметра $\varphi_{\text{сн}}$ удобнее расположить оси координат для каждого прямолинейного участка рассматриваемой полурамы (ломаной консоли). Выражая последовательно углы поворота в точках D и E (рис. 8.15) через искомый начальный угол $\varphi_{\text{сн}}$, последний определяют из условия поворота в заделке ($\varphi_E = 0$).

Для дальнейшего решения задачи требуется знать только максимальные значения перемещений концов стержней. Линейные перемещения точек C и D оси ломаной консоли определяются для каждого участка относительно своих координатных осей при максимальных значениях абсцисс.

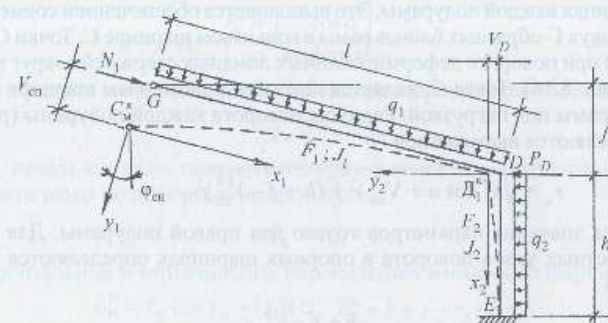


Рис. 8.14. Основная система

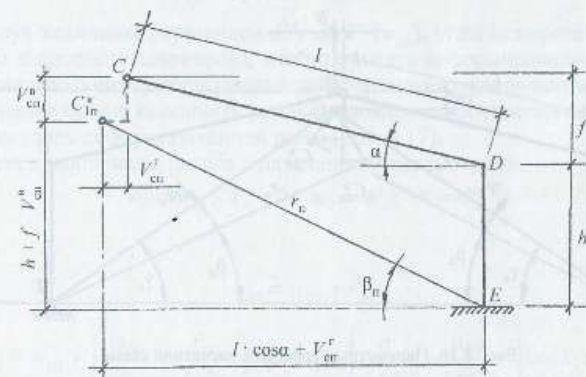


Рис. 8.15. Параметры основной системы

Для перехода от основной системы к трехшарнирной схеме достаточно знать смещение точки C в вертикальном и горизонтальном направлениях (см. рис. 8.15):

$$V_{\text{сн}}^h = y_{\text{сн}} \cos \alpha;$$

$$V_{\text{сн}}^r = y_D^r + y_{\text{сн}} \sin \alpha,$$

где α – угол наклона ригеля к горизонтали.

В результате рассмотрения основной системы для правой и левой полурам полученные углы поворота свободных концов ломаных консолей и их перемещения в вертикальном и горизонтальном направлениях позволяют определить граничные

условия на концах каждой полурамы. Это выполняется обеспечением совместности деформаций двух Г-образных блоков рамы в коньковом шарнире C . Точки C_{1n}^k, C_{1n}^k совмещаются при повороте деформированных ломаных стержней вокруг пятых шарниров (рис. 8.16). Точка C_1 является искомым положением шарнира C после деформации рамы под нагрузкой. Радиусы поворота каждой полурамы (рис. 8.15 и 8.16) определяются выражением

$$r_n = \sqrt{(l \cos \alpha + V_{cn}^r)^2 + (h + f - V_{cn}^a)^2} \quad (8.9)$$

Приводятся значения параметров только для правой полурамы. Для определения неизвестных углов поворота в опорных шарнирах определяются углы из соотношений

$$\sin \beta_n = \frac{h + f - V_{cn}^a}{r_n} \quad (8.10)$$

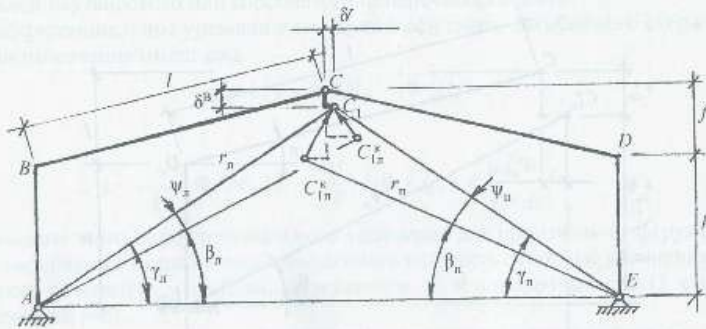


Рис. 8.16. Параметры перехода к расчетной схеме

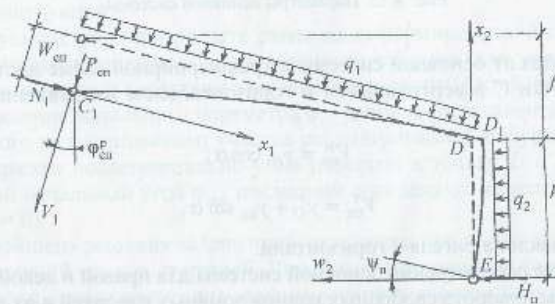


Рис. 8.17. Расчетная схема полурамы

$$\cos \gamma_n = \frac{r_n^2 + (2l \cos \alpha)^2 - r_n^2}{4r_n l \cos \alpha} \quad (8.11)$$

Углы поворота полурам в опорных шарнирах являются разностями углов γ и β :

$$\psi_n = \gamma_n - \beta_n.$$

Итак, начальные углы поворота полурам в коньковом шарнире, необходимые для расчета рамы по деформированной схеме,

$$\Phi_{cn}^0 = \varphi_{cn} + \psi_n.$$

Горизонтальные и вертикальные перемещения конькового шарнира рамы

$$\delta_{cn}^r = r_n \cos \gamma_n - l \cos \alpha; \quad \delta_{cn}^a = h + f - r_n \sin \gamma_n \quad (8.12)$$

Начальный прогиб конструкции в точке C определим по формуле

$$w_{cn} = \delta_{cn}^a \cos \alpha + \delta_{cn}^r \sin \alpha \quad (8.13)$$

Используя величины перемещений узла C (w_{cn}), углы поворота стержней (у конькового и опорного шарниров), можно описать деформированное состояние конструкции и получить эпюры усилий, действующих в раме с учетом деформаций ее оси. Решение проще выполнять при расположении осей координат с началом в шарнирных узлах деформированной рамы (рис. 8.17).

Тогда для правой части ригеля с начальными параметрами

$$w_0 = w_{cn}; \quad V_0 = 0; \quad \Phi_0 = \Phi_{cn}^0; \quad P_0 = P_{cn}$$

получаем:
прогибы

$$w_{x1} = w_{cn} + V_{x1};$$

$$w_{x1} = w_{cn} + \left(\frac{\Phi_{cn}^0}{k_1} - \frac{P_{cn}}{k_1 N_1} \right) \sin k_1 x_1 - \left(\frac{q_1}{k_1^2 N_1} + \frac{\mu_1 q_1}{k_1^2 G F_1} \right) \cos k_1 x_1 + \frac{1}{N_1} \left(P_{cn} x_1 + \frac{q_1 x_1^2}{2} - \frac{q_1}{k_1^2} - \frac{\mu_1 N_1 q_1}{k_1^2 G F_1} \right); \quad (8.14)$$

изгибающие моменты

$$M_n = M_{x1} = N_1 \left[\left(\frac{\Phi_{cn}^0}{k_1} - \frac{P_{cn}}{k_1 N_1} \right) \sin k_1 x_1 + \frac{q_1}{k_1^2 N_1} \cos k_1 x_1 \right] - \frac{q_1}{k_1^2} \quad (8.15)$$

поперечные силы

$$Q_n = Q_{x1} = N_1 \left[\left(\frac{\Phi_{cn}^0}{k_1} - \frac{P_{cn}}{N_1} \right) \cos k_1 x_1 - \frac{q_1}{k_1 N_1} \sin k_1 x_1 \right]; \quad (8.16)$$

Аналогично для правой стойки с начальными параметрами

$$w_0 = 0; \quad \Phi_0 = -\psi_n; \quad P_0 = H_n$$

получаем:
прогибы

$$w_{x1} = \left(-\frac{\Psi_{II}}{k_2} - \frac{H_{II}}{k_2 N_2} \right) \sin k_2 x_2 + \left(\frac{q_2}{k_2^2 N_2} + \frac{\mu_2 q_2}{k_2^2 G F_2} \right) \cos k_2 x_2 + \frac{1}{N_2} \left(H_{II} x_2 + \frac{q_2 x_2^2}{2} - \frac{q_2}{k_2^2} - \frac{\mu_2 N_2 q_2}{k_2^2 G F_2} \right); \quad (8.17)$$

изгибающие моменты

$$M_{x1} = M_{x2} = N_2 \left[\left(\frac{\Psi_{II}}{k_2} - \frac{H_{II}}{k_2 N_2} \right) \sin k_2 x_2 + \frac{q_2}{k_2^2 N_2} \cos k_2 x_2 \right] - \frac{q_2}{k_2^2}; \quad (8.18)$$

поперечные силы

$$Q_{x1} = Q_{x2} = N_2 \left[\left(-\Psi_{II} - \frac{H_{II}}{N_2} \right) \cos k_2 x_2 - \frac{q_2}{k_2 N_2} \sin k_2 x_2 \right]. \quad (8.19)$$

Сравнение величин N_{max} в карнизных узлах, полученных при рассмотрении ригеля и стоек, позволяет оценить точность деформационного решения. Погрешность результатов машинного расчета в подавляющем большинстве случаев зависит от точности определения исходных данных. Естественные незначительные погрешности, зависящие от степени точности предварительного расчета, приближенности формул для определения исходных данных и других факторов, допустимы.

Для наглядного представления целесообразно графическое построение эпюр прогибов, изгибающих моментов и поперечных сил. При этом значения нормальных сил в элементах рамы не корректируются, а остаются без изменений после определения их по недеформированной схеме.

При несимметричной нагрузке этапы расчета выполняются сначала для правой полурамы, затем – для левой. При этом организуются циклы: на первом этапе расчет повторяется с заменой величин, имеющих индексы 1, 2, П и Д, на значения с индексами 3, 4, Л и В; на втором этапе вместо величин с индексами 1, 2, П и Л подставляются значения с индексами соответственно 3, 4, Л и П.

При симметричной нагрузке повторения этапов расчета не требуется, так как величины с индексами 1, 2, П, Д и 3, 4, Л, В равны между собой.

Естественно, кроме рассмотренного метода начальных параметров учет геометрической нелинейности может быть осуществлен и другими методами: как аналитическими, так и численными, например МКЭ [49].

8.7. Оценка несущей способности прямолинейных элементов рам

В соответствии с действующими нормами [30] оценку прочности трехшарнирных рам допускается осуществлять приближенным способом. Основные

неточности связаны со способом определения внутренних усилий при деформированном состоянии конструкций, особенно изгибающего момента M_d . Известно, что при определении усилий в рамах (и других сжато-изогнутых конструкциях и элементах) принцип суперпозиций не удовлетворяется. Без выполнения расчета по деформированной схеме ошибки, сопряженные с использованием принципа независимости действия сил, можно, конечно, корректировать какими-то коэффициентами. Однако распространение на любые конструкции единого коэффициента, полученного для одной расчетной схемы, может привести к ошибочным результатам. Известно, что вид и схема нагружения влияют на НДС сжато-изгибаемых элементов. Например, в рамах максимальные напряжения σ_{max} , вычисленные по формулам СНиП [30], оказываются завышенными до 15–20% [25]. И эти увеличенные σ_{max} действуют в окрестности жесткого рамного узла, где сопротивление сильно анизотропного материала существенно уменьшено. Поэтому каждый процент уточнения НДС конструкции здесь оказывает заметное влияние на надежность и материалоемкость не только узла, но и всей конструкции.

Расчет прямолинейных элементов практически не зависит от конструкций карнизных узлов, если рассматривать поперечные сечения за пределами этих узлов.

По СНиП [30] расчет прямолинейных элементов рам выполняется по формуле сложного сопротивления

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_d}{W_{расч}} \leq R_c m_\delta m_{сж} m_n / \gamma_n, \quad (8.20)$$

где M_d – изгибающий момент, определяемый из расчета по деформированной схеме; N – продольное усилие (нормальная сила); R_c – расчетное сопротивление материала конструкции сжатию, которое в каждом конкретном случае умножается на совокупность тех или иных коэффициентов условий работы m_i . Здесь приведены соответственно коэффициенты: m_δ – поддерживающего влияния (учитывающий масштабный фактор); $m_{сж}$ – изменения расчетного сопротивления в зависимости от толщины слоя в клеёном пакете; m_n – влияния температурно-влажностных условий эксплуатации конструкций. Эти и другие коэффициенты условий работы принимаются по СНиП [30]. Коэффициент надежности по назначению γ_n учитывает степень ответственности зданий и сооружений и принимается по СНиП 2.01.07–85 «Нагрузки и воздействия» [50].

По действующим нормам [30] M_d может быть получен весьма приближенно с помощью коэффициента ξ , учитывающего дополнительный момент от продольной силы N , действующей на изогнутый (деформированный) стержень,

$$M_d = M / \xi; \quad \xi = 1 - N / \varphi R_c F_{бр}, \quad (8.21)$$

где M – изгибающий момент только от поперечных нагрузок; φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле $\varphi = A / \lambda^2$, где гибкость $\lambda = l_0 / r$; $A = 3000$ для древесины и $A = 2500$ для фанеры; l_0 – расчетная длина, равная длине полурамы по осевой линии; r – радиус инерции поперечного сечения в плоскости изгиба элемента.

Для элементов переменной высоты h $F_{бр}$ в (8.21) следует принимать по максимальной высоте h_{max} поперечного сечения, а коэффициент φ — умножать на коэффициент $K_{жл}$, определяемый по табл. 1 прил. 4 СНиП [30].

Расчет рам по максимальным касательным напряжениям выполняется в опорных сечениях по формуле Журавского (в редакции СНиП [30] отсутствует)

$$\tau = Q_D \delta_{бр} / I_{бр} b_{расч} \leq R_{ск} m_i / \gamma_n, \quad (8.22)$$

где $Q_{jl} \approx Q / \xi$.

При этом необходимо помнить, что при передаче нормальной силы N с эксцентриситетом e в шарнирных узлах в приопорных зонах элементов конструкций (рам и арок) возникают дополнительные касательные напряжения [25, 31]. Они могут суммироваться с основными (8.22) и создавать опасное НС. В этом случае проверка должна быть осуществлена на суммарные τ :

$$\tau_Q + \tau_N \leq R_{ск} m_i / \gamma_n. \quad (8.22')$$

Максимальные дополнительные касательные напряжения определяются по приближенной формуле [25, 31].

$$\tau_N = 0,75 Ne / bh^2. \quad (8.23)$$

В отдельных КДК суммирование всех компонент НС приводит конструкции в запредельное состояние даже при эксплуатационных нагрузках [32, 33].

В других поперечных сечениях ригеля и стоек проверка максимальных нормальных и касательных напряжений обычно не требуется, если высота сечения ригеля в коньке составляет более $0,3h_{max}$, а на опоре $h \geq 0,4h_{max}$.

Несколько сложнее обстоит ситуация с оценкой плоского напряженного состояния, известно [6, 7, 9, 15, 25, 29, 31, 51], что не максимальные, но опасные сочетания компонент плоского НС могут возникать в элементах КДК в зависимости от конкретного конструктивного решения. Например, при значительных уклонах кромок с кососрезными досками в них, кроме краевых напряжений σ_x , возникают касательные напряжения τ_{xy} и нормальные σ_y , действующие поперек волокон древесины.

$$\tau_{xy} = \sigma_x \operatorname{tg} \alpha; \quad \sigma_y = \sigma_x \operatorname{tg}^2 \alpha, \quad (8.24)$$

где α — угол наклона между линией перерезания кромки клеёного блока и направлением волокон древесины.

Наиболее опасно, если кососрезные слои досок выходят на растянутую кромку. И такой пример на практике имеется в рамах с уступами на растянутых кромках полуригелей (подробнее см. гл. 9). Подобная совокупность напряжений и в сжатой зоне может оказаться предельной, если уклоны достаточно велики, например, в рамах типа РД (РДП) с короткими стойками и неизбежной необходимостью резкого увеличения высоты поперечного сечения h_{max} у жесткого узла. Конечно, предельное состояние может возникнуть и в самом узле рам типа РДП еще раньше из-за малой сопротивляемости клевого соединения на зубчатый шип под углом. Обследованиями каркасов зданий выявлено, что именно в стойках трещинообра-

зование более интенсивно, чем в ригеле при эксплуатационных нагрузках [25, 26, 33]. Кроме более интенсивной сбежистости стоек, в них отсутствует прижим σ_y , который имеется в ригеле, хотя и незначительный, при равномерно распределенной нагрузке q . Из-за соизмеримости возникающих в приопорных зонах σ_y с расчетными сопротивлениями древесины R_{p90} указанный фактор немаловажен. Однако причины возникновения дефектов в КДК и, в частности, рамах обычно связывают со многими второстепенными причинами (технологическими, транспортными, монтажными и др.), а не с НДС.

Наглядным примером опасности НДС у сжатых кромок РД могут служить результаты испытаний усовершенствованных рам этого класса, выполненных в ЦНИИЭПсельстрое [29]. Для местного увеличения высоты поперечного сечения в окрестностях склеивания блоков ригеля и стоек под углом на зубчатый шип, а также снижения концентраций сжимающих напряжений во входящих углах были приклеены вуты из треугольных пакетов досок. При испытании опытных образцов таких рам вуты не оправдали предположения о повышении несущей способности РД. В первой же раме при 95 % величины контрольной нагрузки произошел «откол» древесины вута в сжатой зоне карнизного узла левой полурамы. Далее конструкция продолжала разрушаться как обычная РД без вут. Из пяти испытанных рам только одна (№ 2) разрушилась вне узла, так как по биссектрисе угла между стойкой и ригелем высота сечения была в три с лишним раза больше, чем в зоне разрушения. Причем разрыв начался с крайней доски ригеля по зубчатому клеевому соединению на расстоянии 3,61 м от конька.

Предельное состояние опытных рам было подтверждено [25] оценкой по критерию приведенных напряжений $\sigma_n / R_n < 1$ (см. раздел I данного пособия [51]). В прямолинейных элементах клеодоштых рам переменной высоты уклон внутренней кромки относительно наружной допускается не более 15 %. В случае необходимости выполнения уступа с большим уклоном у его «подножия» также должно быть оценено плоское напряженное состояние. При этом главные напряжения и расчетные сопротивления определяются с учетом знака нормальных краевых напряжений (σ_x^{\pm}).

Плоское напряженное состояние по приведенным напряжениям обычно оценивается в приопорной зоне, а в некоторых рамах — и в карнизных узлах, по методике, аналогичной расчету балок [51] с учетом всех компонент напряженного состояния:

$$\sigma_n = 0,5 \left[\sigma_x + \sigma_y \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \right] \leq R_n m_i / \gamma_n. \quad (8.25)$$

Наиболее опасны главные растягивающие напряжения.

$R_{p\alpha}$ приближенно определяется по рис. 2.6 в пособии к СНиП [52], по рис. 8.8 или по тензоральной формуле

$$\left. \begin{aligned} R_{p\alpha} &= R_{p0} / \cos^4 \alpha + B \sin^2 2\alpha + t \sin^4 \alpha \\ B &= R_{p0} / R_{p45} - (1+t) / 4; t = R_{p0} / R_{p90} \end{aligned} \right\}, \quad (8.26)$$

где R_{p0} , R_{p90} и R_{p45} — расчетные сопротивления растяжению соответственно вдоль, поперек и под углом 45° к направлению волокон древесины (или фанеры).

Угол наклона α направления σ_1 к волокнам древесины определяется по формулам:

$$\begin{aligned} \text{при } \sigma_x - \sigma_y > 0 \quad \alpha &= 0,5 \arctg [2\tau_{xy} / (\sigma_x - \sigma_y)]; \\ \text{при } \sigma_x - \sigma_y = 0 \quad \alpha &= 45^\circ; \\ \text{при } \sigma_x - \sigma_y < 0 \quad \alpha &= 0,5 \{180^\circ - \arctg [2\tau_{xy} / (\sigma_x - \sigma_y)]\}. \end{aligned} \quad (8.27)$$

В отличие от балок в стойках рам отсутствует «прижим» вертикальной нагрузки q , а от распора H неизбежны «отрывающие» σ_y^+ [25]:

$$\sigma_y^+ = 2H\eta_p / bh_x, \quad (8.28)$$

где η_p – ордината положительной части кривой распределения нормальных напряжений σ_y от единичной сосредоточенной силы (см. рис. 3.1, а раздела I настоящего пособия). При этом поперечное сечение рассматривается на расстоянии $x = 1,1/h_{ст}$, а высота h_x зависит от сбежистости стойки $h_x = h_{ст} + x \operatorname{tg} \gamma_{ст}$, где $\gamma_{ст}$ – угол наклона одной кромки блока стойки по отношению к другой. Необходимо помнить, что в сжато-изогнутых элементах нейтральный слой смещается от геометрической оси стержней в сторону растянутой кромки на величину

$$y = \frac{NI}{FM_D}, \quad (8.29)$$

Для прямоугольных поперечных сечений (8.29) имеет вид

$$y = \frac{Nh^2}{12M_D}. \quad (8.30)$$

Если y не выходит из интервала $y = +0,25h_x$, ордината определяется по формуле

$$\eta_p = (y/h_x)^3 + 0,1 (y/h_x)^2 + 0,016. \quad (8.31)$$

При больших относительных эксцентриситетах ($y > 0,25h_x$) формула (8.31) становится менее корректной, и расчет необходимо выполнять одним из численных методов, например МКЭ.

При передаче распора H не через внешнюю кромку стойки рамы, а через боковое соединение, законструированное в окрестностях геометрической оси стойки (см. рис. 8.9, з), величина η_p увеличивается примерно на 40% ($\eta_{рб} = 1,4\eta_p$).

Выпензложенное, усугубляя опасность НС в приопорной зоне рам, также подтверждает более интенсивное трещинообразование именно стоек рассматриваемого класса конструкций. В полной мере это относится и к приопорным зонам арок.

Также необходимо отметить неблагоприятное влияние ветровых нагрузок на НС стоек рам (и приопорных зон арок). Причем приходится рассматривать не наветренную сторону (активное давление ветра), а подветренную (отсос).

При проектировании существенным и здесь оказывается конкретное конструктивное решение. Так, при сплошной обшивке от ветровой нагрузки в рассматриваемом уровне y по высоте поперечного сечения будут возникать нормальные напряжения, растягивающие древесину поперек волокон σ_y^+ :

$$\sigma_y^+ = 6q_0 (y^3/3 - yh_x^2/4 + h_x^3/12) / bh_x^3, \quad (8.32)$$

где q_0 – равномерно распределенная нагрузка при отсосе ветра.

Если же ограждающие конструкции (прогоны, панели, щиты и т. д.) крепятся к несущим дискретно, возникает необходимость определять напряжения не от q_0 , а от сосредоточенных сил P_p , собранных с грузовых площадок паруса стены.

Следует учитывать, что панели на покрытиях и при активном давлении ветра q на стенах передают нагрузки на несущие конструкции всей площадью опирания на последние. Напротив, при отсосе ветра q_0 воздействие может передаваться лишь в местах прикрепления панелей, т. е. с шагом, равным ширине панелей. При этом в стойках рам возникает простое растяжение по радиальному направлению от сосредоточенной силы P_p . Причем максимальная величина σ_y^+ совпадает с минимальной прочностью древесины на растяжение.

Приближенно (в предположении, что анизотропия клеёной древесины не оказывает существенного влияния на распределение напряжений) σ_y^+ определяется по формуле

$$\sigma_y^+ = 2P_0l / \pi b (0,5h_x - y), \quad (8.33)$$

где h_x – высота поперечного сечения стойки в месте крепления ограждающих конструкций стены.

Рассматриваемые напряжения σ_y^+ весьма малы и в конструкциях из изотропных материалов ими, естественно, пренебрегают. Совсем иные требования при проектировании предъявляются, если материал обладает высокой степенью анизотропии механических характеристик.

У древесины, и особенно в КДК, сопротивление на отрыв поперек волокон в десятки раз меньше, чем вдоль. Поэтому суммарные σ_y^+ от распора H (8.28) и от ветрового отсоса ((8.32) или (8.33)) могут оказаться соизмеримыми с расчетным сопротивлением материала на растяжение поперек волокон. Естественно, из двух величин σ_y^+ , вычисленных по (8.32) или (8.33), большей является вторая. Поэтому сосредоточенное дискретное крепление ограждающих конструкций является более опасным и требует обязательной оценки прочности КДК в приопорных зонах.

Если проверка по (8.25) не удовлетворяется, необходимо перед изменением размеров поперечных сечений стоек рамы попытаться отнести место крепления стеновых конструкций за пределы области возникновения σ_y^+ от распора H . Она располагается в интервале $x = 1,1h_{оп} \pm 0,5h_{оп}$.

При этом в оценке прочности приопорной зоны можно учитывать одно из обсуждаемых напряжений σ_y^+ : либо от распора H (8.28), либо от сосредоточенно передаваемого на стойку отсоса ветра P_0 (8.33).

Если же оценка по (8.25) и в случае раздельного учета σ_y^+ показывает запредельное состояние клеёной древесины в приопорных зонах, необходимо изменение конструкции.

Традиционное решение предполагает увеличение размеров поперечных сечений. В рамках увеличения высоты клеёных блоков стоек, не связанное с изменением уклона кровли, что имеет место при проектировании балок (см. раздел I), может быть выполнено достаточно локальным. При этом завышение материалоемкости распространяется только на стойку. В ригеле у конькового шарнирного узла опас-

ности по условию (8.25) обычно не возникает, если изменение высоты h клеёного блока осуществляется плавным.

Другим инженерным приемом локализации опасности выхода в запредельное состояние приопорных зон стоек рам является наклонное армирование в направлении σ_1 . Этот вариант иногда предпочтительнее увеличения поперечных сечений, несмотря на ряд недостатков этого приема (подробнее см. раздел I). Вклеивание арматурных стержней осуществляется со стороны растянутой кромки в нисходящем к опоре направлении. Наклонное армирование (под углом к направлению волокон $\alpha = 40 \dots 45^\circ$) начинается на расстоянии $h_{\text{оп}} + 0,1C_s$ от линии равнодействующей распора H . Длина C_s зоны армирования обычно не превосходит $1,2h_{\text{оп}}$ и определяется конкретным решением прикрепления ограждающих конструкций к стойкам рам.

Суммарное усилие во вклеенной арматуре N_s здесь приблизительно определяется по формуле

$$N_s = 2 (\sigma_1 - 0,8R_{p45^\circ}) b C_s. \quad (8.34)$$

Требуемая площадь растянутой арматуры, подхватывающей главные напряжения σ_1 , в приопорной зоне стоек рам, равна $A_s^{\text{тп}} = N_s / R_{sv}$.

Она принимается в виде n стержней периодического профиля классов А-П или А-III в соответствии с сортаментом, требованиями СНиП [30] и рекомендациями, подробное изложенными в [51].

Устойчивость плоской формы деформирования трехшарнирных рам любого класса при закреплении по внешнему контуру проверяется по формуле СНиП

$$N / \varphi_y R_c F_{\text{бр}} + (M_D / \varphi_M R_M W_{\text{бр}}) \leq 1, \quad (8.35)$$

где $F_{\text{бр}}$ — площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента на участке l_p между закреплениями; $W_{\text{бр}}$ — момент сопротивления того же поперечного сечения; $n = 2$ для элементов без закрепления растянутой зоны из плоскости деформирования и $n = 1$ для элементов, имеющих такие закрепления; φ_y — коэффициент продольного изгиба, определяемый по (8.21) для гибкости участка элемента с расчетной длиной из плоскости деформирования; φ_M — коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi_M = 140 b^2 k_\phi / l_p h, \quad (8.36)$$

где b — ширина поперечного сечения; h — максимальная высота поперечного сечения на участке l_p между закреплениями сжатой от момента M кромки; k_ϕ — коэффициент, зависящий от формы опоры изгибающих моментов на участке l_p , определяемый по табл. 2, прил. 4 СНиП [30] и табл. 18 [52].

При проектировании рам не следует упускать из виду, что на участке l_p от опорного шарнира до сечения ригеля, где $M = 0$, закрепление из плоскости осуществляется на растянутой кромке. Сжатая кромка будет иметь раскрепление лишь в случае постановки вертикальных связей (наклонных), обычно по биссектрисе угла сопряжения ригеля и стоек. Естественно, эти связи должны раскреплять из плоскости все рамы попарно. Необходимость устройства связей определяется расчетом по (8.35). При наличии связей рассматривается не один участок с нулевыми моментами ($M = 0$) по концам, а два: от опорного шарнира до карнизного узла и

от жесткого узла до сечения в ригеле, где $M = 0$. На обоих участках закрепления из плоскости будут со стороны растянутой от момента M кромки. Поэтому, кроме $n = 1$ в (8.35), коэффициенты φ_y и φ_M соответственно умножаются на коэффициенты k_{nN} и k_{nM}

$$k_{nN} = 1 + [0,75 + 0,06 (l_p / h)^2 - 1] \frac{m^2}{m^2 + 1}; \quad (8.37)$$

$$k_{nM} = 1 + (0,142 l_p / h + 1,76 h / l_p - 1) \frac{m^2}{m^2 + 1}, \quad (8.38)$$

где m — число подкрепленных (с одинаковым шагом) точек растянутой кромки на участке l_p . При $m \geq 4$ величину $\frac{m^2}{m^2 + 1}$ следует принимать равной 1 [30].

При расчете элементов рам переменного по высоте сечения, не имеющих закреплений из плоскости по растянутой от момента M кромке, или при $m < 4$ коэффициенты φ_y и φ_M дополнительно умножаются соответственно на коэффициенты $K_{жN}$ и $K_{жM}$ приведенные в табл. 1 и 2, прил. 4 СНиП [30]. При $m \geq 4$ $K_{жN} = 1$ и $K_{жM} = 1$.

Окончательно генеральные размеры клеёных блоков ригеля и стоек рам из прямолинейных элементов назначаются после конструирования и расчета жесткого узла их соединения под углом к направлению волокон. Естественно, необоснованное увеличение материалоемкости всей конструкции из-за недостаточной несущей способности жестких рамных узлов является неоправданным. Целесообразно при рациональном проектировании добиваться сбалансированной несущей способности карнизных узлов с элементами ригеля и стоек.

8.8. Расчет узлов рам

Жесткие узлы рам, расположенные в зоне биссектрисы угла сопряжения ригеля и стоек, рассчитываются в зависимости от конкретного конструктивного решения [7, 10, 13, 20, 23, 25 и др., 29].

Естественно, приводить расчеты всех жестких рамных узлов, которые предлагались и разрабатывались различными авторами в процессе развития конструкций этого класса, нет ни возможности, ни необходимости. Основными критериями для выбора тех или иных инженерных решений считаем следующие: во-первых, имеющаяся хотя бы некоторая сбалансированность несущей способности конструкции узла с возможностями прямолинейных элементов рам; во-вторых, трудоемкость изготовления, отражающая технологичность конструкции; в-третьих — апробированность конструкции узла практикой производства и эксплуатации. Возможны и другие оценочные подходы, определяющие перспективность конкретного инженерного решения. Общепризнанных принципов квалиметрии жестких узлов деревянных рам в настоящее время нет. Поэтому, несмотря на возможные возражения, мы исходили из вышеизложенных критериев. В рамках 1930-х годов выигрышное положение занимают конструкции дощато-гвоздевых рам (см. рис. 7.1, д и 7.2).

Причем из трех вариантов жестких узлов наибольшее распространение получила конструкция с передачей растягивающих усилий в наружных поясах ригеля и стоек при помощи полосовых металлических накладок. Изложение методики расчета именно этих узлов связано с возможностью обследовать их при реконструкции зданий и сооружений, а также с тем, что эти конструкции являются классическим инженерным решением и прототипом современных рам.

Узлы по рис. 7.2 рассчитывались, предполагая отсутствие перекрестной стенки в области сопряжения ригеля со стойкой. Расчетная схема строилась в виде шарнирной стержневой системы соединения двух жестких дисков под углом (рис. 8.18). Этот расчет идет в некоторый запас прочности, так как доски перекрестной стенки в действительности воспринимают часть усилий в узле, облегчая тем самым работу поясов. Однако четкость расчетной схемы и положительный опыт эксплуатации дощато-гвоздевых рам позволяют оставить ее в первоначальном виде. Имея M , N и Q из статического расчета, обычно выполняемого по наружному контуру рамы (точнее, по осям внешних поясов), определяют усилия в поясах.

Растягивающие усилия в элементах AC и BC соответственно равны

$$\begin{aligned} N_{AC} &= M_A / AD - N_A; \\ N_{BC} &= M_B / BD - N_B, \end{aligned} \quad (8.39)$$

где AD и BD – расстояния между центрами поясов (по нормальям к внешним поясам). Сжимающие усилия во внутренних поясах соответственно равны

$$\begin{aligned} N_{риг} &= -M_A / AD \cos \varphi; \\ N_{ст} &= -M_B / BD \cos \varphi_1, \end{aligned} \quad (8.40)$$

где φ и φ_1 – углы между внешними и внутренними поясами (см. рис. 8.18).

При выполнении статического расчета рамы по осям ригеля и стоек нормальная сила N_i распределяется между двумя поясами.

Усилие в диагональном ребре CD , обычно направленном по биссектрисе угла сопряжения ригеля и стойки, определяется из условия равновесия в точке C

$$N_{CD} = - (N_{AC} \cos \alpha + N_{BC} \cos \beta). \quad (8.41)$$

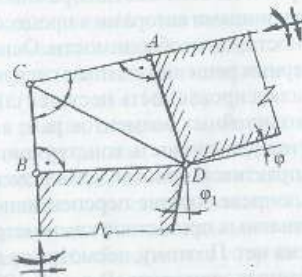


Рис. 8.18. Расчетная схема карнизного узла рамы из досок с перекрестной стенкой на гвоздях

Количество односрезных нагелей (шурупов или глухих винтов), необходимых для передачи растягивающего усилия с дощатых поясов на металлические накладки и обратно, определяется по формуле

$$n = N_{расч} \gamma_n / T_{наг} m_i, \quad (8.42)$$

где $N_{расч}$ – максимальная из величин N_{AC} и N_{BC} ; $T_{наг}$ – несущая способность одного условного среза нагеля; γ_n – коэффициент надежности по назначению [50].

Для создания более компактной конструкции узла полосовые накладки целесообразно выполнять П-образными. Это позволяет в промежутки между односрезными нагелями устанавливать двухсрезные (рис. 8.19, а) [10, 11]. При взаимно нормальной расстановке опасности выкалывания древесины в створе нагелей не возникает, что не вносит изменений в расстояния между связями. Общая же длина накладки l_{II} может быть сокращена в 2 раза и более.

Прочность растянутых поясов проверяется по ослабленному сечению по СНиП [30].

$$N_{расч} / F_{л.ит} \leq R_p m_i / \gamma_n. \quad (8.43)$$

На это же усилие проверяются накладки на растяжение по ослабленному сечению и на смятие в нагельном гнезде по правилам расчета металлических конструкций. Но обычно эти проверки носят формальный характер: поперечные сечения накладок определяются скорее конструктивно, чем по расчету.

Смятие распорки CD по контактной площади упора ее в металлическую накладку осуществляется вдоль волокон (см. рис. 8.19, б).

$$N_{CD} / F \leq R_c m_i / \gamma_n. \quad (8.44)$$

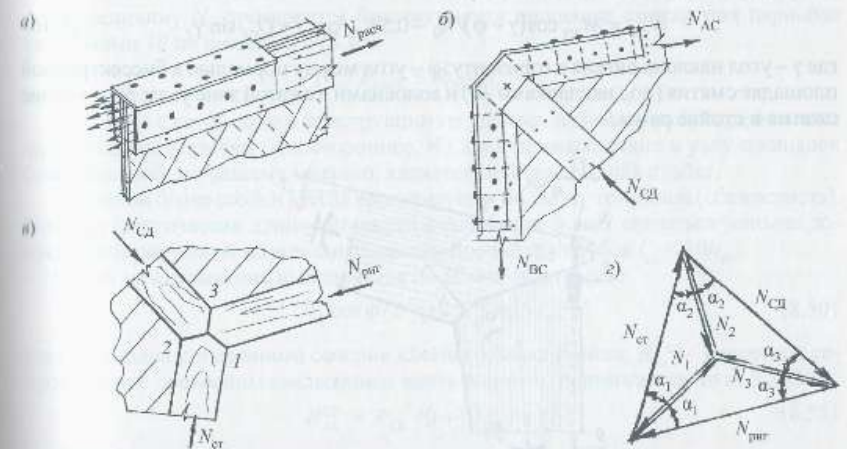


Рис. 8.19. Фрагменты узла: а – П-образная металлическая накладка, б – упор диагонального ребра в накладку; в – трехлобовой упор; з – силовой многоугольник

В сжатой зоне диагональное ребро CD , сжатые пояса ригеля и стойки рамы образуют классический трехлобовой упор (см. рис. 8.19, α). В нем исключено скольжение по скошенным площадкам, а также скалывание. Разложение сил на составляющие (см. рис. 8.19, α), нормальные к плоскостям смятия 1, 2 и 3, рационально и по расчетной величине усилия N_p и по углу смятия α . Каждая рабочая площадка проверяется на соответствующие исходные данные N_i и F_i :

$$N_i / F_i \leq R_{cm\alpha} m_i / \gamma_n, \quad (8.45)$$

где $i = 1; 2; 3$ (кроме m_p , см. выше).

Современные рамы с подкосами (см. рис. 7.3, a , b , и 8.1) достаточно широко освещены в технической литературе и учебных пособиях. Учитывая, что жесткие узлы вполне подробно описаны в п. 8.1, а расчеты их предельно просты, при необходимости проектирования информацию, изложенную в пособии, мы считаем достаточной. Кроме того, эти конструкции не нашли массового применения, а варианты их весьма ограничены.

Аналогично охарактеризованы могут быть узлы, приведенные на рис. 8.2, некоторая новизна по сути работы и передачи изгибающего момента с ригеля на стойку присуща узлу на рис. 8.2, α . Но в нем не реализован принцип дробности, что ограничивает возможности рам из-за дисбаланса несущей способности узла и клеёных блоков.

При необходимости проектирования рассчитать его можно следующим образом. Максимальный изгибающий момент $M_{y3} = M_D$ раскладывается на пару сил с плечом h_0 (между центрами площадок смятия под швеллером 7 и боковыми накладками 10 в сжатой зоне (рис. 8.20; см. 8.2, α)).

Тогда усилие смятия под швеллером 7

$$N_{cm} = M_{y3} \cos(\gamma + \varphi) / h_0 - 0,5 N_{ct} \cos \gamma + Q_{ct} \sin \gamma, \quad (8.46)$$

где γ – угол наклона ригеля к горизонту; φ – угол между нормалью к биссектрисной площадке смятия (под накладками 10) и волокнами в сжатой зоне узла; N_{ct} – усилие сжатия в стойке рамы.

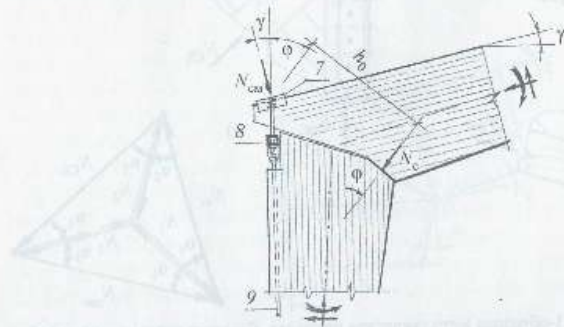


Рис. 8.20. Расчетная схема жесткого узла по рис. 8.2, α

Площадка под швеллером 7 проверяется по формуле (8.45) при $\alpha = 90^\circ$.

$$N_{cm} / F_{cm90} \leq R_{cm90} m_i / \gamma_n,$$

где R_{cm90} – расчетное сопротивление древесины смятию по п. 4, a , табл. 3 СНиП [30].
Усилие растяжения в арматуре

$$N_s = M_{y3} \cos \varphi / h_0 - 0,5 N_{ct}. \quad (8.47)$$

По этому усилию подбираются сварные швы, диаметр арматуры, проверяется на изгиб и смятие крепежная деталь 8, а также на смятие и срез шпилька-шплинт 11. Вклеенная арматура 9 проверяется на выдергивание по СНиП [30] (см. рис. 8.2, α и 8.20):

$$\left. \begin{aligned} N_s / T &\leq 1, \\ T &= n R_{ck} \pi (d + 0,005) l_p k_c, \\ k_c &= 1,2 + 0,02 l_p / d. \end{aligned} \right\} \quad (8.48)$$

Здесь n – количество стержней вклеенной арматуры; d – диаметр и l_p – расчетная длина арматуры, m ; l_p принимается по расчету, но не менее $10d$ и не более $30d$; k_c – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения касательных напряжений в зависимости от расчетной длины вклеенной арматуры; R_{ck} – расчетное сопротивление древесины скалыванию, МПа (по п. 5, α , табл. 3 СНиП [30]).

Усилие N_c в сжатой зоне узла

$$N_c = M_{y3} / h_0 + 0,5 N_{ct} \cos \varphi + Q_{ct} \sin \varphi. \quad (8.49)$$

На величину N_c проверяется биссектрисная площадка смятия под парными накладками 10 по аналогии с (8.45)

$$N_c / F_{cm\alpha} \leq R_{cm\alpha} m_i / \gamma_n.$$

В этой же сжатой зоне в конструкции не удалось избежать работы древесины на скалывание, причем одностороннее. Из двух примыкающих к узлу площадок более опасной, по нашему мнению, является принадлежащая стойке.

В клеёном блоке стойки всегда проектируется более крутой уклон (сбежистость). Поэтому фактическая длина площадки скалывания может оказаться меньше допускаемой расчетной по методике оценки прочности врубок $l_{ck} < 10h_{вр}$.

Расчет на скалывание выполняется по обычной формуле

$$N_c \cos \varphi / b l_{ck} \leq R_{ck}^{cp} m_i / \gamma_n, \quad (8.50)$$

где b – ширина поперечного сечения клеёного блока стойки; R_{ck}^{cp} – расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон, принимается по п. 5.3 [30].

$$R_{ck}^{cp} = R_{ck} / (1 + \beta l_{ck} / e), \quad (8.51)$$

где $\beta = 0,25$ – коэффициент неравномерности распределения касательных напряжений; e – плечо сил скалывания. В данном случае $e = h_0$.

Накладки 10 на болтах воспринимают поперечную силу $Q_{уз}$, возникающую в узле. Строго говоря, $Q_{уз}$ по направлению биссектрисы переходит через 0 (здесь M_{max}). Но конфигурация и очертание контуров торцов ригеля стойки после их формирования могут привести к возникновению незначительной поперечной силы в узле

$$Q_{уз} = N_{см} \sin(\gamma + \varphi) + Q_{ст} \cos \varphi - N_{ст} \sin \varphi. \quad (8.52)$$

Накладки и болты при необходимости проверяются по методике расчета шарнирных узлов (см. ниже).

Жесткие рамные узлы на нагелях, установленных по одной или нескольким окружностям (см. рис. 7.3, в, и 8.3), рассчитываются по методике, изложенной в пособии [52] к СНиП [30]. В расчете учитывается передача только изгибающего момента, и никак не оговаривается, чем воспринимаются нормальная N и поперечная Q силы в узле. Если Q по направлению биссектрисы угла сопряжения ригеля и стойки стремится к нулю и ею можно пренебречь, то N весьма существенна и должна быть воспринята. Вертикальная нормальная сила на стойку может быть передана, кроме узловых болтов, еще и пригорованными длинными прокладками на болтах между ветвями стоек, наклонная по оси ригеля – только болтами, установленными в жестком узле.

Авторы методики расчета [53, 54] предполагали, что на величину взаимного поворота ригеля и стойки N и Q не влияют, так как они нагружают часть нагелей в соединении, а часть разгружают. С этим можно согласиться, но, кроме смещения, возможны опасность перегрузки части нагелей и существенное перераспределение усилий в нагельном поле. По-видимому, методику расчета целесообразно совершенствовать, тем более что она предполагает расстановку нагелей по окружности лишь в один ряд [52].

Исследования [54] показали, что нагельное соединение в жестком узле рамы представляет собой статически неопределимую систему с элементами различной жесткости. Это обусловлено тем, что усилия в нагельных гнездах действуют под различными углами к направлению волокон древесины.

Суммарная жесткость соединения

$$c = c_{ср} n, \quad (8.53)$$

где $c_{ср} = 128 \text{ кН/см}$ – средняя жесткость нагеля; n – число нагелей.

Тогда податливость соединения $\delta = 1/c$, а смещение стойки относительно ригеля (перемещение точек по дуге окружности расстановки нагелей между исходным и деформированным состоянием рамы после нагружения)

$$\Delta = \delta N_{экв} \quad (8.54)$$

где $N_{экв}$ – эквивалентная сила, действующая на нагельное соединение,

$$N_{экв} = 2M_{уз} / D. \quad (8.55)$$

Здесь $M_{уз}$ – изгибающий момент в карнизном узле рамы; D – диаметр окружности, по которой расставлены нагели.

Средняя несущая способность одного нагеля (точнее, усилие, передаваемое одним нагелем)

$$N_{ср} = c_{ср} \Delta. \quad (8.56)$$

Максимальное усилие не должно превышать несущей способности двухсрезового нагеля

$$N_{max} = N_{ср} k_p \leq 2T, \quad (8.57)$$

где $k_p = 1,3$ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения усилий между нагелями в соединении; T – минимальная несущая способность нагеля на один условный срез, определяемая по п. 5.13 СНиП [30].

При невыполнении условия (8.57) необходимо увеличить диаметр окружности расстановки нагелей (если это не потребует увеличения поперечных сечений элементов рамы, уже назначенных по расчету) либо перейти на расстановку нагелей по двум окружностям и более.

Суммарное среднее усилие, передаваемое всеми нагелями, должно удовлетворять условию

$$N_{ср} n \geq N_{экв}. \quad (8.58)$$

В конструкции жесткого узла должно быть поставлено не менее четырех болтов или шпилек с нарезкой, шайбами и гайками.

В данном расчете в завуалированном виде оказались важные особенности работы соединения. Так, по п. 5.13 [30] определяется несущая способность нагельного соединения вдоль волокон. Это является лишь частным случаем для одной-двух пар болтов (к тому же при работе их только в одном из элементов рамы). Все остальные срезают древесину под различными углами. Кроме того, не оговаривается концентрация напряжений в нагельных гнездах. По-видимому, учет анизотропии древесины и другие факторы скрываются в коэффициентах 2 и 1,3 формул (8.55) и (8.57). Расшифровать данную эмпирику с раскрытием инженерной сущности работы и расчета узла должны, конечно, авторы исследований [53, 54]. Вместе с тем в правилах расстановки нагелей в узле прослеживаются конкретные условия работы нагельного поля.

Практически полное отсутствие работы древесины на скалывание вдоль волокон в промежутках между соседними болтами, а скорее на раскалывание с перерезанием, позволило авторам уменьшить требуемые расстояния S (рис. 8.21).

Соблюдение принципа дробности требует применения нагелей диаметром не более 20 мм, что также вполне оправдано, особенно при работе древесины на вышеуказанные виды напряженного состояния.

При описании конструкций принципы дробности и сбалансированной прочности весьма удачно реализуются в жестких узлах рам на вклеенных арматурных стержнях. Они еще не получили распространения в строительной практике, по публикациям [16–22] не известны узкому кругу специалистов; они требуют дальнейшего расширения диапазона апробации. Но в зданиях и сооружениях с незначительными колебаниями температурно-влажностного режима эксплуатации и при отсутствии химической агрессии эти жесткие узлы вполне конкурентоспо-

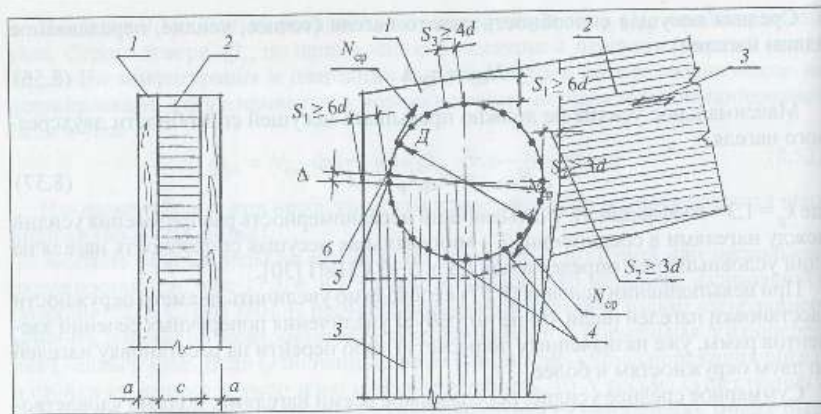


Рис. 8.21. Расчетная схема узла жесткого соединения ригеля со стойкой на цилиндрических нагелях: 1 – стойка; 2 – ригель; 3 – направление волокон; 4 – нагели; 5 – начальное положение нагеля; 6 – положение нагеля после взаимного поворота клеёных блоков

способны, т. е. их несущая способность при нормальных условиях эксплуатации в достаточной степени соответствует возможностям прямолинейных элементов рам из клеёной древесины.

Рекомендации по расчету узлов (см. рис. 8.4) разработаны на основе экспериментально-теоретических исследований [15–22], основные результаты которых включены в нормативную литературу [52] в виде расчета соединений на вклеенных стальных стержнях. Непосредственно пример расчета жесткого рамного узла опубликован впервые в [55]. Отсутствие других примеров побудило нас включить расчет узла в настоящее пособие с некоторыми комментариями.

Конструкция узла при проектировании может несколько отличаться от конструкций, приведенных на рис. 8.4. Однако для определения усилий, перетекающих от ригеля к стойке по системе крепежных элементов, сначала составляется по возможности четкая расчетная схема. По представленной на рис. 8.22 схеме узловой изгибающий момент, как и в предыдущих конструкциях, раскладывается на пару сил:

$$\begin{aligned} N_p &= M_{y3} / h_0 - 0,5(N_{ст} \cos \varphi + Q_{ст} \sin \varphi); \\ N_c &= M_{y3} / h_0 + 0,5(N_{ст} \cos \varphi + Q_{ст} \sin \varphi). \end{aligned} \quad (8.59)$$

где $M_{y3} = M_u \approx M_{y3} / \xi$.

Растягивающее N_p воспринимается металлическими накладками 2 на вклеенных стержнях 3 и 4, сжимающее – так называемыми клеештыревыми шайбами 6 и 7 (см. рис. 8.22).

При рассмотрении растянутой зоны необходимо проверить стальную накладку 2 на растяжение с изгибом (с учетом ослаблений в виде отверстий для пропуска

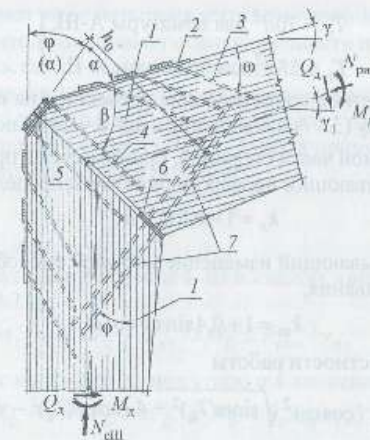


Рис. 8.22. Расчетная схема карнизного узла рамы на вклеенных стержнях: 1 – клеёные блоки ригеля и стойки; 2 – накладка из полосовой стали; 3 – арматурные стержни, вклеенные под углом ω ; 4 – стержни, вклеенные под углом β ; 5 – стык накладки 2 в случае выполнения рамного узла монтажным; 6 – пластина клеештыревых шайб; 7 – штыри, вклеенные под углом ω к волокнам

наклонной арматуры 3 и 4) по нормам проектирования стальных конструкций [57] или по п. 5.16 пособия к СНиП П-25–80 [52]

$$(N_s / A_{ст} R_s)^2 + M_s / C W_{ст} R_s \leq 1, \quad (8.60)$$

где $N_s = N_p$ – растягивающее усилие в стальной накладке 2, МН; M_s – изгибающий момент, МН · м, принимаемый равным $24d^3$ – при стержнях из арматуры класса А-II и $30d^3$ – при стержнях из А-III; $A_{ст}$, $W_{ст}$ – площадь и момент сопротивления сечения нетто стальной накладки 2, м²; $C = 1,47$ – коэффициент, учитывающий пластическую стадию работы стальной накладки прямоугольного сечения; R_s – расчетное сопротивление растяжению полосовой стали, МПа; d – номинальный диаметр стержней, м.

Усилие N_p с накладок 2 переходит через сварные швы, которые также следует рассчитать по [57], на наклонно вклеенные арматурные стержни 3. В предположении равномерного распределения N между стержнями 3 на каждый из них приходится n -я его часть

$$N_i = N_p / n,$$

где n – количество наклонно вклеенных стержней 3 в растянутой зоне клеёного блока стойки 1 (или ригеля). Это усилие сравнивается с несущей способностью одного вклеенного стержня. Расчетная ее величина N_{in} складывается из несущих способностей, МН, на выдергивание (по п. 5.32 [30]) и изгиб (п. 5.14 [52]).

$$T_b = \pi R_{ср\omega} (d + 0,005) I_p k_s k_\omega; \quad (8.61)$$

$$\left. \begin{aligned} T_n &= 70d^2 \text{ для арматуры А-III,} \\ T_n &= 55d^2 \text{ для арматуры А-II,} \end{aligned} \right\} \quad (8.62)$$

где $R_{ср0} = 4$ МПа – расчетное сопротивление древесины на перерезание волокон под углом ω (см. формулу (3.17) и пояснения к ней в части I пособия [51]); l_p – расчетная длина заделываемой части стержней, принимается в пределах $(10 - 30)d$, м; k_s – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений,

$$k_s = 1 - 0,01l_p / d; \quad (8.63)$$

k_{ω} – коэффициент, учитывающий изменение несущей способности стержня в зависимости от угла вклеивания,

$$k_{\omega} = 1 + 0,4 \sin \omega \cdot \cos \omega. \quad (8.64)$$

Итак, с учетом совместности работы

$$N_{In} = 0,5 \left[(T_n / \cos \omega)^2 \sqrt{\sin \omega / T_n} + 4 (\cos \omega / T_n)^2 - \sin \omega / T_n \right]. \quad (8.65)$$

Условие прочности на выдергивание с изгибом

$$N_{In} / N_i \cos \omega \geq 1. \quad (8.66)$$

Стержни 4, вклеенные вдоль биссектрисы угла сопряжения ригеля и стойки, проверяются на продавливание по формуле (8.61) с заменой угла ω на β . Причем равнодействующая, приходящаяся на стержни 4, равна $R = N_p \cos \beta$.

При проектировании жесткого узла в сборном (монтажном) варианте разрабатывается стык 5 накладок 2 и проверяется по СНиП [57]. В сжатой зоне карнизного узла оценивается несущая способность клеештыревых шайб 6 на продавливание вклеенных стержней 7. Расчет выполняется по формуле (8.61) с заменой угла ω на φ .

Цельноклееные безметалльные узлы с накладками из бакелизированной фанеры (см. рис. 8.5) автор конструкции [23] предлагал рассчитывать просто. Предполагалось, что накладки воспринимают изгибающий момент M_{yz} , их достаточно проверить по формуле Навье при изгибе в плоскости листа. Клеевые швы между фанерой и клееными блоками при этом работают на скалывание. Фактически НДС этих жестких узлов значительно сложнее, о чем кратко изложено в п. 8.3.

Эти рамы применялись лишь эпизодически, вскоре потребовали радикального усиления или замены на другие, поэтому нецелесообразно строить расчетную схему жестких узлов этих конструкций и давать уточненный расчет.

Напротив, рамные узлы с клеевым соединением ригеля и стока на зубчатый шип под углом (благодаря заманчивой простоте и технологичности) получили широкое распространение по всей стране. Это обязывало разработать инженерный расчет таких узлов. Первые рекомендации [27] предполагали выполнять расчет узлов по биссектрисному сечению, как для прямолинейных элементов, по формуле Навье с введением в момент сопротивления одного коэффициента 0,85. При этом проверялась только сжатая кромка. Позднее появилась рекомендация, предполагающая

три основные проверки уже с четырьмя корректирующими коэффициентами – k_1 , k_2 , k_3 и m_{α} [52, 56]. Методика уточняет оценку прочности по действительному НДС узла, однако расчет остается весьма приближенным.

Поперечные сечения в окрестностях узла принимают заведомо увеличенными. Назначив ширину исходя из размеров пиломатериала, определяют высоту h в карнизном узле не как для других рам $(1/25 \dots 1/40)$, а примерно в два раза большей $(1/12 \dots 1/24)$. Рекомендуется также формула

$$h_k = k \sqrt{M_{yz} / b}, \quad (8.67)$$

где $k = 3,0 - 3,2$; $M_{yz} = M_n$, кН · см.

Проверяют биссектрисное сечение I–III в сжатой зоне вдоль оси x_1 под углом α к волокнам a (рис. 8.23):

$$\sigma_{xc} = N / F_6 + M_{yz} / k_1 W_6 \leq R_{cm\alpha} / \gamma_n. \quad (8.68)$$

В растянутой зоне вдоль оси x_1 , под углом α к волокнам

$$\sigma_{xp} = -N / F_6 + M_{yz} / k_2 W_6 \leq R_n m_{\alpha} / \gamma_n. \quad (8.69)$$

Вдоль оси y_1 узел проверяют на сжатие под углом β к волокнам древесины $\beta = 90^\circ - \alpha$:

$$\sigma_{yc} = M_{yz} / k_3 W_8 \leq R_{cm\beta} / \gamma_n. \quad (8.70)$$

В формулах (8.68)–(8.70) F_6 и W_6 – соответственно площадь и момент сопротивления биссектрисного сечения; $R_{cm\alpha}$, $R_{cm\beta}$ и R_n – расчетные сопротивления древесины смятию под углами α и β к волокнам и изгибу без введения коэффи-

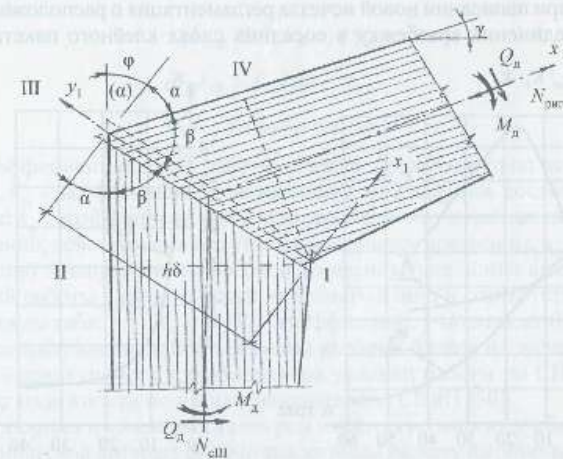


Рис. 8.23. Расчетная схема узла с соединением ригеля и стойки на зубчатый шип под углом

коэффициентов условий работы m_{σ} , $m_{\sigma\alpha}$; k_1 , k_2 , k_3 и m_{α} – принимаемые по графикам (рис. 8.24).

Поперечные сечения I–II и I–IV рассчитываются по формулам оценки прямолинейных элементов рам (8.20)–(8.38).

Проектировщику следует помнить, что и в сечениях I–II и I–IV эпюры σ_x не прямолинейны. Пики напряжений от точки I затухают по длине прямолинейных элементов постепенно [7, 25]. Следовательно, рассматривать даже приближенно поперечное сечение с прямолинейной эпюрой σ_x можно не ближе, чем на $0,5h_{max}$ от точки I.

Комментируя изложенный метод расчета, нельзя не отметить, что, во-первых, не учитываются ослабления, связанные с нарезкой зубчато-шипового соединения в биссектрисном соединении, а также особенности НДС, вносимые в область стыка на зубчатый шип. Во-вторых, сжимающие напряжения под углом к волокнам сравниваются с расчетными сопротивлениями древесины смятию в соответствующем направлении, а растягивающие – с расчетными сопротивлениями изгибу с умножением на коэффициент m_{σ} . Последнее нелогично. Существуют уже полученные прочностные характеристики древесины при растяжении под различными углами [25, 52, 58].

Все эти вопросы требуют, конечно, научного обоснования и выводов. Но и так ясно, что использование работы древесины вне направления максимальной прочности в узлах, где действуют максимальные внутренние усилия, является в определенной степени нонсенсом. Концентрации напряжений и особенности НДС глобального характера в ломаном стержне накладываются на местные пики напряжений и ослабления в зубчато-шиповом соединении под углом. Конструктивное решение узла внесло это «новшество» в СНиП [30]. Из предыдущей редакции норм (п. 5.5) при написании новой исчезла регламентация о расположении зубчато-шипового соединения вразбежку в соседних слоях клеёного пакета. Она была

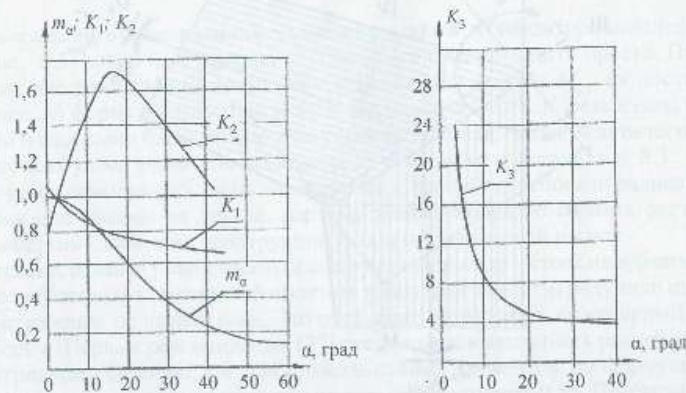


Рис. 8.24. Графики коэффициентов для расчета узла рамы по рис. 8.23

обусловлена тем, что сосредоточение таких стыков в двух и более смежных слоях, особенно у растянутых кромок пакетов, приводило к преждевременным отказам КДК при испытаниях. Разрушение проходило по зубчато-шиповым соединениям сначала на кромках, затем со ступенчатыми переходами в последующих слоях. Новая регламентация в последней редакции п. 5.5 СНиП [30], кроме слов: «...следует использовать для стыкования пакетов, сопрягаемых под углом на зубчатый шип по всей высоте сечения...», подкреплена рисунком (см. рис. 6, в). Зубчато-шиповое соединение, расположенное в одном сечении под углом, да еще при максимальных внутренних усилиях в сильно анизотропном материале, не может не разрушаться наряду с большим недоиспользованием ресурса прочности сопрягаемых элементов. Вышеизложенный метод расчета никак не учитывает эти особенности, в оценках несущей способности по нему не выявляется дисбаланс прочности.

Для приближения расчета к действительному НДС биссектрисного сечения, по нашему убеждению, необходимо совершенствовать методику оценки растянутой зоны, где и зарождаются первые признаки разрушения не только при испытаниях КДК, но и в условиях эксплуатационных нагрузок и воздействий [7, 25, 26, 29, 33].

В первом приближении можно использовать подход, изложенный в разделе I данного пособия или [51], для оценки прочности зубчато-шипового соединения в растянутой зоне изгибаемых элементов. При этом нормальные напряжения, растягивающие древесину под углом к волокнам $\sigma_x' = \sigma_{\alpha}$, полученные по формуле (8.69), должны быть откорректированы исходя из трех условий [59, 60]:

- а) по максимальным нормальным напряжениям в зоне затупления зубчатых шипов (8.71);
- б) на отрыв по плоскости склеивания (8.72);
- в) по приведенным напряжениям, действующим под суммарным углом к волокнам (8.73):

$$\sigma_{\alpha} k_{\sigma\alpha} \leq R_p k_R m_i / \gamma_n, \quad (8.71)$$

$$\sigma_{\alpha} k_{\sigma} \leq R_m k_R m_i / \gamma_n, \quad (8.72)$$

$$\sigma_{\alpha} k_{\alpha} \leq R_{p\alpha} k_R m_i / \gamma_n, \quad (8.73)$$

где $k_{\sigma\alpha}$ – коэффициент условий работы сечения, проходящего по остриям шипов соединения; k_{σ} – коэффициент, учитывающий напряженное состояние клеевых швов в стыке; k_{α} – коэффициент, учитывающий величину и направление приведенных напряжений, действующих под углом α к волокнам древесины; α_{σ} – угол между нормалью к шву и направлением волокон древесины (указанные выше коэффициенты условий работы клеёного стыка на зубчатый шип и соответствующие углы определяются по табл. 8.1); $k_R = R_u/R_0$ – коэффициент, учитывающий уменьшение расчетного сопротивления при стыковании клеёных блоков на зубчатый шип под углом α ; m_i – совокупность коэффициентов условий работы по СНиП [30]; γ_n – коэффициент надежности по назначению согласно СНиП [50].

Расчеты опорных и коньковых узлов рам имеются во многих учебных пособиях и другой технической литературе. Они аналогичны расчету шарнирных узлов арок, которые рассматриваются в гл. 12 настоящего пособия.

Таблица 8.1

Коэффициенты условий работы зубчато-шипового соединения при склеивании вдоль волокон древесины в зависимости от основных параметров зубьев

Уклон зуба f	$K_{с,з}$			Угол $\alpha_{ср}$, град	K_m			Угол α_1 , град	$K_{с1}$		
	Длина зуба, мм		Заглубление зуба, мм		Длина зуба, мм		Заглубление зуба, мм		Длина зуба, мм		
	50	32			50	32			50	32	
1:8	0,5	1,5	0,5	0,5	1,5	0,5	0,5	0,5	1,5	0,5	1,5
	1,33	1,67	1,49	1,75	0,0300	0,0375	0,0413	0,0450	0,731	0,809	0,860
1:10	0,5	1,5	0,5	0,5	1,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1,5	0,5
	1,23	1,48	1,35	1,59	0,0225	0,0281	0,300	0,0341	0,830	0,900	0,960
1:12	0,5	1,5	0,5	0,5	1,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1,5	0,5
	1,18	1,37	1,30	1,52	0,0187	0,0225	0,0225	0,0262	0,908	0,973	1,030
1:14	0,5	1,5	0,5	0,5	1,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1,5	0,5
	1,15	1,29	1,25	1,48	0,0157	0,0187	0,0172	0,0202	0,945	1,020	1,080
1:16	0,5	1,5	0,5	0,5	1,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1,5	0,5
	1,12	1,26	1,22	1,45	0,0135	0,0157	0,0150	0,0169	0,980	1,045	1,120

Примечание. При повторном сопряжении элементов под углом α расчетные сопротивления и (8.71)–(8.73) корректируются путем умножения их на $K_{ср} = K_{с1} / K_{ср}$, причем $K_{ср}$ определяется по формуле (8.26) или приближенно по графику на рис. 8.8.

8.9. Примеры проектирования

Пример 15. Спроектировать клеодощатую трехшарнирную раму из прямолинейных элементов сельскохозяйственного здания для Омской области. Здание неотапливаемое, кровля рубероидная, трехслойная. Ограждающие конструкции – дощатые щиты с диагональными брусками, неутепленные, по неразрезным прогонам из двух досок (4×15 см²) на гвоздях, установленным на ребро с шагом 1 м. Условия эксплуатации Б2 ($m_v = 1$).

Ширина каркаса по наружному контуру (нулевая привязка) 18,0 м, шаг рам $a = 3$ м. Высота стойки по наружному контуру каркаса от фундамента до оси ригеля $H_{сг} = 2,5$ м; высота подъема оси ригеля $f = 2,5$ м.

Жесткий карнизный узел рамы должен быть без выступающих подкосов. Изготовление рамы планируется на Петропавловском (Северный Казахстан) заводе КДК из досок второго сорта $\delta_n = 33$ мм после острожки. Клей марки ФРФ-50.

Сбор нагрузок приведен в табл. 8.2.

Нормативная снеговая нагрузка на 1 м² плана здания для II района по весу снегового покрова $S = S_{сг} \mu = 700 \cdot 1 = 0,7$ кН/м², где μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, который согласно пп. 5.3–5.6 [50] для принятой расчетной схемы (рис. 8.25) равен 1.

Нормативная нагрузка от собственной массы рамы

$$q_{с,м}^н = \frac{q_{кр}^н + S}{1000 / K_{с,м} l - 1} = \frac{270 + 700}{1000 / 8 \cdot 18 - 1} = 163 \text{ Н} \cdot \text{м}^2,$$

где $K_{с,м}$ – коэффициент собственной массы клеодощатых рам из прямолинейных элементов (находится в пределах от 7 до 9, принимаем $K_{с,м} = 8$).

Таблица 8.2

Нагрузки на 1 м² плана здания

Конструктивные элементы здания	Нормативная нагрузка $q_{ср}^н$, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка $q_{ср}$, Н/м ²
Рубероидный трехслойный ковер	90	1,3	117
Щит кровельный из досок (приведенная толщина 0,024 м) $0,024 \cdot 5000 = 120$	120	1,1	132
Прогоны неразрезные из двух досок 150×40 $2(0,15 \cdot 0,04) \cdot 5000 = 60$	60	1,1	66
Всего от конструкции крыши	270	–	315
Собственная масса рамы	163	1,1	179
Итого постоянная	433		494
Временная снеговая	700	1,6	1120
Итого	1133		1614

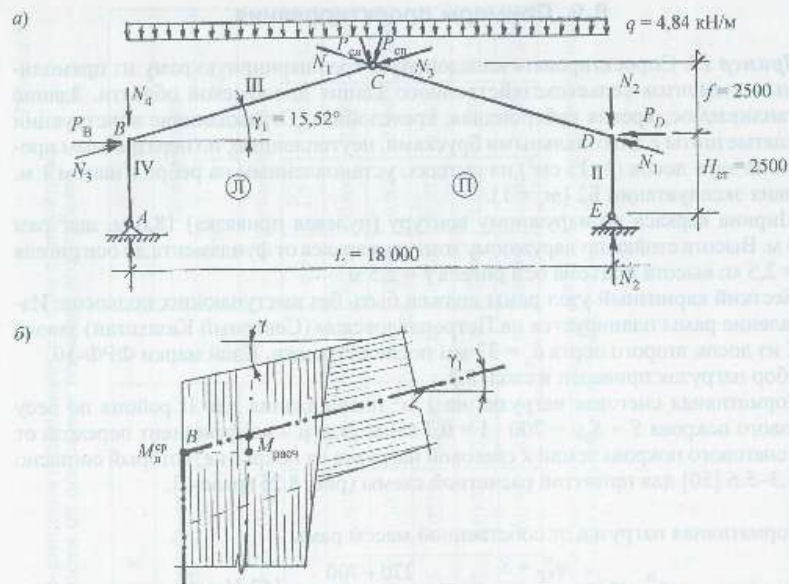


Рис. 8.25. Расчетные схемы: а – рама по наружному контуру стойки и оси ригеля для расчета на ЭВМ; б – карнизного узла для переноса усилий на ось рамы

Отношение нормативной нагрузки от веса покрытия к нормативному значению веса снегового покрова $433/700 = 0,619 < 0,8$. Тогда согласно п. 5.7 [50] $\gamma_f = 1,6$.

Нагрузка на 1 м погонной длины пролета рамы для предварительного статического расчета принимается равномерно распределенной по схеме 1, б, прил. 3 [50] без корректировки на уклон кровли:

$$q'' = (433 + 700) \cdot 3 = 3399 \text{ Н/м} = 3,40 \text{ кН/м};$$

$$q = (494 + 120) \cdot 3 = 4842 \text{ Н/м} = 4,84 \text{ кН/м}.$$

Расчетная схема рамы (см. рис. 8.25) принята по наружному контуру стойки и оси ригеля. Тогда исходные данные: $L = 18,0 \text{ м}$; $H_{cr} = 2,50 \text{ м}$; $f = 2,50 \text{ м}$; $q = 4,84 \text{ кН/м}$.

Угол наклона оси ригеля:

$$\gamma_1 = \arctg 250/900 = 15,52^\circ; \sin \gamma_1 = 0,2676; \cos \gamma_1 = 0,9635; \text{tg } \gamma_1 = 0,27 \text{ (7)}.$$

Предварительный статический расчет выполнен при максимальной нагрузке по всему пролету (вариант 1, схема 1, б, прил. 3 [50]). Ветровая нагрузка в принятой схеме рамы будет уменьшать основные расчетные усилия в конструкции, поэтому в статическом расчете не учитывается. Учет ветровых воздействий возможен в оцен-

ке прочности приопорных зон стоек на подветренной стороне при рассмотрении плоского напряженного состояния с включением всех компонент НС.

Для Омской области значение давления ветра принимается из двух районов по наибольшему $w_0 = 380 \text{ Н/м}^2$.

Нормативное значение ветровой нагрузки на подветренной стороне здания по п. 6.3 [50] равно

$$w_m = w_0 K C = 380 \cdot 1 \cdot (-0,6) = -228 \text{ Н/м}^2.$$

Статический расчет рамы

Опорные реакции:

$$N_{cr} = A = E = N_{2,4} = qL/2 = 4,84 \cdot 18/2 = 43,56 \text{ кН};$$

$$H = H_{п.л} = qL^2/8(H_{cr} + f) = 4,84 \cdot 18^2/8 \cdot 5 = 39,2 \text{ кН};$$

$$P_B = P_D = -H = -39,2 \text{ кН}.$$

Нормальные силы, действующие в ригеле: у карнизного узла

$$N_{y3} = N_B = N_D = A \sin \gamma_1 + H \cos \gamma_1 = 43,56 \cdot 0,2676 + 39,2 \cdot 0,9635 = 49,43 \text{ кН};$$

у конькового шарнира

$$N_C = N_B - 0,5qL \sin \gamma_1 = 43,56 - 0,5 \cdot 4,84 \cdot 18 \cdot 0,2676 = 31,90 \text{ кН}.$$

Тогда приведенная нормальная сила в ригеле (для расчета по деформированной схеме) по формуле С. П. Тимошенко [45]

$$N_{рин} = N_1 = N_3 = N_C + 0,3(N_B - N_C) = 31,90 + 0,3(49,43 - 31,90) = 37,16 \text{ кН}.$$

Поперечные силы в узле С при симметричной вертикальной нагрузке q

$$P_{Cп} = P_{Cн} = -H \sin \gamma_1 = -39,2 \cdot 0,2676 = -10,49 \text{ кН}.$$

Полученных силовых параметров достаточно для расчета рамы по деформированной схеме. Геометрические параметры поперечных сечений стоек и ригеля могут быть заданы из общеизвестных соотношений их размеров.

Более точные исходные данные можно получить при оценке прочности заданных поперечных сечений на первой итерации по недеформированной схеме.

При вариантном проектировании можно вообще ограничиться статическим расчетом без учета геометрической нелинейности.

Максимальный изгибающий момент в жестких узлах недеформированной схемы позволяет ориентировочно назначить максимальные размеры клеёных блоков в карнизных узлах рам. С некоторым запасом M_B принимаем без корректировки (см. рис. 8.25, б):

$$M_{y3} = M_B = H_{cr} \cdot H = 2,5 \cdot 39,2 = 98 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Предварительно задаемся размерами поперечных сечений клеодошчатых элементов рамы: ширина постоянная $b = 14$ см (после фрезерования), высота блоков переменная: по сечениям, проходящим по центру карнизных узлов,

$$h_{y3} = 70 \text{ см} \approx L/26; (> 1/30);$$

на опоре $h_{оп} = 40 = L/45$, у конька $h_{мин}^p = 30 \text{ см} = L/60$.

Количеством слоев в элементах задаваться не имеет смысла, так как они будут получены методом раскроя из прямолинейных блоков постоянной высоты по аналогии с [61].

С учетом возможных ослаблений в карнизном узле, изменений НДС в деформированной схеме и других условий закрепления и работы конструкции предварительную оценку выполняем с совокупным коэффициентом условий $m_1 = 0,7$, но без коэффициента ξ :

$$F_{y3} = 14 \cdot 70 = 980 \text{ см}^2, W_{y3} = 14 \cdot 70^2 / 6 = 11433 \text{ см}^3.$$

Тогда

$$\begin{aligned} N_{ст} / F_{y3} + M_{y3} / W_{y3} &= 43,56 / 980 + 9800 / 11433 = 0,902 \text{ кН/см}^2 = \\ &= 9,02 \text{ МПа} < R_{и} m_0 m_1 / \gamma_n = 15 \cdot 0,93 \cdot 0,7 / 0,95 = 10,28 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Расчет рамы по деформированной схеме выполнен методом начальных параметров по алгоритму, изложенному в пп. 8.6.2. Прогибы y , изгибающие моменты M и поперечные силы Q_d определялись в семи точках каждого полуригеля и стоек. Координаты x_i отсчитывались от шарнирных узлов расчетной схемы. Это предусмотрено для сопоставления величин M_d в жестких узлах при подходе к ним со стороны ригеля и стоек. Методика обеспечивает проверку точности составления исходных данных.

На рис. 8.26 результаты счета представлены в графическом виде. Величины изгибающих моментов в карнизном узле со стороны стойки и ригеля несколько расходятся. Это неизбежно вследствие неточностей в исходных данных и из-за разницы больших чисел в процессе расчета на ЭВМ.

Средняя абсолютная величина M_d в жестком узле (точки B, D) расчетной схемы равна

$$M_d^{cp} = 0,5(989\ 874 + 997\ 847) = 993\ 860 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 99,39 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Отклонение M_p и $M_{ст}$ от M_d^{cp} не превышает 0,5%; точность результатов деформационного расчета достаточна. Приращение изгибающего момента от действия N на деформированные элементы рамы составляет 1,41%. Это также малосущественно. Аналогичные результаты дают расчеты рам МКЭ и методом пошагового догружения [25, 49]. Использование же коэффициента ξ ($M_d = M_{стат} / \xi$), дает обычно большие приращения.

По приближенной методике СНиП, заключающейся в определении гибкости стержней переменной высоты, оценим влияние коэффициента ξ на величину дополнительного момента.

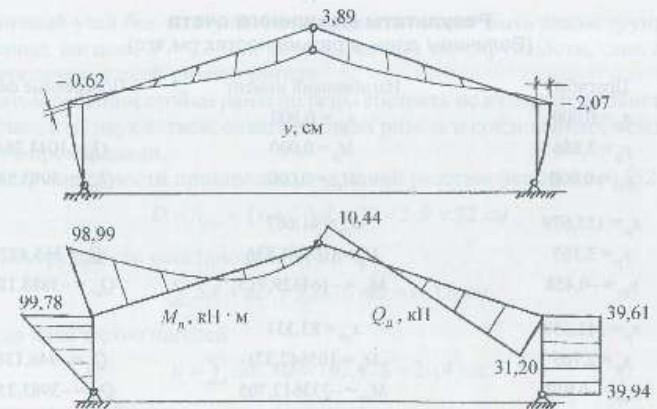


Рис. 8.26. Эпюры перемещений y , изгибающих моментов M_d и поперечных сил Q_d , полученных на ЭВМ по деформированной схеме

Периметр полурамы

$$l_0 = H_{ст} + l_p = 250 + 934 = 1184 \text{ см}.$$

При одинаковой высоте блоков в карнизном узле и различной – у шарнирных узлов определим коэффициент $K_{жN}$ (по табл. 1, прил. 4 [30]), исходя из средней величины $h_{мин}$:

$$h_{cp} = (h_{оп} H_{ст} + h_{мин}^p \cdot l_p) / (H_{ст} + l_p) = (40 \cdot 250 + 30 \cdot 934) / 1184 = 32,1 \text{ см}.$$

Тогда коэффициент, учитывающий приведенную жесткость стержня переменной высоты,

$$k_{жN} = 0,07 + 0,93 h_{cp} / h_{y3} = 0,07 + 0,93 \cdot 32,1 / 70 = 0,497.$$

При различных нормальных силах в стойке и ригеле расчетная величина $N_{расч}$ в полураме также должна быть усреднена:

$$N_{расч} = 0,5 (N_{ст} + N_{риг}) = 0,5(43,56 + 37,16) = 40,36 \text{ кН} = 4036 \text{ кг} \cdot \text{с}.$$

Гибкость полурамы для поперечного сечения с максимальной высотой h_{y3} при $F_{y3} = 14 \cdot 70 = 980 \text{ см}^2$; $m_0 = 0,93$:

$$\lambda = l_0 / \sqrt{I_{y3} / F_{y3}} = l_0 / 0,289 h_{y3} = 1184 / 0,289 \cdot 70 = 58,5.$$

Тогда

$$\begin{aligned} \xi &= 1 - \lambda^2 N_{расч} / 3000 F_{y3} R_{сг} m_0 k_{жN} = \\ &= 1 - 58,5^2 \cdot 4036 / 3000 \cdot 980 \cdot 150 \cdot 0,93 \cdot 0,497 = 0,932. \end{aligned}$$

Результаты машинного счета
(Величины даны в размерностях см, кгс)

Прогибы	Изгибающий момент	Поперечные силы
$x_p = 0,000$	$x_{ст} = 0,000$	
$y_p = 3,886$	$M_p = 0,000$	$Q_p = 1044,284$
$y_{ст} = 0,000$	$M_{ст} = 0,000$	$Q_{ст} = -3993,584$
$x_p = 155,679$	$x_{ст} = 41,667$	
$y_p = 3,367$	$M_p = 107284,836$	$Q_p = 365,437$
$y_{ст} = -0,458$	$M_{ст} = -164329,715$	$Q_{ст} = -3988,127$
$x_p = 311,359$	$x_{ст} = 83,333$	
$y_p = 2,765$	$M_p = 105642,371$	$Q_p = -346,138$
$y_{ст} = -0,912$	$M_{ст} = -333612,705$	$Q_{ст} = -3983,251$
$x_p = 467,039$	$x_{ст} = 125,000$	
$y_p = 1,819$	$M_p = -6581,235$	$Q_p = -1073,842$
$y_{ст} = -1,353$	$M_{ст} = -494287,914$	$Q_{ст} = -3977,413$
$x_p = 622,718$	$x_{ст} = 166,667$	
$y_p = 0,797$	$M_p = -235816,311$	$Q_p = -1746,254$
$y_{ст} = -1,723$	$M_{ст} = -659374,438$	$Q_{ст} = -3972,342$
$x_p = 778,466$	$x_{ст} = 208,333$	
$y_p = -0,121$	$M_p = -552831,316$	$Q_p = -2453,721$
$y_{ст} = -2,068$	$M_{ст} = -821634,271$	$Q_{ст} = -3967,348$
$x_p = 934,077$	$x_{ст} = 249,9$	
$y_p = -0,616$	$M_p = -989873,721$	$Q_p = -3120,437$
$y_{ст} = -2,352$	$M_{ст} = 997847,27$	$Q_{ст} = -3961,317$

Дополнительный изгибающий момент от действия нормальной силы на деформированный стержень по СНиП [30], выраженный в процентах, равен

$$\Delta M = 100(i/\xi - 1) = 100(1/0,932 - 1) = 7,3\%$$

Приращение M с использованием коэффициента ξ в пять раз больше, чем в расчете по деформированной схеме.

Переходя от расчетной схемы к конструкции, следует помнить, что в примере была принята вертикальная линия стоек, очерченная по наружному контуру рамы. Приведение изгибающего момента к оси конструкции в данном случае (см. рис. 8.25, б) осуществляется с достаточной точностью:

$$M_{расч} \approx M_{ст}^{ср} - N_{ст} \cdot 0,5 (h_{y3} - h_{от}) = 99,39 - 43,56 \cdot 0,5 (0,70 - 0,40) = 92,86 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Карнизный узел без выступающих подкосов может быть законструирован на двухсрезных нагелях $d = 20$ мм, установленных по окружности, описанной из точки пересечения осей стоек и ригеля.

При этом решении стойки рамы должны состоять не из одного клеёного блока, как обычно, а из двух ветвей, охватывающих ригель и соединенных между собой болтами с прокладками.

Диаметр окружности принимаем из условий расстановки нагелей [52]

$$D = h_{y3} - (6 + 3) d = 70 - 2 \cdot 9 = 52 \text{ см}.$$

Длина окружности расстановки нагелей:

$$\sum Sd = \pi D = 3,1416 \cdot 52 = 163,4 \text{ см}.$$

Откуда количество нагелей

$$n = \sum Sd / 4d = 163,4 / 8 = 20,4 \text{ шт}.$$

Принимаем $n = 20$ шт.

В соответствии с п. 6.48 [52] определяем жесткость соединения C :

$$C = C_{ср} \cdot n = 128 \cdot 20 = 2560 \text{ кН/см},$$

где $C_{ср} = 128$ кН/см – средняя жесткость одного нагеля.

Податливость соединения

$$\delta = 1/C = 1/2560 = 0,000391 \text{ см/кН}.$$

Эквивалентная сила, действующая в парах нагелей,

$$N_{эkv} = 2M_{расч} / D = 2 \cdot 9286 / 52 = 357,1 \text{ кН}.$$

Смещение стойки относительно ригеля

$$\Delta = \delta \cdot N_{эkv} = 0,000391 \cdot 357,1 = 0,139 \text{ см}.$$

Средняя несущая способность одного нагеля

$$N_{ср} = C_{ср} \cdot \Delta = 128 \cdot 0,139 = 17,8 \text{ кН}.$$

Требуемая (максимальная) несущая способность одного нагеля

$$N_{тр} = N_{max} = N_{ср} \cdot K_p = 17,8 \cdot 1,3 = 23,13 \text{ кН},$$

где K_p – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения усилий между нагелями вследствие различий углов смятия древесины.

При назначении толщины ветвей стоек

$$a = 0,5e = 0,5 \cdot 14 = 7 \text{ см},$$

несущая способность одного условного среза нагеля

$$T_a = 0,8ad = 0,8 \cdot 7 \cdot 2 = 11,2 \text{ кН},$$

$$T_b = T_c = 0,5 \cdot 14 \cdot 2 = 14 \text{ кН},$$

$$T_{II} = 1,8d^2 + 0,02a^2 = 1,8 \cdot 2^2 + 0,02 \cdot 7^2 = 8,18 \text{ кН},$$

$$T_{II} = 2,5d^2 = 2,5 \cdot 4 = 10 \text{ кН}.$$

Из полученных величин минимальная несущая способность двухсрезного нагеля недостаточна (менее требуемой):

$$2T_{\min} = 2 \cdot 8,18 = 16,36 < N_{тр} = 23,13 \text{ кН}.$$

Диаметр нагелей увеличивать нельзя [52], диаметр окружности также принят максимально возможным. Дисбаланс несущей способности нагельного соединения требует либо увеличения высоты поперечных сечений ригеля и стоек в карнизном узле, либо расстановки нагелей по двум окружностям.

Выполняем попытку решить карнизный узел без увеличения материалоемкости предварительно принятых клеевых блоков путем расстановки нагелей по двум окружностям.

D_1 остается равным 52 см, D_2 назначаем на 12д меньше [52].

$$D_2 = D_1 - 12d = 52 - 24 = 28 \text{ см}.$$

$$\sum S_d = 3,1416 \cdot 28 = 88 \text{ см}; n_2 = 88/8 = 11.$$

Всего нагелей 31.

$$\text{Тогда } C = 128 \cdot 31 = 3968 \text{ кН/см}; \delta = 1/C = 0,000252 \text{ кН/см}.$$

Эквивалентную силу находим по формуле

$$N_{\text{экв}} = 2M_{\text{расч}} \sum n_i (D_1 \cdot n_1 + D_2^2 \cdot n_2 / D_1) =$$

$$= 2 \cdot 9286 \cdot 31 / (52 \cdot 20 + 28^2 \cdot 11 / 52) = 477,4 \text{ кН};$$

$$\Delta = \delta N_{\text{экв}} = 0,000252 \cdot 477,4 = 0,120 \text{ см},$$

$$N_{\text{ср}} = C_{\text{ср}} \cdot \Delta = 128 \cdot 0,120 = 15,36 \text{ кН}.$$

Откуда требуемая несущая способность двухсрезного нагеля

$$N_{тр} = N_{\text{ср}} K_p = 15,36 \cdot 1,3 = 19,97 \text{ кН} > 2T_{\min} = 2 \cdot 8,18 = 16,36 \text{ кН}.$$

И этот конструктивный прием оказывается недостаточным. Не увеличивая общей материалоемкости рамы, здесь можно обойтись только утолщением «крайних элементов», т. е. ветвей стоек.

Причем ближайшая по сортаменту ширина досок ($b = 9,0$ см после острожки пакета) также недостаточна

$$2T_{II} = 2(1,8d^2 + 0,02a^2) = 2(1,8 \cdot 2^2 + 0,02 \cdot 9^2) = 17,64 \text{ кН} < 19,97 \text{ кН}.$$

Только ветви стоек из досок шириной 11,5 см после острожки позволяют обеспечить практически достаточную несущую способность двухсрезных нагелей

$$2T_{II} = 2(1,8 \cdot 2^2 + 0,02 \cdot 11,5^2) = 19,69 \text{ кН}.$$

Перегрузка составляет менее 1,5 %. В окончательно принятом решении карнизного узла (см. рис. 8.27, а) могут быть поставлены три пары дополнительных болтов по углам, где имеется свободное поле для их размещения (по опыту Германии, см. рис. 8.3, б).

Как показали расчеты, недостаточная несущая способность карнизного узла явилась причиной увеличения материалоемкости рамы. Суммарная ширина стойки оказалась примерно в 1,6 раза больше, чем ригеля. Поэтому окончательную оценку прочности в карнизном узле выполняем по ослабленному сечению ригеля.

Восемь отверстий для болтов $d = 2$ см расположены на участке длиной до 200 мм и на расстояниях радиусов окружностей их расстановки: $r_1 = 26$ см и $r_2 = 14$ см.

$$F_{\text{расч}} = b(h - 8d) = 14(70 - 8 \cdot 2) = 756 \text{ см}^2.$$

Пренебрегая собственным моментом инерции ослаблений и учитывая только присоединенный, получим

$$I_{\text{ит}} = bh^3 / 12 - 4bd(r_1^2 + r_2^2) = 14 \cdot 70^3 / 12 - 4 \cdot 14 \cdot 2(26^2 + 14^2) = 302\,502 \text{ см}^4.$$

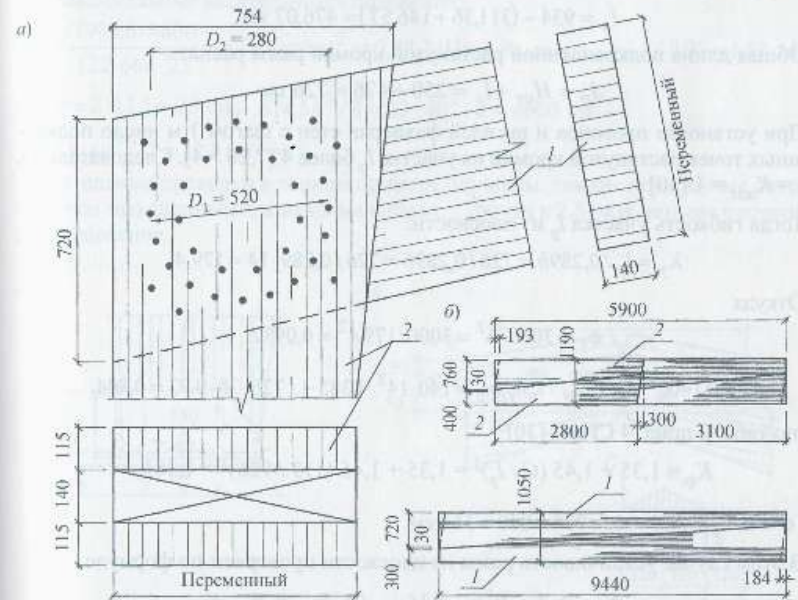


Рис. 8.27. Основные элементы рамы: а – карнизный узел; б – заготовочные блоки постоянной высоты для раскроя на стойки 2 и полуригели 1

Тогда

$$W_{расч} = 2I_{ит} / h_{y3} = 302 \cdot 502 / 35 = 8642 \text{ см}^3.$$

Оцениваем прочность ригеля рамы с учетом ослаблений

$$N_{y3} / F_{расч} + M_{расч} / W_{расч} = 49,43 / 756 + 9286 / 8642 =$$

$$= 1,14 \text{ кН/см}^2 = 11,4 \text{ МПа} < R_{и} m_{б} m_{в} / \gamma_n = 15,0 \cdot 0,93 \cdot 1,0 / 0,95 = 14,68 \text{ МПа}.$$

Основной определяющей проверкой является расчет рамы на устойчивость из плоскости изгиба. Без устройства «вертикальных» связей по биссектрисе угла сопряжения ригеля и стойки рама раскрывается из плоскости на расстоянии от опоры до точки в ригеле, где $M_d = 0$, только по растянутой кромке.

Положение переходной точки на ригеле ($M_d = 0$) легко определить приближенно, считая изменение M на четвертом участке от шарнира (см. результаты машинного счета) по линейному закону.

Длина участка 155,7 см. В начале его $M = 10,564 \text{ кН}\cdot\text{м}$, а на конце – минус 0,658 кН·м. Рассматривая подобные треугольники, находим длину отрезка ригеля l_x от наружной кромки стойки до переходной точки

$$l_x = 934 - (311,36 + 146,57) = 476,07 \text{ см}.$$

Общая длина подкрепленной растянутой кромки рамы равна:

$$l_p = H_{ст} + l_x = 250 + 476 = 726 \text{ см}.$$

При установке прогонов и ригелей фахверка стен с шагом 1 м число подкрепленных точек растянутой кромки на участке l_p более 4 ($7,26 > 4$). Следовательно, $K_{жМ} = K_{жМ} = 1$ [30].

Тогда гибкость участка l_p из плоскости:

$$\lambda_y = l_p / 0,289b = 726 / 0,289 \cdot 14 = 179,4.$$

Откуда

$$\varphi_y = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 179,4^2 = 0,0932.$$

$$\varphi_M = 140b^2 \cdot K_{\phi} K_{жМ} / l_p h_{y3} m_{б} = 140 \cdot 14^2 \cdot 1,385 \cdot 1 / 726 \cdot 70 \cdot 0,93 = 0,804,$$

где по табл. 2 прил. 4 СНиП [30]

$$K_{\phi} = 1,35 + 1,45 (C / l_p)^2 = 1,35 + 1,45 (113 / 726)^2 = 1,385,$$

где $C = 0,5l_p - H_{ст} = 0,5 \cdot 726 - 250 = 113 \text{ см}$.

В этом случае устойчивость рамы из плоскости проверяем по формуле

$$N_{y3} / \varphi_y k_{иN} R_c F_{бр} + M_{расч} / \varphi_M k_{иM} R_{и} W_{бр} =$$

$$= 49,43 / 0,0932 \cdot 7,32 \cdot 1,5 \cdot 14 \cdot 70 + 9286 \cdot 6 / 0,804 \cdot 1,63 \cdot 1,5 \cdot 14 \cdot 70^2 = 0,462 < 1,$$

где согласно п. 4.18 [30]

$$k_{иV} = 1 + [0,75 + 0,06 (l_p / h_{y3})^2 - 1] \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1} =$$

$$= 1 + [0,75 + 0,06 (726 / h_{y3})^2 - 1] \cdot \frac{7,26^2}{7,26^2 + 1} = 7,32;$$

$$k_{иM} = 1 + [0,142 l_p / h_{y3} + 1,76 h_{y3} / l_p - 1] \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1} =$$

$$= 1 + [0,142 \cdot 726 / 70 + 1,76 \cdot 70 / 726 - 1] \cdot \frac{7,26^2}{7,26^2 + 1} = 1,63.$$

Плоская форма деформирования рамы обеспечена без попарного раскрепления рам связями по биссектрисе угла сопряжения ригеля со стойками.

Ширина поперечного сечения стойки, существенно увеличенная вследствие недостаточности несущей способности карнизного узла рамы, делает формальными оценки прочности приопорных зон.

Максимальные касательные напряжения:

$$\frac{QS}{lb} = \frac{3993,6 \cdot 4600}{122 \cdot 666 \cdot 23} = 6,51 \text{ кгс/см}^2 = 0,65 \text{ МПа} < R_{ск} m_i / \gamma_n = 1,5 / 0,95 = 1,58 \text{ МПа},$$

где $b = 2 \cdot 11,5 = 23 \text{ см}$; $S = bh^2 / 8 = 23 \cdot 40^2 / 8 = 4600 \text{ см}^3$;

$$I = 23 \cdot 40^3 / 12 = 122 \cdot 666 \text{ см}^4.$$

Остальные проверки в данном примере опущены, так как поперечные сечения приняты завышенными, а максимальные τ_{max} почти в 2,5 раза меньше расчетного сопротивления.

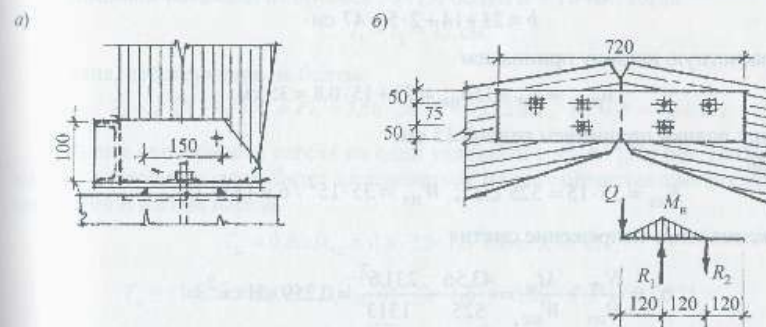


Рис. 8.28. Шарнирные узлы рамы: а – опорный узел; б – общий вид и расчетная схема конькового узла

Расчет опорного узла

Конструкция опорных узлов рамы вследствие развитой ширины стоек принимается в виде сварного башмака из листовой стали $\delta_{пл} = 8$ мм с передачей распора на швеллер и два анкерных болта $d = 20$ мм. Вертикальная составляющая опорной реакции воспринимается подошвой стойки и передается на бетон фундамента через центрирующую планку сварного башмака. Высота швеллера определяется из условия смятия древесины поперек волокон.

Требуемая длина площадки смятия (рис. 8.28, а):

$$C_{тр} = Q_d \gamma_n / R_{см90} b m_i = 3993,6 \cdot 0,95 / 30 \cdot 23 \cdot 1 = 5,5 \text{ см.}$$

При наличии центрирующей планки в башмаке обычно выполняемые подрезы торцов стоек можно не делать. Вполне достаточным будет швеллер № 10 ($C_{см90} = 10 \text{ см} > 5,5 \text{ см}$).

Сварные швы и металлические детали рассчитываются по нормам проектирования стальных конструкций [57] и в примере не приводятся.

В конструктивном решении опорного шарнирного узла возникает необходимость проверок на смятие бетона под центрирующей планкой и появление «отрыва» подошвы стойки от башмака. Эти проверки выполняются с учетом местного изгибающего момента от действия распора с эксцентриситетом e относительно центра смятия анкерных болтов в подошве башмака

$$e = 0,5 (C_{см90} + 2\delta_{пл}) = 0,5 (10 + 2 \cdot 0,8) = 5,8 \text{ см.}$$

Местный изгибающий момент от распора $H = Q_d$

$$M_n = 39,936 \cdot 5,8 = 231,63 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$N_{ст} = 43,56 \text{ кН.}$$

Задаемся размерами центрирующей планки:

$$b = 23 + 14 + 2 \cdot 5 = 47 \text{ см.}$$

За расчетную ширину принимаем

$$b_{расч} = b_{ст} + 15\delta_{пл} = 23 + 15 \cdot 0,8 = 35 \text{ см.}$$

Длину планки принимаем равной 15 см.

Тогда

$$F_{пл} = 35 \cdot 15 = 525 \text{ см}^2; \quad W_{пл} = 35 \cdot 15^2 / 6 = 1313 \text{ см}^3.$$

Максимальное напряжение смятия

$$\sigma_c = \frac{N_{ст}}{F_{пл}} + \frac{M_n}{W_{пл}} = \frac{43,56}{525} + \frac{231,63}{1313} = 0,259 \text{ кН/см}^2 = 2,59 \text{ МПа} < R_g / \gamma_n = 6 / 0,95 = 6,32 \text{ МПа,}$$

где $R_g = 6$ МПа – расчетное сопротивление бетона класса В10 на сжатие.

Геометрические характеристики подошвы стойки (учитываются только опертые ветви)

$$F_{под} = 23 \cdot 40 = 920 \text{ см}^2; \quad W_{под} = 23 \cdot 40^2 / 6 = 6133 \text{ см}^3.$$

Проверяем возможность «отрыва» подошвы

$$\frac{M_n}{W_{под}} - \frac{N_{ст}}{F_{под}} = \frac{231,63}{6133} - \frac{43,56}{920} = 0,0378 - 0,0553 = -0,0175 \text{ кН/см}^2 = -0,175 \text{ МПа.}$$

Вся подошва стойки сжимается, «отрыва» нет. Болт диаметром 12 мм устанавливается конструктивно. Анкерный болт проверяется на сжатие в гнезде и на срез.

Расчет конькового узла (рис. 8.28, б)

Горизонтальная составляющая равнодействующего усилия в коньковом шарнире равна распору. Его максимальная величина равна Q_d

$$N_{см}^{гор} = H_{max} = Q_d = 39,936 \text{ Н.}$$

Она воспринимается приторцованными поверхностями полуригелей рамы обычно с достаточным запасом:

$$N_{см}^{гор} / F_{см} = 39,936 / 14(30 - 2 \cdot 5) = 0,143 \text{ кН/см}^2 = 1,43 \text{ МПа} \ll R_{см} \alpha \cdot m_i / \gamma_n.$$

Вертикальная составляющая усилия в коньковом узле достигает максимума при односторонней снеговой нагрузке (от загрузки на всем пролете она равна нулю).

$$P = q_{сн} l / 8 = 3,36 \cdot 18 / 8 = 7,56 \text{ кН.}$$

Эта составляющая должна быть воспринята конструкцией узла. При малой величине усилие легко может быть передано парными деревянными накладками на болтах (см. рис. 8.28, б).

Принимаем накладки из брусев 75×75 , болты $d = 16$ мм, тогда

$$l_1 = l_2 = 12 \text{ см.}$$

Усилия, действующие на болты,

$$R_1 = P (l_1 + l_2) / l_1 = P l_1 = 7,56 \cdot 24 / 12 = 15,12 \text{ кН}, \quad R_2 = P = 7,56 \text{ кН.}$$

Несущая способность нагеля на один условный срез по [30] при смятии прокладок поперек волокон будет определяться из рассмотрения смятия крайних элементов и изгиба нагеля

$$T_n = 0,8 a d k_{\alpha} = 0,8 \cdot 7,5 \cdot 1,6 \cdot 0,6 = 5,76 \text{ кН,}$$

$$T_n = (1,8 d^2 + 0,02 a^2) \sqrt{k_{\alpha}} = (1,8 \cdot 1,6^2 + 0,02 \cdot 7,5^2) \cdot 0,0775 = 4,44 \text{ кН} < 2,5 d^2 \sqrt{k_{\alpha}} = 2,5 \cdot 1,6^2 \cdot 0,775 = 4,96 \text{ кН.}$$

Условие $R_1 = 15,12 \text{ кН} < n_g m_{ср} T_{min} = 2 \cdot 2 \cdot 4,44 = 17,76 \text{ кН}$ выполнено.

Во втором ряду достаточно установить один болт, если он не проходит через сердцевину бруса.

Изгибающий момент, воспринимаемый двумя накладками,

$$M_H = P l_1 = 7,56 \cdot 12 = 90,72 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Момент сопротивления накладок

$$W = 2bh^2 / 6 = 7,5 \cdot 17,5^2 / 3 = 765,6 \text{ см}^3.$$

Крайевые напряжения

$$\sigma_{\max} = M_H / W = 90,72 / 765,6 = 0,118 \text{ кН/см}^2 = 1,18 \text{ МПа} \ll R_n m_1 / \gamma_n = 15 \cdot 1 / 0,95 = 15,79 \text{ МПа}.$$

Следует помнить, что здесь опасны не столько красные, сколько отрывающие напряжения от воздействия нагелей. Накладки иногда раскалываются. Однако общепризнанный метод расчета элементов ДК на раскалывание пока еще не разработан.

Второе предельное состояние в арках и рамах из-за их очертания обычно не оценивается. Расчет по деформированной схеме позволяет это осуществить.

Максимальный прогиб рамы в коньковом шарнире при $x_p = 0,00$ $y_0 = f_d = 3,89$ см, что составляет $f_d / L = 3,89 / 1800 = 1 / 463$ пролета.

Кроме этой формальной оценки, следует помнить, что вынужденное увеличение ширины сечения стоек примерно в 1,6 раза (по сравнению с предварительно назначенной) увеличит жесткость рамы в целом. С другой стороны, в деформационном решении был заложен жесткий узел не на податливых связях, каковыми являются болты.

В расчете по пособию [52] податливость оценивается смещением Δ стойки относительно ригеля.

Выполним этот расчет по окончательно принятой конструкции карнизного узла с учетом шести болтов, установленных по $D_3 = D_1 + 12d = 52 + 24 = 76$ см.

Всего нагелей $\sum n = 31 + 6 = 37$.

Тогда

$$C = 128 \cdot 37 = 4736 \text{ кН/см}, \quad \delta = 1 / C = 1 / 4736 = 0,000211 \text{ см/кН}.$$

$$N_{\text{эки}} = 2M_{\text{расч}} \sum n / (D_1 n_1 + D_2^2 n^2 / D_1 + D_3^2 n_3 / D_1) =$$

$$2 \cdot 9286 \cdot 37 / (52 \cdot 20 + 2 \cdot 9286 \cdot 37 / (52 \cdot 20 + 28^2 \cdot 11 / 52 + 76^2 \cdot 6 / 52)) = 367,0 \text{ кН}.$$

Откуда $\Delta = \delta N_{\text{эки}} = 0,000211 \cdot 367 = 0,0774$ см.

Это взаимное смещение ригеля и стойки, измеренное на длине радиуса установки болтов, $r_1 = 26$ см (по пособию [52]).

При определении перемещения на конце полуригеля от податливости болтового соединения в жестком узле f_6 необходимо рассматривать поворот стержня в упругоподатливом заземлении на длине от центра узла $934 - 35 = 899$ см (см. результаты машинного счета по наружному контуру):

$$f_6 = \Delta l_p / \eta = 0,0774 \cdot 899 / 26 = 2,68 \text{ см}.$$

Величина оказалась весьма существенной и сопоставимой с прогибом рамы при упругом заземлении ригеля в стойке.

Естественно, найденные перемещения суммируются в реальной конструкции данного типа:

$$\sum f = f_n + f_6 = 3,89 + 2,68 = 6,57 \text{ см}.$$

Относительный суммарный прогиб

$$\sum f / L = 6,57 / 1800 = 1 / 274.$$

При небольших пролетах рам конструкция карнизного узла на болтах, установленных по окружности, не приводит к ощутимым деформациям. В большепролетных рамах они могут оказаться недопустимыми.

Для изготовления рамы в окончательно принятых генеральных очертаниях требуется определить размеры заготовочных блоков для раскроя на элементы стоек и ригеля.

От опоры до оси ригеля ($H_{ct} = 2,5$ м) стойки изменяют высоту поперечных сечений от 40 до 70 см. На продолжение блока с припусками по 50 мм на обработку торцов со скосами приходится $35 + 2 \cdot 5 = 45$ см. Приращение высоты

$$\Delta h = 45 \cdot 30 / 250 = 5,4 \text{ см}.$$

С учетом припуска на пропилы и последующую острожку скошенной кромки при раскрое заготовочный блок будет иметь генеральные размеры:

$$l = 295 \text{ см}; h = 40 + 1,6 + 75,4 = 117 \text{ см}.$$

Округляя до толщины слоя после острожки $\delta_{\text{сл}} = 34$ мм, клеёный блок для двух элементов будет иметь постоянную высоту из 35 слоев, т. е. $h_{\phi} = 119$ см.

Ширина блока до острожки $b = 12,5$ см. Рациональнее склеивать блок сразу на 4 элемента стоек. Причем раскрой не только «продольный», а и «поперечный» можно произвести под углом γ (см. рис. 8.27, б).

Аналогично для двух полуригелей:

$$\Delta h = 45 \cdot 40 / 899 = 2 \text{ см}.$$

Размеры заготовочного блока

$$b = 15,0 \text{ см}; l = 934 + 10 = 944 \text{ см}; h = 30 + 2 + 72 = 104 \text{ см}.$$

С округлением до высоты, кратной слою толщины доски $\delta_{\text{сл}} = 34$ мм, получим высоту заготовочного блока $h_{\phi} = 105,4$ см, состоящего из 31 слоя.

При изготовлении рамы в карнизном узле не менее четырех нагелей по каждой окружности должны устанавливаться в виде болтов.

Для рассредоточенного строительства в отдаленных от специализированных заводов районах, что имеет место в данном примере, рама может быть легко осуществлена в виде складывающейся конструкции по предложениям Новосибирского ИСИ [42]. Достаточно в пересечении осей полуригеля и стойки установить центральный болт после заводской сборки карнизного узла и продумать конструкцию

прокладок между ветвями стойки. От последней зависит степень складываемости полурамы. В любом случае отправочные марки получаются весьма компактными, повышающими транспортальность и качество укрупнительной сборки конструкций на строительной площадке. На монтаже полностью отпадают операции подгонки элементов и узлов «по месту», возведение будет связано с развертыванием конструкций и постановкой нагелей в просверленные на заводе отверстия (возможно, с индивидуальными несовершенствами).

Творчески продуманное решение в курсовом или дипломном проектировании будет не только способствовать развитию инженерного мышления студентов, но и применению прогрессивного вида современных конструкций. Складывающиеся КДК весьма рациональны для зданий и сооружений временного назначения, особенно при необходимости многократного использования с пиками их монтажа и демонтажа.

Пример 16. Оценить несущую способность рамы, спроектированной в примере 15, по нормам Германии DIN 1052 [74] и дополнительной технической литературе в виде пособия, выпущенного проф. Г. Вернером [75].

Расчет сжато-изгибаемых элементов выполняется по формуле сложного сопротивления. При этом учитываются ослабления поперечного сечения, но отсутствуют коэффициенты условий работы, которые предусматриваются в отечественных СНиП [30].

$$\frac{N/A_n}{\text{доп}\sigma_{D\parallel}} + \frac{M/W_n}{\text{доп}\sigma_B} \leq 1, \quad (8.74)$$

где $\text{доп}\sigma_{D\parallel}$ – допускаемое напряжение сжатия вдоль волокон древесины по табл. 8.3; $\text{доп}\sigma_B$ – допускаемое напряжение изгиба по табл. 8.3; A_n и W_n – площадь поперечного сечения и момент сопротивления с учетом ослаблений.

Прежде чем определять геометрические характеристики ослабленного поперечного сечения, необходимо отметить особенность регламентации DIN 1052. СНиП [30] обязывает совмещать ослабления в одном поперечном сечении, если они расположены на длине $l \leq 20$ см, при оценке любого напряженного состояния, кроме центрального сжатия. По DIN 1052 [74] ослабления учитываются единожды, если расстояния между ними $l > 15$ см или $l > 4d$ между отверстиями под нагели и болты. Причем учет ослаблений следует производить в растянутых элементах и в растянутых зонах изгибаемых элементов при сложных напряженных состояниях. В сжатых стержнях и в сжатых зонах при наличии изгиба по DIN 1052 [74] учитываются только незаполненные ослабления или заполненные более слабым материалом, чем древесина основного элемента, вдоль волокон.

Итак, в расчете ослабленного поперечного сечения ригеля по DIN будет учтено только одно отверстие при расстановке нагелей по одной окружности и два – при двух окружностях с нагелями.

Рассмотрим вариант максимального ослабления поперечного сечения ригеля при передаче изгибающего момента через двухсрезовые болты $d = 20$ мм, установленные по двум окружностям. При этом пренебрегаем незначительным смещением центра тяжести рассматриваемого сечения за счет несимметричности ослабления.

Тогда

$$A_n = b(h - 2d) = 14(70 - 2 \cdot 2) = 924 \text{ см}^2;$$

$$I_n = bh^3 / 12 - bd(r_1^2 + r_2^2) = 14 \cdot 70^3 / 12 - 14 \cdot 2(26^2 + 14^2) = 386\,726 \text{ см}^4$$

$$W_n = 2I_n / h_{\text{эз}} = 2 \cdot 386\,726 / 70 = 11049 \text{ см}^3.$$

Допускаемые напряжения при сжатии под углом α к волокнам

$$\sigma_{D\alpha} = \text{доп}\sigma_{D\parallel} \left[\text{доп}\sigma_{D\parallel} - \text{доп}\sigma_{D\perp} \right] \cdot \sin \alpha$$

В нормах DIN 1052 [74, 75] отсутствует учет дополнительного момента от действия нормальной силы на изогнутый стержень. Иными словами, нормы Германии не регламентируют выполнение расчета рам по деформированной схеме. Следовательно, для проектирования рам достаточно статического расчета. При

Таблица 8.3

Допускаемые напряжения для цельной и клееной древесины при основных сочетаниях нагрузок $N, MН / м^2$ (МПа), по табл. 5 [74]

Вид напряженного состояния	Хвойные породы древесины (ель, сосна, пихта, лиственница и др. по строке 1 табл. 1 [74])					Три группы лиственных пород среднего качества по DIN 4074 (дуб, бук и др. по строкам А, В, С, табл. 1 [74])		
	Брус (цельная древесина). Классы качества по DIN 4074, части 1 и 2		Слоистая (клееная) древесина. Классы качества			А	В	С
	III	II	I	II	I			
Изгиб доп σ_b	7	10	13	11	14	11	17	25
Растяжение вдоль волокон доп σ_{\parallel}	0	8,5	10,5	8,5	10,5	10	10	15
Растяжение поперек волокон доп σ_{\perp}	0	0,05	0,05	0,2	0,2	0,05	0,05	0,05
Сжатие вдоль волокон доп $\sigma_{D\parallel}$	6	8,5	11	8,5	11	10	13	20
Скальвание вдоль волокон доп τ_v	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	1	1,4	2
Скальвание при изгибе доп σ_D	0,9	0,9	0,9	1,2	1,2	1	1,4	2
Скальвание при кручении доп τ_t	0	1	1	1,6	1,6	1,6	1,6	2

Примечание. Основное сочетание нагрузок N предполагает постоянные, подвижные, снеговые и прочие нагрузки.

нагрузках, принятых для Омской области, по отечественным нормам [50] для расчета рамы будем иметь

$$N = N_{y3} = 49,43 \text{ кН.}$$

$$M = M_{\text{рас}}^{\text{стат}} - N_{\text{ст}} (h_{y3} - h_{\text{оп}}) = 98 - 43,56 \cdot 0,5 (0,70 - 0,40) = 91,466 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Принимая клеёную древесину из досок II класса качества и корректируя размерности усилий по (8.74), имеем

$$\frac{49,43/924}{0,85} + \frac{9146,6/11049}{1,10} = 0,8154 < 1.$$

Условие прочности соблюдается с запасом (23 %). По отечественным СНиП [30] запас составляет около 28 %, но избегающий момент был принят в примере 15 несколько увеличенным (из расчета по деформируемой схеме).

Существенное значение сыграли расчетные сопротивления по СНиП [30] и совокупность коэффициентов условий работы (см. пример 15). Вместе с тем оценки вполне сопоставимы.

Сжатно-изгибаемые стержни рам дополнительно проверяются на стабилизацию устойчивости:

$$\frac{n/A}{\text{доп}\sigma_k} + \frac{M/W}{k_B 1,1 \text{доп}\sigma_B} \leq 1, \quad (8.75)$$

Критическое напряжение $\text{доп}\sigma_k$ определяется отношением

$$\text{доп}\sigma_k = \text{доп}\sigma_{D1} / \omega, \quad (8.76)$$

где ω – показатель устойчивости, по величине обратный коэффициенту ϕ в соответствии с [30].

Расчетная длина S_k стоек рам по DIN 1052 определяется зависимостью

$$S_k = 2h \cdot \sqrt{1 + 0,4c}. \quad (8.77)$$

Для ригелей используются формулы

$$S_k = 2h \cdot \sqrt{1 + 0,4c} \cdot \sqrt{k_R}; \quad (8.78)$$

$$c = I_{\text{ст}} \cdot 2S / I_{\text{риг}} h; \quad (8.79)$$

$$k_R = I_{\text{риг}} N_{\text{ст}} / I_{\text{ст}} N_{\text{риг}}, \quad (8.80)$$

где h – высота стойки; S – длина полуригеля; $N_{\text{ст}}, N_{\text{риг}}$ – средние величины усилий в стойке и ригеле; $I_{\text{ст}}, I_{\text{риг}}$ – моменты инерции стойки и ригеля.

При переменных поперечных сечениях элементов рамы площади и моменты инерции определяются на 0,65 длины стержней от шарнирных узлов (рис. 8.29, а).

По существу первое слагаемое в формуле (8.75) не что иное, как часть формулы Ф. С. Ясинского по (8.76). Проверка по (8.75) предполагает корректировку и второго слагаемого по аналогии с проверкой устойчивости изгибаемых элементов.

$$K_B = \begin{cases} 1 & \text{для } \lambda_B \leq 0,75, \\ 1,56 - 0,75\lambda_B & \text{для } 0,75 \leq \lambda_B \leq 1,4, \\ 1/\lambda_B^2 & \text{для } \lambda_B > 1,4. \end{cases} \quad (8.81)$$

При этом

$$\lambda_B = \sqrt{\frac{S_1 h y_1 \text{доп}\sigma_B}{\pi b^2 \sqrt{E_{II} G_T}}}, \quad (8.84)$$

где $y_1 = 2$ – коэффициент увеличения нагрузки, справедливый для основного II и длительного III сочетания нагрузок; S_1 – длина рассматриваемого участка между точками раскрепления элементов рамы из плоскости (в DIN 1052 неудачно обозначены и длина полуригеля, и указанный участок. Разъяснение имеется в пособии [75]); h и b – размеры поперечного сечения; E_{II} и G_T – модули нормальной упругости вдоль волокон и сдвига при кручении (der Kippschlankheitsgrad).

Принимая шаг закрепления элементов рамы $l_p = S_1 = 1,5$ м, как это выполнено в примере 15, получим

$$\lambda_B = \sqrt{\frac{1,5 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 11}{3,14 \cdot 0,14^2 \sqrt{11000 \cdot 500}}} = 0,4276.$$

Тогда по (8.81) $k_B = 1$.

На расстоянии 0,65 длины от шарнирных узлов (см. рис. 8.29, а) высота поперечных сечений стойки и ригеля:

$$h_{\text{ст}} = 40 + 0,65 \cdot 40 = 66 \text{ см,}$$

$$h_{\text{риг}} = 30 + 0,65 \cdot 50 = 62,5 \text{ см.}$$

Тогда по (8.79) и (8.80)

$$c = 66^3 \cdot 2 \cdot 934 / 62,5^3 \cdot 80 = 27,5,$$

$$k_R = 62,5^3 \cdot 43,56 / 66^3 \cdot 40,67 = 0,91,$$

где в (8.80) $N_{\text{ст}} = 43,56$ кН, $N_{\text{риг}}^{\text{ср}} = (49,43 + 31,90) \cdot 0,5 = 40,67$ кН ($N_{\text{риг}}^{\text{ср}}$ – средняя величина N в ригеле).

Откуда расчетная длина ригеля по (8.78)

$$S_k = 2 \cdot 250 \sqrt{1 + 0,4 \cdot 27,5} \sqrt{0,91} = 1652 \text{ см.}$$

Гибкость ригеля рамы равна

$$\lambda = S_k / 0,289 h_{\text{риг}} = 1652 / 0,289 \cdot 62,5 = 91,5.$$

Показатель устойчивости ω при $\lambda = 91,5$ определяется по табл. 10 DIN 1052 [74], $\omega = 2,30$.

Критическое напряжение по (8.76)

$$\text{доп}\sigma_k = 8,5 / 2,30 = 3,7 \text{ МПа.}$$

Окончательная проверка плоской формы деформирования по (8.75):

$$\frac{49,43/14 \cdot 70}{0,37} + \frac{6 \cdot 9146,6/14 \cdot 70^2}{1 \cdot 1,1 \cdot 1,1} = 0,797 < 1.$$

Плоская форма деформирования рамы обеспечена.

По существу при оценке устойчивости любые деревянные конструкции находятся в более «выгодных» условиях, чем из других традиционных материалов. Низкий уровень расчетных сопротивлений древесины обуславливает массивность поперечных сечений элементов, поэтому возможность потери устойчивости ДК ниже, чем МК и даже ЖБК.

В формуле (8.75) прослеживается некоторая нелогичность. В сжато-изогнутых стержнях имеет место устойчивость второго рода, в них должна рассматриваться «устойчивая прочность» (по Н. В. Корлюхову).

Значит, формула Ф. С. Ясинского, где формально увеличиваются напряжения от нормальной силы N , не корректна, однако хорошо согласуется с экспериментом. Напротив, формула К. С. Завриева, где с помощью коэффициента ξ увеличиваются нормальные напряжения от изгибающего момента, соответствует сущности НДС сжато-изогнутых стержней. Здесь следует оговориться, что методика определения коэффициента ξ , справедливая для прямолинейного стержня с шарнирным опиранием и поперечной нагрузкой, распределенной по полуволне синусоиды, для других опорных и грузовых параметров становится некорректной. Рамные стержни не соответствуют указанной схеме.

Первое слагаемое уравнения (8.75) справедливо, если исходить из формулы Ф. С. Ясинского. Второе, наоборот, на 10 % уменьшает нормальные напряжения от действия изгибающего момента.

По работе элементов рам это является алогизмом и противоречит формуле К. С. Завриева, заложенной в отечественные нормы [30].

Фактическое увеличение изгибающего момента в элементах рам может быть определено в расчетах по деформированной схеме. При возрастающей компьютеризации расчетов строительных конструкций возможность учета геометрической нелинейности сжато-изогнутых стержней становится общедоступной.

В последней редакции DIN 1052 (апрель 1988 г.) в расчет висцентренно сжатых стержней, а следовательно и рам, включен учет начальных деформаций (см. рис. 8.29, б).

$$e = \eta k S / i, \quad (8.85)$$

где k, i – размер и радиус ядра поперечного сечения; η – коэффициент начальной кривизны; $\eta = 0,003$ – для элементов из клеёной древесины, $\eta = 0,006$ – для стержней из цельной древесины (хвойной I и II классов качества и лиственных пород среднего качества).

Условие (8.85) не учитывается, если относительный эксцентриситет $M/N = 20e$.

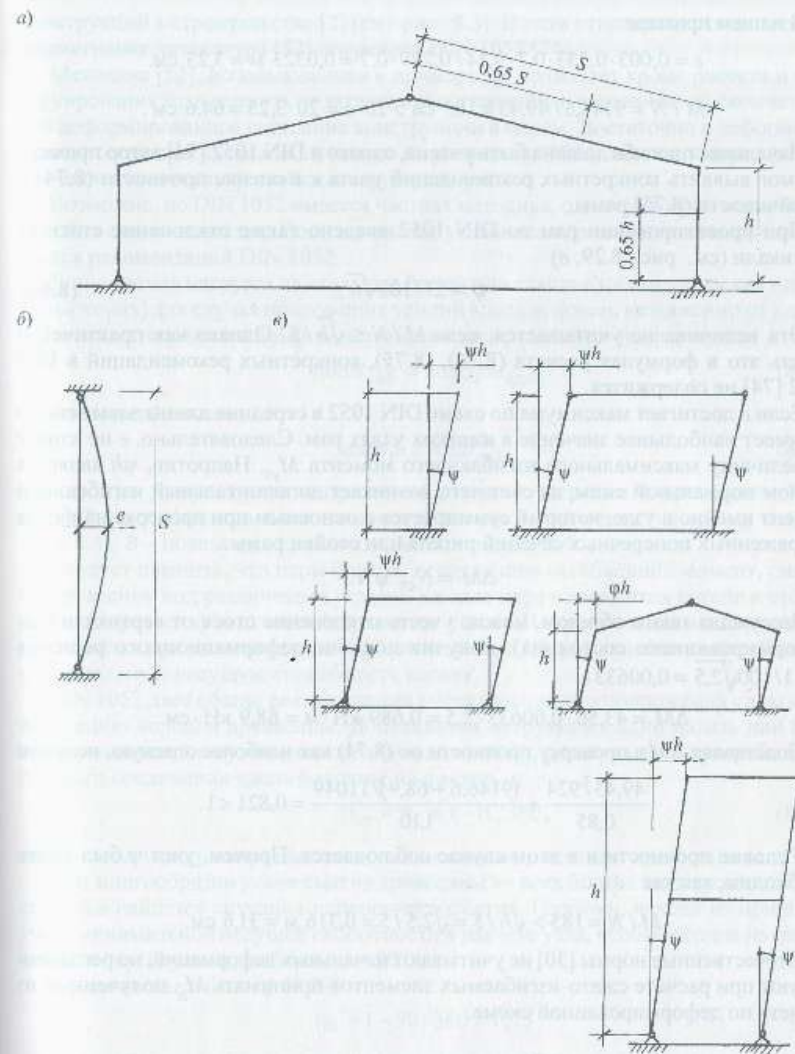


Рис. 8.29. Схемы расчета рам по DIN 1052: а – местоположение расчетных сечений в стержнях переменной высоты; б – учет начальной прогиб стержней; в – учет горизонтальных перемещений стоек рам