



Шмидт А. Б. Современные конструкции из древесины, фанеры и LVL 2018

А.Б. Шмидт



Современные конструкции
из древесины, фанеры и LVL

Интерактивные
примеры проектирования
(адаптация к Mathcad-15)

Министерство образования и науки
Российской Федерации

Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет

А. Б. ШМИДТ

**СОВРЕМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ
ИЗ ДРЕВЕСИНЫ, ФАНЕРЫ И LVL**

**Интерактивные примеры проектирования
(адаптация к Mathcad-15)**

Учебное пособие

Санкт-Петербург

2018

УДК 624.011.14: 624.04

ББК 38.55

Рецензенты: советник РААСН, академик РАЕН, д-р техн. наук, проф. **И. С. Инжутов** (Сибирский федеральный ун-т); член-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф. **В. И. Морозов** (СПбГАСУ); д-р техн. наук, проф. **А. Я. Найчук** (Брестский гос. техн. ун-т).

Шмидт, А. Б.

Современные конструкции из древесины, фанеры и LVL. Интерактивные примеры проектирования (адаптация к Mathcad-15): учебное пособие / А. Б. Шмидт; СПб. гос. архит.-строит. ун-т. – СПб., 2018. – 388 с., ил.

ISBN

Представлены 33 протокола примеров расчета современных строительных конструкций из клееной древесины, фанеры и LVL с рекомендациями по их проектированию. Каждому примеру соответствует уникальный шаблон Mathcad-файла с полями ввода параметров конструкции, что дает возможность получения неограниченного числа вариантов конструктивных решений.

Предназначено для студентов, обучающихся по направлению 08.03.01 «Строительство» профилей «Промышленное и гражданское строительство», «Проектирование зданий» и специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» для выполнения инженерных расчетов в курсовых работах/проектах (КР/КП), выпускных квалификационных работах (ВКР), а также может быть полезным магистрантам, аспирантам, преподавателям и практикующим инженерам-проектировщикам.

Табл. 23. Ил. 257. Библиогр.: 16 назв.

Рекомендовано Учебно-методическим советом СПбГАСУ в качестве учебного пособия.

ISBN

© А. Б. Шмидт, 2018 (ukf@bk.ru)

© Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, 2018

Содержание

Введение	5
Пример 1.1. Сбор нагрузок от элементов покрытия для несущих ДК и КДК.	7
Пример 1.2. Подсчет снеговых нагрузок на односкатных, двускатных или сводчатых крышах с уклоном в коньке более 15 градусов	11
Пример 1.3. Подсчет снеговых нагрузок на скатах сводчатых крыш с уклоном скатов в коньке менее 15 градусов	15
Пример 2.1. Плита покрытия на деревянном каркасе с обшивками из асбестоцемента, ДСП, OSB или ЦСП с креплением на шурупах	20
Пример 2.2. Плита покрытия клеефанерная с дощатыми ребрами и фанерными обшивками.	29
Пример 2.3. Плита покрытия с клеефанерными ребрами и фанерными обшивками .	38
Пример 3.1.1. Балка клеедощатая двускатная.	47
Пример 3.1.2. Балка клеедощатая двускатная, армированная стальной арматурой	65
Пример 3.2.1. Балка клеедощатая двускатная одноконсольная	84
Пример 3.2.2. Балка клеедощатая двускатная одноконсольная, армированная стальной арматурой	103
Пример 3.3. Балка гнутоклееная двускатная постоянной высоты сечения	125
Пример 3.4. Балка гнутоклееная двускатная переменной высоты сечения.	142
Пример 3.5. Балка клеефанерная двускатная с плоскими стенками.	164
Пример 3.6. Балка из LVL двускатная прямоугольного сечения	178
Пример 4.1.1. Стойка клеедощатая балочно-стоечной поперечной рамы с ригелем из прямолинейной клееной балки.	191
Пример 4.1.2. Стойка клеедощатая балочно-стоечной поперечной рамы с ригелем из гнутоклееной балки	200
Пример 4.4.1. Жесткий узел крепления стойки к фундаменту конструкции НИСИ	210
Пример 4.4.2. Жесткий узел крепления стойки к фундаменту деревянными накладками на нагелях конструкции ЛИСИ	216
Пример 4.4.3. Жесткий узел крепления стойки к фундаменту анкерными стальными тяжами на приклеенных деревянных накладках.	221

Пример 4.4.4. Жесткий узел крепления стойки к фундаменту с приклеенными деревянными накладками и анкерными болтами	226
Пример 4.4.5. Жесткий узел крепления стойки к фундаменту с помощью вклеенных стержней в уширения опорной части	231
Пример 5.1.1. Рама клеедощатая трехшарнирная типа "клюшка" переменной высоты сечения (линейный расчет, симметричное нагружение)	238
Пример 5.1.2. Рама клеедощатая трехшарнирная типа "клюшка" переменной высоты сечения (нелинейный расчет, симметричное нагружение)	255
Пример 5.2. Рама трехшарнирная клеедощатая с карнизным узлом на нагелях, поставленных по кругу	272
Пример 6.1. Арка клеедощатая трехшарнирная кругового очертания (линейный и нелинейный расчеты)	291
Пример 6.2. Арка клеедощатая трехшарнирная стрельчатого очертания (линейный и нелинейный расчеты)	305
Пример 6.3. Арка клеедощатая трехшарнирная пологого очертания (линейный и нелинейный расчеты)	319
Пример 6.4. Арка треугольная трехшарнирная из LVL с затяжкой (линейный и нелинейный расчеты)	333
Пример 6.5.1. Коньковый узел трехшарнирной арки/рамы с металлическими накладками (прокладками)	345
Пример 6.5.2. Опорный узел трехшарнирной арки/рамы с металлическими накладками (прокладками)	354
Пример 6.5.3. Коньковый узел трехшарнирной арки/рамы с деревянными накладками (прокладками) на болтах	363
Пример 8.1.1. Расчет предела огнестойкости клеедощатой двускатной балки	368
Пример 8.1.2. Расчет предела огнестойкости двускатной балки из LVL	378
Литература	388

Введение

Каждому примеру соответствует уникальный шаблон Mathcad-файла с изменяемыми полями ввода параметров конструктивного решения. Это позволяет, используя один шаблон-файл в интерактивном режиме, разработать бесчисленное количество вариантов выбранной конструкции, меняя лишь геометрические параметры или физико-механические характеристики применяемых конструкционных материалов. Каждый пункт расчета сопровождается, как правило, расчетными схемами, диаграммами или изображениями возможных картин разрушения, оценками запасов по критериям несущей способности и деформативности, а также дает численно оценить оптимальность и экономичность подобранных конструктивных параметров.

В целом такой подход к проектированию позволяет в десятки раз сократить время выполнения расчетной части, быстро сделать перерасчет конструкции и получить протокол расчета в электронном виде, а затем распечатать на бумажный носитель, например, в виде пояснительной записки к курсовому проекту. Так появилась возможность в Mathcad-15 выполнить за кратчайшее время несколько вариантов конструктивного решения и затем выбрать наилучший по требуемым параметрам.

В отличие от традиционных печатных сборников примеров расчета конструкций здесь (в Mathcad-файле) исключены арифметические или структурные ошибки (если, конечно, последние не заложены автором-разработчиком этих процедур). К уникальным возможностям программы Mathcad-15 следует отнести то, что в среде программы не может быть ошибок в размерностях величин, так как отслеживание размерности параметров является встроенной функцией программы Mathcad.

Для большепролетных рамно-арочных трехшарнирных конструкций постоянного и переменного сечения, для которых статический расчет (схем со стержневыми КЭ) выполнен в ПК SCAD или Lira, разработан порядок передачи результатов этих расчетов в Mathcad-файл, в котором производятся все предусмотренные нормами расчеты по методу предельных состояний. При этом статический расчет в SCAD/Lira может производиться в двух вариантах: по деформированной и недеформированной схеме (с учетом геометрической нелинейности). Тогда в Mathcad-файле при расчете сжато-изгибаемых конструкций известный коэффициент ξ к изгибающему моменту соответственно не учитывается или вычисляется по методике СП.

На выходе студенту необходимо хорошо разобраться в расчетах с подробным разъяснениями, распечатать пояснительную записку, выполнить необходимые по заданию чертежи и изложить устно преподавателю порядок и конструктивный смысл выполненных расчетов и соответствующих им чертежей.

Опыт внедрения данного пособия в курсовые и дипломные проекты показывает, что при средней успеваемости и прилежании студента-бакалавра для выполнения всех расчетов, предусмотренных заданием на курсовой проект/работу с применением разработанного комплекса интерактивных примеров, достаточно 4-5 дней с учетом посещения всех академических занятий.

Все Mathcad-файлы студент СПбГАСУ может скачать из системы управления обучением «MOODLE» по учебному курсу КДиП после получения задания и регистрации на курсе. Mathcad-файлы будут регулярно обновляться и пополняться по мере их совершенствования и увеличения списка примеров.

Если по каким-либо причинам не удастся использовать программу Mathcad-15, то представленные в книге примеры расчета могут служить в виде традиционных примеров расчета с логически выстроенным порядком вычислений. При этом вычисления придется выполнять вручную на калькуляторе или другими средствами.

Преимущества использования предлагаемых файл-шаблонов Mathcad-15 перед традиционными текстовыми примерами расчета:

1. Возможность применения самой массовой в мире системы компьютерной математики Mathcad-15 для инженерных расчетов любой сложности;
2. Интерактивность режима работы студента или проектировщика в среде Mathcad-15 без привлечения большого числа справочных материалов;
3. Возможность сократить время выполнения расчетной части в 10 и более раз;
4. Возможность быстрого выполнения многих вариантов проектного решения;
5. Наличие логически выстроенного порядка расчета - как готового протокола расчета для вывода на печать или сохранения в формате PDF;
6. Возможность переноса результатов статического расчета из SCAD/Lira в файл Mathcad-15 с последующим выполнением всех прочностных расчетов;
7. Отсутствие опечаток, арифметических ошибок и ошибок в размерностях;
8. Возможность получения информации по рекомендуемым web-ссылкам;
9. Возможность автономного использования разработанного комплекса без привлечения большого объема справочного материала;
10. Возможность изучения примеров расчета без применения Mathcad-файлов, используя содержание книги в качестве традиционных текстовых описаний.

Краткие указания по работе с шаблонами Mathcad-файлов:

1. Корректная работа Mathcad-файлов гарантируется только в среде Mathcad-15;
2. Защита файлов распространяется на все элементы содержания за исключением

Уклон скатов крыши обычно принимают около 1 : 4 (или 0.25) . Назначим уклон ригеля рамы для проектируемого здания $i_{ск} := 0.25 = 25 \cdot \%$, тогда угол наклона $\theta := \text{atan}(i_{ск}) = 14.04 \cdot ^\circ$.

тех, которые размещены в полях зеленого цвета, например:

Эти **зеленые поля** предназначены для ввода произвольного значения параметра и его размерности. Менять идентификатор параметра (слева от знака присвоения) не допускается, так как это приведет к неработоспособности всего расчета;

3. Поля **желтого цвета** отображают важный результат и недоступны для редактирования;
4. Принятые размерности и условные обозначения можно просмотреть вверху первой страницы примера в раскрываемой «области», см ниже:

▶ Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя) +

5. Только «области», выделенные **зеленым цветом** доступны для раскрытия и редактирования. Чтобы раскрыть «область», необходимо на нее навести курсор мыши и дважды щелкнуть левой клавишей;
6. Некоторые «области», обозначенные значком « - замок» недоступны для просмотра/редактирования, так как защищены паролем от случайного изменения, способного привести к некорректному результату расчета.

Автор выражает благодарность Куделиной К.В. за помощь в подготовке настоящего учебного пособия.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 1.1. Сбор нагрузок от элементов покрытия для несущих ДК и КДК

Выполнить сбор нагрузок от элементов конструкции покрытия на 1 пог. м нижележащей несущей конструкции из клееной либо цельной древесины.

Подсчет нагрузок выполнен для покрытий, наиболее часто применяемых в конструкциях из древесины. Нормативные плотности используемых материалов приняты из соответствующих нормативных документов, а также из информации от производителей материалов в технической литературе и интернет-ресурсах. Расчетные значения нагрузок от элементов покрытия приняты в соответствии с СП 20.13330.2016. "Нагрузки и воздействия". Актуализированная редакция СНиП 2.01.07.85* .

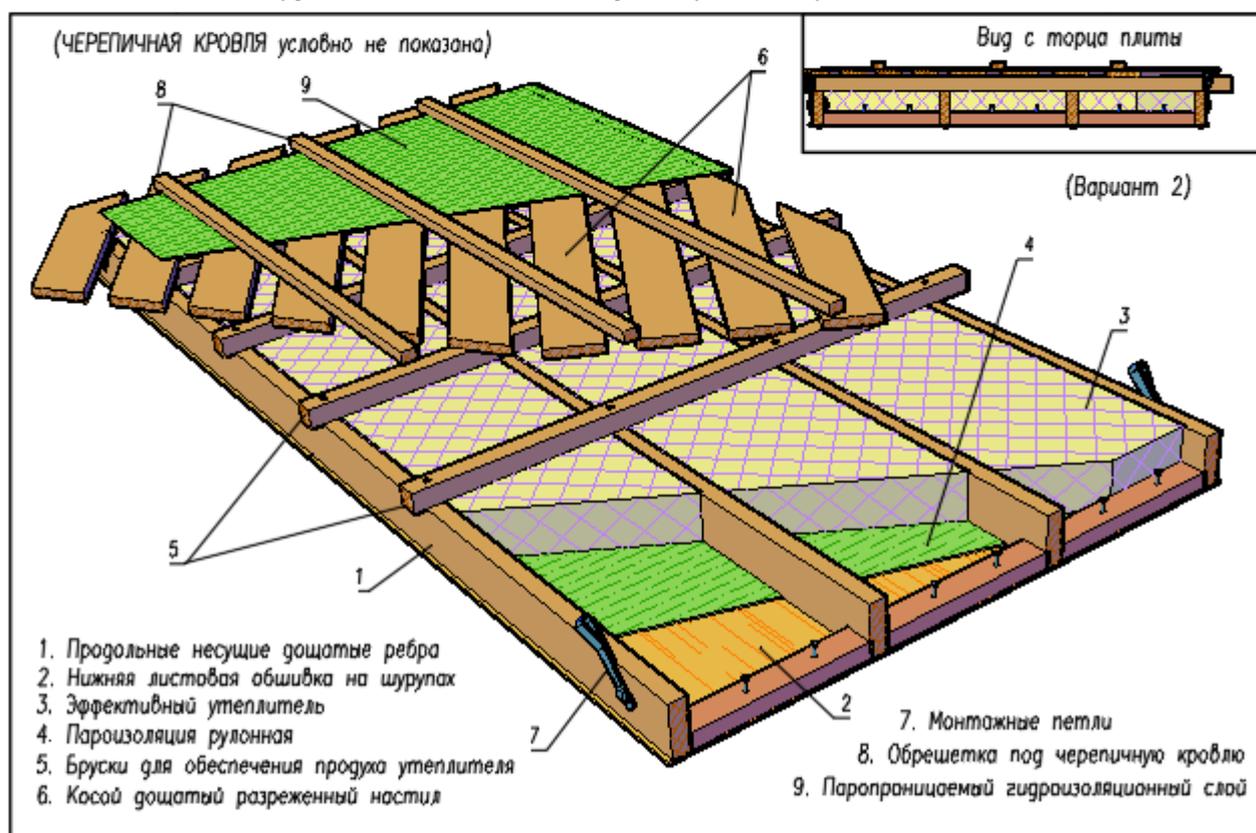


Рис. 1. Пример состава кровельного пирога покрытия в виде ребристой панели с нижней подшивкой. Здесь условно не показан верхний гидроизоляционный слой, для которого могут применяться различные виды "мягкой кровли", кровли из разного вида черепиц или волнистые листы

Уклон кровли составляет $i := \frac{1500}{10586} = 14.2\%$ (введите катеты ската), тогда угол составит

$\alpha_i := \text{atan}(i) = 8.1^\circ$ Или введите самостоятельно угол ската $\alpha' := 0^\circ$. При этом числитель в формуле укола (i) надо обнулить (ввести "0"). В противном случае ваш угол α' не будет учтен.

Для получения веса 1 кв. метра пирога покрытия следует использовать угол $\alpha' = 0$.

Обращаем внимание, что уклон кровли учитывается при расчете нижележащей конструкции (балки, арки или др.). Расчет же самой конструкции панели покрытия (точнее, ее несущих элементов) должен выполняться без учета уклона кровли. Это делается потому, что панель может быть применена для зданий с различными уклонами крыши. И при отсутствии уклона снеговая нагрузка будет иметь наибольшее значение (сдув ветром при этом не должен учитываться).

Шаг несущих конструкций для покрытия (балок, ферм или арок) составляет $Ш_{\text{нес.к}} := 6.0 \text{ м}$.

- Повышенный уровень ответственности
- Нормальный уровень ответственности
- Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 1.00$ учитывает уровень ответственности здания, в соответствии с

ГОСТ 27751 2014. "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

1. Выбор элементов "слоеного пирога" конструкции покрытия

1. В качестве верхнего гидроизоляционного слоя

принята на 1 кв. м $q_{\text{гидр}} := 11.2 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$ - введите любое

значение, используя справку "здесь". Если ввести значение "0", то будут приняты по умолчанию величины, приведенные в таблице справа ----->

- Цементно-песчаная черепица 50 кг/м²
- Металлочерепица 10 кг/м²
- Фальцевая кровля 11 кг/м²**
- Мягкая рулонная кровля 8 кг/м²
- "Ондулин" волнистый лист 7 кг/м²
- Гибкая черепица типа "Katepal" - 9 кг/м²

Дополнительная справка по кровельным материалам

"здесь" и "здесь"

2. В качестве кровельной подложки используется:

Вес 1 кв. метра подложки принимается по умолчанию

в соответствии с параметрами в таблице справа ----->

- Контробрешетка (33x80 ч/з 0.4 м)
- Лист OSB-плиты (12 мм)
- Разреженный настил 25x100 ч/з 150 мм
- Хризотил-цементные плиты толщ 15 мм**
- Отсутствует

3. Для паропроницаемой гидроизоляции (или супердиффузионной мембраны) применяется

- Паропроницаемая гидроизоляция "Ютавек"
- Паропроницаемая гидроизоляция "Изоспан"**
- Паропроницаемая гидроизоляция - отсутствует

"здесь"
"здесь"

4. Воздушный зазор над утеплителем

обеспечивается за счет использования:

- Обрешетка (33x80 ч/з 0.4 м)
- Обрешетка (45x60 через 0.3 м)
- Обрешетка + КонтОбрешетка (45x60 через 0.3 м)**
- отсутствует

5. Теплоизоляция может состоять из двух слоев

Теплоизоляционный слой-1 толщиной $\delta_{\text{ум1}} := 200 \text{ мм}$

и плотностью $\rho_{\text{ум1}} := 150.0 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$ $\delta_{\text{ум1}} \cdot \rho_{\text{ум1}} = 30.00 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$

Теплоизоляционный слой-2 толщиной $\delta_{\text{ум2}} := 0.0 \text{ мм}$,

и плотностью $\rho_{\text{ум2}} := 0 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$ $\delta_{\text{ум2}} \cdot \rho_{\text{ум2}} = 0.00 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$

- "ISOVER" (полужестк маты.)
- "ISOVER" (жестк плит)
- "Rockwool" (полужестк.)**
- "Rockwool" (жестк плит)
- "URSA" легкие маты

"здесь"
"здесь"
"здесь"
"здесь"

6. Несущим элементом кровельного "пирога" является:

Если принят прогон или стропильная нога, то

с размерами сечения: высотой - $h_{\text{нз}} := 0 \text{ мм}$;

и шириной - $b_{\text{нз}} := 00 \text{ мм}$;

Шаг несущих элементов принят - $Ш_{\text{нз}} := 0.0 \text{ м}$ (в плоскости ската крыши).

- Стропильная нога (промежуточная)
- Прогон дощатый
- Прогон клееный (или LVL)
- Профнастил (Н 153-840-1.0)
- Профнастил (Н 158-750-1.0)**
- Другой Профнастил

Например, в некоторых производственных фирмах сечения для стропил и прогонов принимается по таблице справа ----->

В действительности проектировщик всегда согласовывает принятые сечения строганых пиломатериалов и готовых сечений КДК с главным технологом производственного цикла.

220	160	мм
180	120	мм
145	80	мм
140	80	мм

Если принят профнастил, то для его подбора предварительно

задайте расчетную снеговую нагрузку на 1 кв. метр покрытия $q_{\text{снег}} := 165.0 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$ и расчетную

нагрузку от веса пирога кровли $q_{\text{покр}} := 128.26 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$ (уточните ее из таблицы сбора нагрузок).

Тогда по их сумме $q_{\text{снег}} + q_{\text{покр}} = 293.26 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$ предварительно подберите характеристики

профнастила с учетом его расчетной схемы (как однопролетной или двухпролетной балки),

щелкнув дважды по ссылке -----> "Здесь" профнастил под нагрузку
 При выборе "Профнастила" из списка выше вес 1 кв. метра принят при толщине 1.0 мм.

При "другой" толщине ввести значение $\rho_{\text{бв}} := 14.5 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$, используя ту же справку -- по Профнастилу "здесь"

Направление укладки профнастила принято следующее:

- Профнастил уложен поперек ската
- Профнастил уложен вдоль ската

Примечание:

а) При укладке профнастила поперек ската сам профнастил опирается на несущие конструкции всего покрытия (арки, балки или др.). В этом случае "несущие элементы кровельного пирога" не применяются и в сбор нагрузок не включаются, а введенные параметры прогонов игнорируются. Рекомендуется для наглядности обнулить размеры сечения.

б) Если же профнастил уложен вдоль скатов, то он опирается, как правило, на скатные прогоны, вес которых включается в таблицу сбора нагрузок. При этом следует задать реальные параметры "несущих элементов кровельного пирога", которые автоматически добавляются к весу профнастила в таблицу сбора нагрузок.

7. Рулонная или обмазочная пароизоляция принимается, например, типа "Никобар 85", "Никобар 105" или другая. Справка по пароизоляции "здесь". Вес 1 кв. м пароизоляции "здесь" принимается по умолчанию единым для всех видов пароизоляции ввиду его незначительного отличия между материалами.

8. Нижняя обрешетка или подшивка, удерживающая

утеплитель

При выборе "Другое" будет принято значение $q_{\text{подш}} := 0.0 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$

- Обрешетка (33x80 с шагом 0.4 м)
- Обрешетка (45x60 с шагом 0.6 м)
- Лист фанеры 10 мм
- Лист OSB 12 мм
- Другое

9. Огнезащитная или другая подшивка кровельного "пирога"

принята по таблице справа ----->

- Гипсокартон "Гипрок (12 мм)
- Гипсокартон "Гипрок (2x12 мм)
- Подвесной потолок "Армстронг"
- Отсутствует

10. Прочая постоянная нормативная нагрузка на покрытие

Введите произвольное значение $q_{\text{проч}} := 5.0 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$

- Вентиляционное оборудование
- Свето-звуковое оборудование
- Резервная нагрузка
- Отсутствует

Скрытые вычисления - Пт сен 14 0:36:43 2018

просмотр нормативных значений нагрузок

Сбор нагрузок кровельного покрытия на 1 м² горизонтальной поверхности

	Наименование элемент покрытия	Нормативная, кгс/м ²	Кэф-т надежности по нагрузке, γ _f	Расчетная, кгс/м ²
Кровля	1. Фальцевая кровля	11.31	1.3	14.71
	2. Хризотил-цементные плиты толщиной 10 мм	27.27	1.2	32.72
	3. Паропроницаемая гидроизоляция "Изоспан"	0.22	1.3	0.29
	4. Обрешетка + КонтОбрешетка (45x60 через 0.3 м)	9.09	1.1	10.00
	5. "Roswool" (полужестк.)	30.30	1.3	39.39
	6. Несущий профнастил (158-750-1)	16.46	1.1	18.11
	7. Пароизоляция рулонная	0.21	1.3	0.28
	8. Лист OSB 12 мм	6.06	1.2	7.27
	9. Огнезащита не предусмотрена	0.00	1.1	0.00
	10. Свето-звуковое оборудование	5.00	1.1	5.50
	Итого	105.93		128.26

▶ Открыть примечание, если используется профнастил в беспрогонном решении покрытия

Результаты сбора нагрузок от покрытия и оборудования

Нормативная нагрузка от всего покрытия: $q_{н.кровля} := \gamma_n \cdot q'_{н.кровля} \cdot \frac{кгс}{м^2} = 105.9 \cdot \frac{кгс}{м^2}$

Расчетная нагрузка от покрытия без собственного веса несущих конструкций

$$q_{кровля} := \gamma_n \cdot q'_{кровля} \cdot \frac{кгс}{м^2} = 128.3 \cdot \frac{кгс}{м^2}$$

При шаге несущих конструкций $Ш_{нес.к} = 6.0 \cdot м$

Нормативная **погонная** нагрузка от всего покрытия и вентоборудования (без собственного веса несущих конструкций):

$$q_{н.кр} := q_{н.кровля} \cdot Ш_{нес.к} = 635.6 \cdot \frac{кгс}{м} \quad \text{или} \quad (q_{н.кр} = 0.64 \cdot \frac{тс}{м})$$

То же без вентоборудования

$$q_{н.кр_без_вент} := (q_{н.кровля} - q_{проч}) \cdot Ш_{нес.к} = 605.6 \cdot \frac{кгс}{м} \quad \text{или} \quad (q_{н.кр_без_вент} = 0.61 \cdot \frac{тс}{м})$$

Расчетная **погонная** нагрузка от всего пирога и вентоборудования кровли (без собственного веса несущих конструкций):

$$q_{кр} := q_{кровля} \cdot Ш_{нес.к} = 769.6 \cdot \frac{кгс}{м} \quad \text{или} \quad (q_{кр} = 0.77 \cdot \frac{тс}{м})$$

То же без вентоборудования

$$q_{кр_без_вент} := (q_{кровля} - 1.1 \cdot q_{проч}) \cdot Ш_{нес.к} = 736.6 \cdot \frac{кгс}{м} \quad \text{или} \quad (q_{кр_без_вент} = 0.74 \cdot \frac{тс}{м})$$

Нагрузка получена с учетом $\gamma_n = 1.00$ (' = "Нормальный уровень ответственности здания").

Литература

- СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
- СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. М.: Минстрой ЖКХ РФ, 2016. 85 с.
- ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
- Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
- Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
- Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.
- Дмитриев П.А. Деревянные балки и балочные клетки: учебное пособие / П.А. Дмитриев. Новосибирск: НИСИ, 1989. 161 с.

▶ Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 1.2. Подсчет снеговых нагрузок на односкатных, двускатных или сводчатых крышах с уклоном в коньке БОЛЕЕ 15 градусов

Рассчитать числовые значения и интенсивность распределения снеговых нагрузок на крышу сводчатого здания с уклоном скатов в коньке более 15°.

Подсчет снеговых нагрузок выполнен для покрытий, часто применяемых в конструкциях из древесины. Подсчет снеговых нагрузок, их нормативных и расчетных значений с учетом формы и интенсивности отложений на покрытиях выполнен в соответствии с СП 20.13330.2016 "Нагрузки и воздействия" [2].

Место строительства - город (село) : Место := "Тамбовский район" .

Высота здания в коньке : $H := 10.0$ м . Ширина здания $L := 18.5$ м .

Шаг несущих конструкций $Ш_{н.к} := 6.0$ м . Число шагов $n_{ш} := 11$. Длина здания $D := n_{ш} \cdot Ш_{н.к} = 66.0$ м .

- Повышенный уровень ответственности
- Нормальный уровень ответственности
- Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 0.80$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с

ГОСТ 27751 2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

Тип покрытия здания в соответствии с рисунком и таблицей справа ----->:

- Односкатная крыша
- Двускатная крыша
- Двускатная с мостиками и аэрационными устройствами

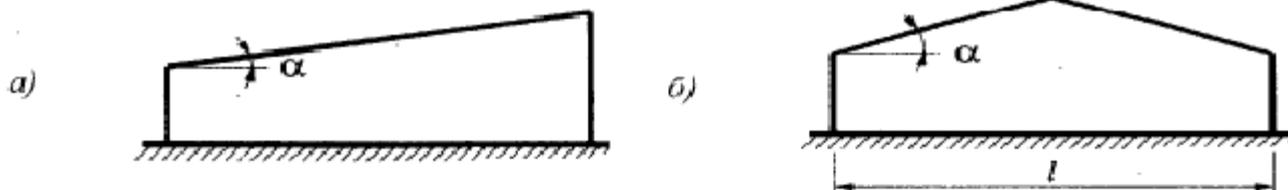


Рис. 1. Схемы односкатных и двускатных крыш:
а) односкатная крыша; б) двускатная крыша

Уклон кровли составляет $i := \frac{0 \text{ см}}{0.5 \cdot L} = 0.0\%$ (введите в числителе превышение отметки конька над отметкой карниза в размерности длины), тогда угол α_i составит $\alpha_i := \text{atan}(i) = 0.0^\circ$.

Или введите самостоятельно угол $\alpha' := 12^\circ$. При этом числитель в формуле уклона (i) надо обнулить (ввести "0"). В противном случае введенный угол (α') не будет учтен.

Скрытые вычисления

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует составлять по формуле:

$$S_0 = C_e \cdot C_t \cdot \mu \cdot S_g ,$$

где C_e - коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с [2, п. 10.5-10.9];

C_t - термический коэффициент, принимаемый в соответствии с [2, п. 10.10];

μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с [2, п. 10.4];

S_g - нормативное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемый по таблице [2, п. 10.1 снеговые районы РФ].

Снеговой район проектируемого здания по карте 1 [2] "Районирование РФ по весу снегового покрова" составляет (выделена "радиоточка" по списку справа ----->

Вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли в выбранном районе составляет

$$S_g := S'_g \cdot \text{кПа} = 1.50 \cdot \text{кПа}$$

- I
- II
- III
- IV
- V
- VI
- VII
- VIII

Определение коэффициента C_e

Для пологих (с уклоном до 12% или $s/L < 0,05$) покрытий однопролетных и многопролетных зданий, проектируемых на местности типов **A** или **B** и имеющих характерный размер в плане L_c не более 100 м, следует установить коэффициент сноса снега, принимаемый по нижеприведенной формуле, но не менее 0.5:

$$C_e = (1.2 - 0.4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0.8 + 0.002 \cdot L_c),$$

где k принимается по таблице 11.2 [2] для типов местности **A**, **B** или **C**.

$$L_c := \left(2 \cdot L - \frac{L^2}{D} \right) \cdot \frac{1}{m} = 31.8 \quad \text{- характерный размер покрытия, принимаемый не более 100 м.}$$

Для покрытий с уклонами от 12 до 20 % однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых на местности **A** или **B**:

$$C_e = 0.85.$$

Тип местности, в котором будет строиться здание, выбран по табл. справа ----->

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

- A
- B
- C

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

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

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

В зависимости от высоты здания и типа местности по таблице [2, п. 11.2] автоматически подбирается коэффициент k .

Выдержка из СНиП СП 20.13330.2016 "Нагрузки и воздействия"

☞ Скрытые расчеты по выбору типа местности - Сб авг 25 16:17:29 2018

$k = 0.65$ - коэффициент, учитывающий изменения силы ветра в зависимости от высоты сооружения, принимается по таблице 11.2 с помощью линейной интерполяции.

С учетом введенных данных коэффициент C_e определяется по следующей формуле

$$c_e := \begin{cases} (1.2 - 0.4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0.8 + 0.002 \cdot l_c) & \text{if } i < 12\% = 1.00 \\ 0.85 & \text{if } 12\% \leq i \leq 20\% \\ 1.0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Таким образом, при уклоне скатов $i = 21.3\%$ ($\alpha_i = 12.0^\circ$), коэффициенте $k = 0.65$ и габаритах здания: высоте $H = 10.0$ -м, ширине $L = 18.5$ -м и длине $D = 66.0$ -м $c_e = 1.00$.

Если вблизи проектируемого здания расположены здания на расстоянии менее $10h_1$, где h_1 - разность высот соседнего и проектируемого здания, то в соответствии с п. 10.6 (СП 20.13330.2016) коэффициент c_e принимаем без учета сноса снега.

- Нет рядом стоящих зданий
 Есть рядом стоящее здание

Выдержка из СНиП СП 20.13330.2011 "Нагрузки и воздействия"

Окончательно с учетом рядом стоящих зданий имеем $c_e = 1.00$.

Определение коэффициента c_t

Термический коэффициент c_t следует применять для учета понижения снеговых нагрузок на покрытия с высоким коэффициентом теплопередачи ($> 1 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$). При определении снеговых нагрузок для неутепленных покрытий зданий с повышенными тепловыделениями при уклонах кровли свыше 3% и обеспечении надлежащего отвода талой воды следует вводить термический коэффициент $c_t = 0.8$.

В остальных случаях $c_t = 1.00$.

В проектируемом здании используется следующий режим тепловыделений: -->

- Неутеплен. покрытие с повыш. тепловыделениями при уклонах $>3\%$
 В остальных случаях

Для выбранного режима тепловыделений здания термический коэффициент принят равным

$$c_t = 1.00$$

Определение коэффициента μ

Скрытый расчет коэффициента "мю" - Пт сен 14 1:53:04 2018
 Для принятых параметров:

Тип = "Двускатная с ходовыми мостиками или аэрационными устройствами"

Уклон скатов (угол) $\alpha_i = 12.0^\circ$.

Вариант-1: открыть, если - "ОДНОСКАТНАЯ КРЫША" или "ДВУСКАТНАЯ КРЫША" с уклоном до 20 град (остальные закрыть)

Вариант-2: открыть, если - "ДВУСКАТНАЯ КРЫША" и УКЛОН от 20 до 40 град (остальные закрыть или выбрать Вар-1)

Вариант-3: открыть, если - "Двускатная Крыша с ХОДОВЫМИ мостиками .." и Уклон 10 - 30 град (другие закрыть или Вар-1)

Для двускатного покрытия с ходовыми мостиками и аэрационными устройствами (рисунок Г.1, в) при уклоне скатов $10^\circ \leq \alpha_i \leq 30^\circ$ используется **Вариант 3**.

При этом коэффициенты μ составляют :

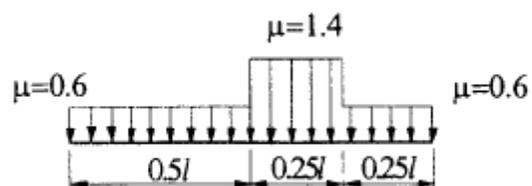
$$\mu = \begin{pmatrix} 0.60 \\ 1.40 \\ 0.60 \end{pmatrix}$$

$$\mu_1 = 0.60$$

$$\mu_2 = 1.40$$

$$\mu_3 = 0.60$$

Вариант 3



Вариант-3: открыть, если - "Двускатная Крыша с ХОДОВЫМИ мостиками .." и Уклон 10 - 30 град (другие закрыть или Вар-1)

Нормативное значение нагрузки на 1 м² покрытия ($\gamma_n = 0.80$) -

$$S_o := c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g \cdot \gamma_n = \begin{pmatrix} 0.7 \\ 1.7 \\ 0.7 \end{pmatrix} \cdot \text{кПа}.$$

Расчетное значение нагрузки на 1 м² покрытия с учетом коэффициента надежности по нагрузке для снеговой нагрузки $\gamma_f = 1.4$ (в соответствии с СП 20.13330.2016 "Нагрузки и воздействия").

составляет $S_{\text{расч}} := S_o \cdot \gamma_f = \begin{pmatrix} 102.8 \\ 239.8 \\ 102.8 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}.$

Нормативная снеговая нагрузка на 1 пог. м покрытия

$$q_{\text{осн}} := S_o \cdot \text{Ш}_{\text{н.к}} = \begin{pmatrix} 440.5 \\ 1027.9 \\ 440.5 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}}.$$

Расчетная снеговая нагрузка на 1 пог. м покрытия

$$q_{\text{сч}} := q_{\text{осн}} \cdot \gamma_f = \begin{pmatrix} 616.7 \\ 1439.0 \\ 616.7 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}}.$$

Результаты расчета:

1. Тип крыши **Тип = "Двускатная с ходовыми мостиками или аэрационными устройствами"** (верхние скаты).

2. Тип местности **Местность = "В - городские территории с препятствиями свыше 10 м"**.

3. Уклон скатов (угол) **$\alpha_f = 12.0^\circ$** ($i = 21.26\%$).

4. Шаг несущих конструкций **$\text{Ш}_{\text{н.к}} = 6.00 \text{ м}$**

5. Расчетная снеговая нагрузка на 1 пог. м

$$q_{\text{сч}} = \begin{pmatrix} 0.617 \\ 1.439 \\ 0.617 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}. \quad \text{При } \mu = \begin{pmatrix} 0.60 \\ 1.40 \\ 0.60 \end{pmatrix}.$$

Нагрузка получена с учетом $\gamma_n = 0.80$ (' = "Пониженный уровень ответственности здания").

В тех случаях, когда более неблагоприятные условия работы элементов конструкций возникают при частичном загрузении покрытий, следует рассматривать схемы со снеговой нагрузкой, действующей на половине или четверти его площади (для покрытий с фонарями - на участках шириной более **b**).

Литература

- СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
- СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07.85*. М.: Минстрой ЖКХ РФ, 2016. 85 с.

▢ Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 1.3. Подсчет снеговых нагрузок на скатах сводчатых крыш с уклоном скатов в коньке МЕНЕЕ 15 градусов

Рассчитать числовые значения и интенсивность распределения снеговых нагрузок на крышу сводчатого здания с уклоном скатов в коньке от 0° до 15° .

(Если угол $\beta > 15^\circ$, то расчет следует выполнять по схеме двускатных крыш, см [2].)

Подсчет снеговых нагрузок выполнен для форм зданий, наиболее применяемых в конструкциях из клееной древесины. Подсчет снеговых нагрузок, их нормативных и расчетных значений с учетом формы и интенсивности отложений на покрытиях выполнены в соответствии с СП 20.1333.2011 "Нагрузки и воздействия" [2].

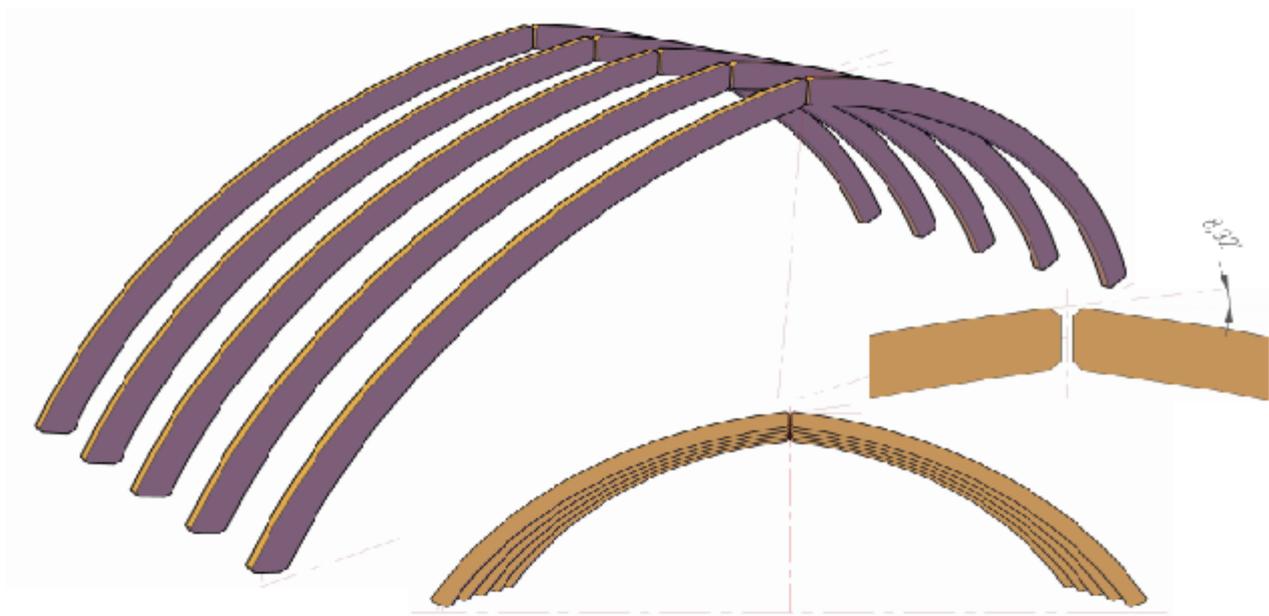


Рис. 1. Общий вид свода с углом ската в коньке менее 15° .

Место строительства - город (село) : Место = "Лен обл Ломоносовский р-н" .

Высота здания в коньке $H = 9.0$ м . Ширина здания (пролет в осях опор) $L = 27.00$ м .

Шаг несущих конструкций $Ш_{н.к} = 6.0$ м . Длина здания $D = 20 \cdot Ш_{н.к} = 120.0$ м .

Угол уклона ската в коньке $\beta = 5^\circ$ Максимальный угол уклона на нижнем скате $\gamma = 60^\circ$.

Отметим уровень ответственности проектируемого строения .

- Повышенный уровень ответственности
- Нормальный уровень ответственности
- Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 0.8$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с

ГОСТ 27751 2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует составлять по формуле:

$$S_o = C_e \cdot C_t \cdot \mu \cdot S_g ,$$

где C_e - коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с [2, п. 10.5];

C_t - термический коэффициент, принимаемый в соответствии с [2, п. 10.6];

μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с [2, п. 10.4];

S_g - нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемое по таблице [2, п. 10.1] снеговых районов РФ.

Снеговой район проектируемого здания по карте 11 [2] "Районирование РФ по весу снегового покрова" составляет (выделена "радиоточка" по списку справа ----->

Вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли в выбранном районе составляет

$$S_g := S'_g \cdot \kappa \text{Па} = 2.00 \cdot \kappa \text{Па} .$$

1. Определение коэффициента C_e

Для пологих (с уклоном до 12% или с $f/L < 0.05$) покрытий однопролетных и многопролетных зданий, проектируемых на местности типов **A** или **B** и имеющих характерный размер в плане L_c не более 100 м, следует установить коэффициент сноса снега, принимаемый по нижеприведенной формуле, но не менее 0.5:

$$c_{.e} = (1.2 - 0.4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0.8 + 0.002 \cdot l_c) ,$$

где k принимается по таблице 11.2 [2] для типов местности **A**, **B** или **C**.

$$l_c := \left(2 \cdot L - \frac{L^2}{D} \right) \cdot \frac{1}{\text{м}} = 47.9 - \text{характерный размер покрытия, принимаемый не более } 100 \text{ м} .$$

Для покрытий с уклонами от 12 до 20 % однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых на местности **A** или **B** :

$$c_{.e} = 0.85 .$$

Тип местности, в которой будет строиться здание, выбран по списку справа ----->

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

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

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

ПРИМЕЧАНИЕ Сооружение считается расположенным в местности данного типа, если эта местность сохраняется с наветренной стороны сооружения на расстоянии $30h$ при высоте сооружения h до 60 м и на расстоянии 2 км - при $h > 60 \text{ м}$.

В зависимости от высоты здания $H = 9.0 \cdot \text{м}$ и типа местности по таблице [2, п. 11.2] автоматически подбирается коэффициент k .

Выдержка из СНиП СП 20.13330.2011 "Нагрузки и воздействия"



Скрытые расчеты по выбору типа местности - I

- I
- II
- III
- IV
- V
- VI
- VII
- VIII

- A
- B
- C

$k = 0.4$ - коэффициент, учитывающий изменения силы ветра в зависимости от высоты сооружения, принимается по таблице 11.2 с помощью линейной интерполяции.

С учетом введенных данных коэффициент c_e определяется по следующей формуле

$$c_e := \begin{cases} (1.2 - 0.4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0.8 + 0.002 \cdot l_c) & \text{if } \beta < 12\% = 0.8 \\ 0.85 & \text{if } 12\% \leq \beta \leq 20\% \\ 1.0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Таким образом, при уклоне скатов $\beta = 8.7\%$ ($\beta = 5.0^\circ$), коэффициенте $k = 0.40$ и габаритах здания: высоте $H = 9.0$ -м, ширине $L = 27.0$ -м и длине $D = 120.0$ -м.

$$c_e = 0.8$$

Если вблизи проектируемого здания расположены здания на расстоянии менее $10h_1$, где h_1 - разность высот соседнего и проектируемого здания, то в соответствии с п.10.6 (СП 20.13330.2016) коэффициент c_e принимаем без учета сноса снега.

- Нет рядом стоящих зданий
- Есть рядом стоящее здание

Выдержка из СНиП СП 20.13330.2011 "Нагрузки и воздействия"

Окончательно с учетом рядом стоящих зданий имеем $c_e = 0.8$.

2. Определение коэффициента C_t

Термический коэффициент C_t следует применять для учета понижения снеговых нагрузок на покрытия с высоким коэффициентом теплопередачи ($> 1 \text{ Вт/(м}^2 \text{ }^\circ\text{C)}$). При определении снеговых нагрузок для неутепленных покрытий зданий с повышенными тепловыделениями при уклонах кровли свыше 3% и обеспечении надлежащего отвода талой воды следует вводить термический коэффициент $C_t = 0.8$. В остальных случаях $C_t = 1.0$.

В проектируемом здании используется следующий режим тепловыделений: -->

- Неутеплен. покрытие с повыш. тепловыделениями при уклонах $>3\%$
- В остальных случаях

Для выбранного режима тепловыделений здания термический коэффициент принят равным

$$C_t = 0.8$$

3. Определение коэффициента μ во всех точках ската свода

Так как уклон сводчатого покрытия является переменным вдоль скатов, то для наглядности построим распределение снеговой нагрузки по скату с соответствующими уклонами. При этом следует учитывать рекомендуемые в [2] формы распределения снеговой нагрузки в двух вариантах и коэффициенты μ (перехода от веса снега на земле к снегу на покрытии), см. рис. 2.

$$\mu_1(\alpha) := \cos(1.5 \cdot \alpha); \quad \mu_2(\alpha) := 2 \cdot \sin(3 \cdot \alpha).$$

Например, $\mu_1(30^\circ) = 0.7$; $\mu_2(30^\circ) = 2.0$; $0.5 \cdot \mu_2(30^\circ) = 1.0$.

Построим ряд точек по скату кровли с разными углами уклона с шагом, равным $\Delta_{зр} := 5^\circ$

$$\alpha := -\gamma, (-\gamma + \Delta_{зр}) .. \gamma \text{ и получим величину нагрузки в каждой расчетной точке.}$$

Ниже представлена схема распределения снеговой нагрузки в соответствии с [2, Приложение Г, схема Г.2].

Для упрощения расчетов без большой потери их точности примем в коньковой части на участке с уклоном менее 15° среднее значение уклона ската $i := 0.5 \cdot \beta = 2.5 \cdot ^\circ$ или $i = 4.4 \cdot \%$.

$$\mu_1 = \cos 1.5\alpha; \mu_2 = 2 \sin 3\alpha,$$

где α – уклон покрытия, град.

При угле $\beta < 15^\circ$ необходимо использовать схему с 1-м и 2-м вариантами расположения снеговой нагрузки.

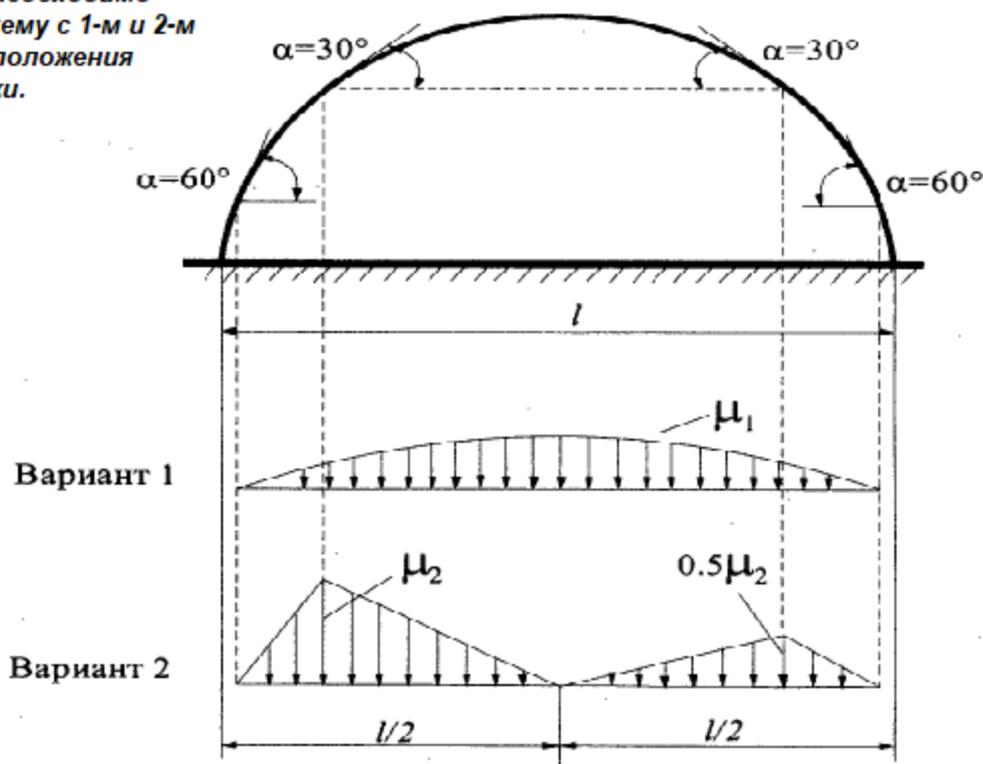


Рис. 2. Варианты распределения снеговой нагрузки

Получаем нормативную нагрузку на горизонтальную проекцию грузовой площади

по варианту 1 $q_{\mu 1}(\alpha) := c_e \cdot c_t \cdot \gamma_n \cdot S_g \cdot \mu_1(\alpha);$

по варианту 2 $q_{\mu 2}(\alpha) := c_e \cdot c_t \cdot \gamma_n \cdot S_g \cdot \mu_2(\alpha).$

С учетом условной симметрии схемы по варианту 2 получим

$$q_{\mu 2}(\alpha) := \begin{cases} q_{\mu 2}(-\alpha) & \text{if } -\gamma \leq \alpha < 0 \\ (0.5 \cdot q_{\mu 2}(\alpha)) & \text{if } 0 < \alpha < \gamma + \Delta_{\text{зр}} \end{cases}$$

Нормативное значение нагрузки на 1 м^2 покрытия равны

$$S_{o1}(\alpha) := q_{\mu 1}(\alpha); \quad S_{o2}(\alpha) := q_{\mu 2}(\alpha).$$

Расчетное значение нагрузки на 1 м^2 покрытия с учетом коэффициента надежности по нагрузке для снеговой нагрузки $\gamma_f := 1.4$ в соответствии с [2] составляет:

Нормативная погонная снеговая нагрузка на 1 пог. м покрытия

$$q_{н.сн1}(\alpha) := S_{o1}(\alpha) \cdot \Psi_{н.к}; \quad q_{н.сн2}(\alpha) := S_{o2}(\alpha) \cdot \Psi_{н.к}.$$

Расчетная погонная снеговая нагрузка на 1 пог. м покрытия

$$q_{p,сн1}(\alpha) := S_{o1}(\alpha) \cdot \gamma_f \cdot Ш_{н.к} ;$$

$$q_{p,сн2}(\alpha) := S_{o2}(\alpha) \cdot \gamma_f \cdot Ш_{н.к} .$$

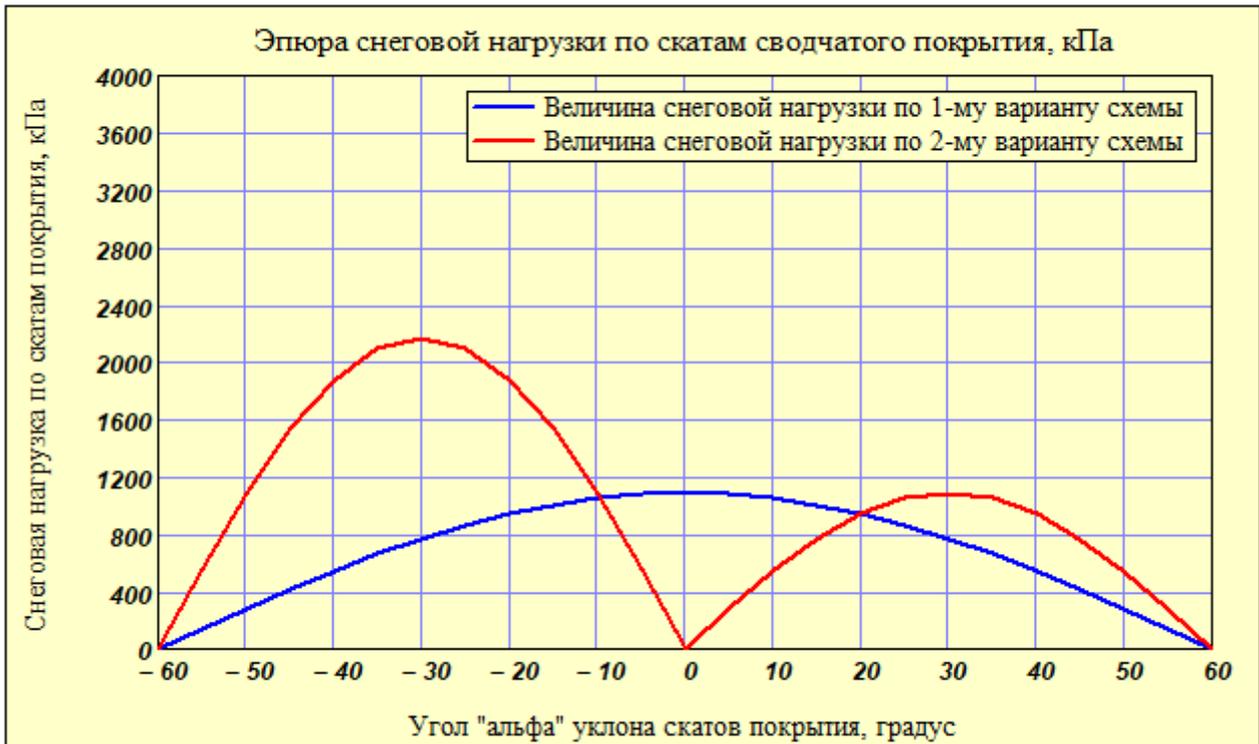


Рис. 3. График распределения снеговой нагрузки по скатам сводчатого покрытия

Максимальная расчетная погонная снеговая нагрузка

по **схеме 1-го варианта** составляет

$$q_{p,сн1}(0^\circ) = 0.93 \cdot \frac{тс}{м} .$$

То же по **схеме 2-го варианта** составляет

на **левой** части покрытия

$$q_{p,сн2}(-30^\circ) = 1.86 \cdot \frac{тс}{м} ,$$

на **правой** части покрытия

$$q_{p,сн2}(30^\circ) = 0.93 \cdot \frac{тс}{м} .$$

Полученные значения можно непосредственно применять для ввода снеговой нагрузки в расчетные программные комплексы типа SCAD, Lira и др.

При желании полученные результаты расчета нагрузки можно можно сохранить в файл MS Excel (или в другие форматы). Для этого надо войти в "Свойства" нижерасположенных полей и отредактировать пути до места сохранения файла.



... \Снег по схеме 1.xls

Для данных $q_{p,сн1}(\alpha)$



... \Снег по схеме 2.xls

Для данных $q_{p,сн2}(\alpha)$

Литература

- СП 64.13330.2011. *Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80.* М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
- СП 20.13330.2016. *Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07.85*.* М.: Минрегион России, 2016. 81 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 2.1. Плита покрытия на деревянном каркасе с асбестоцементными, древесно-стружечными (ДСП), плитами OSB или цементно-стружечными (ЦСП) обшивками с креплением на шурупах

Запроектировать плиту покрытия для здания в г. _____, (_____ снеговой район), в котором нормативное значение веса снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $s_g := 2.0 \text{ кПа}$ по [2, табл. 10.1]. Пролет здания в осях на опорах $L_{эд} := 18.0 \text{ м}$.

Обращаем внимание, что здесь не учтены различные схемы распределения снеговой нагрузки на здание, предусмотренные Нормами. В первом приближении достаточно учесть коэффициент сноса снега ветром и уклон ската до 12% (см. ниже).

Плита - утепленная, с обшивками из стандартных плоских листов, прикрепленными к продольным дощатым ребрам на шурупах (винтах-саморезах). Длину плиты L принимаем равной шагу ($Ш$) поперечных рам в каркасе здания, где шаг рам $Ш := 4.2 \text{ м}$, тогда пролет (длина) плиты - $L := Ш = 4.2 \cdot \text{м}$.

Длина здания при числе шагов $n_{ш} := 13$ в продольном направлении составляет $D := n_{ш} \cdot Ш = 54.6 \cdot \text{м}$.

Фактический продольный размер плиты составляет $L_o := L - 20 \text{ мм} = 4180 \cdot \text{мм}$.

Ширину плиты принимаем $B := 1.5 \text{ м}$ равной стандартным размерам листов плит. Продольный размер стандартных плит обшивок равен $A := 3.0 \text{ м}$. Толщину верхнего и нижнего листов принимаем одинаковыми $\delta_{обш} := 12 \text{ мм}$. В листах некоторых современных плитных материалов для применения в обшивках панелей могут содержаться структурные волокна (древесина, асбест или др.), ориентированные вдоль какой-либо стороны листа (это обусловлено технологией их производства). В этом направлении прочность и жесткость листа, как правило, выше. Поэтому при проектировании панели этот факт (анизотропию механических свойств в плоскости плиты) следует учитывать при раскладке и креплении их к продольным несущим ребрам.

Фактическая ширина панели с учетом бокового технологического зазора 10-15 мм для монтажа плит составляет $B_{факт} := B - 15 \text{ мм} = 1485 \cdot \text{мм}$.

Под стыком листов "впритык" устанавливаем поперечные ребра. Обшивки крепим к ребрам на шурупах диаметром $d_{ш} := 5 \text{ мм}$ с шагом 250-300 мм вдоль ребра. Так как по нормам расстояние от оси винта до кромки доски должно составлять не менее пяти диаметров шурупа, то минимальная ширина ребер составляет $10 \cdot d_{ш} = 50 \cdot \text{мм}$. Диаметр отверстий в обшивке под шурупы (винты-саморезы) должен быть на 2 мм больше диаметра шурупов, чтобы шурупы не передавали на обшивки усилия сжатия/растяжения соответственно от верхних/нижних кромок деревянных ребер, работающих на изгиб. Шурупы ставим на расстоянии от кромки листа не менее чем на 1.5 толщины листов.

Ребра каркаса - сосновые сухие доски (или брусья) 2-го сорта (класса) с плотностью $\rho_d := 5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$.

- 1/К26
- 2/К24
- 3/К16

Выберем **Сорт/Класс прочности** применяемой древесины с СП 64.13330.2011 и **уровень ответственности** проектируемого здания

- Повышенный уровень ответственности
- Нормальный уровень ответственности
- Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 1.0$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

В нагрузку для данного расчета входит

- Ветровая или монтажная нагрузка
- Сейсмическая нагрузка
- не входит вышеуказанная

Выберем разновидность плит для применения в качестве обшивок проектируемой панели

- Асбестоцементная плита
- Плита OSB (ОСП-3(2) с ориентированной стружкой)
- Плита OSB (ОСП-4) с ориентированной стружкой
- Плита ЦСП-1 (цементно-стружечная)
- Плита ЦСП-2 (цементно-стружечная)
- Плита ДС-Р2 (древесно-стружечная)

Для панели принят **Материал_обшивок = "Плита OSB (ОСП-4) с ориентированной стружкой"**

▢ Сведения о ОСП (OSB) ГОСТ 23567-2013 и ГОСТ Р 56309-2014

▢ Сведения о асбестоцем. плитах ГОСТ 18124-95

▢ Сведения о плитах ЦСП

▢ Сведения о плитах Древ-струж. ГОСТ 10632-2014

▢ скрытый расчет (выбор характеристик обшивок)

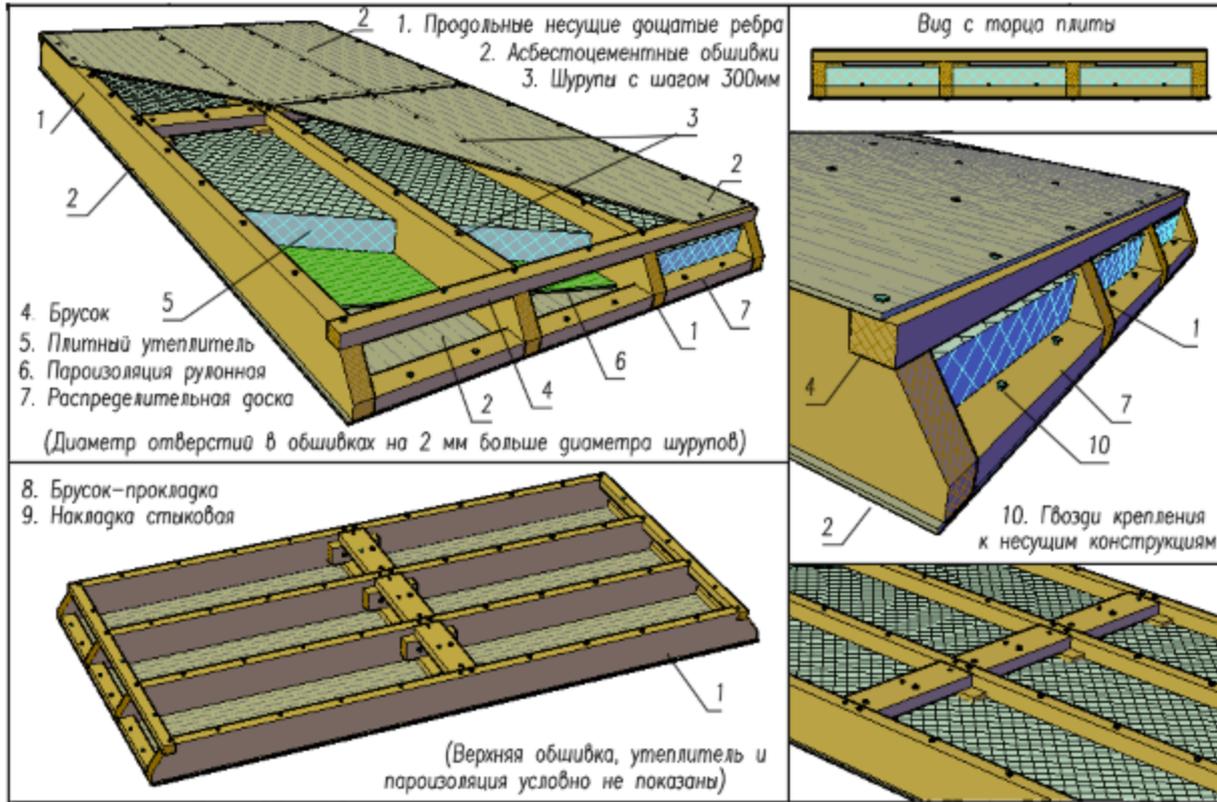


Рис. 1. Общий вид панели покрытия с обшивками, прикрепленными к ребрам на шурупах

В зависимости от выбранного материала обшивки имеем следующие данные для расчета конструкций панели.

Материал_обшивок = "Плита OSB (ОСП-4) с ориентированной стружкой"

с плотностью $\rho_{обш} = 650 \cdot \frac{кгс}{м^3}$ и толщиной обшивки $\delta_{обш} = 12 \cdot мм$.

Модуль упругости вдоль волокон наружных слоев $E_{обш} = 4800 \cdot МПа$.

Модуль упругости поперек волокон наружных слоев $E_{90обш} = 1900 \cdot МПа$.

Число продольных ребер принимаем $n_p := 4$, но не более 6 (шести), учитывая стандартную ширину выпускаемых плит.

Сечение ребер берем по сортаменту **без фрезерования** боковых кромок и пластей досок.

Ширину крайних боковых ребер - $b_{кр} := 50 \cdot мм$, - средних ребер $b_{ср} := 60 \cdot мм$, учитывая минимальную толщину доски из условия размещения шурупов $b_{мин} := 10 \cdot d_{ш} = 50 \cdot мм$.

С учетом продольного размера листов обшивки $A = 3.0 \cdot м$ получаем число средних ребер,

установленных под стыком обшивок $n_{поп.ср} := \text{ceil}\left(\frac{L}{A}\right) - 1 = 1 \text{ шт.}$

Суммарная ширина продольных ребер $b_{пр.р} := (n_p - 2) \cdot b_{ср} + 2 \cdot b_{кр} = 220 \cdot мм$.

Высота ребер - $h_p := 175 \cdot мм$. Тогда высота плиты составляет $h := h_p + 2 \cdot \delta_{обш} = 199 \cdot мм$. Это

примерно соответствует общим рекомендациям: $h = (1/15 - 1/30)L$, в нашем случае ($\frac{L}{h} = 21$).

Фактический продольный размер плиты $L_{\text{факт}} := L - 20 \text{ мм} = 418.0 \text{ см}$ (с учетом монтажного зазора 15-20 мм).

Кроме поперечных ребер (под стыком листов) ставим два обрамляющих ребра в торцах плиты с зазором для продуха утеплителя. Верхнюю гидроизоляцию выполняем из мягкой кровли типа

"КАТЕПАЛ" весом 1 кв. м - $\rho_{\text{здр}} := 10 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$.

▶ О защите от асбестоцементной пыли (справка)

🔗 Определение расчетной схемы обшивки (скрытые расчеты коэффициентов для изгибающих моментов) - Пт сен 14 13:34:10 20

Выбор элементов и материалов панели покрытия

Утеплитель марки _____ - полужесткие минераловатные плиты на основе базальтового

волокна плотностью $\rho_{\text{ум}} := 75 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$, толщиной $t_{\text{ум}} := 150 \text{ мм}$. Пароизоляция - двухслойная

полиэтиленовая пленка толщиной $t_{\text{пэ}} := 0.15 \text{ мм}$ плотностью $\rho_{\text{пэ}} := 1200 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$.

Если требуется огнезащита, то подшиваем снизу плиту двумя листами гипсокартона толщиной

$t_{\text{гпс}} := 12 \text{ мм}$ по обрешетке с шагом 60 см. Плотность гипсокартонного листа $\rho_{\text{гпс}} := 1300 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$.

Из соображений удобства монтажа и заделки продольного стыка панелей фактическую ширину плиты принимаем на 30 мм меньше - $B_{\text{факт}} := B - 30 \text{ мм} = 1470 \text{ мм}$.

Подсчитаем нормативный вес всех элементов панели на один кв. метр горизонтальной поверхности:

1. Кровельный ковер из мягкой черепицы "КАТЕПАЛ" - $G_{\text{здр}} := \rho_{\text{здр}} = 10.0 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$;

2. Обшивки панели толщиной $\delta_{\text{обш}} = 12.0 \text{ мм}$ - $G_{\text{п}} := \rho_{\text{обш}} \cdot \delta_{\text{обш}} = 7.8 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$;

3. Дощатый каркас из досок 2-го сорта $h_p = 175 \text{ мм}$ - $G_{\text{д}} := \rho_{\text{д}} \cdot \left(b_{\text{пр.р}} \cdot \frac{h_p}{B} + \frac{3 \cdot b_{\text{кр}} \cdot h_p}{L} \right) = 16.3 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$;

4. Утеплитель при толщине $t_{\text{ум}} = 150 \text{ мм}$ - $G_{\text{ум}} := \rho_{\text{ум}} \cdot t_{\text{ум}} \cdot \frac{(B_{\text{факт}} - b_{\text{пр.р}})}{B} = 9.4 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$;

5. Пароизоляция при толщине слоя $t_{\text{пэ}} = 0.15 \text{ мм}$ - $G_{\text{пэ}} := \rho_{\text{пэ}} \cdot 2 \cdot t_{\text{пэ}} = 0.4 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$;

6. Обрешетка из брусков 50x50 мм под гипсокартон - $G_{\text{обр}} := 5.0 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$;

7. Два листа гипсокартона толщиной $t_{\text{гпс}} := 12 \text{ мм}$ - $G_{\text{гпс}} := \rho_{\text{гпс}} \cdot 2 \cdot t_{\text{гпс}} = 31.2 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$;

8. Нормативная снеговая нагрузка S_0 с учетом коэффициента c_e сноса снега ветром и уклона скатов до 12% , (а также $k := 0.65$ - для местности типа "___" и $l_c := \left(2 \cdot L_{\text{зд}} - \frac{L_{\text{зд}}^2}{D} \right) \cdot \frac{1}{\text{м}} = 30.1$)

$$c_e := (1.2 - 0.4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0.8 + 0.002 \cdot l_c) = 0.75 \quad \text{При} \quad c_t := 1.0 \quad \text{и} \quad \mu := 1.0 \quad (\text{так как уклон менее } 30^\circ)$$

получаем $S_o := c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot s_g = 1.5 \cdot \text{кПа}$.

Расчетные характеристики конструкционных материалов панели

Материал_обшивок = "Плита OSB (ОСП-4) с ориентированной стружкой"

Для материалов :
 обшивок $R_{обш} = 12.3 \cdot \text{МПа}$ - изгиб вдоль волокон из плоскости листа,
 $R_{90обш} = 6.6 \cdot \text{МПа}$ - изгиб поперек волокон из плоскости листа,
 $E_{обш} = 4800.0 \cdot \text{МПа}$ - модуль упругости вдоль волокон наружных слоев.

Для древесины ребер :
 $R_u := 13.0 \cdot \text{МПа}$ - изгиб вдоль волокон, 2-й класс прочности;
 $R_{ск} := 1.6 \cdot \text{МПа}$ - скалывание вдоль волокон, 2-й класс прочности;
 $E_{др} := 10000.0 \cdot \text{МПа}$ - модуль упругости.

Таблица сбора нагрузок на 1 кв. метр горизонтальной поверхности

Наименование нагрузки		Норматив. нагрузка, кН/м ²	Козф-т надежн. по нагр.	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная				
1	Кровельный ковер "КАТЕПАЛ"	0.098	1.2	0.12
Собственный вес панели :				
2	обшивки панели листовые -	0.076	1.1	0.08
3	дощатый каркас -	0.160	1.1	0.18
4	утеплитель эффективный -	0.092	1.3	0.12
5	пароизоляция рулонная -	0.004	1.2	0.00
6	обрешетка деревянная -	0.049	1.1	0.05
7	листы гипсокартона -	0.306	1.2	0.37
8	Итого	0.785		0.922
Временная				
9	Снеговая	1.510	1.4	2.11
	Всего	2.294		3.036

Из таблицы получаем:

нормативная постоянная нагрузка $g'_n := g''_n \cdot \text{кПа} = 0.785 \cdot \text{кПа}$;

расчетная постоянная нагрузка $g'_p := g''_p \cdot \text{кПа} = 0.922 \cdot \text{кПа}$;

нормативная снеговая нагрузка $S'_o := s'_o \cdot \text{кПа} = 1.510 \cdot \text{кПа}$;

расчетная снеговая нагрузка $S'_p := s'_p \cdot \text{кПа} = 2.113 \cdot \text{кПа}$.

Полные нагрузки на 1 пог. м панели при ее ширине $B = 1.5 \cdot \text{м}$ составляют :

Нормативная погонная постоянная нагрузка : $g_n := (g'_n + S'_o) \cdot B = 3.44 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$. $(g_n = 0.351 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}})$

Расчетная погонная постоянная нагрузка: $g_p := (g'_p + S'_p) \cdot B = 4.55 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$. $(g_p = 0.464 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}})$

Конструктивный расчет плиты покрытия

1. Расчет по 1-й группе предельных состояний (несущей способности)

Так как обшивки не работают на изгиб вместе с ребрами, то верхнюю обшивку рассчитываем на изгиб от действия сосредоточенной нагрузки. Нижнюю обшивку можно не рассчитывать, так как она

поддерживает утеплитель и работает с большим запасом. Таким образом, всю нагрузку на плиту воспринимают ребра, которые следует рассчитать на изгиб. Ширина площадки опирания плиты - 6 см (не менее 5,5 см по [1, п. 6.7]). Расчетный пролет плиты $L_p := L - 6 \text{ см} = 4140 \text{ мм}$.

1.1. Расчет верхней обшивки

Верхнюю обшивку рассчитываем по схеме многопролетной балки (в зависимости от числа продольных ребер) на два сочетания нагрузок:

1. Собственный вес и снеговая нагрузка (расчет по прочности и по деформативности (прогибу)).
2. Собственный вес и сосредоточенный груз $P := 1.0 \cdot \text{кН} \cdot 1.2$ (расчет только на прочность).

Здесь 1.2 - коэффициент условий работы на монтажную нагрузку.

1.1.1. Расчет на первое сочетание (собственный вес + снеговая нагрузка)

Нормативный собственный вес обшивки и гидроизоляции $g_{н.св.обш} := (G_n + G_{здр}) = 0.175 \cdot \text{кПа}$.

Расчетный собственный вес обшивки и гидроизоляции $g_{св.обш} := (G_n \cdot 1.1 + G_{здр} \cdot 1.2) = 0.202 \cdot \text{кПа}$.

Нормативная снеговая нагрузка $S_o = 1.510 \cdot \text{кПа}$.

Расчетная снеговая нагрузка $S_p = 2.113 \cdot \text{кПа}$.

Так как при расчете настилов считается, что нагрузка распределяется на ширине $b_{1м} := 1.0 \text{ м}$, то соответствующая погонная нагрузка составляет:

- для собственного веса: $g_{н.св} := g_{н.св.обш} \cdot b_{1м} = 0.175 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$, $g_{св} := g_{св.обш} \cdot b_{1м} = 0.202 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$;

- для снеговой нагрузки: $S_n := S_o \cdot b_{1м} = 1.510 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$, $S := S_p \cdot b_{1м} = 2.113 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$.

Определим требуемое расстояние $a_{тр}$ между ребрами из следующих условий:

- из условия прочности обшивки на изгиб

Так как обшивка работает здесь поперек плиты, то выполняем расчет на изгиб в направлении поперек волокон в листе обшивки ($R_{г0обш} = 6.6 \cdot \text{МПа}$). При числе продольных ребер $n_p = 4$ для плиты рассматривается расчетная схема балки = "трехпролетная".

Наибольший изгибающий момент равен $M_{оп} := K_{Мг} \cdot (g_{св} + S) \cdot a^2$,

здесь $(g_{св} + S) = 2.315 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ - распределенная на ширине 1 м погонная нагрузка,

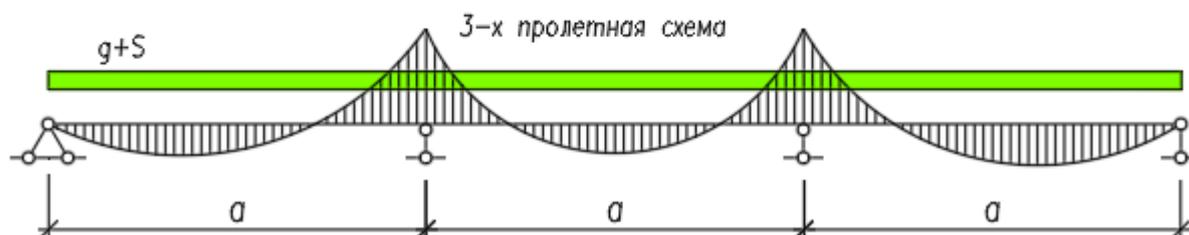
a - расстояние между ребрами, являющимися опорами обшивки,

$K_{Мг} = 0.100$ - коэффициент к изгибающему моменту, который определяет максимальный изгибающий момент в зависимости от расчетной схемы обшивки (как правило он возникает на второй от края опоре, кроме однопролетной балки, где $M_{макс}$ находится в центре).

▶ Схема однопролетной балки (раскрыть при соответствующей схеме)

▶ Схема двухпролетной балки (раскрыть при соответствующей схеме)

▶ Схема трехпролетной балки (раскрыть при соответствующей схеме)



▶ Схема трехпролетной балки (раскрыть при соответствующей схеме)

▶ Схема четырехпролетной балки (раскрыть при соответствующей схеме)

▶ Схема пятипролетной балки (раскрыть при соответствующей схеме)

Момент сопротивления обшивки шириной $b_{1M} = 1.0$ -м равен $W_{обш} := \frac{b_{1M} \cdot \delta_{обш}^2}{6}$.

Отсюда получаем требуемое расстояние между ребрами: $a_{пр1} := \sqrt{\frac{1 \cdot R_{90обш} \cdot W_{обш}}{K_{Mg} \cdot (g_{ce} + S)}} = 82.5 \cdot \text{см}$.

- из условия максимального прогиба в первом пролете:

Максимальный относительный прогиб определяется формулой $\frac{f}{a} := K_{f,M} \cdot \frac{(g_{H,ce} + S_H) \cdot a^3}{J_{acб} \cdot E_{90обш}}$ и ограничивается в соответствии с [1, прил. E, табл. E.1] приближенно величиной - $(1/200) L$.

Здесь $K_{f,M} = 0.006762$ - коэффициент, учитывающий расчетную схему балки в соответствии с [4].

Момент инерции обшивки при ширине $b_{1M} = 1.0$ -м равен $J_{acб} := \frac{b_{1M} \cdot \delta_{обш}^3}{12} = 14 \cdot \text{см}^4$. Отсюда

находим требуемое расстояние между ребрами: $a_{пр2} := \sqrt[3]{\frac{1}{200} \cdot \frac{1}{K_{f,M}} \cdot \frac{J_{acб} \cdot E_{90обш}}{(g_{H,ce} + S_H)}} = 49.3 \cdot \text{см}$.

1.1.2. Расчет на второе сочетание (собственный вес + сосредоточенный груз P)

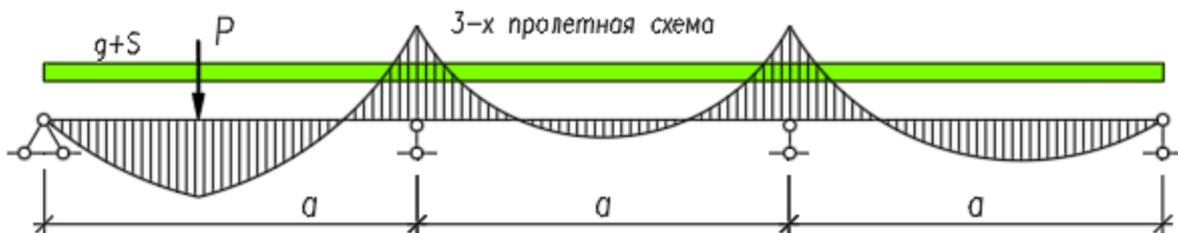
Изгибающий момент для этого сочетания равен $M_2(a) := K_{Mg} \cdot g_{ce} \cdot a^2 + K_{MP} \cdot P \cdot a$.

Здесь $K_{Mg} = 0.1$ и $K_{MP} = 0.2$ приняты по [4] и [5] для схема_балки = "трехпролетная".

▶ Схема однопролетной балки + сила P (раскрыть при соответствующей схеме)

▶ Схема двухпролетной балки + сила P (раскрыть при соответствующей схеме)

▼ Схема трехпролетной балки + сила P (раскрыть при соответствующей схеме)



▶ Схема трехпролетной балки + сила P (раскрыть при соответствующей схеме)

▶ Схема четырехпролетной балки + сила P (раскрыть при соответствующей схеме)

▶ Схема пятипролетная + сила P (раскрыть при соответствующей схеме)

Условие прочности имеет вид $\sigma := \frac{M_2(a)}{W_{обш}} < R_{90обш} = 6.6 \cdot \text{МПа}$.

Предварительно примем $M'_2 := K_{MP} \cdot P \cdot a$. без учета собственного веса обшивки.

Отсюда расстояние между ребрами: $a_{пр3} := \frac{R_{90обш} \cdot b_{1M} \cdot \delta_{обш}^2}{6 \cdot K_{MP} \cdot P} = 65.3 \cdot \text{см}$.

Теперь определим минимальное из всех требуемых расстояний

$$a_{mp.min} := \min(a_{mp1}, a_{mp2}, a_{mp3}) = 49.3 \cdot \text{см}.$$

Конструктивное расстояние между ребрами $a := \frac{B_{\text{факт}} - [(n_p - 2) \cdot b_{cp} + 2 \cdot b_{кр}]}{n_p - 1} = 41.7 \cdot \text{см},$

что меньше минимального требуемого $a_{mp.min} = 49.3 \cdot \text{см}.$

Если расстояние $a = 41.7 \cdot \text{мм}$ больше требуемого $a_{mp.min} = 49.3 \cdot \text{мм}$, то следует увеличить число ребер или увеличить толщину обшивки.

Таким образом, напряжение в обшивке при конструктивном расстоянии между ребрами $a = 41.7 \cdot \text{см}$

составляет $\sigma_2 := \frac{M_2(a)}{W_{обш}} = 4.3 \cdot \text{МПа}$, что меньше $R_{90обш} = 6.6 \cdot \text{МПа}.$

Запас по прочности составляет $\frac{R_{90обш} - \sigma_2}{R_{90обш}} = 34. \%$.

1.2. Расчет нижней обшивки

Нижняя обшивка не рассматривается, так как работает на изгиб только от собственного веса и веса утеплителя с большим запасом. Нагрузка от утеплителя составляет $t_{ym} \cdot \rho_{ym} = 11.25 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}.$

Принимаем толщину нижней обшивки из соображений унификации такой же, как и верхней.

1.3. Расчет продольных несущих ребер

1.3.1. Проверка прочности ребер на изгиб

Ребра работают на изгиб от полной нагрузки на плиту, и обшивки не "помогают" ребрам воспринимать изгиб.

Полная **нормативная** нагрузка, распределенная на 1 пог. м панели при расчетном пролете $B = 1.5 \cdot \text{м}$, составляет $g_n = 3.44 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$. Соответственно - **расчетная** - $g_p = 4.55 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$.

Определим требуемый момент инерции продольных ребер из условия предельного прогиба панели -

$$(f/L < 1/200). \quad J_{mp} := \frac{5}{385} \cdot g_n \cdot \frac{L_p^3}{E_{др}} \cdot 200 = 6342 \cdot \text{см}^4.$$

При высоте ребер $h_p = 17.5 \cdot \text{см}$ найдем требуемую суммарную ширину ребер:

$$b_{mp} := \frac{J_{mp} \cdot 12}{h_p^3} = 142 \cdot \text{мм}.$$

Принятые выше конструктивно ребра суммарной шириной $b_{пр.р} = 220 \cdot \text{мм}$, что больше требуемой ширины $b_{mp} = 142 \cdot \text{мм}$ на $\frac{b_{пр.р} - b_{mp}}{b_{mp}} = 55. \%$, то есть имеется запас.

Фактический момент инерции всех продольных ребер составляет $J_{др} := \frac{b_{пр.р} \cdot h_p^3}{12} = 9825.5 \cdot \text{см}^4.$

Проверим фактическое напряженное состояние ребер.

Изгибающий момент в центре $M_p := \frac{g_p \cdot L_p^2}{8} = 994.8 \cdot \text{кгс} \cdot \text{м}$ и $W_p := \frac{b_{пр.р} \cdot h_p^2}{6} = 1122.9 \cdot \text{см}^3.$

$$\sigma_p := \frac{M_p}{W_p} = 8.7 \cdot \text{МПа} < R_u = 13.0 \cdot \text{МПа}.$$

Запас по прочности составляет $\frac{R_u - \sigma_p}{R_u} = 33. \%$.

1.3.2. Проверка прочности ребер на скалывание

Касательные напряжения скалывания в ребрах на опорах от поперечной силы $Q := g_p \cdot \frac{L_p}{2} = 9.4 \cdot \text{кН}$

и площади поперечного сечения $F_p := h_p \cdot b_{\text{пр.р}} = 385.0 \cdot \text{см}^2$ составляют (после преобразования формулы Журавского для прямоугольного сечения) $\tau := 1.5 \cdot \frac{Q}{F_p} = 0.4 \cdot \text{МПа} < R_{\text{ск}} = 1.6 \cdot \text{МПа}$.

Запас по прочности составляет $\frac{R_{\text{ск}} - \tau}{R_{\text{ск}}} = 77.5\%$.

2. Расчет прогиба панели

(по 2-й группе предельных состояний - по деформативности)

2.1. Прогиб панели в середине пролета

Прогиб панели в середине пролета по [1, п. 4.34] следует определять без учета работы обшивок, так как они не работают на изгиб совместно с ребрами.

Предельный относительный прогиб " $f_{\text{пр}}$ " определяется по табл. Е.1 [2] и табл. 19 [2], в соответствии с которыми прогиб в долях пролета составляет $1/f_L$, где $f_L := 200$ (для плит покрытия в соответствии с [1]).

Тогда предельный по нормам прогиб составит $f_{\text{пр}} := L \cdot \frac{1}{f_L} = 21 \cdot \text{мм}$.

Фактический прогиб $f := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_n \cdot L_p^4}{E_{\text{др}} \cdot J_{\text{др}}} = 13 \cdot \text{мм}$, что меньше предельного прогиба $f_{\text{пр}} = 21 \cdot \text{мм}$.

Запас составляет $\left(\frac{f_{\text{пр}} - f}{f_{\text{пр}}} \right) = 36\%$.

3. Расчет расхода материалов на конструкцию панели

Расход древесины на продольные и поперечные ребра составляет.

Суммарная ширина продольных ребер составляет $b_{\text{пр.р}} = 220 \cdot \text{мм}$, высота ребер $h_p = 175.0 \cdot \text{мм}$

Суммарная ширина поперечных ребер составляет $b_{\text{поп.р.}} := 2 \cdot b_{\text{кр}} + n_{\text{поп.ср}} \cdot b_{\text{ср}} = 160.0 \cdot \text{мм}$

Расход древесины на каркас панели составляет $V_{\text{др}} := h_p \cdot (b_{\text{пр.р}} + b_{\text{поп.р.}}) \cdot L_{\text{факт}} = 0.3 \cdot \text{м}^3$.

Расход на **Материал_обшивок = "Плита OSB (ОСП-4) с ориентированной стружкой"**

составляет $V_{\text{обш}} := 2 \cdot (B_{\text{факт}} \cdot L_{\text{факт}} \cdot \delta_{\text{обш}}) = 0.1 \cdot \text{м}^3$.

Расход утеплителя толщиной $t_{\text{утл}} = 150 \cdot \text{мм}$ $V_{\text{утпл}} := t_{\text{утл}} \cdot (B_{\text{факт}} - b_{\text{пр.р}}) \cdot (L_{\text{факт}} - b_{\text{поп.р.}}) = 0.8 \cdot \text{м}^3$.

Расход листов гипсокартона на огнезащиту $W_{\text{зпс}} := B \cdot L_{\text{факт}} = 6.3 \cdot \text{м}^2$ толщиной $t_{\text{зпс}} = 12 \cdot \text{мм}$.

Расход кровельного материала $F_{\text{кров}} := B \cdot L = 6.3 \cdot \text{м}^2$ весом $\rho_{\text{здр}} = 10.0 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$.

Расход основных материалов на 1 кв. м перекрываемой площади

для здания с уклоном кровли $i := 15\%$ (или углом ската $\alpha := \text{atan}(i) = 8.5^\circ$).

Расход древесины на каркас панели

$$\frac{V_{др}}{\cos(\alpha) \cdot L \cdot B} = 0.045 \cdot \frac{M^3}{M^2}$$

Расход *Материал_обшивок* = **"Плита OSB (ОСП-4) с ориентированной стружкой"**

$$\frac{V_{обш}}{(\cos(\alpha) \cdot L \cdot B)} = 0.0237 \cdot \frac{M^3}{M^2}$$

Литература

1. СП 64.13330.2011. *Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80*. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. *Нагрузки и воздействия*. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. *Надежность строительных конструкций и оснований*. М.: Стандартинформ, 2015.
4. *Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие* / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
5. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. *Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие*. М.: АСВ, 2002. 285 с.
6. *Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический*. В 2 кн. Кн. 1. Под ред. А.А. Уманского. Изд. 2-е, передел. и доп. М.: Стройиздат, 1972. 600 с.
7. Островидов А.М., Кузнецов И. *Таблицы для проектирования мостов. Справочник. Раздел 3. Глава 10. Данные для расчета балок*. М.: Научно-техническое изд-во автотранспортной литературы, 1959.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 2.2. Плита покрытия клефанерная с дощатыми ребрами и фанерными обшивками

Запроектировать плиту для общественного здания в г. _____ (_____ снеговой район), в котором нормативное значение веса снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $s_g := 1.5 \text{ кПа}$ по [2, табл. 10.1]. Пролет здания в осях на опорах $L_{зд} := 15.0 \text{ м}$.

Плита - утепленная, с фанерными обшивками, приклеенными к продольным дощатым ребрам.

Длину плиты L принимаем равной шагу поперечных рам в каркасе здания. Шаг рам в осях $Ш := 6.0 \text{ м}$.

Длина плиты $L := Ш = 600 \text{ см}$.

Принимаем число поперечных рам $n_{ш} := 7$. Тогда длина здания составит $D := n_{ш} \cdot Ш = 42 \text{ м}$.

Ширину плиты принимаем равной стандартным размерам листов фанеры $B := 1.5 \text{ м}$. Фанерные листы обшивки располагаем волокнами рубашек вдоль плиты. В этом случае листы можно стыковать на "ус" с длиной уса 10δ , где δ - толщина обшивки. При расположении наружных волокон поперек плиты усовое соединение работает ненадежно и рекомендуется применять двусторонние накладки на стык листов. При расчете на прочность растянутой обшивки соединение на "ус" или с накладками учитывается коэффициент ослабления m_{ϕ} , который для обычной фанеры равен 0.6 и 0.8 для бакелизированной.

Обшивки принимаем из фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ плотностью $\rho_{\phi} := 7 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$.

Нижняя обшивка толщиной $\delta_{н} := 7 \text{ мм}$, верхняя - $\delta_{в} := 10 \text{ мм}$.

Ребра каркаса - сосновые сухие (12%) доски 2-го сорта с плотностью $\rho_{д} := 5.0 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$.

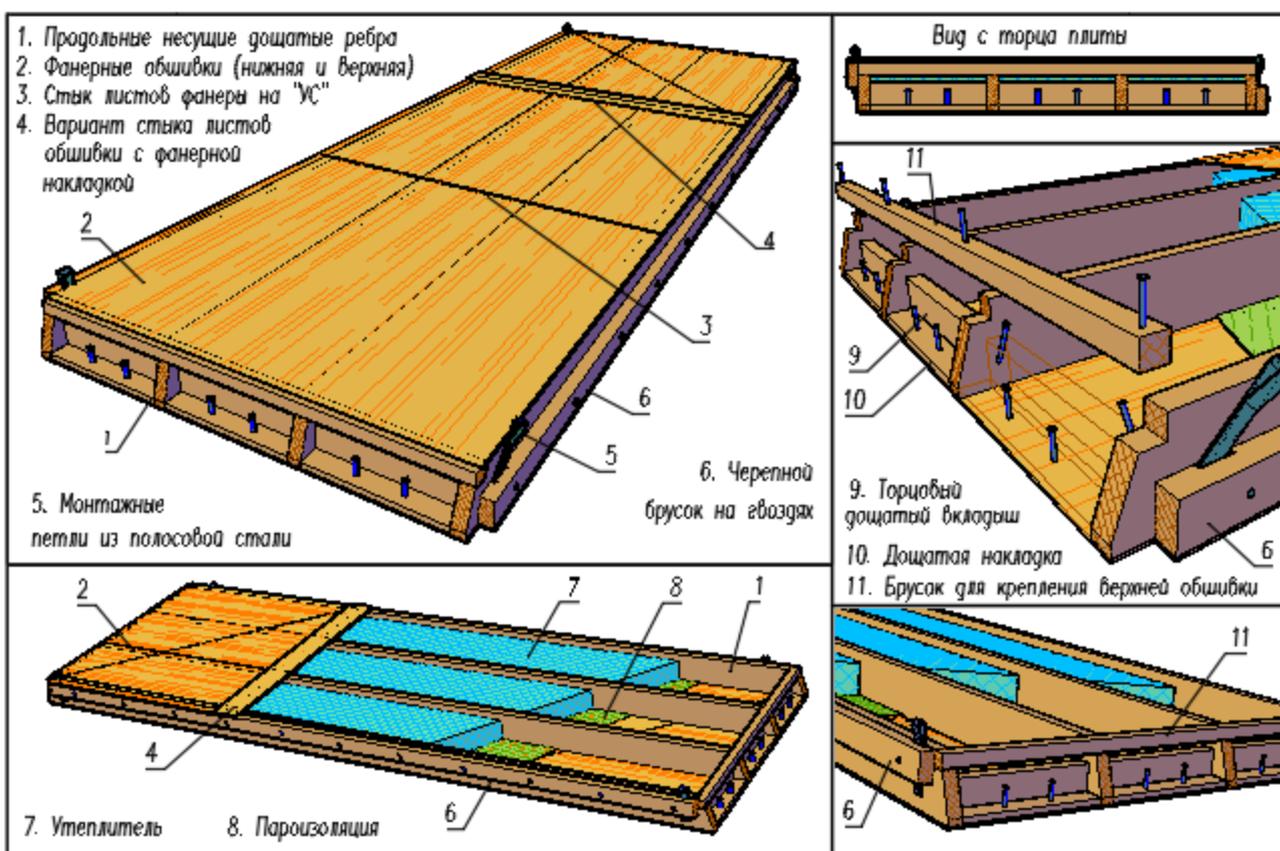


Рис. 1. Общий вид панели покрытия с дощатыми ребрами и приклеенными к ним фанерными обшивками

Число продольных ребер принимаем $n_p := 4$. Сечение ребер - по сортаменту пиломатериалов ГОСТ 24454-80. Ширина ребра $b_p := 44.0 \text{ мм}$ (но не менее 25 мм), высота - $h_p := 200 \text{ мм} - 5 \text{ мм} = 195 \text{ мм}$,

где 5 мм - величина фрезерования кромок для приклеивания фанерных обшивок.

Тогда $h_p = 195 \text{ мм}$, а высота плиты составляет $h := h_p + \delta_n + \delta_e = 212 \text{ мм}$. Это соответствует

общим рекомендациям: $h = (1/25 - 1/40)L$. ($\frac{L}{h} = 28$).

Фактический продольный размер плиты составляет $L_o := L - 20 \text{ мм} = 5980 \text{ мм}$.

Фактическая ширина панели с учетом бокового технологического зазора 10-15 мм при монтаже составляет $V_{\text{факт}} := B - 15 \text{ мм} = 1485 \text{ мм}$.

Поперечные ребра не ставим, кроме двух обрамляющих в торцах плиты с зазором для продуха утеплителя.

Ширину площадки опирания принимаем 6 см (не менее 5,5 см по [1, п. 6.7]).

Расчетный пролет плиты $l_p := L - 6 \text{ см} = 5940 \text{ мм}$.

Верхнюю гидроизоляцию выполняем из кровельного ковра "КАТЕПАЛ" весом 1 кв. м - $\rho_{\text{здр}} := 0.05 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

- 1/К26
- 2/К24
- 3/К16

Выберем **Сорт/Класс прочности** древесины с СП 64.13330.2011 и **уровень ответственности** проектируемого здания

- Повышенный уровень ответственности
- Нормальный уровень ответственности
- Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 1$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751 2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

1. Сбор нагрузок от элементов панели

Утеплитель - жесткие или полужесткие минераловатные плиты марки _____

плотностью $\rho_{\text{ут}} := 160 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$, толщиной $t_{\text{ум}} := 200 \text{ мм}$.

Пароизоляция - двухслойная полиэтиленовая пленка толщиной слоя $t_{\text{пэ}} := 0.1 \text{ мм}$,

плотностью $\rho_{\text{пэ}} := 1200 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$.

Для огнезащиты подшиваем снизу плиту двумя листами гипсокартона по дощатой обрешетке с шагом 60 см. Плотность гипсокартонного листа $\rho_{\text{гпс}} := 1600 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$.

Из конструктивных соображений монтажа и заделки межплитного шва ширину панели принимаем на 30 мм меньше $B - 30 \text{ мм} = 1470 \text{ мм}$.

Вычислим нормативный вес всех элементов панели на 1 кв. м горизонтальной поверхности:

1. Кровельный ковер "КАТЕПАЛ" - $G_{\text{здр}} := \rho_{\text{здр}} = 0.050 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

2. Обшивки панели - $G_n := \rho_f \cdot (\delta_n + \delta_e) = 0.119 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

3. Дощатый каркас - $G_d := \rho_d \cdot \left(\frac{n_p \cdot b_p \cdot h_p}{B} + \frac{2 \cdot b_p \cdot h_p}{L} \right) = 0.129 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

4. Утеплитель - $G_{\text{ум}} := \rho_{\text{ум}} \cdot t_{\text{ум}} \cdot \frac{(B - n_p \cdot b_p - 30 \text{ мм})}{B} = 0.271 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

5. Пароизоляция - $G_{пэ} := \rho_{пэ} \cdot 2 \cdot t_{пэ} = 0.00235 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

6. Обрешетка под гипсокартон - $G_{обр} := 5.0 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2} = 0.049 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

7. Два листа гипсокартона толщиной $t_{зпс} := 14 \text{ мм}$ - $G_{зпс} := \rho_{зпс} \cdot 2 \cdot t_{зпс} = 0.439 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

8. Нормативная снеговая нагрузка S_o с учетом коэффициента c_e сноса снега ветром и уклона скатов до 12%, (а также $k := 0.65$ - для местности типа "___" и $l_c := \left(2 \cdot L_{зд} - \frac{L_{зд}^2}{D} \right) \cdot \frac{1}{\text{м}} = 24.6$)

$c_e := (1.2 - 0.4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0.8 + 0.002 \cdot l_c) = 0.745$. При $c_t := 1.0$ и $\mu := 1.0$ (так как уклон менее 30°)

получаем $S_o := c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot s_g = 1.12 \cdot \text{кПа}$.

Расчетные характеристики материалов

Для фанеры: $R_{фр} := 14.0 \text{ МПа}$ - растяжение вдоль волокон рубашек;
 $R_{фс} := 12.0 \text{ МПа}$ - сжатие вдоль волокон рубашки;
 $R_{фск} := 0.8 \text{ МПа}$ - скалывание в плоскости листа;
 $R_{фи} := 6.5 \text{ МПа}$ - изгиб из плоскости поперек волокон рубашки;
 $E_{ф} := 9000 \text{ МПа}$ - модуль упругости вдоль волокон наружных слоев.

Для древесины: $R_u := 13.0 \cdot \text{МПа}$ - изгиб (для сосны 2-го сорта);
 $R_{ск} := 1.6 \cdot \text{МПа}$ - скалывание вдоль волокон;
 $E_{др} := 10000.0 \cdot \text{МПа}$ - модуль упругости.

Таблица сбора нагрузок на 1 кв. метр горизонтальной поверхности

Наименование нагрузки		Норматив. нагрузка, кН/м ²	Козф-т надежн. по нагр.	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная				
1	Кровельный ковер КАТЕПАЛ	0.050	1.3	0.07
	Собственный вес панели			
2	обшивки фанерные -	0.119	1.1	0.13
3	дощатый каркас -	0.129	1.1	0.14
4	утеплитель эффективный -	0.271	1.1	0.30
5	пароизоляция рулонная -	0.002	1.2	0.00
6	обрешетка деревянная -	0.049	1.2	0.06
7	лист гипсокартона -	0.439	1.2	0.53
8	Итого	1.059		1.224
Временная				
9	Снеговая	1.118	1.4	1.57
	Всего	2.177		2.789

Подсчитаем нагрузки на 1 пог. метр балки с учетом ответственности сооружения ($\gamma_n = 1.0$) .

Из таблицы нормативная нагрузка на 1 кв. м: $q'_n := q'_n \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 2.18 \cdot \text{кПа}$.

Полные нагрузки на 1 пог. м панели при ее ширине $B = 1.5 \cdot \text{м}$ составляют :

Нормативная погонная нагрузка:

$$g_n := q'_n \cdot B \cdot \gamma_n = 3.27 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Из таблицы расчетная нагрузка на 1 кв. м:

$$q' := q' \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 2.79 \cdot \text{кПа}$$

Расчетная погонная нагрузка:

$$g_p := q' \cdot B \cdot \gamma_n = 4.18 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

2. Определение геометрических характеристик по методу приведенного сечения

Так как фанерные обшивки и деревянные ребра склеены между собой и работают совместно, конструктивный расчет следует выполнять по методу приведенного сечения. Согласно этому методу в расчет вводятся не фактические геометрические характеристики, а приведенные к тому материалу, в котором проверяется прочность. В панели обшивки являются наиболее напряженными, поэтому геометрические характеристики приводим к фанере с помощью коэффициента приведения m , равного отношению модуля упругости приводимого материала (древесины) к модулю упругости материала, к которому приводят (фанере).

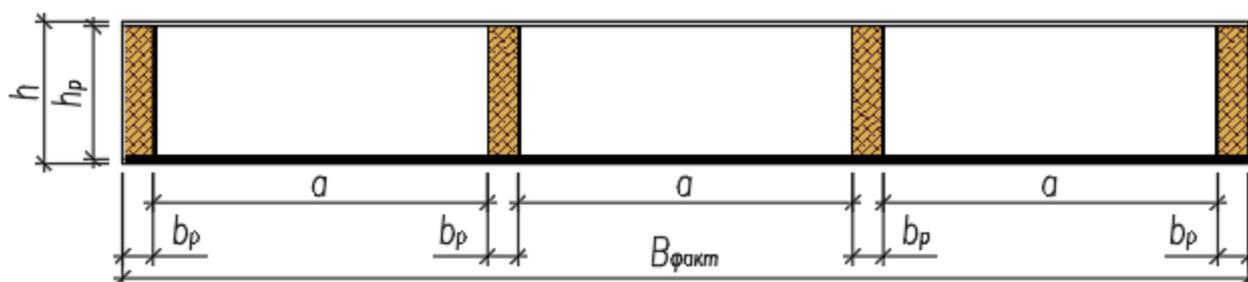


Рис. 2. Сечение клефанерной панели с дощатыми ребрами и фанерными обшивками

Расчетную ширину ребристых панелей $B_{расч}$ принимают с

$$B_{расч}(a) := \begin{cases} 0.9 \cdot B & \text{if } \frac{L}{a} \geq 6 \\ 0.15 \cdot \left(\frac{L}{a}\right) \cdot B & \text{if } \frac{L}{a} < 6 \end{cases}$$

с учетом отношения L/a , где a - расстояние между ребрами в свету

$$a := \frac{(B - 30\text{мм} - b_p \cdot n_p)}{(n_p - 1)} = 43.1 \cdot \text{см}; \quad \text{При } \frac{L}{a} = 13.9 \text{ расчетная ширина равна } B_{расч}(a) = 1.35 \cdot \text{м}$$

Определим геометрические характеристики по методу приведенного сечения.

Коэффициент приведения к фанере $m_{пр.ф} := \frac{E_{др}}{E_f} = 1.11$

Площадь нижней обшивки: $F_n := \delta_n \cdot B_{расч}(a) = 94.5 \cdot \text{см}^2$; верхней - $F_e := \delta_e \cdot B_{расч}(a) = 135.0 \cdot \text{см}^2$.

Площадь ребер $F_p := h_p \cdot n_p \cdot b_p \cdot m_{пр.ф} = 381.3 \cdot \text{см}^2$.

Приведенная к фанере площадь сечения $F_{пр} := F_n + F_e + F_p = 610.8 \cdot \text{см}^2$.

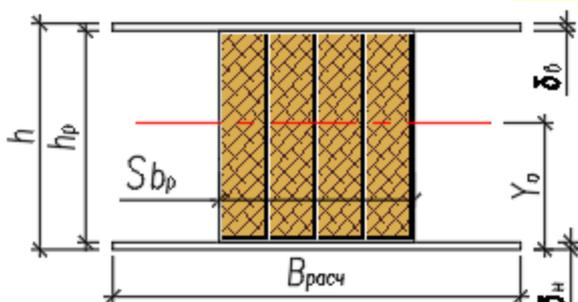


Рис. 3. Расчетная схема сечения клефанерной панели с дощатыми ребрами

Статический момент относительно нижней плоскости нижней обшивки, приведенный к фанере

$$S_{\text{прф}} := F_n \cdot \frac{\delta_n}{2} + F_e \cdot \left(h - \frac{\delta_e}{2} \right) + F_p \cdot \left(\delta_n + \frac{h_p}{2} \right) = 6812.5 \cdot \text{см}^3 .$$

Центр тяжести сечения относительно нижней обшивки $y_o := \frac{S_{\text{прф}}}{F_{\text{пр}}} = 111.5 \cdot \text{мм} .$

Собственные моменты инерции нижней и верхней обшивок

$$J_{\text{фн}} := \frac{B_{\text{расч}}(a) \cdot \delta_n^3}{12} = 3.9 \cdot \text{см}^4 ; \quad J_{\text{фе}} := \frac{B_{\text{расч}}(a) \cdot \delta_e^3}{12} = 11.3 \cdot \text{см}^4 ;$$

Собственный момент инерции ребер $J_p := \frac{F_p}{m_{\text{пр.ф}}} \cdot \left[\left(\frac{h_p}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{3} + \left(y_o - \frac{h_p}{2} - \delta_n \right)^2 \right] = 11045 \cdot \text{см}^4 .$

Приведенный к фанере момент инерции панели относительно нейтральной оси

$$J_{\text{прф}} := J_{\text{фн}} + J_{\text{фе}} + F_n \cdot \left(y_o - \frac{\delta_n}{2} \right)^2 + F_p \cdot \left[\left(\frac{h_p}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{3} + \left(y_o - \frac{h_p}{2} - \delta_n \right)^2 \right] + F_e \cdot \left(h - y_o - \frac{\delta_e}{2} \right)^2 = 35620 \cdot \text{см}^4 .$$

Момент инерции фанерных обшивок

$$J_{\text{ф}} := J_{\text{фн}} + J_{\text{фе}} + F_n \cdot \left(y_o - \frac{\delta_n}{2} \right)^2 + F_e \cdot \left(h - y_o - \frac{\delta_e}{2} \right)^2 = 23348 \cdot \text{см}^4 .$$

Статический момент верхней обшивки относительно нейтральной оси, приведенный к фанере

$$S_{\text{епрф}} := F_e \cdot \left(h - y_o - \frac{\delta_e}{2} \right) = 1289 \cdot \text{см}^3 .$$

Статический момент отсеченной выше нейтральной оси части сечения, приведенный к древесине

$$S_{\text{опрд}} := \frac{S_{\text{епрф}}}{m_{\text{пр.ф}}} + \frac{b_p}{2} \cdot n_p \cdot (h - y_o - \delta_e)^2 = 1880 \cdot \text{см}^3 .$$

3. Конструктивный расчет

3.1. Расчет по 1-й группе предельных состояний (по несущей способности)

Максимальный изгибающий момент в центре плиты $M_o := \frac{g_p \cdot l_p^2}{8} = 18.5 \cdot \text{кН} \cdot \text{м} .$

Поперечная сила на опоре $Q := \frac{g_p \cdot l_p}{2} = 12.4 \cdot \text{кН} .$

3.1.1. Нормальные напряжения в нижней растянутой обшивке

В центре пролета напряжения в растянутой обшивке $\sigma_o := \frac{M_o}{J_{\text{прф}}} \cdot y_o = 5.8 \cdot \text{МПа} .$

Прочность обшивки в центре пролета определяется наличием (или отсутствием) стыка фанеры в этом месте и соответственно значением коэффициента $m_{\text{ф}}$, который в нашем случае составляет $m_{\text{ф}} := 1$, а прочность равна $m_{\text{ф}} \cdot R_{\text{фр}} = 14 \cdot \text{МПа} .$

Таким образом $\sigma_o = 5.8 \cdot \text{МПа} < m_{\text{ф}} \cdot R_{\text{фр}} = 14 \cdot \text{МПа} .$

Запас по прочности составляет $\frac{R_{\text{фр}} \cdot m_{\text{ф}} - \sigma_o}{R_{\text{фр}} \cdot m_{\text{ф}}} = 59 \% .$



Рис. 4. Схема разрушения панели от разрыва нижней обшивки в соединении на "ус"

Если стык фанеры расположен не в центре пролета, а на расстоянии $x_{\text{стык}} := 1.5 \cdot \text{м}$, то изгибающий момент в этом месте будет равен $M_{\text{стык}} := \frac{g_p \cdot x_{\text{стык}}}{2} \cdot (l_p - x_{\text{стык}}) = 13.9 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$ и коэффициент $m_{\text{ф}} := 0.6$.

Нормальные напряжения в месте стыка на "ус" определяется $\sigma_x := \frac{M_{\text{стык}}}{J_{\text{прф}}} \cdot y_o = 4.4 \cdot \text{МПа}$.

А прочность фанеры в стыке составляет $m_{\text{ф}} \cdot R_{\text{фр}} = 8.4 \cdot \text{МПа}$.

Запас по прочности составляет $\frac{R_{\text{фр}} \cdot m_{\text{ф}} - \sigma_x}{R_{\text{фр}} \cdot m_{\text{ф}}} = 48\%$.

3.1.2. Устойчивость верхней сжатой обшивки

Гибкость верхней обшивки определяется показателем $\phi(a)$, который зависит от расстояния "а" в свету между ребрами.

При ранее вычисленном значении $a = 43.1 \cdot \text{см}$ и толщине верхней обшивки $\delta_e = 10 \cdot \text{мм}$

имеем показатель $\frac{a}{\delta_e} = 43.1$

$$\phi(a) := \begin{cases} 1 - \left(\frac{a}{\delta_e}\right)^2 \cdot \frac{1}{5000} & \text{if } \frac{a}{\delta_e} < 50 \\ 1250 \cdot \left(\frac{\delta_e}{a}\right)^2 & \text{if } \frac{a}{\delta_e} \geq 50 \end{cases}$$



Рис. 5. Схема разрушения панели от потери устойчивости верхней сжатой обшивки

Показатель $\phi(a) = 0.628$, так как $\frac{a}{\delta_e} = 43.1$ ($a = 43.1 \cdot \text{см}$ при числе продольных ребер $n_p = 4$).

Напряжения в сжатой обшивке $\sigma_c := \frac{M_o}{(J_p \cdot m_{\text{пр.ф}} + J_{\text{ф}} \cdot \phi(a))} \cdot (h - y_o) = 6.9 \cdot \text{МПа}$. ($R_{\text{фс}} = 12.0 \cdot \text{МПа}$).

Запас по прочности составляет $\frac{R_{\text{фс}} - \sigma_c}{R_{\text{фс}}} = 43\%$.

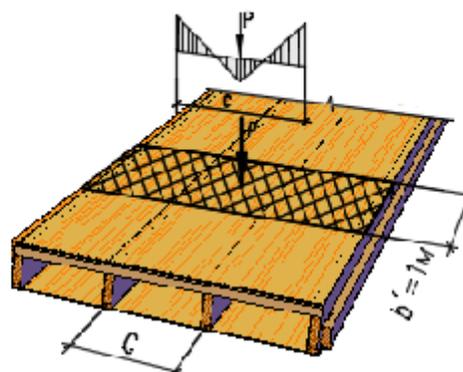
3.1.3. Местный изгиб верхней обшивки от сосредоточенного груза (монтажника с инструментом $F := 1.2 \cdot \text{кН}$ - $\gamma_n = 1.20 \cdot \text{кН}$)

Обшивка при этом работает на изгиб в направлении поперек плиты, где прочность и деформативность отличны от прочности и деформативности вдоль плиты, в силу анизотропии фанеры.

Изгибающий момент $M_F := \frac{F \cdot (a + b_p)}{8} = 0.071 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$, где

$C := (a + b_p) = 47.5 \cdot \text{см}$ - расстояние между ребрами в осях.

M_F действует в поперечном направлении. Условно предполагается, что действие сосредоточенного груза P распределяется на ширину $b' = 1 \text{ м}$, а расчетной схемой является балка с заземленными концами (см. схему).



Тогда момент сопротивления верхней обшивки $W_e := \frac{1 \text{ м} \cdot \delta_e^2}{6} = 16.7 \cdot \text{см}^3$.

А напряжения в обшивке $\sigma_F := \frac{M_F}{W_e} = 4.3 \cdot \text{МПа}$.

Прочность на изгиб фанерной обшивки в поперечном направлении $R_{\text{фи}} = 6.5 \cdot \text{МПа}$.

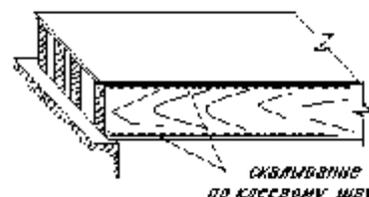
Запас по прочности составляет $\frac{R_{\text{фи}} - \sigma_F}{R_{\text{фи}}} = 34. \%$.

3.1.4. Скалывание по клеевому шву в местах приклейки верхней обшивки к ребрам

Касательные напряжения $\tau := \frac{Q \cdot S_{\text{прф}}}{J_{\text{прф}} \cdot n_p \cdot b_p} = 0.255 \cdot \text{МПа}$.

Прочность фанерных слоев (шпонов) на скалывание определяется $R_{\text{фск}} = 0.8 \cdot \text{МПа}$.

Обращаем внимание на то, что проверка прочности на скалывание производится не в шве "ребро-обшивка", а в шве между слоями шпонов фанеры в месте приклеивания ее к ребру. Дело в том, что прочность фанеры на скалывание между соседними слоями шпонов меньше, чем прочность склейки "фанера-ребро". Это обусловлено технологией производства фанеры.



Запас по прочности составляет $\frac{R_{\text{фск}} - \tau}{R_{\text{фск}}} = 68. \%$.

3.1.5. Прочность деревянных ребер на скалывание по нейтральной оси

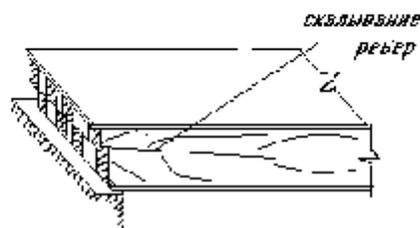
Касательные напряжения по нейтральной оси ребер:

$$\tau_{\partial} := \frac{Q \cdot S_{\text{прд}}}{\left(\frac{J_{\text{прф}}}{m_{\text{пр.ф}}} \right) \cdot n_p \cdot b_p} = 0.414 \cdot \text{МПа}.$$

Обращаем внимание на то, что поскольку напряжения проверяются в древесине, то и геометрические характеристики сечения должны быть вычислены с приведением к древесине. Поэтому момент инерции $J_{\text{прф}}$, приведенный к фанере, умножается на обратную величину коэффициента приведения $m_{\text{пр.ф}}$, т.е. $\frac{1}{m_{\text{пр.ф}}}$.

Прочность деревянных ребер на скалывание $R_{\text{ск}} = 1.60 \cdot \text{МПа}$.

Запас по прочности составляет $\frac{R_{\text{ск}} - \tau_{\partial}}{R_{\text{ск}}} = 74. \%$.



3.2. Расчет по 2-й группе предельных состояний (по деформативности)

Прогиб панели в середине пролета по п. 4.34 [1] следует определять, принимая жесткость равной $0.7 \cdot E_{\text{ф}} \cdot J_{\text{прф}}$

Предельный относительный прогиб " $f_{\text{пр}}$ " определяется по табл. Е.1 [2] и табл. 19 [2], в соответствии с которыми прогиб в долях пролета составляет $1/f_L$, где относительный прогиб панели составит $f_L := 200$. Тогда предельный прогиб составит $f_{\text{пр}} := L \frac{1}{f_L} = 30 \cdot \text{мм}$.

Фактический прогиб $f := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_n \cdot l_p^4}{0.7 \cdot E_{\text{ф}} \cdot J_{\text{прф}}} = 23.6 \cdot \text{мм}$, что меньше предельного прогиба $f_{\text{пр}} = 30 \cdot \text{мм}$.

Запас составляет $\left(\frac{f_{\text{пр}} - f}{f_{\text{пр}}} \right) = 21\%$.

4. Расчет расхода материалов на плиту покрытия

(Расход древесины и фанеры на продольные и поперечные ребра)

4.1. Расход древесины на каркас панели

Древесина поясов продольных ребер сечением $b_p = 44 \cdot \text{мм}$ $h_p = 195 \cdot \text{мм}$.

$$V_{\text{пр.р}} := 2 \cdot L_o \cdot b_p \cdot h_p \cdot n_p = 0.41 \cdot \text{м}^3$$

Древесина на торцовые ребра $V_{\text{пп.р}} := 2 \cdot (B_{\text{факт}} - n_p \cdot b_p) \cdot 75 \cdot \text{мм} \cdot 50 \cdot \text{мм} = 0.010 \cdot \text{м}^3$.

Общий расход древесины $V_{\text{др}} := V_{\text{пр.р}} + V_{\text{пп.р}} = 0.42 \cdot \text{м}^3$.

4.2. Расход фанеры на обшивки панели

Фанера на верхнюю обшивку толщиной $\delta_e = 10 \cdot \text{мм}$ $V_{\text{еф}} := L_o \cdot B_{\text{факт}} \cdot \delta_e = 0.1 \cdot \text{м}^3$.

Фанера на нижнюю обшивку толщиной $\delta_n = 7 \cdot \text{мм}$ $V_{\text{нф}} := L_o \cdot B_{\text{факт}} \cdot \delta_n = 0.1 \cdot \text{м}^3$.

Общий расход фанеры $V_{\text{ф}} := V_{\text{еф}} + V_{\text{нф}} = 0.151 \cdot \text{м}^3$.

Расход утеплителя толщиной $t_{\text{ум}} = 200 \cdot \text{мм}$ $V_{\text{ум}} := (B_{\text{факт}} - n_p \cdot b_p) \cdot (L_o - 2 \cdot 50 \cdot \text{мм}) \cdot t_{\text{ум}} = 1.5 \cdot \text{м}^3$.

Расход листов гипсокартона на огнезащиту $W_{\text{зпс}} := B \cdot L = 9.0 \cdot \text{м}^2$ толщиной $t_{\text{зпс}} = 14 \cdot \text{мм}$.

Расход кровельного материала $F_{\text{кроев}} := B \cdot L = 9.0 \cdot \text{м}^2$ весом $\rho_{\text{здр}} = 5.1 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$.

4.3. Расход основных материалов на 1 кв. м перекрываемой площади

для здания с уклоном кровли $i := 10\%$ (или углом ската $\alpha := \text{atan}(i) = 5.7^\circ$).

Расход древесины для каркаса панели $\frac{V_{\text{др}}}{\cos(\alpha) \cdot L \cdot B} = 0.0469 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}$.

$$\text{Расход фанеры для панели покрытия} \quad \frac{V_{\phi}}{(\cos(\alpha) \cdot L \cdot B)} = 0.0169 \cdot \frac{M^3}{M^2}$$

$$\text{Расход утеплителя для панели покрытия} \quad \frac{V_{ум}}{(\cos(\alpha) \cdot L \cdot B)} = 0.1719 \cdot \frac{M^3}{M^2}$$

$$\text{Расход гипсокартона на огнезащиту панели} \quad \frac{W_{зпс}}{(\cos(\alpha) \cdot L \cdot B)} = 1.0050 \cdot \frac{M^2}{M^2}$$

Литература

1. СП 64.13330.2011. *Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80.* М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. *Нагрузки и воздействия.* М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. *Надежность строительных конструкций и оснований.* М.: Стандартинформ, 2015.
4. *Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова.* М.: АСВ, 2011. 536 с.
5. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. *Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие.* М.: АСВ, 2002. 285 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 2.3. Плита покрытия с клефанерными ребрами и фанерными обшивками

Запроектировать плиту покрытия для здания в г. _____ (_____ снеговой район), в котором нормативное значение веса снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $s_g := 2.5 \text{ кПа}$ по [2, табл. 10.1]. Пролет здания в осях на опорах $L_{зд} := 18.0 \text{ м}$.

Шаг поперечных рам в осях $Ш := 6.0 \text{ м}$, тогда пролет (длина) плиты $L := Ш = 6 \cdot \text{м}$.

Принимаем число поперечных рам $n_{ш} := 11$. Тогда длина здания составит $D := n_{ш} \cdot Ш = 66 \cdot \text{м}$.

Ширину плиты принимаем равной стандартным размерам листов фанеры $B := 1.5 \text{ м}$. Фанерные листы обшивки располагаем волокнами рубашек вдоль плиты. В этом случае листы можно стыковать на "ус" с длиной уса 10δ , где δ - толщина обшивки. При расположении наружных волокон поперек плиты усовое соединение работает ненадежно и рекомендуется применять двусторонние накладки на стык листов. Обшивки принимаем из фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ плотностью $\rho_{ф} := 7 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$.

Нижняя обшивка толщиной $\delta_{н} := 7 \text{ мм}$, верхняя - $\delta_{е} := 9 \text{ мм}$.

Ребра каркаса - комбинированные из сосновых сухих брусков 2-го сорта с плотностью $\rho_{др} := 5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ и фанерных стенок из той же фанеры обшивок, толщиной $\delta_{фст} := 9 \text{ мм}$.

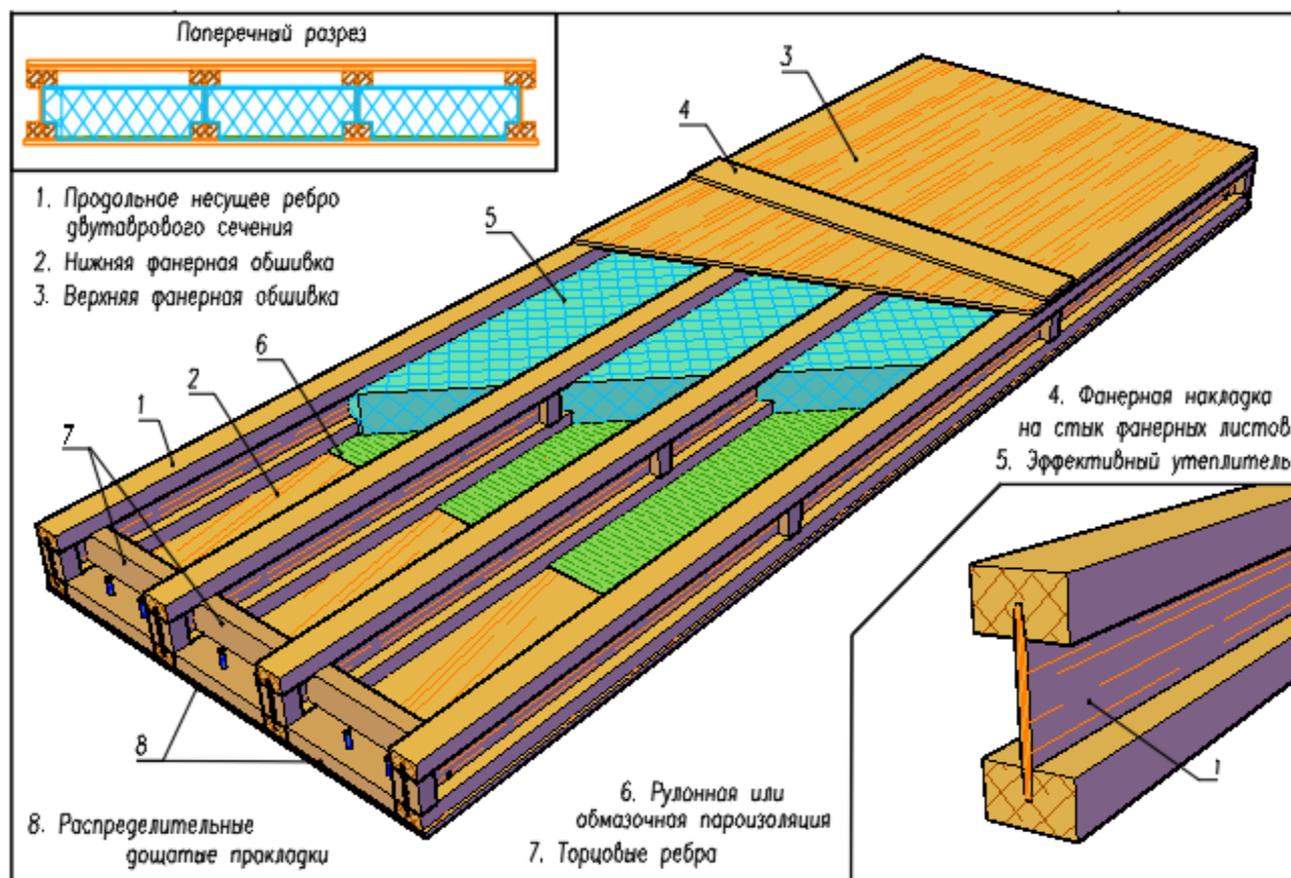


Рис. 1. Общий вид панели покрытия с клефанерными ребрами

Ребра выполняем двутаврового сечения из сосновых брусков и фанерной стенки, вклеенной в пропил брусковых поясов. Ширина брусков $b_{бр} := 70 \text{ мм}$, высота $h_{бр} := 50 \text{ мм}$. Глубину пропила в поясах принимаем $a_{пр} := 20 \text{ мм}$. Фанерную стенку выполним из полос фанеры, распустив стандартный лист по ширине листа (равной $B = 1.5 \cdot \text{м}$) вдоль волокон наружных слоев на $n_{плс} := 8$ полос. С учетом ширины пропила 4 мм (при раскрое фанеры) из стандартного листа получится фанерная стенка

высотой $h_{фст} := \frac{B - (n_{плс} - 1) \cdot 4 \cdot \text{мм}}{n_{плс}} = 184 \cdot \text{мм}$. Тогда высота сечения ребра с учетом припуска на

фрезерование наружных граней поясов $\Delta_{фр} := 4 \text{ мм}$, к которым приклеиваем фанерную обшивку, составит $h_p := h_{фст} - 2 \cdot a_{пр} + 2 \cdot h_{бр} - 2 \cdot \Delta_{фр} = 236 \cdot \text{мм}$. При этом новая расчетная высота пояса составит $h_{бр} := h_{бр} - \Delta_{фр} = 46 \cdot \text{мм}$. Число продольных ребер принимаем $n_p := 4$.

Высота плиты будет равна $h := h_p + \delta_n + \delta_e = 252 \cdot \text{мм}$.

Фактический продольный размер плиты $L_o := L - 20 \text{ мм} = 5980 \cdot \text{мм}$.

Ширина площадки опирания - 6 см (не менее 5.5 см по п. 8.7 [1]).

Расчетный пролет плиты $L_p := L_o - 6 \text{ см} = 5920 \cdot \text{мм}$.

Поперечные ребра не ставим, кроме двух обрамляющих в торцах плиты с зазором для продуха утеплителя.

Верхнюю гидроизоляцию выполняем из кровельного ковра "КАТЕПАЛ" весом 1 кв. м $\rho_{здр} := 10.1 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$.

- | | | |
|--|---|---|
| <input type="radio"/> 1/К26 | Выберем Сорт/Класс прочности применяемой древесины с СП 64.13330.2011 и уровень ответственности проектируемого здания | <input type="radio"/> Повышенный уровень ответственности |
| <input checked="" type="radio"/> 2/К24 | | <input checked="" type="radio"/> Нормальный уровень ответственности |
| <input type="radio"/> 3/К16 | | <input type="radio"/> Пониженный уровень ответственности |

Коэффициент $\gamma_n = 1$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751 2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

1. Сбор нагрузок от элементов панели

Утеплитель - твердые минераловатные плиты марки _____ плотностью $\rho_{ут} := 200 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$, толщиной $t_{ут} := 200 \text{ мм}$ (но не более высоты ребер $h_p = 236 \cdot \text{мм}$).

Пароизоляция - двухслойная полиэтиленовая пленка толщиной слоя $t_{пэ} := 0.1 \text{ мм}$.

плотностью $\rho_{пэ} := 1200 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$.

Для огнезащиты подшиваем снизу плиту двумя листами гипсокартона по дощатой обрешетке с шагом 60 см. Плотность гипсокартонного листа $\rho_{гпс} := 1600 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$.

Из соображений удобства монтажа и заделки продольного стыка панелей фактическую ширину панели принимаем на $\delta_{стык} := 30 \text{ мм}$ меньше - $V_{факт} := B - \delta_{стык} = 1470 \cdot \text{мм}$.

Расчетные характеристики материалов

Для фанеры:

$R_{фр} := 14.0 \text{ МПа}$ - растяжение вдоль волокон рубашки,

$R_{фс} := 12.0 \text{ МПа}$ - сжатие вдоль волокон рубашки,

$R_{фск} := 0.8 \text{ МПа}$ - скалывание в плоскости листа,

$R_{фср} := 6.0 \text{ МПа}$ - срез из плоскости листа,

$R_{фи} := 6.5 \text{ МПа}$ - изгиб из плоскости поперек волокон рубашки,

$E_f := 9000.0 \text{ МПа}$ - модуль упругости вдоль волокон наружных слоев.

Для древесины:

$R_u := 13.0 \text{ МПа}$ - изгиб,

$R_{ск} := 1.6 \text{ МПа}$ - скалывание вдоль волокон,

$E_{др} := 10000.0 \text{ МПа}$ - модуль упругости.

Вычислим нормативный вес всех элементов панели на 1 кв. м горизонтальной поверхности:

1. Кровельный ковер "КАТЕПАЛ" - $G_{здр} := \rho_{здр} = 0.1 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

2. Обшивки панели - $G_{п} := \rho_{ф} \cdot (\delta_{н} + \delta_{в}) = 0.11 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

3. Клефанерный каркас - $G_{крк} := \rho_{др} \cdot \rho_{р} \cdot \frac{2 \cdot (b_{бр} \cdot h_{бр} - \delta_{н} \cdot a_{пр})}{B} + \rho_{ф} \cdot \rho_{р} \cdot \frac{\delta_{фсм} \cdot h_{фсм}}{B} = 0.11 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

4. Утеплитель - $G_{ум} := \rho_{ум} \cdot t_{ум} \cdot \frac{(B - 30\text{мм})}{B} = 0.38 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

5. Пароизоляция - $G_{пз} := \rho_{пз} \cdot 2 \cdot t_{пз} = 0.0024 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

6. Обрешетка из брусков 50x50 мм под гипсокартон - $G_{обр} := 5.0 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2} = 0.05 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

7. Два листа гипсокартона толщиной $t_{зпс} := 10\text{-мм}$ - $G_{зпс} := \rho_{зпс} \cdot 2 \cdot t_{зпс} = 0.31 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

8. Нормативная снеговая нагрузка S_o с учетом коэффициента c_e сноса снега ветром и уклона скатов до 12% (а также $k := 0.65$ - для местности типа "_____" и $l_o := \left(2 \cdot L_{зд} - \frac{L_{зд}^2}{D} \right) \cdot \frac{1}{\text{м}} = 31.1$)

$c_e := (1.2 - 0.4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0.8 + 0.002 \cdot l_o) = 0.757$. При $c_t := 1.0$ и $\mu := 1.0$ (так как уклон менее 30°) получаем $S_o := c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot s_g = 1.89 \cdot \text{кПа}$.

Таблица сбора нагрузок на 1 кв. метр горизонтальной поверхности

Наименование нагрузки	Норматив. нагрузка, кН/м ²	Козф-т надежн. по нагр.	Расчетная нагрузка, кН/м ²
<i>Постоянная</i>			
1 Кровельный ковер КАТЕПАЛ	0.099	1.3	0.13
<i>Собственный вес панели</i>			
2 обшивки фанерные -	0.112	1.1	0.12
3 дощатый каркас -	0.113	1.1	0.12
4 утеплитель эффективный -	0.384	1.1	0.42
5 пароизоляция рулонная -	0.002	1.2	0.00
6 обрешетка деревянная -	0.049	1.2	0.06
7 лист гипсокартона -	0.314	1.2	0.38
8 Итого	1.074		1.237
<i>Временная</i>			
9 Снеговая	1.891	1.4	2.648
Всего	2.965		3.885

Подсчитаем нагрузки на 1 пог. метр балки с учетом ответственности сооружения ($\gamma_n = 1.0$).

Из таблицы нормативная нагрузка на 1 кв.м: $q'_n := g'_n \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 2.965 \cdot \text{кПа}$.

Полные нагрузки на 1 пог. м панели при ее ширине $B = 1.5\text{-м}$ составляют:

Нормативная погонная нагрузка: $g_n := q'_n \cdot B \cdot \gamma_n = 4.45 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$.

Из таблицы расчетная нагрузка на 1 кв. м: $q' := g' \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 3.885 \cdot \text{кПа}.$

Расчетная погонная нагрузка: $g_p := q' \cdot B \cdot \gamma_n = 5.83 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$

2. Определение геометрических характеристик сечений панели

Так как фанерные обшивки и ребра склеены между собой и работают совместно, конструктивный расчет следует выполнять по методу приведенного сечения. Согласно этому методу, в расчет вводятся не фактические геометрические характеристики, а приведенные к тому материалу, в котором проверяется прочность. В панели обшивки являются наиболее напряженными, поэтому геометрические характеристики приводим к фанере с помощью коэффициента приведения m , равного отношению модуля упругости приводимого материала (древесины) к модулю упругости материала, к которому приводят (фанере).

Расчетную ширину ребристых панелей $B_{\text{расч}}$ принимают с учетом отношения L/a ,

где a - расстояние между ребрами в свету $a := \frac{(B_{\text{факт}} - b_{\text{бр}} \cdot n_p)}{(n_p - 1)} = 39.7 \cdot \text{см};$

$$B_{\text{расч}}(a) := \begin{cases} 0.9 \cdot B & \text{if } \frac{L}{a} \geq 6 \\ 0.15 \cdot \left(\frac{L}{a}\right) \cdot B & \text{if } \frac{L}{a} < 6 \end{cases} \quad \text{При } \frac{L}{a} = 15.13 \text{ расчетная ширина равна } B_{\text{расч}}(a) = 1.35 \cdot \text{м}.$$

Определим геометрические характеристики по методу приведенного сечения.

Коэффициент приведения $m := \frac{E_{\text{др}}}{E_{\text{ф}}} = 1.11$. Геометрические характеристики фанерной стенки

следует умножить на $k_{\text{ф}} := 1.2$, который учитывает повышенный модуль упругости фанеры в плоскости листа.

Площадь нижней обшивки $F_{\text{н}} := \delta_{\text{н}} \cdot B_{\text{расч}}(a) = 94.5 \cdot \text{см}^2$ и верхней - $F_{\text{в}} := \delta_{\text{в}} \cdot B_{\text{расч}}(a) = 121.5 \cdot \text{см}^2$.

Приведенная площадь ребер $F_{\text{р}} := n_p \cdot [2 \cdot (h_{\text{бр}} \cdot b_{\text{бр}} - \delta_{\text{фст}} \cdot a_{\text{пр}}) \cdot m + h_{\text{фст}} \cdot \delta_{\text{фст}} \cdot k_{\text{ф}}] = 350 \cdot \text{см}^2$.

Приведенная к фанере площадь сечения $F_{\text{прф}} := F_{\text{н}} + F_{\text{в}} + F_{\text{р}} = 566 \cdot \text{см}^2$.

Статический момент относительно нижней плоскости нижней обшивки, приведенный к фанере:

$$S_{\text{прф}} := F_{\text{н}} \cdot \frac{\delta_{\text{н}}}{2} + F_{\text{в}} \cdot \left(h - \frac{\delta_{\text{в}}}{2}\right) + F_{\text{р}} \cdot \left(\delta_{\text{фст}} + \frac{h_{\text{р}}}{2}\right).$$

Центр тяжести относительно нижней обшивки $y_o := \frac{S_{\text{прф}}}{F_{\text{прф}}} = 132 \cdot \text{мм}.$

Приведенный к фанере нижней обшивки момент инерции сечения относительно нейтральной оси складывается из моментов инерции обшивок и ребер:

- для нижней обшивки - $J_{\text{н.прф}} := F_{\text{н}} \cdot \left(y_o - \frac{\delta_{\text{н}}}{2}\right)^2 = 15665 \cdot \text{см}^4.$

- для верхней обшивки - $J_{\text{в.прф}} := F_{\text{в}} \cdot \left(h - y_o - \frac{\delta_{\text{в}}}{2}\right)^2 = 16138 \cdot \text{см}^4.$

Для клефанерных ребер вычислим величину смещения нейтральной оси от геометрического центра

$$y'_o := y_o - \delta_{\text{н}} - h_{\text{бр}} + a_{\text{пр}} - \frac{h_{\text{фст}}}{2} = 7.3 \cdot \text{мм}.$$

Момент инерции клефанерных ребер состоит из момента инерции поясов

$$J_{p, \text{пояс}} := m \cdot \left[\frac{b_{бр} \cdot h_{бр}^3}{12} - \frac{\delta_{фст} \cdot a_{пр}^3}{12} + \left[\frac{(h_p - h_{бр})^2}{2} + 2 \cdot y'_o{}^2 \right] \cdot b_{бр} \cdot h_{бр} - \left[\frac{(h_{фст} - a_{пр})^2}{2} + 2 \cdot y'_o{}^2 \right] \cdot \delta_{фст} \cdot a_{пр} \right]$$

и момента инерции стенки

$$J_{p, \text{ст}} := \frac{\delta_{фст} \cdot h_{фст}^3}{12} \cdot k_{ф} + \delta_{фст} \cdot h_{фст} \cdot y'_o{}^2 \cdot k_{ф}$$

Тогда приведенный к фанерным обшивкам момент инерции всех ребер

$$J_{p, \text{прф}} := n_p \cdot (J_{p, \text{пояс}} + J_{p, \text{ст}}) = 27432 \cdot \text{см}^4$$

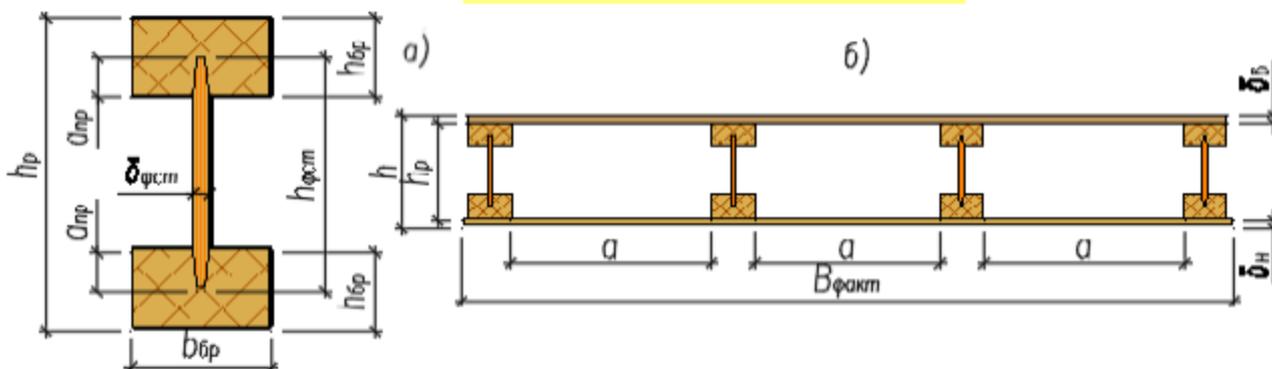


Рис. 2. Сечения панели покрытия: а - сечение ребра, б - сечение панели (без утеплителя)

Таким образом полный момент инерции всего сечения составляет:

$$J_{\text{прф}} := J_{н, \text{прф}} + J_{в, \text{прф}} + J_{p, \text{прф}} = 59235 \cdot \text{см}^4$$

Статический момент верхней обшивки относительно нейтральной оси, приведенный к фанере:

$$S_{e, \text{прф}} := F_e \cdot \left(h - y_o - \frac{\delta_e}{2} \right) = 1400.3 \cdot \text{см}^3$$

Статический момент отсеченной выше нейтральной оси части сечения, приведенный к фанере:

$$S_{o, \text{прф}} := S_{e, \text{прф}} + \left[h_{бр} \cdot b_{бр} \cdot \left(h - y_o - \frac{h_{бр}}{2} \right) - \delta_{фст} \cdot a_{пр} \cdot \left(h - y_o - h_{бр} + \frac{a_{пр}}{2} \right) \right] \cdot m \cdot n_p + n_p \cdot \delta_{фст} \cdot \frac{h_{фст}^2}{8} \cdot k_{ф}$$

$$S_{o, \text{прф}} = 2901 \cdot \text{см}^3$$

3. Расчет по 1-й группе предельных состояний (по несущей способности)

3.1. Статический расчет

Максимальный изгибающий момент в центре плиты $M_o := \frac{g_p \cdot L_p^2}{8} = 25.5 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$

Поперечная сила на опоре $Q := \frac{g_p \cdot L_p}{2} = 17.25 \cdot \text{кН}$

Изгибающий момент в стыке нижней обшивки на расстоянии $x := 1.5 \text{ м}$ от левой опоры

$$M_x := \frac{g_p \cdot x}{2} \cdot (L_p - x) = 19.32 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$$

3.1.1. Нормальные напряжения в нижней растянутой обшивке

В центре пролета напряжения в растянутой обшивке $\sigma_o := \frac{M_o}{J_{\text{прф}}} \cdot y_o = 5.7 \cdot \text{МПа}$

Если стык фанерных обшивок расположен в центре пролета, то прочность обшивки определяется с учетом снижения прочности с помощью коэффициента $m_{ф} := 0.6$. При "усовом" стыке или с двухсторонними накладками он равен 0.6. При отсутствии стыка коэффициент следует принять равным 1.0. Расчетное сопротивление обшивки на растяжение $R_{фр} \cdot m_{ф} = 8.4 \cdot \text{МПа}$.

Запас по прочности составляет $\frac{R_{фр} \cdot m_{ф} - \sigma_o}{R_{фр} \cdot m_{ф}} = 32\%$.

Напряжения в "усовом" стыке листов на расстоянии $x = 1.5$ -м $\sigma_x := \frac{M_x}{J_{прф}} \cdot y_o = 4.31$ -МПа.

Прочность фанерных листов в месте стыка на "ус" или с двусторонними накладками определяется коэффициентом $m_{ф} := 0.6$ (для бакелизированной фанеры $m_{ф} = 0.8$) $R_{фр} \cdot m_{ф} = 8.4$ -МПа.

Запас по прочности составляет $\frac{R_{фр} \cdot m_{ф} - \sigma_x}{R_{фр} \cdot m_{ф}} = 49\%$.



Рис. 3. Схема разрушения панели от разрыва нижней обшивки в соединении на "ус"

3.1.2. Устойчивость сжатой обшивки

Гибкость верхней обшивки определяется показателем $\phi(a)$, который зависит от расстояние "а" в

свету между ребрами $a = 397$ -мм $\phi(a) := \begin{cases} 1 - \left(\frac{a}{\delta_e}\right)^2 \cdot \frac{1}{5000} & \text{if } \frac{a}{\delta_e} < 50 \\ 1250 \cdot \left(\frac{\delta_e}{a}\right)^2 & \text{if } \frac{a}{\delta_e} \geq 50 \end{cases}$.

Показатель $\phi(a) = 0.61$, так как $\frac{a}{\delta_e} = 44.07$ ($a = 39.7$ -см при числе продольных ребер $n_p = 4$).

Напряжения в сжатой обшивке $\sigma_c := \frac{M_o}{J_{прф} \cdot \phi(a)} \cdot (h - y_o) = 8.44$ -МПа.

Запас по прочности составляет $\frac{R_{фр} - \sigma_c}{R_{фр}} = 40\%$.



Рис. 4. Схема разрушения панели от потери устойчивости верхней сжатой обшивки

3.1.3. Местный изгиб верхней обшивки от сосредоточенного груза

(веса монажника с инструментом $F := 120$ -кгс)

Обшивка при этом работает на изгиб в направлении поперек плиты, где прочность и деформативность зависят от расположения листа фанеры обшивки.

Изгибающий момент $M_F := \frac{F \cdot (a + b_{бр})}{8}$, где $(a + b_{бр}) = 0.47$ -м - расстояние между ребрами в осях.

$M_F = 0.07$ -кН·м действует в поперечном направлении, условно предполагается, что действие сосредоточенной нагрузки распределяется на ширину 1 м, а расчетной схемой является балка с

защемленными концами. Тогда момент сопротивления верхней обшивки $W_e := \frac{1M \cdot \delta_e^2}{6} = 13.5 \cdot \text{см}^3$.

А напряжения в обшивке $\sigma_F := \frac{M_F}{W_e} = 5.08 \cdot \text{МПа}$.

Прочность на изгиб фанерной обшивки в направлении поперек плиты $R_{фи} = 6.5 \cdot \text{МПа}$.

Запас по прочности составляет $\frac{R_{фи} - \sigma_F}{R_{фи}} = 22\%$.

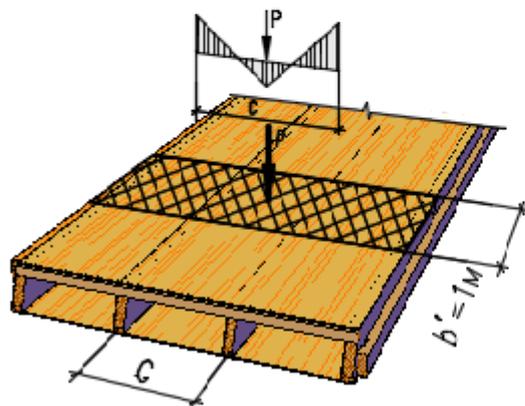


Рис. 5. Расчетная схема расчета верхней обшивки панели от сосредоточенной силы на ширине 1 м

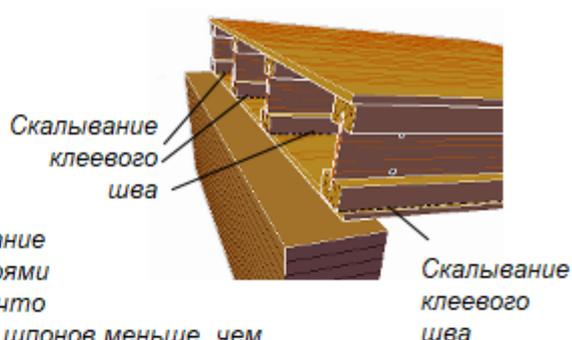
3.1.4. Скалывание по клеевому шву в местах приклейки верхней обшивки к ребрам

Статический момент сечения на уровне приклеивания верхней обшивки $S_{прф} = 1400.3 \cdot \text{см}^3$.

Касательные напряжения $\tau := \frac{Q \cdot S_{прф}}{J_{прф} \cdot \rho_r \cdot b_{бр}} = 0.15 \cdot \text{МПа}$.

Прочность фанерных листов на скалывание определяется $R_{фск} = 0.8 \cdot \text{МПа}$.

Обращаем внимание на то, что проверка на скалывание производится не в шве "ребро-обшивка", а в шве между слоями шпонов в месте приклеивания к ребру. Дело в том, что прочность фанеры на скалывание между соседними слоями шпонов меньше, чем прочность склейки "фанера-ребро". Это обусловлено технологией производства фанеры.



Запас по прочности составляет $\frac{R_{фск} - \tau}{R_{фск}} = 82\%$.

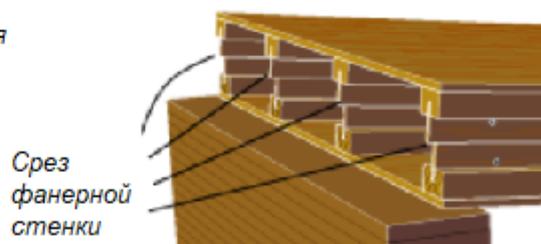
3.1.5. Прочность фанерной стенки ребер на срез по нейтральной оси

Статический момент сечения на уровне приклеивания верхней обшивки $S_{прф} = 2900.7 \cdot \text{см}^3$.

Касательные напряжения по нейтральной оси

ребер $\tau_{фо} := \frac{Q \cdot S_{прф}}{J_{прф} \cdot \rho_r \cdot \delta_{фст}} = 2.35 \cdot \text{МПа}$.

Прочность фанерной стенки на срез $R_{фср} = 6 \cdot \text{МПа}$.



Запас по прочности составляет $\frac{R_{фср} - \tau_{фо}}{R_{фср}} = 61\%$.

3.1.6. Прочность склеивания фанерной стенки в пропиле поясного бруска

Статический момент отсеченной части на уровне внутренней кромки пояса Z-Z, приведенный к фанере, составляет

$$S_{zz, \text{прф}} := S_{e, \text{прф}} + \left[h_{\text{бр}} \cdot b_{\text{бр}} \cdot \left(h - y_o - \frac{h_{\text{бр}}}{2} \right) - \delta_{\text{фст}} \cdot a_{\text{пр}} \cdot \left(h - y_o - h_{\text{бр}} + \frac{a_{\text{пр}}}{2} \right) \right] \cdot m \cdot n_p + \delta_{\text{фст}} \cdot a_{\text{пр}} \cdot (h - y_o - h_{\text{бр}}) \cdot k_{\text{ф}}$$

$$S_{zz, \text{прф}} = 2733.82 \cdot \text{см}^3.$$

Касательные напряжения по нейтральной оси ребер $\tau_{zz, \text{ф}} := \frac{Q \cdot S_{zz, \text{прф}}}{J_{\text{прф}} \cdot n_p \cdot 2 \cdot a_{\text{пр}}} = 0.5 \cdot \text{МПа}.$

Прочность фанерной стенки на скалывание в плоскости листа $R_{\text{фск}} = 0.8 \cdot \text{МПа}.$

Запас по прочности составляет $\frac{R_{\text{фск}} - \tau_{zz, \text{ф}}}{R_{\text{фск}}} = 38. \%$.

2. Расчет по 2-й группе предельных состояний (по деформативности)

2.1. Прогиб панели в середине пролета

В соответствии с п. 6.36 [1] прогиб клееных элементов из фанеры с древесиной следует определять, принимая жесткость сечения равной $0.7 \cdot E_{\text{ф}} \cdot J_{\text{прф}}.$

Предельный относительный прогиб " $f_{\text{пр}}$ " определяется по табл. E.1 [2] и табл. 19 [2], в соответствии с которыми прогиб в долях пролета составляет $1/f_L$, где $f_L = 200.$

Тогда предельный фактический прогиб составит $f_{\text{пр}} := L \frac{1}{f_L} = 30 \cdot \text{мм}.$

Фактический прогиб $f := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_n \cdot L_p^4}{0.7 \cdot E_{\text{ф}} \cdot J_{\text{прф}}} = 19.1 \cdot \text{мм},$ что меньше предельного прогиба $f_{\text{пр}} = 30 \cdot \text{мм}.$

Запас составляет $\left(\frac{f_{\text{пр}} - f}{f_{\text{пр}}} \right) = 36. \%$.

3. Расчет расхода материалов на плиту покрытия

3.1. Расход древесины и фанеры на продольные и поперечные ребра

Фанера на стенки продольных ребер толщиной $\delta_n = 7 \cdot \text{мм}$ $V_{\text{фр}} := (L_o \cdot h_{\text{фст}} \cdot \delta_{\text{фст}}) \cdot n_p = 0.0396 \cdot \text{м}^3.$
 Древесина поясов продольных ребер сечением $b_{\text{бр}} = 70 \cdot \text{мм}$ $h_{\text{бр}} + \Delta_{\text{фр}} = 50 \cdot \text{мм}.$

$$V_{\text{пр.р}} := [2 \cdot L_o \cdot b_{\text{бр}} \cdot (h_{\text{бр}} + \Delta_{\text{фр}})] \cdot n_p = 0.1674 \cdot \text{м}^3.$$

Древесина на торцовые поперечные ребра $V_{\text{пп.р}} := 4 \cdot (V_{\text{факт}} - n_p \cdot b_{\text{бр}}) \cdot 75 \text{мм} \cdot 50 \text{мм} = 0.018 \cdot \text{м}^3.$

Общий расход древесины $V_{\text{др}} := V_{\text{пр.р}} + V_{\text{пп.р}} = 0.19 \cdot \text{м}^3.$

3.2. Расход фанеры на обшивки

Фанера на верхнюю обшивку толщиной $\delta_e = 9 \cdot \text{мм}$ $V_{\text{еф}} := L_o \cdot B_{\text{факт}} \cdot \delta_e = 0.08 \cdot \text{м}^3.$

Фанера на нижнюю обшивку толщиной $\delta_n = 7 \cdot \text{мм}$ $V_{\text{нф}} := L_o \cdot B_{\text{факт}} \cdot \delta_n = 0.06 \cdot \text{м}^3.$

Общий расход фанеры $V_{\text{ф}} := V_{\text{фр}} + V_{\text{еф}} + V_{\text{нф}} = 0.18 \cdot \text{м}^3.$

Расход утеплителя толщиной $t_{ут} = 200 \cdot \text{мм}$ $V_{ут} := (B_{факт} - n_p \cdot b_{бр}) \cdot (L_o - 2 \cdot 50 \cdot \text{мм}) \cdot t_{ут} = 1.4 \cdot \text{м}^3$.

Расход листов гипсокартона на огнезащиту $W_{гпс} := B \cdot L = 9.0 \cdot \text{м}^2$ толщиной $t_{гпс} = 10 \cdot \text{мм}$.

Расход кровельного материала $F_{крое} := B \cdot L = 9.0 \cdot \text{м}^2$ весом $\rho_{здкр} = 10.1 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$.

3.3. Расход основных материалов на 1 кв. м перекрываемой площади

для здания с уклоном кровли $i := 10\%$ (или углом ската $\alpha := \text{atan}(i) = 5.71^\circ$).

Расход древесины на каркас панели $\frac{V_{др}}{\cos(\alpha) \cdot L \cdot B} = 0.021 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}$.

Расход фанеры на панель покрытия $\frac{V_{ф}}{(\cos(\alpha) \cdot L \cdot B)} = 0.0201 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}$.

Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
4. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
5. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 3.1.1. Балка клеодощатая двускатная

Запроектировать дощатоклееную двускатную балку покрытия прямоугольного сечения пролетом в осях $L := 20.0$ м (при 0-привязке осей к наружным граням стоек/колонн).

Район строительства - г. _____, в котором нормативное значение веса снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $s_g := 1.0$ кПа по [2, табл. 10.1].

Уклон скатов балки $i := \frac{450 \text{ мм}}{0.5 \cdot L} = 4.50\%$ (здесь в числителе следует ввести разницу высот сечения

балки в центре и на опоре, но не менее 0.1 мм). Тогда угол наклона составит $\theta := \text{atan}(i) = 2.58^\circ$.

Обычно уклон двускатных балок принимается в пределах 2-7%.

Шаг балок $Ш := 6$ м. Число шагов по длине здания $n_{ш} := 11$. Длина здания $D := n_{ш} \cdot Ш = 66$ м.

Высота здания до низа несущей конструкции $H_{эм} := 9.1$ м.



Рис. 1. Геометрические параметры клеодощатой двускатной балки

Расчетный пролет балки с учетом опирания на стойку (высотой сечения $h_{см} := 400$ мм) составляет $L_p := L - h_{см} = 19.60$ м. Принимаем высоту сечения в середине балки $h_{ср} := 1.4$ м.

Это примерно соответствует рекомендациям $h = (1/12 - 1/15) \cdot L$ (фактически $\frac{L_p}{h_{ср}} = 14$).

Для изготовления балок приняты сухие сосновые доски влажностью 10-12% 2-3-го сортов. Доски стыкуются по длине на зубчатый шип. Толщину досок принимаем $\delta_d := 42$ мм (после фрезерования пластей пиломатериала по сортаменту). С учетом этого высота сечения в центре

балки состоит из целого числа $\text{ceil}\left(\frac{h_{ср}}{\delta_d}\right) = 34$ ламелей, принимаем число ламелей $n_d := 34$.

Тогда фактически максимальная высота составит $h_{max} := n_d \cdot \delta_d = 1428$ мм.

Высота опорного сечения $h_o := h_{max} - 0.5 \cdot L_p \cdot i = 987$ мм. Ширину сечения балки принимаем с учетом гладкого фрезерования боковых поверхностей балки. Здесь из фактического размера доски надо вычесть 20 мм, если конструкция длиннее 12.0 м, и 15 мм - если менее 12.0 м.

Тогда ширина сечения $b := 225 \text{ мм} - 20 \text{ мм} = 205$ мм, где размер до фрезерования - это ширина досок в заготовке по сортаменту ГОСТ 24454-80. Обычно рекомендуется $b = (1/5 - 1/8) h_{max}$, в нашем

случае это отношение фактически равно $\frac{0.5 \cdot (h_{max} + h_o)}{b} = 5.9$.

Компоновку сечений клеодощатых конструкций следует принимать с учетом сортамента пиломатериалов, технологии изготовления и требований унификации [1].

Рекомендуется принимать ширину сечения клееных конструкций:

- для одинарных блоков, склеенных из досок только по пласти (вариант 1, рис. 2):

80 мм, 100 мм, 120 мм, 140 мм, 160 мм;

- для одинарных блоков, склеенных из досок по пласти и по кромке (вариант 2, рис. 2):

не более 240 мм, причем расстояние между стыками по кромке - не менее толщины слоя δ_d ;

- для спаренного из двух клееных блоков на поперечных клеенных стержнях (вариант 3, рис. 2):

не более 360 мм.

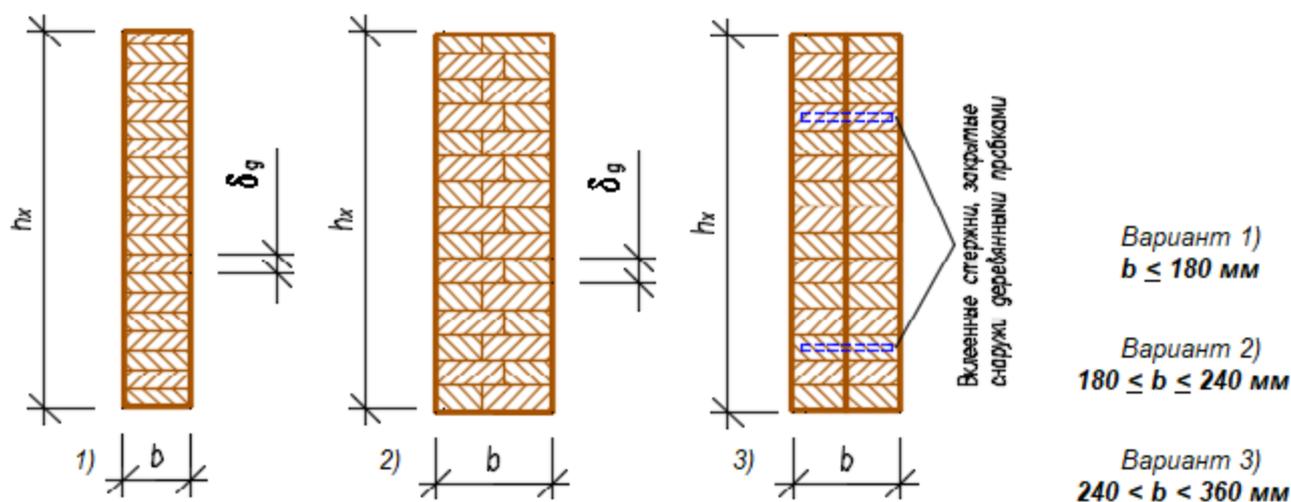


Рис. 2. Возможные виды сечений клеодошчатой конструкции

- 1/К26
- 2/К24
- 3/К16

Выберем **Класс/Сорт прочности** применяемой древесины по СП 64.13330.2011 и **уровень ответственности** проектируемого здания

- Повышенный уровень ответственности
- Нормальный уровень ответственности
- Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 1.0$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

▶ Автоматический выбор РАСЧЕТНЫХ сопротивлений ДРЕВЕСИНЫ по классам прочности и размерам сечения по [1, табл.3]

Модуль упругости древесины сосны вдоль волокон $E_{др} = 10000 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление древесины на **изгиб и сжатие** вдоль волокон для принятых размеров сечения:

$$R'_{u} = 15.00 \cdot \text{МПа}.$$

Расчетное сопротивление древесины на **сжатие** поперек волокон:

$$R'_{с90} = -1.8 \cdot \text{МПа}.$$

Расчетное сопротивление древесины на **скалывание** при изгибе клеевых элементов:

$$R'_{ск} = 1.50 \cdot \text{МПа}.$$

Расчетное сопротивление клееной древесины на **растяжение** вдоль волокон:

$$R'_{p} = 9.00 \cdot \text{МПа}.$$

Расчетное сопротивление клееной древесины на **растяжение поперек** волокон:

$$R'_{p90} = 0.1 \cdot \text{МПа}.$$

Если принять по длине балки число расчетных точек $n_x = 210$, тогда расстояние от опоры до каждой

точки определится как $x = 0, \frac{L_p}{n_x} .. L_p$ и шаг составит $\frac{L_p}{n_x} = 9.33 \cdot \text{см}$. Высота сечения балки $h(x)$

в зависимости от уклона скатов и расстояния x от опоры вычисляется:

$$h(x) = \begin{cases} h_o + i \cdot x & \text{if } x \leq 0.5 \cdot L_p \\ h_o + i \cdot (L_p - x) & \text{if } x > 0.5 \cdot L_p \end{cases}.$$

1. Сбор нагрузок и статический расчет

1.1. Расчет нагрузок на конструкцию

1. Нормативная нагрузка от вышележащего покрытия составляет:

$$q'_{нп} = 0.8347 \cdot \text{кПа}.$$

2. Расчетная нагрузка от вышележащего покрытия составляет:

$$q'_n = 1.0647 \cdot \text{кПа}.$$

Подсчитаем собственный вес балки.

$$\text{Объем древесины "в деле": } V_{д} = L \cdot b \cdot (h_o + h_{max}) \cdot 0.5 = 4.95 \cdot \text{м}^3.$$

Плотность древесины сосны при влажности $W_{др} = 12\%$ составляет $\rho_{др} := 500 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$.

Вес балки составляет без усиления клееными стержнями $G := \rho_{др} \cdot V_{др} = 2475 \cdot \text{кгс}$.

С учетом коэффициента $k_{блк} := 1.0184$ усиления опор арматурой (см. п. 4.2) полный вес балки составляет $G_{б} := G \cdot k_{блк} = 2521 \cdot \text{кгс}$.

3. Нормативная нагрузка от собственного веса балки на 1 кв. м: $q'_{нб} := \frac{G_{б}}{L \cdot Ш} = 0.206 \cdot \text{кПа}$.

В целях повышения огнестойкости конструкции обшиваем балку листами гипсокартона плотностью $\rho_{гипс} := 1400 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$ и толщиной листа $t_{гипс} := 0 \text{ мм}$.

4. Нормативная нагрузка от огнезащиты $q'_{нозн} := \rho_{гипс} \cdot \left[\frac{(1 \cdot t_{гипс}) \cdot L \cdot (h_о + h_{маж}) + b \cdot L_p \cdot 1 \cdot t_{гипс}}{L \cdot Ш} \right] = 0.0 \cdot \text{кПа}$.

5. Нормативная снеговая нагрузка $S_о$ с учетом коэффициента c_e сноса снега ветром и уклона скатов до 12%/ (а также $k := 0.65$ - для местности типа "_____") и $l_c := \left(2 \cdot L - \frac{L^2}{D} \right) \cdot \frac{1}{\text{м}} = 33.9$)

$c_e := (1.2 - 0.4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0.8 + 0.002 \cdot l_c) = 0.762$. При $c_t := 1.0$ и $\mu := 1.0$ (так как уклон менее 30°)

получаем $S_о := c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot s_g = 0.76 \cdot \text{кПа}$.

Таблица сбора нагрузок на 1 кв. метр горизонтальной поверхности

	Наименование нагрузки	Нормат. нагрузка, кН/м ²	Козф-т надежн. по нагр.	Расчет. нагрузка, кН/м ²
Постоянная				
1	Конструкция покрытия	0.83		1.06
2	собственный вес балки	0.21	1.1	0.23
3	огнезащита -	0.00	1.2	0.00
	Итого	1.04		1.29
Временная				
4	Снеговая	0.76	1.4	1.07
	Всего	1.80		2.36

Подсчитаем нагрузки на 1 пог. метр балки с учетом ответственности сооружения ($\gamma_n = 1.0$).

Из таблицы нормативная нагрузка на 1 кв. м: $q'_н := q'_н \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 1.8 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Нормативная погонная нагрузка: $q_n := q'_н \cdot Ш \cdot \gamma_n = 10.81 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$. ($q_n = 1.103 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$).

Из таблицы расчетная нагрузка на 1 кв. м: $q' := q' \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 2.36 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Расчетная погонная нагрузка: $q := q' \cdot Ш \cdot \gamma_n = 14.15 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$. ($q = 1.442 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$).



1.2. Внутренние усилия M и Q по оси конструкции

Для балок с переменным по высоте сечением место с наибольшими напряжениями не совпадает с участком максимального изгибающего момента. Это место называется "опасным сечением X"

и для двускатной балки определяется как $X := \frac{L_p \cdot h_o}{2 \cdot h_{max}} = 6.77 \cdot m$.

Высота сечения балки в опасном сечении: $h(X) = 1292 \cdot mm$.

Определим "функцию" изгибающего момента в некотором сечении "x" по длине балки:

$$M(x) := \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L_p - x), \quad \text{То же для поперечной силы} - Q(x) := q \cdot \left(\frac{L_p}{2} - x \right).$$

Момент инерции в некотором сечении "x" $J(x) := \frac{b \cdot h(x)^3}{12}$.

Момент сопротивления в некотором сечении "x" $W(x) := \frac{b \cdot h(x)^2}{6}$.

Статический момент половины сечения $S(x) := \frac{b \cdot h(x)^2}{8}$.

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - м.б, м.о и м.а

▶ определения коэффициента м.б

▶ Определение коэффициента м.сл

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - м.сл, Гамма н(сс), табл. 10 ... 12

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - мв, mt, md и mn

2. Расчет по первой группе предельных состояний

2.1. Проверка прочности по нормальным напряжениям в опасном сечении "X"

Изгибающий момент в опасном сечении "X" равен: $M(X) = 617.4 \cdot kH \cdot m$.

Момент сопротивления: $W(X) = 57016.3 \cdot cm^3$.

Действующие нормальные напряжения $\sigma(x) := \frac{M(x)}{W(x)}$. При $x = X$: $\sigma(X) = 10.8 \cdot MPa$.

В соответствии с [1, п. 5.2 д), табл.9] для клееных деревянных элементов прямоугольного сечения значения расчетных сопротивлений древесины следует умножать на коэффициенты условий работы, которыми для клеодоцатой балки при различных условиях являются:

Ниже приведены коэффициенты условий работы, необходимые для данного расчета:

$m_e := 1.0$ - для различных условий эксплуатации (температурно-влажностный режим) по [1, п.а, табл.7];

$m_T := 1.0$ - для конструкций, эксплуатируемых при температуре воздуха до +35 °C ... (1.0) при +50 °C (0.8). Для промежуточных температур использовать линейную интерполяцию [1. п.б];

$m_D := 1.0$ - для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок (0.8) [1, п.в];

$m_B = 0.80$ - учет снижения прочности при высоте сечения более 50 см по [1, п.г, табл. 9], см. выше;

$m_A := 1.0$ - для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением (0.9);

$m_{сл} = 0.95$ - учет влияния толщины слоя (ламели) на прочность древесины вдоль волокон, см. выше;

$\gamma_{н.сс} := 1.0$ - коэффициент надежности по сроку службы (равен от 1.0 до 0.9 - при сроке от 50 до 100 лет соответственно и 0.8 - более 100 лет) [1, п.к, табл. 12];

$\gamma_n = 1.0$ - коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания, в соответствии с ГОСТ 27751-2014 "Надежность строительных конструкций и оснований".

Тогда расчетное сопротивление изгибу: $R_u := R'_u \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_B \cdot m_A \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{н.сс} = 11.4 \cdot MPa$.

Запас прочности в опасном сечении составляет

$$\frac{R_u - \sigma(X)}{R_u} = 5\%$$

Нормальные напряжения **растяжения по нижней кромке**: $\sigma_p(x) := \sigma(x)$.

Запас прочности в опасном сечении "X" составляет

$$\frac{R_u - \sigma_p(X)}{R_u} = 5\%$$

Нормальные напряжения **сжатия по верхней кромке** $\sigma_c(x) := \sigma(x)$.

Здесь следует учитывать дополнительные напряжения на скошенных краях в конструкциях переменного сечения в соответствии с [1, п. 8.14] путем введения выражения $(1 + \tan(i)^2)$.

Для опасного сечения "X" нормальные напряжения составят $\sigma_c(X) \cdot (1 + \tan(i)^2) = 10.85 \text{ МПа}$.

Запас прочности в опасном сечении "X" составляет

$$\frac{R_u - \sigma_c(X) \cdot (1 + \tan(i)^2)}{R_u} = 5\%$$



Рис. 3. Эскиз возможного разрушения от нормальных напряжений растяжения в балке

▶ масштабные коэффициенты для эпюр напряжений

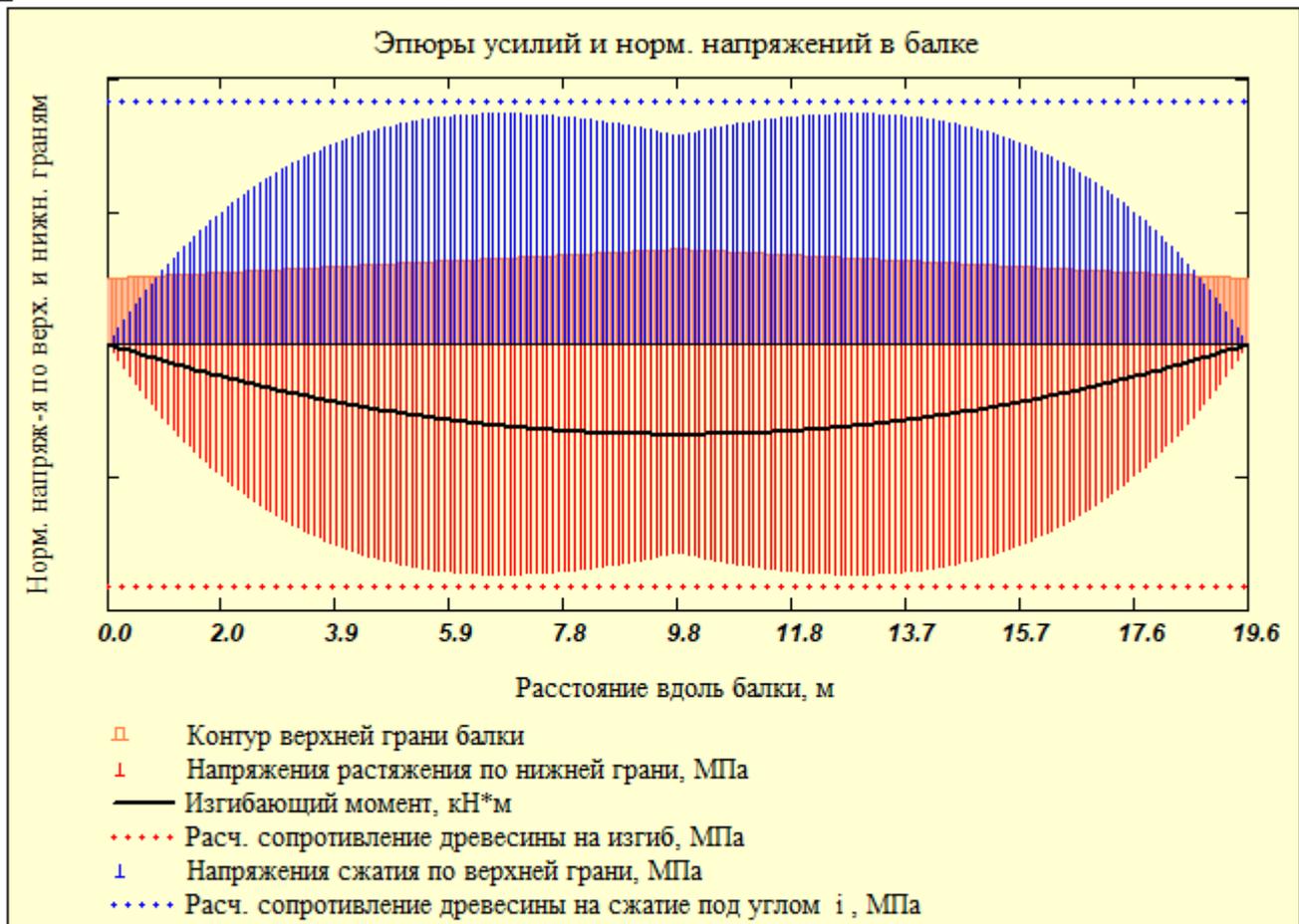


Рис. 4. Распределение крайевых нормальных напряжений по граням балки (условно показаны на общей горизонтальной оси)

На эпюре рис. 4 показаны контуры скатной балки, эпюры M (изгибающих моментов), σ (нормальных напряжений) в относительных масштабах для их наглядной сопоставимости.

Здесь же пунктирными линиями сверху и снизу балки показаны расчетные сопротивления в виде

своеобразных границ, которые являются предельными для эпюр нормальных напряжений, чтобы наглядно видеть их соотношение. Выход за пределы этих границ означает превышение действующих напряжений соответствующих расчетных сопротивлений.

Из эпюры видно, что наибольшие напряжения возникают не в центре пролета, где изгибающий момент максимальный, а в сечении "X", которое называется "опасным сечением".

2.2. Проверка устойчивости плоской формы деформирования при изгибе

Устойчивость от бокового выпучивания зависит от поперечной жесткости самой балки и от раскрепления ее поперечными связями.

Принимаем для начала раскрепление сжатой кромки балки только на опорах и связевым коньковым брусом в центре пролета. В этом случае расстояние между точками раскрепления из плоскости

$$l_{p_u} := 0.5 \cdot L_p = 9.8 \cdot \text{м}.$$

Боковая устойчивость для изгибаемых элементов прямоугольного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, оценивается коэффициентом ϕ_m в соответствии с [1, п. 6.14]. Для вычисления этого коэффициента предварительно определим из [1, прил. Е, табл. Е.2] величины k_ϕ и $k_{жм}$.

Для нашего случая распределения изгибающего момента (см. рис. 4) при $d := \frac{M(0 \cdot \text{м})}{M(l_{p_u})} = 0$ и при

$$\beta := \frac{h_o}{h(l_{p_u})} = 0.69 \quad \text{величина } k_\phi := 1.75 - 0.75 \cdot d = 1.75, \quad \text{а величина } k_{жм} := \sqrt{\beta} = 0.83.$$

$$\text{Таким образом, значение } \phi_m := 140 \cdot \frac{b^2}{l_{p_u} \cdot h(l_{p_u})} \cdot k_\phi \cdot k_{жм} = 0.61.$$

Проверка плоской формы деформирования при изгибе в центральном сечении выполняется по формуле (24) [2]

$$\sigma_{уст} := \frac{M(l_{p_u})}{\phi_m \cdot W(l_{p_u})} = 15.94 \cdot \text{МПа}.$$

$$\text{Запас прочности составляет } \frac{R_u - \sigma_{уст}}{R_u} = -40\%.$$

Если эта величина отрицательна, то требуется раскрепить балку чаще. Выполним проверку, раскрыв балку в $n = 5$ точках по длине балки из плоскости через $l_p := \frac{1}{n-1} \cdot L_p = 4.9 \cdot \text{м}$ ($l_{p_u} = 9.8 \cdot \text{м}$).

(Здесь для n следует принимать нечетные значения от 3 и более, чтобы в коньке всегда была связевая распорка).

$$\text{При } d := \frac{M(l_{p_u} - l_p)}{M(l_{p_u})} = 0.75 \quad \text{величина } k_\phi := 1.75 - 0.75 \cdot d = 1.19, \quad \text{а при } \beta := \frac{h(l_{p_u} - l_p)}{h(l_{p_u})} = 0.85$$

$$\text{величина } k_{жм} := \sqrt{\beta} = 0.92. \quad \text{Таким образом, значение } \phi_m := 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h(l_p)} \cdot k_\phi \cdot k_{жм} = 1.09.$$

$$\text{По формуле [1, (24)]: } \sigma_{уст} := \frac{M(l_{p_u})}{\phi_m \cdot W(l_{p_u})} = 8.98 \cdot \text{МПа}.$$

$$\text{Запас прочности составляет } \frac{R_u - \sigma_{уст}}{R_u} = 21\%.$$

Таким образом, для обеспечения устойчивости плоской формы изгиба балки необходимо установить раскрепление балки с шагом не более $l_p = 4.90 \cdot \text{м}$.

2.3. Проверка прочности по скалыванию в опорном сечении

Высота сечения на опоре $h_o = 0.99 \cdot \text{м}$. Поперечная сила на опоре равна $Q(0 \cdot \text{м}) = 138.62 \cdot \text{кН}$.

Касательные напряжения по формуле Журавского: $\tau(x) := \frac{Q(x) \cdot S(x)}{J(x) \cdot b}$,

тогда для опорного сечения эти напряжения составляют $\tau(0M) = 1.03 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на скалывание: $R_{ск} := R'_{ск} \cdot (m_s \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_a \cdot m_{оп} \cdot \gamma_{н.сс}) = 1.43 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_{ск} - \tau(0M)}{R_{ск}} = 28\%$.



Рис. 5. Эскиз возможного разрушения от скалывания на опорах

Построим эпюру касательных напряжений по нейтральной оси балки, рис. 6.



Масштабные коэффициенты для графиков

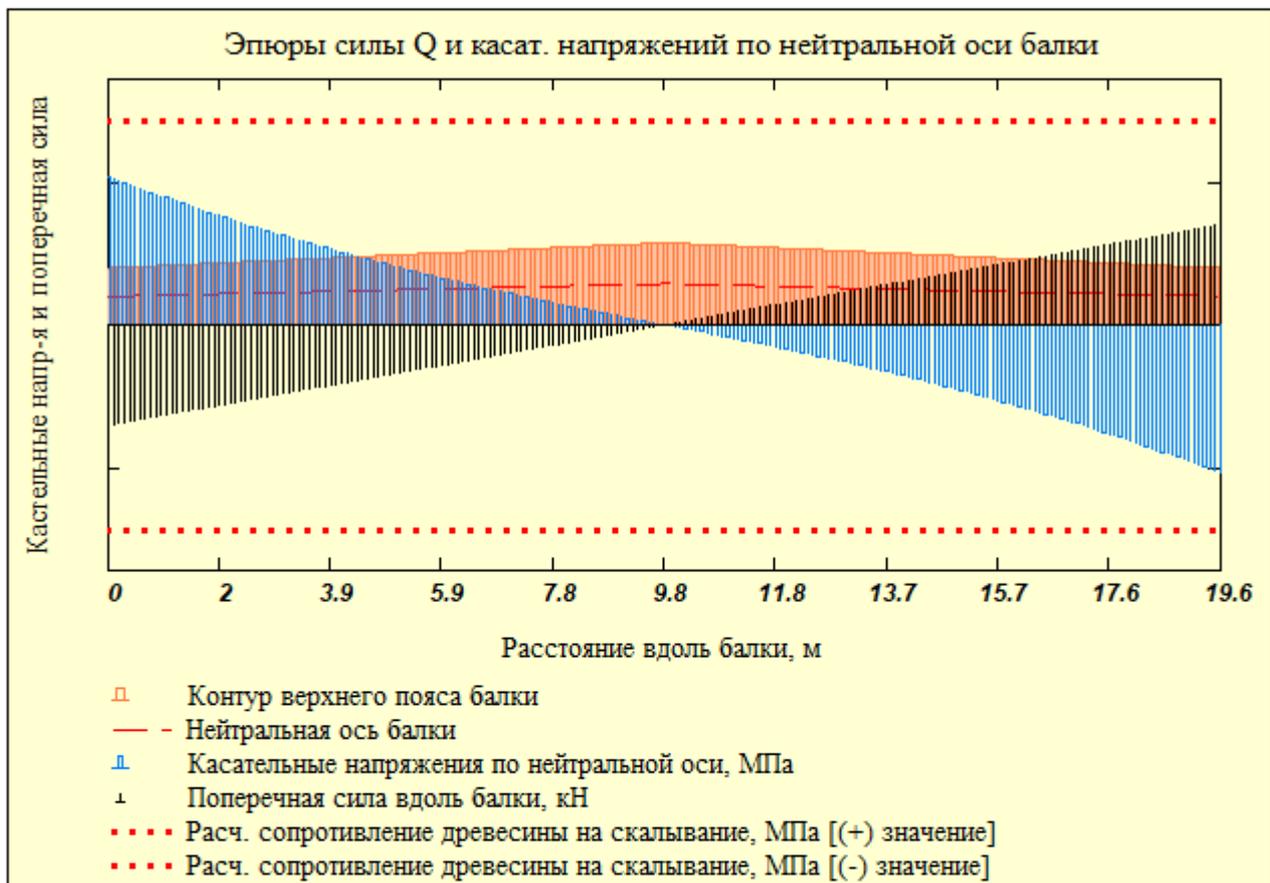


Рис. 6. Касательные напряжения по нейтральной оси балки (условно показаны на горизонтальной оси)

2.4. Проверка прочности с учетом совместного действия нормальных и касательных напряжений в расчетном сечении (скалывание по верхней кромке)

Теоретическим и опытным путем установлено, что в дощатоклееных двускатных балках возникают касательные напряжения не только по нейтральной оси, но и на верхних наклонных скатах. Так как по верхней кромке статический момент $S(x) := 0 \cdot \text{м}^3$, а расстояние от нейтральной оси до верхней кромки

$y(x) := \frac{h(x)}{2}$, то в соответствии с [7] касательные напряжения:

$$\tau_{xy}(x, y) := \frac{Q(x) \cdot S(x)}{J(x) \cdot b} + \frac{M(x) \cdot h(x)}{4 \cdot J(x)} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot y(x)}{h(x)} - \frac{S(x) \cdot h(x)}{J(x)} \right) \cdot i$$

Ниже на рисунке представлена приближенная картина возможного разрушения от совместного действия нормальных и касательных напряжений по верхнему поясу.



Рис. 7. Эскиз возможного разрушения от скалывания по верхней грани балки

Построим эпюры распределения касательных напряжений по верхнему скату балки на основе вышеуказанной зависимости касательных напряжений от нормальных и поперечных усилий M и Q .

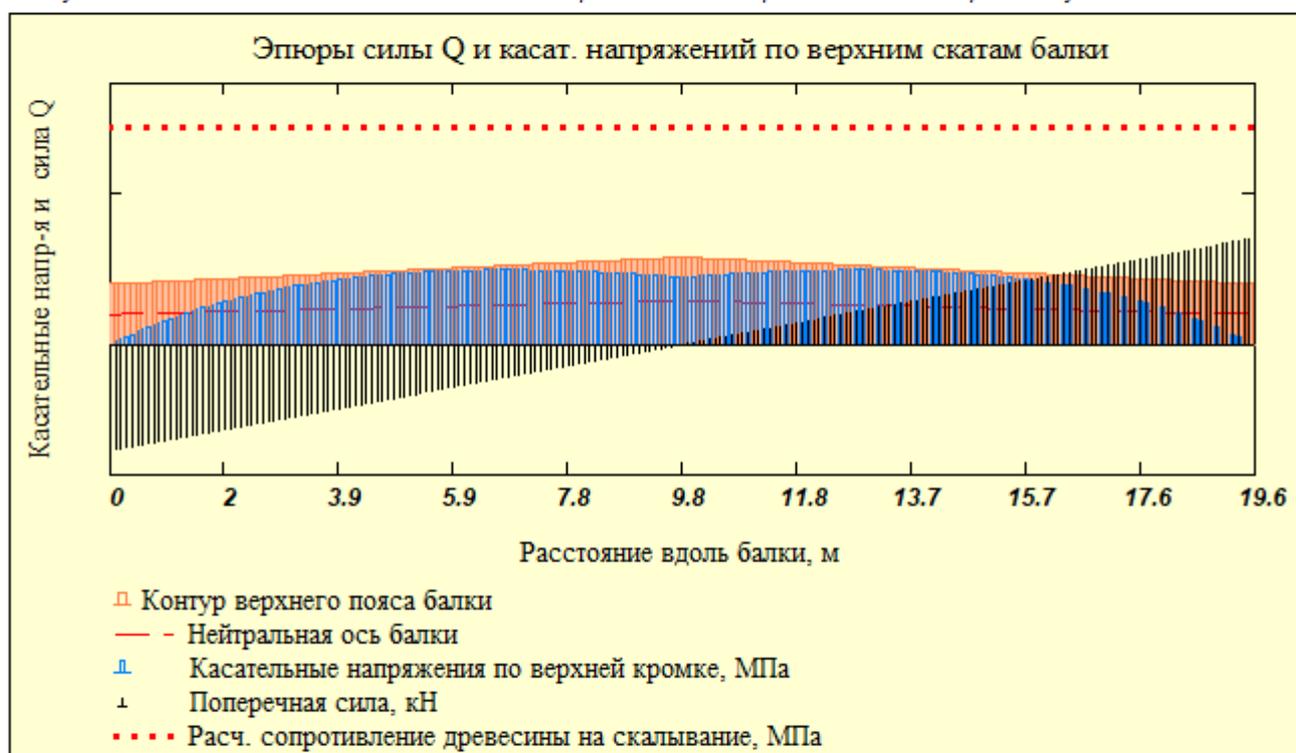


Рис. 8. Касательные напряжения по верхней кромке балки (условно показаны на общей горизонтальной оси нижней грани балки)

Из эпюры видно, что наибольшие касательные напряжения по верхней кромке возникают в местах наибольших нормальных напряжений, то есть в опасном сечении "X". Для вычисления касательных напряжений определим вертикальные сечения по длине балки $s_1, s_2 \dots s_5$ - расстояния от опоры до соответствующего сечения.

Число расчетных точек по высоте сечения примем $n_y := 40$. Тогда

$$s_1 := 0 \text{ м} \quad t_1 := 0, \frac{h(s_1)}{n_y} \dots h(s_1),$$

$$s_2 := \frac{1}{8} \cdot L_p = 2.45 \text{ м}; \quad t_2 := 0, \frac{h(s_2)}{n_y} \dots h(s_2), \quad s_3 := \frac{2}{8} \cdot L_p = 4.9 \text{ м}; \quad t_3 := 0, \frac{h(s_3)}{n_y} \dots h(s_3),$$

$$s_4 := \frac{3}{8} \cdot L_p = 7.35 \text{ м}; \quad t_4 := 0, \frac{h(s_4)}{n_y} \dots h(s_4), \quad s_5 := \frac{4}{8} \cdot L_p = 9.8 \text{ м}; \quad t_5 := 0, \frac{h(s_5)}{n_y} \dots h(s_5).$$

Здесь t - шаг расчетных точек по высоте от верхней кромки до нижней грани балки.

Определим расстояние "y" от нейтральной оси до расчетной точки в сечениях "s":

$$y(s, t) = \left(\frac{h(s)}{2} - t \right) \quad X = 6.77 \cdot \text{м}, \quad tX := 0, \quad \frac{h(X)}{n_y} \dots h(X).$$

Статические моменты отсеченных частей прямоугольного сечения на разных уровнях с шагом "t" в зависимости от участка расчетного сечения "s" в общем виде вычислим по формуле:

$$S(s, t) := b \cdot \left(\frac{h(s)}{2} - |y(s, t)| \right) \cdot \left[|y(s, t)| + 0.5 \cdot \left(\frac{h(s)}{2} - |y(s, t)| \right) \right].$$

Здесь h(s) - высота сечения балки на расстоянии "s".

Теперь подсчитаем касательные напряжения, распределенные по высоте сечения, по формуле:

$$\tau_{ск}(s, t) := \frac{Q(s) \cdot S(s, t)}{J(s) \cdot b} + \frac{M(s) \cdot h(s)}{4 \cdot J(s)} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot y(s, t)}{h(s)} - \frac{S(s, t) \cdot h(s)}{J(s)} \right) \cdot i.$$

Полученные результаты отображаем на эпюрах рис. 9. Для наглядности распределения касательных напряжений по высоте сечения построим их соответствующие эпюры вдоль левой части полубалки.

Для этого условно примем пять сечений по длине полубалки, в которых определим эти напряжения:

На расстоянии "si" от опоры вдоль балки	Высота сечения в т. "si"	Касательные напряжения по верхней кромке	Касательные напряжения по нейтральной оси
s1 = 0.00 · м;	h(s1) = 0.99 · м	$\tau_{s1e} := \tau_{ск}(s1, 0 \cdot \text{мм}) = 0 \cdot \text{МПа};$	$\tau_{s1} := \tau_{ск}(s1, 0.5 \cdot h(s1)) = 1.03 \cdot \text{МПа}$
s2 = 2.45 · м;	h(s2) = 1.1 · м	$\tau_{s2e} := \tau_{ск}(s2, 0 \cdot \text{мм}) = 0.33 \cdot \text{МПа};$	$\tau_{s2} := \tau_{ск}(s2, 0.5 \cdot h(s2)) = 0.61 \cdot \text{МПа}$
s3 = 4.90 · м;	h(s3) = 1.21 · м	$\tau_{s3e} := \tau_{ск}(s3, 0 \cdot \text{мм}) = 0.46 \cdot \text{МПа};$	$\tau_{s3} := \tau_{ск}(s3, 0.5 \cdot h(s3)) = 0.31 \cdot \text{МПа}$
s4 = 7.35 · м;	h(s4) = 1.32 · м	$\tau_{s4e} := \tau_{ск}(s4, 0 \cdot \text{мм}) = 0.49 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s4} := \tau_{ск}(s4, 0.5 \cdot h(s4)) = 0.07 \cdot \text{МПа}$
s5 = 9.80 · м;	h(s5) = 1.43 · м	$\tau_{s5e} := \tau_{ск}(s5, 0 \cdot \text{мм}) = 0.44 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s5} := \tau_{ск}(s5, 0.5 \cdot h(s5)) = -0.11 \cdot \text{МПа}$

В опасном сечении X = 6.77 · м h(X) = 1.29 · м касательные напряжения по верхней грани равны $\tau_{скXe} := \tau_{ск}(X, 0 \cdot \text{мм}) = 0.49 \cdot \text{МПа}$.

Касательные напряжения в опасном сечении "X" по нейтральной оси равны

$$\tau_{скXo} := \tau_{ск}\left(X, \frac{h(X)}{2}\right) = 0.12 \cdot \text{МПа}.$$

Построим эпюры касательных напряжений по высоте сечения на расстояниях "si" на левой полубалке

Масштабные коэффициенты для графиков

	s1 = 0.00 · м	s2 = 2.45 · м	s3 = 4.90 · м	s4 = 7.35 · м	s5 = 9.80 · м
Верх	$\tau_{s1e} = 0 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s2e} = 0.33 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s3e} = 0.46 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s4e} = 0.49 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s5e} = 0.44 \cdot \text{МПа}$
Н.ось	$\tau_{s1} = 1.03 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s2} = 0.61 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s3} = 0.31 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s4} = 0.07 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s5} = -0.11 \cdot \text{МПа}$

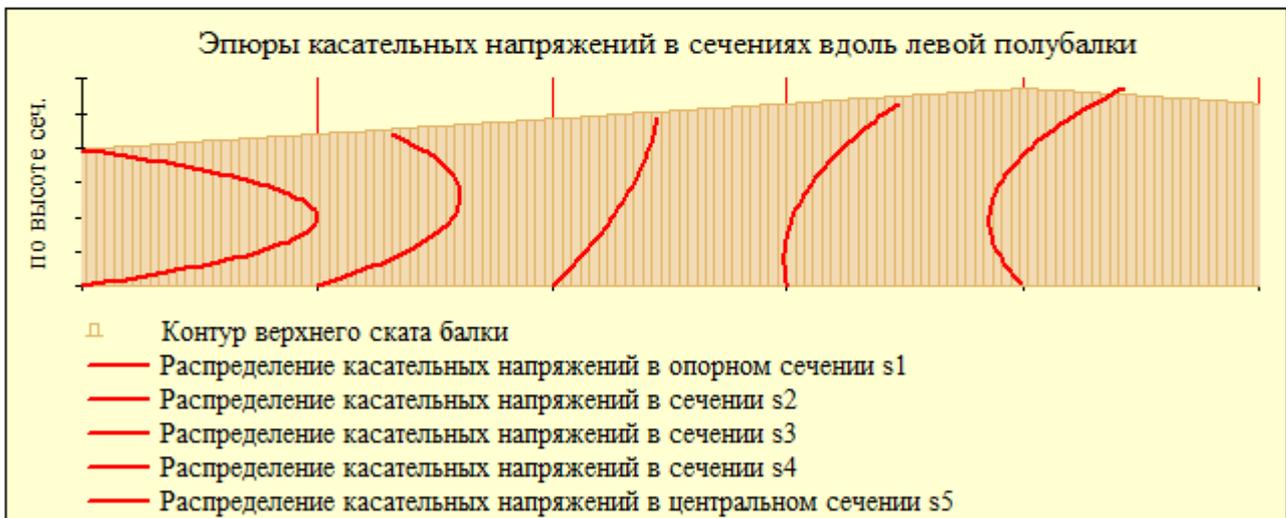


Рис. 9. Распределение касательных напряжений по высоте сечений вдоль левой части полубалки в сечениях s1, s2, s3, s4 и s5

Из эюр рис. 9 видно, что наибольшие касательные напряжения по верхней кромке $\tau_{скХв} = 0.48 \cdot \text{МПа}$ возникают в опасном сечении "X", а по нейтральной оси - в опорном сечении $\tau_{с1} = 1.03 \cdot \text{МПа}$.

Если все сечения собрать в одно (рис. 10), то видно, что максимальные касательные напряжения по верхнему поясу в "опасном" сечении значительно меньше, чем максимальные касательные напряжения в середине сечения на левой опоре.



Рис. 10. Распределение касательных напряжений по высоте сечений на различных расстояниях s_1, s_2, s_3, s_4 и s_5 от опоры, условно "собранные" в одном сечении

Расчетное сопротивление на скалывание: $R_{ск} := R'_{ск} \cdot m_{сл} = 1.43 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности по скалыванию на верхнем поясе составляет $\frac{R_{ск} - \tau_{скХв}}{R_{ск}} = 66\%$.

Запас прочности по скалыванию в нейтральной оси на опоре составляет $\frac{R_{ск} - \tau_{с1}}{R_{ск}} = 28\%$.

Из эюр (рис. 9 и 10) также видно, что наибольшие касательные напряжения на опоре возникают по середине высоты сечения (то есть по нейтральной оси) и составляют $\tau_{с1} = 1.03 \cdot \text{МПа}$ (сравним со значением из п.2.3 - $\tau_{ск}(0\text{м}, 0.5 \cdot h_o) = 1.03 \cdot \text{МПа}$).

Отношение максимальных касательных напряжений на верхней кромке в сечении "X" ($\tau_{скХв} = 0.48 \cdot \text{МПа}$) к максимальным касательным напряжениям по нейтральной оси составляет

$$\frac{\tau_{скХв}}{\tau_{с1}} = 0.47 \quad (\text{или} \quad \frac{\tau_{с1}}{\tau_{скХв}} = 2.12).$$

2.5. Проверка прочности по главным растягивающим напряжениям

Исследованиями [5] показано, что на некотором расстоянии от опоры в районе нейтральной оси возникают главные растягивающие напряжения под некоторым углом к волокнам, превышающие соответствующее расчетное сопротивление под таким углом. В соответствии с [4, п. 6.15] проверку по главным растягивающим напряжениям необходимо проводить для балок с относительной высотой $h/L > 0.1$.

Так как в нашем случае $\frac{(h_{max} + h_o)}{2 \cdot L_p} = 0.06$, то такую проверку не выполняем.

▼ ОТКРЫТЬ, если $h_{max} / L_p > 0.1$ и требуется проверка по главным напряжениям (п.2.5)

Проверка выполняется на нейтральном слое на расстоянии от оси опорной площадки $x_{зп} := 0.9 \cdot h_o = 0.89$ м для балок постоянной высоты и $x_{зп.пер} := 1.1 \cdot h_o = 1.09$ м для балок переменной высоты. Проверка выполняется по формуле

$$\sigma_{зп} := \frac{1}{2} \cdot \left[\sigma_x + \sigma_y + \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4 \cdot \tau_{xy}^2} \right] \leq R_{ра}$$

Здесь $\sigma_x(s, t) := \frac{M(s) \cdot y(s, t)}{J(s)}$ - нормальное напряжение в продольном направлении в сечении "s";

$\sigma_y(s, t) := \sigma_x(s, t) \cdot \tan(i)^2$ - нормальное напряжение в вертикальном направлении в сечении "s";

$$\tau_{xy}(s, t) := \frac{Q(s) \cdot S(s, t)}{J(s) \cdot b} + \frac{M(s) \cdot h(s)}{4 \cdot J(s)} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot y(s, t)}{h(s)} - \frac{S(s, t) \cdot h(s)}{J(s)} \right) \cdot i$$

в сечении "s" на расстоянии по высоте "t" от нейтральной оси.

Для кругового участка расчета имеем $s := x_{зп.пер} = 1.09$ м и $t := h(x_{зп.пер}) = 1.04$ м,

тогда $\sigma_x(s, t) = -3.9$ МПа, $\sigma_y(s, t) = -0.01$ МПа и $\tau_{xy}(s, 0.5 \cdot t) = 0.83$ МПа.

$$\sigma_{зп}(s, t) := \frac{1}{2} \cdot \left[\sigma_x(s, t) + \sigma_y(s, t) + \sqrt{(\sigma_x(s, t) - \sigma_y(s, t))^2 + 4 \cdot \tau_{xy}(s, 0.5 \cdot t)^2} \right] =$$

$$= \sigma_{зп}(s, t) = 0.16 \text{ МПа}.$$

$R_{p,\alpha}$ - расчетное сопротивление растяжению под углом α . Угол α , определяющий направление главных растягивающих напряжений, вычисляется по формуле

$$\alpha(s, t) := \begin{cases} 0.5 \cdot \text{atan} \left[\frac{2 \cdot \tau_{xy}(s, 0.5 \cdot t)}{(\sigma_x(s, t) - \sigma_y(s, t))} \right] & \text{if } (\sigma_x(s, t) - \sigma_y(s, t)) \geq 0 \\ 0.5 \cdot \left[\frac{\pi}{2} + \text{atan} \left[\frac{2 \cdot \tau_{xy}(s, 0.5 \cdot t)}{(\sigma_x(s, t) - \sigma_y(s, t))} \right] \right] & \text{if } (\sigma_x(s, t) - \sigma_y(s, t)) < 0 \end{cases}$$

$$\alpha(s, t) = 33.43^\circ \quad (\alpha := \alpha(s, t) = 33.43^\circ)$$

Расчетное сопротивление растяжению под углом к волокнам определяем по графикам (4, п. 6.15, рис. 26) зависимости расчетных сопротивлений растяжению клееной древесины сосны и ели (2-го сорта /класса) от угла наклона к волокнам. Для этого используем функцию линейной интерполяции и векторы углов и расчетных сопротивлений:

Вектор-строка диапазона углов равен $\alpha_R := (0 \ 10 \ 20 \ 30 \ 40 \ 50 \ 60 \ 70 \ 80 \ 90)^\top$ °.

Вектор-строка расч. сопротивлений $R_{расч} := (9 \ 6.4 \ 2.8 \ 1.6 \ 1.0 \ 0.85 \ 0.7 \ 0.45 \ 0.25 \ 0.1)^\top$ МПа.

А расчетное сопротивление под углом ' $\alpha = 33.43^\circ$ ' равно $R_{p,\alpha} := \text{linterp}(\alpha_R, R_{расч}, \alpha) = 1.39$ МПа.

Таким образом получаем $\sigma_{зп}(s, t) = 0.16$ МПа < $R_{p,\alpha} = 1.39$ МПа - условие выполнено.

$$\text{Запас составляет } \frac{R_{p,\alpha} - \sigma_{зп}(s, t)}{R_{p,\alpha}} = 88\%.$$

▲ ОТКРЫТЬ, если $h_{max} / L_p > 0.1$ и требуется проверка по главным напряжениям (п.2.5)

2.6. Проверка совместного действия нормальных и касательных напряжений

(этот пункт расчета не нормирован отечественными нормами)

При проектировании балок переменного сечения специалисты США используют формулу Норриса, полученную применительно к древесине на основе гипотезы потенциальной энергии формоизменения

$$\frac{\sigma_x^2}{R_{u_lvl}^2} + \frac{\tau_{xy}^2}{R_{ск_lvl}^2} + \frac{\sigma_y^2}{R_{p90}^2} \leq 1.$$

Здесь $\sigma_x(s, t) := \frac{M(s) \cdot y(s, t)}{J(s)}$ - нормальное напряжение вдоль волокон в сечении "s" при изгибе;

$\sigma_y(s, t) := \sigma_x(s, t) \cdot \tan(i)^2$ - нормальное напряжение поперек волокон в сечении "s" при изгибе;

$\tau_{xy}(s, t) := \frac{Q(s) \cdot S(s, t)}{J(s) \cdot b} + \frac{M(s) \cdot h(s)}{4 \cdot J(s)} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot y(s, t)}{h(s)} - \frac{S(s, t) \cdot h(s)}{J(s)} \right) \cdot i$ - касательные напряжения

в сечении "s" на расстоянии "t" от нейтральной оси.

Вычислим расчетное сопротивление на растяжение поперек волокон

$$R_{p90} := R'_{p90} \cdot (m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_a \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{н.с.с}) = 0.10 \cdot \text{МПа}.$$

Проверку выполняем на верхней кромке в опасном сечении "X" с наибольшими нормальными и касательными напряжениями

$$\sigma_x(X, 0) = 10.78 \cdot \text{МПа}, \quad \sigma_y(X, 0) = 0.02 \cdot \text{МПа} \text{ и} \quad \tau_{xy}(X, 0) = 0.48 \cdot \text{МПа}.$$

Запас составляет $\frac{\sigma_x(X, 0)^2}{R_u^2} + \frac{\tau_{xy}(X, 0)^2}{R_{ск}^2} + \frac{\sigma_y(X, 0)^2}{R_{p90}^2} = 1.06$ должен быть ≤ 1.0

2.7. Проверка опорной площадки на смятие поперек волокон

Напряжения смятия на опоре балки действуют поперек волокон древесины. В этом случае расчетное сопротивление смятию поперек волокон древесины принимается по [1, табл.3] - $R_{см90} := 3 \cdot \text{МПа}$.

Усилие, вызывающее смятие - есть опорная реакция - $R(x) := q \cdot \left(\frac{L_p}{2} - x \right) = R(0 \cdot \text{м}) = 138.6 \cdot \text{кН}$.

Ширина площадки опирания равна ширине балки $b = 20.5 \cdot \text{см}$.

Длину площадки опирания принимаем $a := 205 \cdot \text{мм}$. Не рекомендуется принимать длину площадки опирания более ширины опираемой конструкции. В силу некоторого поворота балки в опоре (даже при допустимых прогибах) это может привести к неравномерному распределению напряжений давления и смещению оси опорной реакции от центра опорной площадки.

В нашем случае напряжения смятия составляют $\sigma_{см} := \frac{R(0 \cdot \text{м})}{b \cdot a} = 3.3 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_{см90} - \sigma_{см}}{R_{см90}} = -10 \cdot \%$.

Если условие не выполняется и **процент расхождения отрицателен**, то в опорной площадке имеет место перенапряжение **по смятию поперек волокон** древесины.

Следовательно, необходимо укрепить опорную площадку, например, с помощью клеенных стержней поперек волокон.

В силу вышеуказанного условия по смятию **УСИЛЕНИЕ_опорной_площадки = "требуется"**.

ОТКРЫТЬ, если требуется УСИЛИТЬ опорную площадку клееными стержнями или ЗАКРЫТЬ, если не требуется (п.2.8)

2.8. Усиление опорной площадки клееными стержнями

Использование клеенных арматурных стержней является эффективным способом усиления опорной площадки. Клеенные стержни в этом случае работают на продавливание подобно висячим сваям и полностью снимают напряжения смятия древесины поперек волокон под опорой балки. Обычно применяют арматурные стержни из горячекатаной стали А300 диаметром 12, 14, 16, 18, 20, 25 мм.

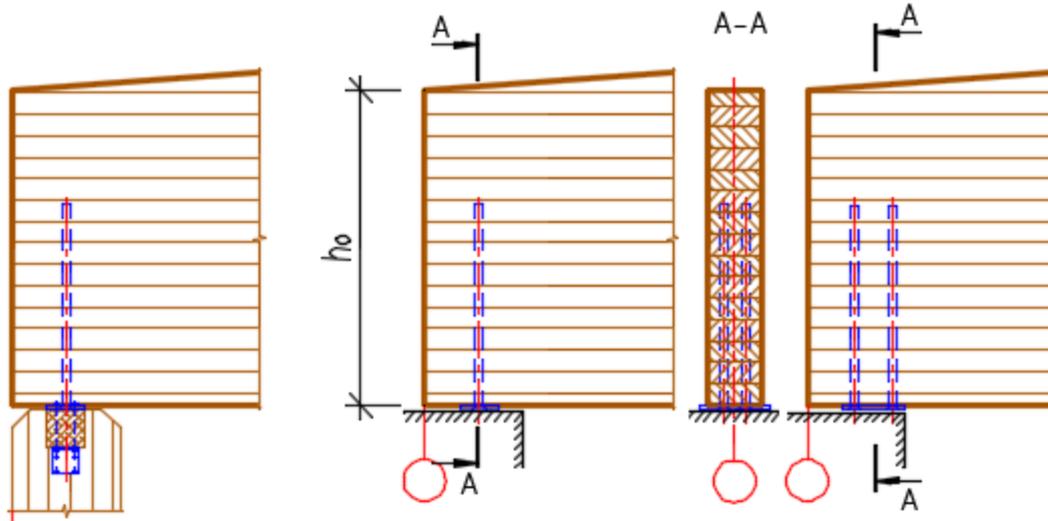


Рис. 11. Опорный узел дощатоклееной балки с усилением клееными стержнями поперек волокон древесины

В соответствии с [1, п. 7.38] несущую способность клеенного под углом к волокнам древесины (в том числе и поперек волокон) стержня на продавливание следует определять по формуле

$$T := R_{пр.д} \cdot \pi \cdot d_1 \cdot l_a \cdot k_c \cdot k_\sigma \cdot m_d \leq F_a \cdot R_a,$$

где $R_{пр.д} := 4.0 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление древесины продавливанию клеенного стержня;

$d := 20 \text{ мм}$ - диаметр клеиваемого стержня из арматуры периодического профиля **A300**;

$d_1 := d + 5 \text{ мм} = 25 \text{ мм}$ - диаметр отверстия под клеенный стержень;

$k_\sigma := 1.0$ - коэффициент, принимаемый для стержней, работающих на продавливание;

$l_a := 350 \text{ мм}$ - фактическая длина арматурного стержня;

$l_p := l_a = 350 \text{ мм}$ - расчетная длина стержня, принимаемая не более $25 \cdot d = 500 \text{ мм}$.

Условие_длины_стержня = "выполняется"

$k_c := 1.2 - 0.02 \cdot \frac{l_p}{d} = 0.85$ - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига по длине заделываемой части стержня;

$m_d := 1.12 - 10 \cdot \frac{d}{m} = 0.9$ - коэффициент, учитывающий зависимость расчетного сопротивления от диаметра стержня;

$F_a := 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 = 3.14 \cdot \text{см}^2$ - площадь сечения клеенного стержня;

$R_a := 285 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление арматурной стали **A300** клеиваемого стержня.

Несущая способность одного арматурного стержня по прочности стали - $F_a \cdot R_a = 89.54 \text{ кН}$.

Несущая способность одного стержня на продавливание - $T := R_{пр.д} \cdot \pi \cdot d_1 \cdot l_p \cdot k_c \cdot k_\sigma \cdot m_d = 86.0 \text{ кН}$.

Проверим основное условие $T \leq F_a \cdot R_a$.

Условие_прочности_клеенного_стержня = "выполняется"

Определим требуемое число клеенных стержней для восприятия опорной реакции $R(0) = 138.6 \text{ кН}$

$n_{ст.опор} := \text{ceil}\left(\frac{R(0)}{T}\right) = 2$ принимаем с округлением до ближайшего **четного**, $n_{ст.опор} := 2$ шт.

Обращаем внимание на то, что не рекомендуется применять количество стержней более **4 штук**.

☐ ОТКРЫТЬ, если требуется УСИЛИТЬ опорную площадку клееными стержнями или ЗАКРЫТЬ, если не требуется (п.2.8)

2.9. Подрезка балки на опоре

Если по архитектурно-конструктивным соображениям требуется опустить балку на некоторую величину, а срезать опору не представляется возможным, то обычно применяют подрезку балки на опоре. Но при этом должны быть выполнены требования, которые регламентируются нормами [1].

Подрезка на опоре балки **"требуется"** по архитектурно-конструктивным соображениям.

ОТКРЫТЬ, если требуется подрезка на опоре или ЗАКРЫТЬ, если не требуется (2.9)

Так как подрезка осуществляется в нижней растянутой зоне изгибаемого элемента, то это может привести к появлению продольной трещины от возникновения растягивающих напряжений поперек волокон, см. рис. 12.

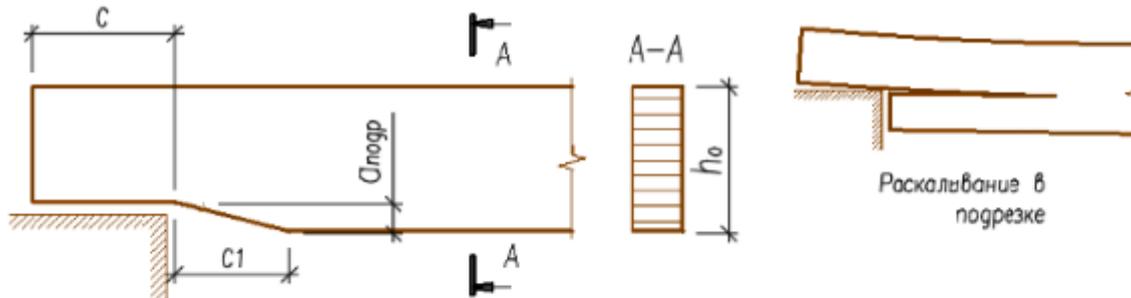


Рис. 12. Правила подрезки на опоре цельнодеревянных и клеодощатых балок

В соответствии с рекомендациями [1] подрезки на опоре балок в растянутой зоне **допускаются**, если выполняется следующее условие $\frac{A}{b \cdot h_0} \leq 0.4 \cdot \text{МПа}$, (*)

здесь $A := R(0) = 138.6 \cdot \text{кН}$ - опорная реакция от расчетной нагрузки.

Тогда при значениях $\frac{A}{b \cdot h_0} = 0.69 \cdot \text{МПа}$ и $0.4 \cdot \text{МПа}$, условие равно $1 - \frac{A}{b \cdot h_0 \cdot (0.4 \cdot \text{МПа})} = -71\%$.

Если это условие (*) **не выполняется** (т.е. отрицательное значение), то подрезку на опоре **требуется выполнять с усилением** (см. ниже п. 2.10).

Если же это условие **выполняется**, то подрезка на опоре должна быть не более $0.25 \cdot h_0 = 247 \cdot \text{мм}$.

По конструктивным соображениям подрезка на опоре принята равной $a_{\text{подр}} := 200 \text{ мм}$.

Кроме того, длина опорной площадки C должна быть не больше высоты сечения $h_0 = 987 \cdot \text{мм}$.

Принимаем $C := 205 \text{ мм}$. Не рекомендуется принимать C более ширины сечения $b = 205 \cdot \text{мм}$.

Длина скошенной части $C1$ должна быть не менее $2 \cdot a_{\text{подр}} = 400 \cdot \text{мм}$. Принимаем $C1 := 0 \text{ мм}$.

Если невозможно выполнить скошенную подрезку **или** глубина подрезки $a_{\text{подр}} = 200 \cdot \text{мм}$ превышает $0.25 \cdot h_0 = 247 \cdot \text{мм}$, то следует выполнить **усиление конца балки**, например, с помощью вклеенных стержней по рекомендациям [1, п. 8.23, рис. 20], см. ниже п. 2.10.

В силу вышеуказанных условий **усиление_подрезки = "требуется"**.

ОТКРЫТЬ, если требуется подрезка на опоре или ЗАКРЫТЬ, если не требуется (2.9)

ОТКРЫТЬ, если требуется усиление подрезки вклеенными стержнями или ЗАКРЫТЬ, если не требуется (п. 2.10)

2.10. Усиление зоны подрезки на концевой опоре балки

В случае, если невозможно выполнить скошенную подрезку или ее глубина превышает $0.25h_0$, необходимо усиление зоны подрезки. Усиление производится вклеиванием **поперечных** (перпендикулярно волокнам древесины) и **наклонных** (под углом 45° к волокнам) стержней.

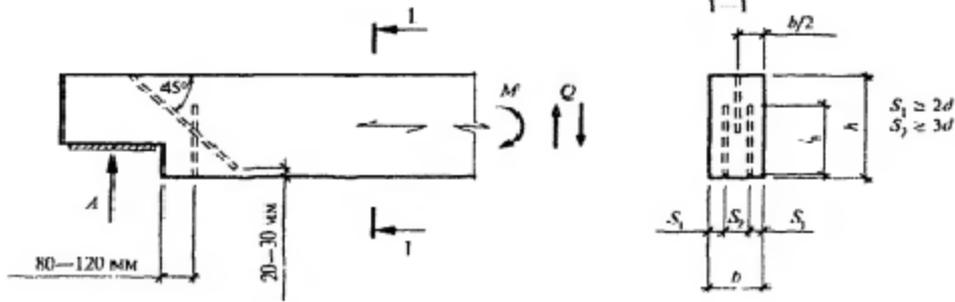


Рис. 13. Усиление клееными стержнями опорной подрезки на конце клеодощатой балки

2.10.1. Поперечно клеенные стержни

Поперечно клеенные стержни воспринимают растягивающие поперек волокон усилия. Наклонные стержни воспринимают сдвигающие усилия в зоне трещины и снижают касательные напряжения на оппорном участке.

Для поперечно клеенных стержней должно выполняться условие $T \geq 0.7 A a_{\text{подр}} / h_o$.

Возьмем для поперечно клеенных стержней арматуру диаметром $d_{\text{поп}} := 18 \text{ мм}$;

$d_{1,\text{поп}} := d_{\text{поп}} + 5 \text{ мм} = 23 \text{ мм}$ - диаметр отверстия под клеенный стержень;

$l_{a,\text{поп}} := 550 \text{ мм}$ - фактическая длина арматурного стержня;

$l_{p,\text{поп}} := l_{a,\text{поп}} = 550 \text{ мм}$ - расчетная длина стержня;

$F_{a,\text{поп}} := 0.25 \cdot \pi \cdot d_{\text{поп}}^2 = 2.54 \text{ см}^2$ - площадь сечения клеенного стержня.

Расчетная глубина подрезки на опоре составит $a_p := a_{\text{подр}} - 30 \text{ мм} = 170 \text{ мм}$.

Расчетная длина стержня $l_{p,\text{поп}} = 550 \text{ мм}$ должна удовлетворять условию

$$2a_p \leq l_{p,\text{поп}} \leq 0.7h_o$$

где $2 \cdot a_p = 340 \text{ мм}$ $l_{p,\text{поп}} = 550 \text{ мм}$ $0.7 \cdot h_o = 691 \text{ мм}$.

Условие_расчетной_длины_стержня = "выполняется".

Несущая способность двух поперечно клеенных стержней при расчетной длине стержня $l_p = 350 \text{ мм}$

$$T_{\text{поп}} := R_{\text{пр.д}} \cdot \pi \cdot d_{1,\text{поп}} \cdot 2 \cdot l_{p,\text{поп}} \cdot k_c \cdot k_{\sigma} \cdot m_d = 248.62 \text{ кН}$$

Тогда основное условие при реакции опоры $A = 138.62 \text{ кН}$ составит

$$T_{\text{поп}} \geq 0.7 A a_{\text{подр}} / h_o$$

$$T_{\text{поп}} = 248.62 \text{ кН}$$

$$0.7 \cdot A \cdot \frac{a_{\text{подр}}}{h_o} = 19.66 \text{ кН}$$

Условие_поперечно_клееного_стержня = "выполняется".

Таким образом, следует установить на опору с подрезкой

$$n_{\text{поп.см}} := 2 \cdot \text{ceil} \left[\frac{0.7 \cdot A \cdot \left(\frac{a_{\text{подр}}}{h_o} \right)}{T_{\text{поп}}} \right] = 2 \text{ шт. поперечных стержня(ней)}$$

Принимаем с округлением до ближайшего четного $n_{\text{поп.см}} := 2 \text{ шт}$

При этом расстояние от торца подрезки до клеенных стержней должно с отстоять примерно на $7 \cdot d_{\text{поп}} = 126 \text{ мм}$, то есть в пределах 80 - 130 мм (но не менее).

2.10.2. Наклонно клеенные стержни

Для наклонно клеенного стержня должно выполняться условие

$$T_{\text{нкл}} \geq 25 A a^2 (h - a) / h^4,$$

где $T_{\text{нкл}}$ - несущая способность наклонно клеенного стержня на выдергивание, определенная по [1. 7.38], условно принимая уровень площадки опирания за местоположение шва сплавления. В этом случае работа подрезанного опорного узла подобна работе сдвигаемого соединения, в котором наклонно клеенные стержни испытывают усилия растяжения (выдергивание).

$\alpha := 45^\circ$ - угол наклона вклеенного стержня к плоскости вдоль волокон на уровне подрезки, Несущая способность наклонно вклеенного стержня на выдергивание определяется по формуле:

$$T_{\text{нкл}} := R_{\text{выд.д}} \cdot \pi \cdot d_{1,\text{нкл}} \cdot l_a \cdot k_c \cdot k_\sigma \cdot m_d,$$

где $R_{\text{выд.д}} := 4.0 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление древесины выдергиванию вклеенного стержня;

$d_{\text{нкл}} := 20 \text{ мм}$ - диаметр вклеиваемого стержня из арматуры периодического профиля А300;

$d_{1,\text{нкл}} := d_{\text{нкл}} + 5 \text{ мм} = 25 \text{ мм}$ - диаметр отверстия под наклонный вклеенный стержень ;

$k_\sigma := 1.0 - \frac{0.01}{\text{МПа}} \cdot \sigma(0.75 \text{ м}) = 0.97$ - коэффициент, принимаемый для стержней, работающих на выдергивание при нормальных напряжениях в растянутой зоне от изгиба на расстоянии **0,75 м** от опоры;

С учетом высоты сечения балки на опоре $h_o = 987 \text{ мм}$ максимальная длина наклонного стержня (или длина отверстия для этого стержня), при которой он пересечет плоскость подрезки на опоре составит $l_{a,\text{нкл}} := \frac{h_o}{\cos(\alpha)} = 1396 \text{ мм}$. Это не значит, что стержень следует вклеивать на всю длину

отверстия. Примем длину не менее двойной глубины подрезки, то есть $l_{a,\text{нкл}} := 2.4 \cdot \frac{a_{\text{подр}}}{\cos(\alpha)} = 679 \text{ мм}$.

$l_{p,\text{нкл}} := l_{a,\text{нкл}} - \frac{a_{\text{подр}}}{\cos(\alpha)} = 396 \text{ мм}$ - расчетная длина стержня, принимаемая не более $25 \cdot d_{\text{нкл}} = 500 \text{ мм}$.

Условие_длины_стержня = "выполняется" .

$k_c := 1.2 - 0.02 \cdot \frac{l_{p,\text{нкл}}}{d_{\text{нкл}}} = 0.80$ - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига по длине заделываемой части стержня ;

$m_d := 1.12 - 10 \cdot \frac{d_{\text{нкл}}}{\text{м}} = 0.92$ - коэффициент, учитывающий зависимость расчетного сопротивления от диаметра стержня;

$F_{a,\text{нкл}} := 0.25 \cdot \pi \cdot d_{\text{нкл}}^2 = 3.14 \text{ см}^2$ - площадь сечения вклеенного стержня ;

$R_a := 285 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление арматурной стали А300 вклеиваемого стержня.

Несущая способность одного арматурного стержня по прочности стали $F_{a,\text{нкл}} \cdot R_a = 89.5 \text{ кН}$.

Несущая способность одного стержня на выдергивание составит:

$$T_{\text{нкл}} := R_{\text{пр.д}} \cdot \pi \cdot d_{1,\text{нкл}} \cdot l_{p,\text{нкл}} \cdot k_c \cdot k_\sigma \cdot m_d = 89.4 \text{ кН} .$$

Очевидно, что прочность стержня на растяжение должна превышать прочность стержня на выдергивание из отверстия вклеивания , то есть $F_{a,\text{нкл}} \cdot R_a \geq T_{\text{нкл}}$

Условие_прочности_вклеенного_стержня = "выполняется" .

Выполним проверку основного условия для одного стержня $T \geq 25 A a^2 (h - a) / h^4$

$$T_{\text{нкл}} = 89.4 \text{ кН}$$

$$25 \cdot A \cdot \text{м} \cdot \frac{a_p^2 \cdot (h_o - a_p)}{h_o^4} = 86.2 \text{ кН} .$$

Условие_наклонно_вклеенного_стержня = "выполняется" .

Это значит, что на опору необходимо установить не менее

$$n_{\text{нкл.ст}} := \text{ceil} \left[25 \cdot \frac{A \cdot \text{м} \cdot a_p^2 \cdot (h_o - a_p)}{T_{\text{нкл}} \cdot h_o^4} \right] = 1 \text{ шт. наклонных стержня (ней)}. \text{ Принимаем } n_{\text{нкл.ст}} := 2 \text{ шт.}$$

▢ ОТКРЫТЬ, если требуется усиление подрезки вклеенными стержнями или ЗАКРЫТЬ, если не требуется (п. 2. 10)

3. Расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям)

Прогиб балки в пролете вычисляем с учетом влияния деформаций сдвига по формуле (55) [1]. Коэффициент, учитывающий переменность сечения балки по длине, по [1, прил. Е, табл. Е.3]:

$$k := 0.15 + 0.85 \cdot \frac{h_o}{h_{\max}} = 0.74$$

Коэффициент, учитывающий деформации сдвига от поперечной силы, по [1, прил. Е, табл. Е.3]:

$$c := 15.4 + 3.8 \cdot \frac{h_o}{h_{\max}} = 18.03$$

Момент инерции максимального по высоте сечения: $J(0.5 \cdot L_p) = 4974589 \cdot \text{см}^4$.

Прогиб без учета влияния деформаций сдвига по известной формуле для однопролетной балки:

$$f_o := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot L_p^4}{E_{\text{дп}} \cdot J(0.5 \cdot L_p)} = 42 \cdot \text{мм}$$

Прогиб с учетом коэффициентов k и c по [2, п. 6.35]:

$$f := \frac{f_o}{k} \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h_{\max}}{L_p} \right)^2 \right] = 62 \cdot \text{мм}$$

Определение предельного относительного прогиба конструкции по [2, прил. Е]

Предельный относительный прогиб $f_{\text{пр}}$ для пролета $L_p = 19.6 \cdot \text{м}$ определится по линейной интерполяции в зависимости от того, выше или ниже 6 метров высота помещения от чистого пола помещения до низа несущей конструкции.

В настоящем примере высота помещения составляет $H_{\text{эм}} = 9.1 \cdot \text{м}$.

Ниже даны параметры для вычисления предельного прогиба по СП 20.13330.2016.

$$vl := \left(\frac{1}{120} \quad \frac{1}{150} \quad \frac{1}{200} \quad \frac{1}{250} \quad \frac{1}{300} \right)^T \quad vf_{\text{более.6м}} := (1\text{м} \quad 3\text{м} \quad 6\text{м} \quad 24\text{м} \quad 36\text{м})^T$$

$$vf_{\text{менее.6м}} := (1\text{м} \quad 3\text{м} \quad 6\text{м} \quad 12\text{м} \quad 24\text{м})^T$$

$$f_L := \begin{cases} \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{менее.6м}}, vl, L_p)} & \text{if } H_{\text{эм}} \leq 6\text{м} \\ \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{более.6м}}, vl, L_p)} & \text{if } H_{\text{эм}} > 6\text{м} \end{cases} = 236$$

Для помещений высотой менее 6 м

Для помещений высотой более 6 м

Предельный прогиб составит $f_{\text{пр}} := L_p \cdot \frac{1}{f_L} = 83.2 \cdot \text{мм}$.

Расчетный прогиб: $f = 62.1 \cdot \text{мм} < f_{\text{пр}} = 83.2 \cdot \text{мм}$.

Запас составляет $\left(\frac{f_{\text{пр}} - f}{f_{\text{пр}}} \right) = 25\%$.

4. Расчет расхода материалов на конструкцию балки и здание

4.1. Общий объем клееной древесины "в деле" на одну балку - $V_{\text{д}} = 4.95 \cdot \text{м}^3$.

Вес арматурных стержней **A300** для вертикально вклеенных стержней на опорах балки диаметром $d = 20 \cdot \text{мм}$ (при плотности стали $\rho_{\text{ст}} := 7850 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$) составит

(при длине одного стержня $l_{\text{а}} = 350 \cdot \text{мм}$ и общем их количестве на балку $2 \cdot n_{\text{ст.опор}} = 4$.

$$G_{\text{арм.опор}} := (l_{\text{а}} \cdot F_{\text{а}} \cdot n_{\text{ст.опор}} \cdot 2) \cdot (n_{\text{ш}} + 1) \cdot \rho_{\text{ст}} = 41.4 \cdot \text{кгс}$$

То же для поперечно вклеенных стержней на подрезках в опоре диаметром $d_{\text{пос}} = 0 \cdot \text{мм}$.

(при длине одного стержня $l_{a, \text{поп}} = 550$ мм и общем их количестве на балку $2 \cdot n_{\text{поп.ст}} = 4$

$$G_{\text{арм.поп}} := (l_{a, \text{поп}} \cdot F_{a, \text{поп}} \cdot n_{\text{поп.ст}} \cdot 2) \cdot (n_{\text{ш}} + 1) \cdot \rho_{\text{ст}} = 0 \cdot \text{кгс}.$$

То же для наклонно вклеенных стержней на подрезках в опоре диаметром $d_{\text{нкп}} = 0$ мм

(при длине одного стержня $l_{a, \text{нкп}} = 679$ мм и общем их количестве на балку $2 \cdot n_{\text{нкп.ст}} = 4$.

$$G_{\text{арм.нкп}} := (l_{a, \text{нкп}} \cdot F_{a, \text{нкп}} \cdot n_{\text{нкп.ст}} \cdot 2) \cdot (n_{\text{ш}} + 1) \cdot \rho_{\text{ст}} = 0 \cdot \text{кгс}.$$

4.2. Общий суммарный вес арматурных стержней класса А300 на все здание

$$G_{\text{арм}} := G_{\text{арм.опор}} + G_{\text{арм.поп}} + G_{\text{арм.нкп}} = 41.4 \cdot \text{кгс}.$$

Объем (в литрах) клеевого эпоксидного состава для вклеенных стержней с запасом в 15% :

$$\text{Плотность эпоксидного клея } \rho_{\text{эп}} := 1.2 \frac{\text{кгс}}{\text{л}}.$$

$$\text{усиление на опорах } V_{\text{кл.опор}} := 1.15 \cdot l_{a, \text{опор}} \cdot \left[0.25 \cdot \pi \cdot (d_1^2 - d^2) \right] \cdot n_{\text{ст.опор}} \cdot 2 \cdot (n_{\text{ш}} + 1) = 3.4 \cdot \text{л};$$

$$\text{в подрезке на опоре } V_{\text{кл.поп}} := 1.15 \cdot l_{a, \text{поп}} \cdot \left[0.25 \cdot \pi \cdot (d_{1, \text{поп}}^2 - d_{\text{поп}}^2) \right] \cdot n_{\text{поп.ст}} \cdot 2 \cdot (n_{\text{ш}} + 1) = 0.0 \cdot \text{л};$$

$$\text{в подрезке на опоре } V_{\text{кл.нкп}} := 1.15 \cdot l_{a, \text{нкп}} \cdot \left[0.25 \cdot \pi \cdot (d_{1, \text{нкп}}^2 - d_{\text{нкп}}^2) \right] \cdot n_{\text{нкп.ст}} \cdot 2 \cdot (n_{\text{ш}} + 1) = 0.0 \cdot \text{л}.$$

$$\text{Общий объем эпоксидного клея на балку } V_{\text{кл}} := V_{\text{кл.опор}} + V_{\text{кл.поп}} + V_{\text{кл.нкп}} = 3.4 \cdot \text{л}.$$

Монтажный вес балки

$$G_{\text{блк}} := V_{\text{д}} \cdot \rho_{\text{д}} + G_{\text{арм}} + V_{\text{кл}} \cdot \rho_{\text{эп}} = 2521 \cdot \text{кгс}.$$

$$\left(k_{\text{блк}} := \frac{G_{\text{блк}}}{G} = 1.0184 \right)$$

4.3. Расход основных материалов на 1 кв. м (или на 100 кв. м) перекрываемой площади

$$\text{Расход древесины балок} - \frac{V_{\text{д}}}{L \cdot \text{Ш}} = 4.1 \cdot \frac{\text{м}^3}{100 \cdot \text{м}^2}.$$

$$\text{Расход обшивки на огнезащиту} - \frac{(1 \cdot t_{\text{эпс}}) \cdot L \cdot (h_{\text{о}} + h_{\text{max}}) + b \cdot L_{\text{р}} \cdot 1 \cdot t_{\text{эпс}}}{L \cdot \text{Ш}} = 0.00 \cdot \frac{\text{м}^3}{100 \cdot \text{м}^2}.$$

$$\text{Расход стали на вклеенные стержни} - \frac{G_{\text{арм}}}{(L \cdot \text{Ш})} = 34.53 \cdot \frac{\text{кгс}}{100 \cdot \text{м}^2}.$$

Площадь поверхности балки для нанесения лакокрасочных и защитных покрытий

$$\text{на одну конструкцию } S_{\text{защ.1}} := 2 \cdot L \cdot (h_{\text{о}} + h_{\text{max}}) \cdot 0.5 + L \cdot b \cdot \left(1 + \frac{1}{\cos(i)} \right) + 2 \cdot b \cdot h_{\text{о}} = 56.9 \cdot \text{м}^2;$$

$$\text{на все конструкции } S_{\text{защ}} := S_{\text{защ.1}} \cdot (n_{\text{ш}} + 1) = 682.9 \cdot \text{м}^2.$$

Литература

- СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
- СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
- ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
- Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
- Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
- Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.
- Дмитриев П.А. Деревянные балки и балочные клетки: учеб. пособие / П.А. Дмитриев. Новосибирск: НИСИ, 1989. 161 с.
- Гринь И.М., Джан-Темиров К.Е., Гринь В.И. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет: учеб. пособие / 3-е изд., перераб. и доп. Киев: Выща шк., 1990. 221 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 3.1.2. Балка клеодощатая двускатная, армированная стальной арматурой

Запроектировать клеодощатую армированную двускатную балку покрытия прямоугольного сечения пролетом в осях $L := 12 \text{ м}$ (при 0-привязке осей к наружным граням стоек/колонн).

Район строительства - г. _____, в котором нормативное значение веса снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $s_g := 1.0 \text{ кПа}$ по [2, табл. 10.1].

Уклон скатов балки $i := \frac{300 \text{ мм}}{0.5 \cdot L} = 5.00 \%$ (здесь в числителе следует ввести разницу высот сечения балки в центре и на опоре, но не менее 0.1 мм). Тогда угол наклона составит $\theta := \text{atan}(i) = 2.86^\circ$. Обычно уклон двускатных балок принимается в пределах $2 - 7\%$. Для балки постоянной высоты в числитель следует ввести число, близкое к нулю, например $0,1 \text{ мм}$).

Шаг балок $\text{Ш} := 6 \text{ м}$. Число шагов по длине здания $n_{\text{ш}} := 11$. Длина здания $D := n_{\text{ш}} \cdot \text{Ш} = 66 \text{ м}$. Высота здания до низа несущей конструкции $H_{\text{эм}} := 9.1 \text{ м}$.

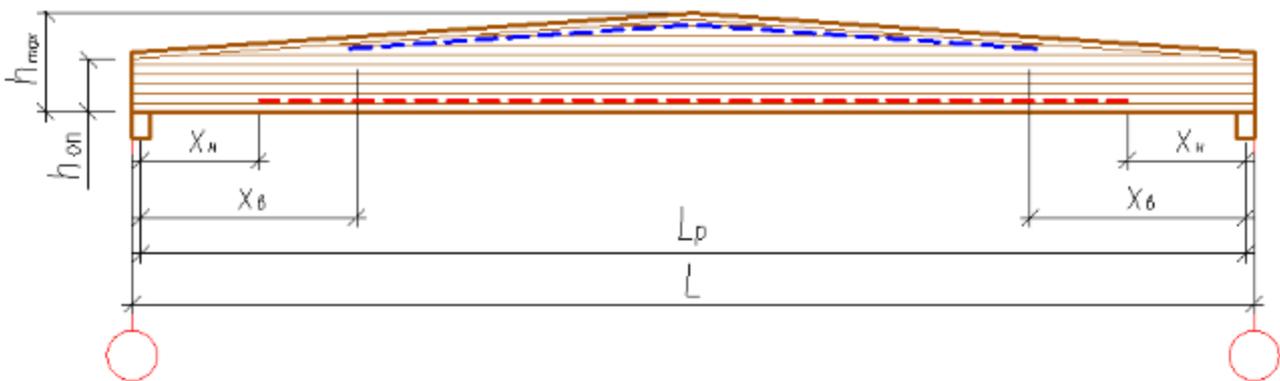


Рис. 1. Геометрические параметры клеодощатой двускатной армированной балки

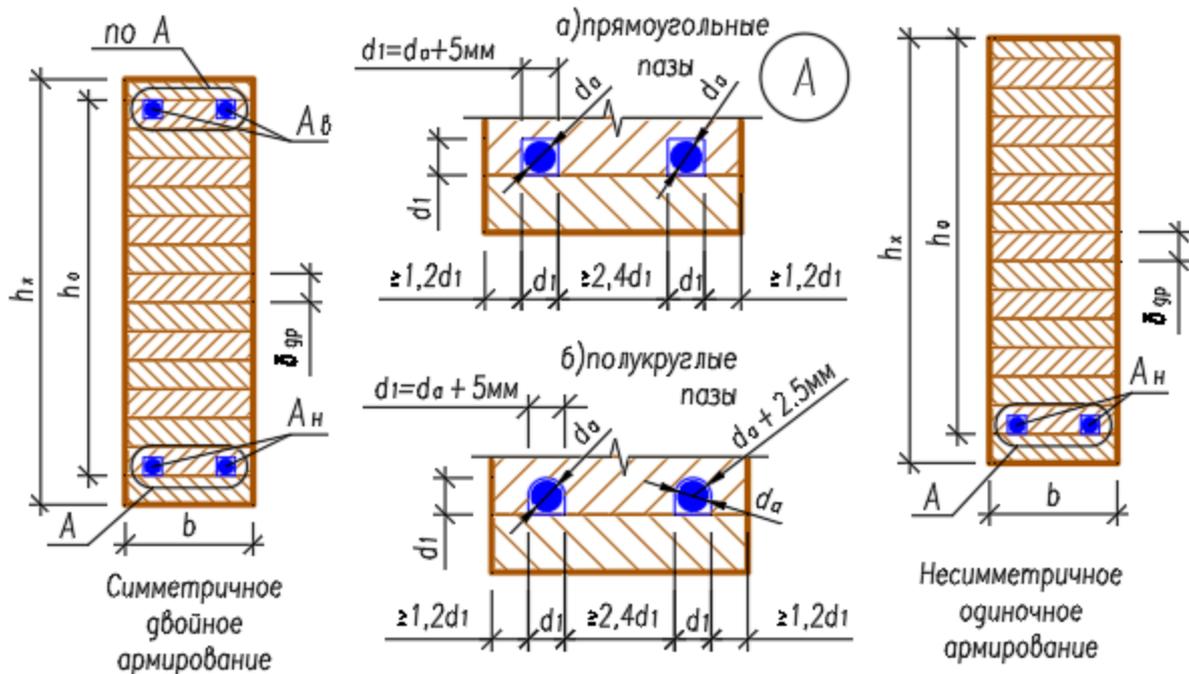


Рис. 2. Возможные виды армирования сечений клеодощатой конструкции

Расчетный пролет балки с учетом опирания на стойку (высотой сечения $h_{cm} := 600 \text{ мм}$) составляет

$$L_p := L - h_{cm} = 11.40 \text{ м}. \text{ Принимаем высоту сечения в середине балки } h_{cp} := 0.75 \text{ м}.$$

Это примерно соответствует рекомендациям $h \approx (1/12 - 1/16) \cdot L$ (фактически $\frac{L_p}{h_{cp}} = 15.2$).

Для изготовления балок приняты сухие сосновые доски 2-3-го сортов влажностью 10-12%.

Доски стыкуются по длине на зубчатый шип. Толщину досок принимаем $\delta_d := 42 \text{ мм}$ (после фрезерования пластей пиломатериала по сортаменту). С учетом этого высота сечения в центре

балки может состоять из целого числа $\text{ceil}\left(\frac{h_{cp}}{\delta_d}\right) = 18$ ламелей. Принимаем число ламелей $n_d := 17$.

Тогда фактически максимальная высота составит $h_{max} := n_d \cdot \delta_d = 714 \text{ мм}$.

Высота опорного сечения $h_{оп} := h_{max} - 0.5 \cdot L_p \cdot i = 429 \text{ мм}$.

Ширину сечения балки принимаем с учетом гладкого фрезерования боковых поверхностей балки. Здесь из фактического размера доски надо вычесть 20 мм, если конструкция длиннее 12 м, и 15 мм - если менее 12,0 м.

Тогда ширина сечения $b := 200 \text{ мм} - 20 \text{ мм} = 180 \text{ мм}$, где размер до фрезерования - это ширина досок в заготовке по сортаменту ГОСТ 24454-80. Обычно рекомендуется $b \approx (1/4 - 1/7) h_{max}$, в нашем

случае это отношение фактически равно $\frac{h_{max}}{b} = 4.0$.

Компоновку сечений клеодошчатых конструкций следует принимать с учетом сортамента пиломатериалов, технологии изготовления и требований унификации.

Рекомендуется принимать ширину сечения клееных конструкций:

- для одинарных блоков, склеенных из досок только по пласти (вариант 1, рис. 3):
80 мм, 100 мм, 120 мм, 140 мм, 160 мм;
- для одинарных блоков, склеенных из досок по пласти и по кромке (вариант 2, рис. 3):
не более 240 мм, причем расстояние между стыками по кромке - не менее толщины слоя δ_g ;
- для спаренного из двух клееных блоков на поперечных клеенных стержнях (вариант 3, рис. 3):
не более 360 мм.

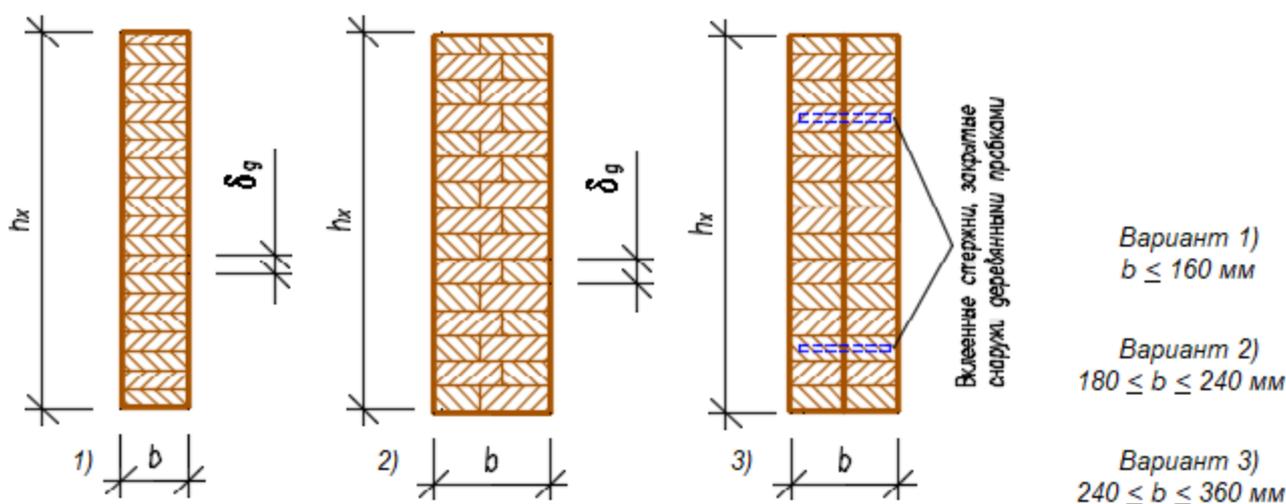
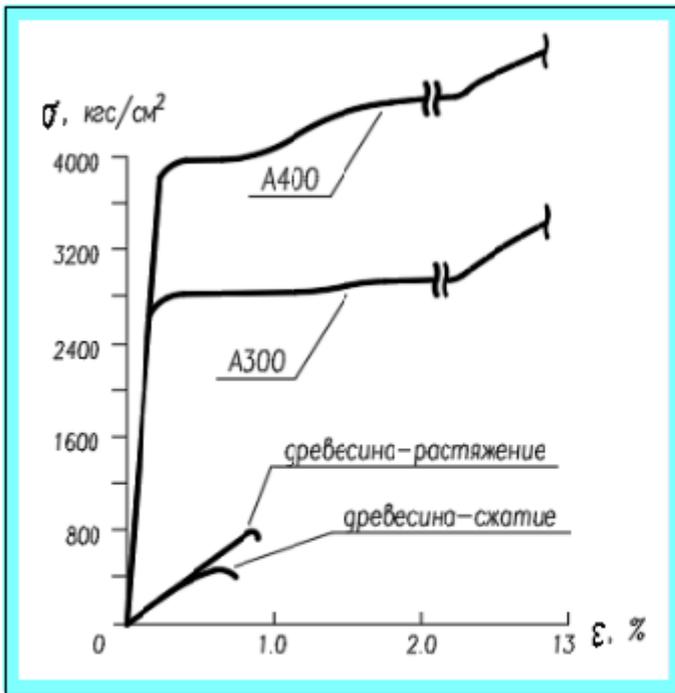


Рис. 3. Возможные виды сечений клеодошчатой конструкции

Если применяется тип сечения по варианту 3 (рис. 3), то правило расстановки вклеенной арматуры должны соблюдаться отдельно для каждой из частей сечения.

1.1. Задание параметров армирования балки



Выберем вид пазов для вклеивания арматуры, рис. 2 :

- Прямоугольные
- Полукруглые

- А300
- А400

Выберем класс применяемой арматуры по ГОСТ 5781-82:

Модуль упругости арматуры: $E_s = 2.1 \times 10^5 \cdot \text{МПа}$

Расчетное сопротивление стали $R_s = 295 \cdot \text{МПа}$

Рис 4. Диаграмма растяжения арматурных сталей и диаграмма работы древесины

Балка может быть заармирована как в сжатой, так и в растянутой зонах, причем длину каждой из зон армирования можно задавать произвольно :

от $x = 0$ (на опоре) до $x = 0.5L_p$ (на полупролете до конька).

Арматура вклеивается с помощью состава на основе эпоксидного клея в профрезерованные пазы прямоугольной или полукруглой формы. Размер паза d_1 принимается на 5 мм больше диаметра арматурного стержня, а расстояния между пазами должны быть не более указанных на рис. 2.

После вклеивания арматуры в пазы дополнительно наклеивается защитная ламель, закрывающая армированный слой. Расчетной высотой h_o балки на армированных участках балки принимается размер, включающий в себя ламели с арматурой. На участках, где нет арматуры (ни сверху, ни снизу) или имеется одиночная арматура, расчетной высотой является высота сечения за вычетом толщины защитных ламелей.

Диаметр стержней по сжатой верхней грани принимаем $d_e := 16 \text{ мм}$, тогда размер верхних пазов

$d_{1e} := d_e + 5 \text{ мм} = 21 \text{ мм}$, а число стержней, которое можно разместить на ширине балки, составит

$$n_e := \text{floor} \left[\frac{b}{(1 + 2 \cdot 1.2) \cdot d_{1e}} \right] = 2 \text{ . Площадь сечения верхней арматуры } A_e := n_e \cdot \pi \cdot \frac{d_e^2}{4} = 4.0 \cdot \text{см}^2 \text{ .}$$

Расстояние от опоры до начала верхней арматуры (рис. 1) принимаем $x_e := 2.0 \text{ м}$,

но не более $0.5 \cdot L_p = 5.70 \text{ м}$.

Диаметр стержней по растянутой нижней грани примем $d_n := 18 \text{ мм}$, тогда размер нижних пазов

$d_{1n} := d_n + 5 \text{ мм} = 23 \text{ мм}$, а число стержней, которое можно разместить на ширине балки, составит

$$n_n := \text{floor} \left[\frac{b}{(1 + 2 \cdot 1.2) \cdot d_{1n}} \right] = 2 \text{ . Площадь сечения нижней арматуры } A_n := n_n \cdot \pi \cdot \frac{d_n^2}{4} = 5.1 \cdot \text{см}^2 \text{ .}$$

Расстояние от опоры до начала нижней арматуры (рис. 1) принимаем $x_n := 2.0 \text{ м}$,

но не более $0.5 \cdot L_p = 5.70 \text{ м}$.

- 1/К26
 2/К24
 3/К16

Выберем **Класс/Сорт прочности** применяемой древесины по СП 64.13330.2011 и **уровень ответственности** проектируемого здания

- Повышенный уровень ответственности
 Нормальный уровень ответственности
 Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 1.0$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

▶ Автоматический выбор РАСЧЕТНЫХ сопротивлений ДРЕВЕСИНЫ по классам прочности и размерам сечения по [1, табл.3]

Модуль упругости древесины сосны вдоль волокон $E_{др} := 10000 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление древесины на **изгиб и сжатие** вдоль волокон для принятых размеров сечения: $R'_u = 15.00 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление древесины на **сжатие** поперек волокон: $R'_{с90} = -1.8 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление древесины на **скалывание** при изгибе клееных элементов: $R'_{ск} = 1.50 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление клееной древесины на **растяжение** вдоль волокон: $R'_p = 9.00 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление клееной древесины на **растяжение поперек** волокон: $R'_{p90} = 0.1 \cdot \text{МПа}$.

Если принять по длине балки число расчетных точек $n_x := 150$, тогда расстояние от опоры до каждой точки определится как $x := 0, \frac{L_p}{n_x} .. L_p$ и шаг составит $\frac{L_p}{n_x} = 7.6 \cdot \text{см}$. Высота сечения балки $h(x)$ в зависимости от уклона скатов и расстояния x от опоры вычисляется:

$$h(x) := \begin{cases} h_{оп} + i \cdot x & \text{if } x \leq 0.5 \cdot L_p \\ h_{оп} + i \cdot (L_p - x) & \text{if } x > 0.5 \cdot L_p \end{cases}$$

1. Сбор нагрузок и статический расчет

1.1. Расчет нагрузок на конструкцию

1. Нормативная нагрузка от вышележащего покрытия составляет: $q'_{нп} := 0.307 \cdot \text{кПа}$.

2. Расчетная нагрузка от вышележащего покрытия составляет: $q'_п := 0.693 \cdot \text{кПа}$.

Подсчитаем собственный вес балки.

Объем древесины "в деле": $V_{д1} := L \cdot b \cdot (h_{оп} + h_{мах}) \cdot 0.5 = 1.23 \cdot \text{м}^3$.

Плотность древесины сосны при влажности $W_{др} = 12\%$ составляет $\rho_{др} := 500 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$.

Вес деревянной части балки составляет $G_{др} := \rho_{др} \cdot V_{д1} = 617 \cdot \text{кгс}$.

Вес арматуры верхней $G_{а.в} := \frac{0.5 \cdot (L_p - x_e)}{\cos(i)} \cdot 2 \cdot A_e \cdot 7.85 \frac{\text{тс}}{\text{м}^3} = 29.7 \cdot \text{кгс}$,

Вес арматуры нижней $G_{а.н} := 0.5 \cdot (L_p - x_n) \cdot 2 \cdot A_n \cdot 7.85 \frac{\text{тс}}{\text{м}^3} = 37.6 \cdot \text{кгс}$,

Вес балки составит без усиления вклеенными стержнями $G_{\text{ммк}} := G_{др} + G_{а.в} + G_{а.н} = 684 \cdot \text{кгс}$.

С поправочным коэффициентом $K_{блк} := 1.0497$ учета усиления опор арматурой (см. п. 4.2)

полный вес балки составляет $G_a := (G_{др} + G_{а.е} + G_{а.н}) \cdot k_{блк} = 698 \cdot \text{кгс}$

3. Нормативная нагрузка от собственного веса балки на 1 кв. м: $q'_{нб} := \frac{G_a}{L \cdot Ш} = 0.095 \cdot \text{кПа}$.

В целях повышения огнестойкости конструкции обшиваем балку листами гипсокартона плотностью $\rho_{гпс} := 1400 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$ и толщиной листа $t_{гпс} := 0 \text{ мм}$.

4. Нормативная нагрузка от огнезащиты $q'_{нозн} := \rho_{гпс} \cdot \left[\frac{(1 \cdot t_{гпс}) \cdot L \cdot (h_{оп} + h_{мах}) + b \cdot L_p \cdot 1 \cdot t_{гпс}}{L \cdot Ш} \right] = 0.0 \cdot \text{кПа}$.

5. Нормативная снеговая нагрузка S_o с учетом коэффициента c_e сноса снега ветром и уклона скатов до 12%, (а также $k := 0.65$ - для местности типа "___" и $l_c := \left(2 \cdot L - \frac{L^2}{D} \right) \cdot \frac{1}{m} = 21.8$)

$c_e := (1.2 - 0.4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0.8 + 0.002 \cdot l_c) = 0.74$. При $c_t := 1.0$ и $\mu := 1.0$ (так как уклон менее 30°)

получаем $S_o := c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot s_g = 0.74 \cdot \text{кПа}$.

Таблица сбора нагрузок на 1 кв. метр горизонтальной поверхности

	Наименование нагрузки	Нормат. нагрузка, кН/м ²	Козф-т надежн. по нагр.	Расчет. нагрузка, кН/м ²
Постоянная				
1	Конструкция покрытия	0.31		0.69
2	собственный вес балки	0.10	1.1	0.10
3	огнезащита -	0.00	1.2	0.00
	Итого	0.40		0.80
Временная				
4	Снеговая	0.74	1.4	1.04
	Всего	1.14		1.83

Подсчитаем нагрузки на 1 пог. метр балки с учетом ответственности сооружения ($\gamma_n = 1.0$)

Из таблицы нормативная нагрузка на 1 кв. м: $q'_н := q'_н \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 1.14 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$

Нормативная погонная нагрузка: $q_n := q'_н \cdot Ш \cdot \gamma_n = 6.85 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$. ($q_n = 0.699 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$)

Из таблицы расчетная нагрузка на 1 кв. м: $q' := q' \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 1.83 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Расчетная погонная нагрузка: $q := q' \cdot Ш \cdot \gamma_n = 11 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$. ($q = 1.122 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$)

▢

1.2. Внутренние усилия M и Q по оси конструкции

Для балок с переменным по высоте сечением место с наибольшими напряжениями не совпадает с участком максимального изгибающего момента. Это место называется "опасным сечением "X"

и для двускатной балки определяется как $X_{без.арм} := \frac{L_p \cdot h_{оп}}{2 \cdot h_{мах}} = 3.42 \cdot \text{м}$.

Эта величина "X" верна для двускатных балок без армирования. А для армированной балки она верна, только если армирование выполнено одинаково в верхней и нижней зонах и на всю длину конструкции.

Если же армирование в верхней и нижней зонах не одинаково по числу и диаметру стержней и с обрывом арматуры на разных расстояниях от опоры, эта формула работает некорректно.

Отношение модуля упругости арматуры и древесины (коэффициент приведения: $m_s := \frac{E_s}{E_{др}} = 21$).

Расчет армированных балок ведется по приведенным к основному материалу конструкций (древесине) геометрическим характеристикам сечений с помощью коэффициентов m_s и μ - процента армирования.

Класс_арматуры = "A300".

При симметричном армировании расчет ведется по следующим формулам

$$\Phi_{пр} = \Phi_{др} \cdot (1 + 3 \cdot \mu \cdot m_s), \text{ где } \Phi_{др} = (F_{др}, J_{др}, \text{ или } W_{др}), \text{ а для } S_{пр} = S_{др} \cdot (1 + 2 \cdot \mu \cdot m_s).$$

При несимметричном армировании расчет ведется по следующим формулам:

$$\Phi_{пр} = \Phi_{др} \frac{(1 + 4\mu \cdot m_s)}{(1 + \mu \cdot m_s)}, \text{ где } \Phi_{др} = (F_{др}, J_{др}, \text{ или } W_{др}), \text{ а для } S_{пр} = S_{др} \frac{(1 + 3\mu \cdot m_s)}{(1 + \mu \cdot m_s)}$$

Если в расчетном сечении арматуры нет, то расчет ведется по стандартным формулам

$$J := \frac{b \cdot h_o^3}{12}, \quad W := \frac{b \cdot h_o^2}{6}, \quad S_{пр} := \frac{b \cdot h_o^2}{8}.$$

Определим "функцию" изгибающего момента в некотором сечении "x" по длине балки:

$$M(x) := \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L_p - x), \quad \text{То же для поперечной силы} - Q(x) := q \cdot \left(\frac{L_p}{2} - x \right);$$

Расчет приведенных характеристик сечения

2. Расчет по первой группе предельных состояний

Опасное сечение в армированной балке вычислим с помощью функции Maximize, которая позволяет определить расстояние от опоры до сечения с максимальным значением нормальных напряжений.

Действующие нормальные напряжения изгиба вычислим с помощью функции $\sigma(x) := \frac{M(x)}{W_{пр}(x)}$.

Определим расстояние $X_{арм}$ до максимального значения этих нормальных напряжений в армированной части балки

$$X_{арм} := \begin{cases} \text{Maximize}(\sigma, x_e) & \text{if } x_e \leq x_n \\ \text{Maximize}(\sigma, x_n) & \text{if } x_n \leq x_e \end{cases} \quad X_{арм} = 2 \cdot M$$

Для данного сечения процент армирования составит: $\mu' := \frac{A_s + A_n}{b \cdot h(X_{арм})} = 1\%$.

Рекомендуемый обычно процент армирования составляет $\mu = 1...3\%$.

определения коэффициента m.б

Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - м.б, м.о и м.а

Определение коэффициента м.сл

Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - м.сл, Гамма н(сс), табл. 10 ... 12

Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - мв, mt, md и mn

В соответствии с [1, п. 5.2 д), табл. 9] для клееных деревянных элементов прямоугольного сечения значения расчетных сопротивлений древесины следует умножать на коэффициенты условий работы, которыми для клеодочатой балки при различных условиях являются:

Ниже приведены коэффициенты условий работы, необходимые для данного расчета:

$m_e := 1.0$ - для различных условий эксплуатации (температурно-влажностный режим) по [1, п.а, табл. 7];

$m_T := 1.0$ - для конструкций, эксплуатируемых при температуре воздуха до + 35 °C ... (1.0) при + 50 °C (0.8). Для промежуточных температур использовать линейную интерполяцию [1, п. б];

$m_D := 1.0$ - для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех

- нагрузок - (0.8) [1, п.в];
- $m_b = 0.988$ - учет снижения прочности при высоте сечения более 50см по [1, п.г, табл. 9], см. выше;
- $m_a := 1.0$ - для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением (0.9);
- $m_{сл} = 0.95$ - учет влияния толщины слоя (ламели) на прочность древесины вдоль волокон, см. выше;
- $\gamma_{н.сс} := 1.0$ - коэффициент надежности по сроку службы (равен от 1.0 до 0.9 - при сроке от 50 до 100 лет соответственно и 0.8 - более 100 лет) [1, п.к, табл. 12];
- $\gamma_n = 1.0$ - коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания, в соответствии с ГОСТ 27751-2014 "Надежность строительных конструкций и оснований".

2.1. Проверка прочности по нормальным напряжениям в опасном сечении "X"

Опасное сечение для балки без армирования составляет $X_{без.арм} = 3.42 \cdot м$

Опасное сечение для нашей армированной балки составляет $X_{арм} = 2 \cdot м$.

Изгибающий момент в опасном сечении $X_{арм}$ равен: $M(X_{арм}) = 103.4 \cdot кН \cdot м$.

Момент сопротивления - $W_{пр}(X_{арм}) = 8395.2 \cdot см^3$

Действующие нормальные напряжения - $\sigma(x) := \frac{M(x)}{W_{пр}(x)}$. При $x = X_{арм}$: $\sigma(X_{арм}) = 12.3 \cdot МПа$

и с учетом дополнительных напряжений на скошенных краях в конструкциях переменного сечения (в виде коэффициента $(1 + \tan(\theta)^2) = 1.0025$) получим $\sigma(X_{арм}) \cdot (1 + \tan(\theta)^2) = 12.35 \cdot МПа$.

Расчетное сопротивление изгибу (и сжатию): $R_u := R'_u \cdot m_\epsilon \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_b \cdot m_a \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{н.сс} = 14.1 \cdot МПа$.

Запас прочности в опасном сечении составляет $\frac{R_u - \sigma(X_{арм}) \cdot (1 + \tan(\theta)^2)}{R_u} = 12 \cdot \%$.

Нормальные напряжения растяжения по нижней кромке: $\sigma_p(x) := \sigma(x)$ и $\sigma_p(X_{арм}) = 12.32 \cdot МПа$.

Запас прочности в опасном сечении "X" составляет $\frac{R_u - \sigma_p(X_{арм})}{R_u} = 13 \cdot \%$.

При этом растягивающие напряжения в арматуре в опасном сечении "X" составляют

$$\sigma_{арм} := \sigma(X_{арм}) \cdot m_s = 258.7 \cdot МПа < R_s = 295 \cdot МПа \quad (\text{Класс}_арматуры = "A300")$$

Запас прочности в стальной арматуре составляет $\frac{R_s - \sigma_{арм}}{R_s} = 12 \cdot \%$.

Нормальные напряжения сжатия по верхней кромке $\sigma_c(x) := \sigma(x)$.

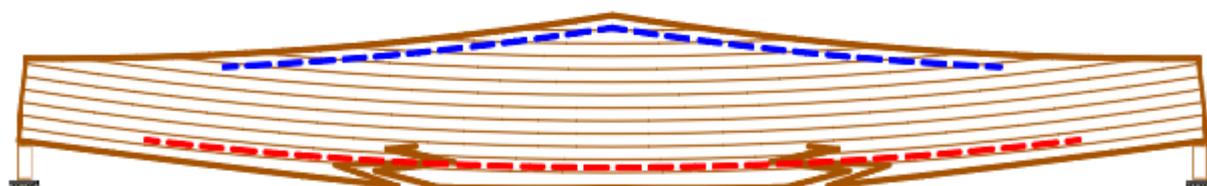


Рис. 5. Эскиз возможного разрушения от нормальных напряжений растяжения в балке

▶ масштабные коэффициенты для эпюр напряжений

▶

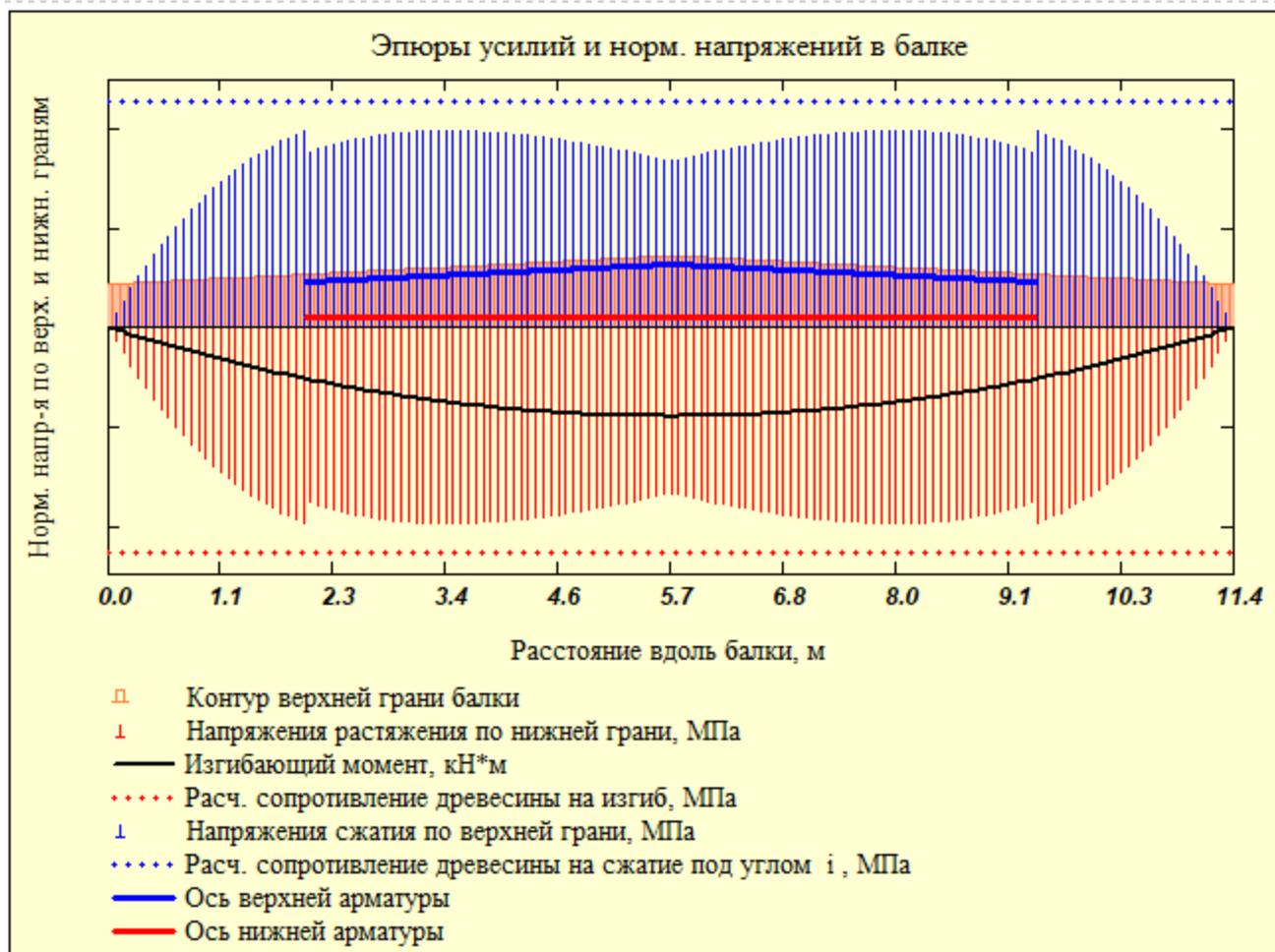


Рис. 6. Распределение крайевых нормальных напряжений по граням балки (условно показаны на общей горизонтальной оси)

На эпюре рис. 6 показаны контуры скатной балки, эпюры M (изгибающих моментов), σ (нормальных напряжений) в относительных масштабах для их наглядной сопоставимости.

Здесь же пунктирными линиями сверху и снизу балки показаны расчетные сопротивления в виде своеобразных границ, которые являются предельными для эпюр нормальных напряжений, чтобы наглядно видеть их соотношение. Выход за пределы этих границ означает превышение действующих напряжений соответствующих расчетных сопротивлений.

Из эпюры видно, что наибольшие напряжения возникают не в центре пролета, где изгибающий момент максимальный, а в сечении "X", которое называется "опасным сечением".

2.2. Проверка устойчивости плоской формы деформирования при изгибе

Устойчивость от бокового выпучивания зависит от поперечной жесткости самой балки и от раскрепления ее поперечными связями.

Принимаем для начала раскрепление сжатой кромки балки только на опоре и связевым коньковым брусом в центре пролета. В этом случае расстояние между точками раскрепления из плоскости $l_{p_u} := 0.5 \cdot L_p = 5.7 \text{ м}$.

Боковая устойчивость для изгибаемых элементов прямоугольного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, оценивается коэффициентом k_{ϕ} в соответствии с [1, п. 6.14]. Для вычисления этого коэффициента предварительно определим из [1, прил. E, табл. E.2] величины k_{ϕ} и $k_{жм}$.

Для нашего случая распределения изгибающего момента (см. рис. 4) при $d := \frac{M(0 \cdot m)}{M(l_{p_u})} = 0$ и при

$$\beta := \frac{h_{оп}}{h_0(l_{p_u})} = 0.68 \quad \text{величина } k_{\phi} := 1.75 - 0.75 \cdot d = 1.75 \quad , \quad \text{а величина } k_{жм} := \sqrt{\beta} = 0.83 \quad .$$

Таким образом, значение $\phi_m := 140 \cdot \frac{b^2}{I_{p_u} \cdot h_0(I_{p_u})} \cdot k_\phi \cdot k_{жм} = 1.82$.

Проверка плоской формы деформирования при изгибе в центральном сечении выполняется по формуле (24) [2] $\sigma_{уст} := \frac{M(I_{p_u})}{\phi_m \cdot W_{пр}(I_{p_u})} = 5.69 \cdot \text{МПа}$. Запас прочности составляет $\frac{R_u - \sigma_{уст}}{R_u} = 60\%$.

▶ ОТКРЫТЬ, если запас по устойчивости отсутствует, или ЗАКРЫТЬ, если запас - положительный

2.3. Проверка прочности по скалыванию в опорном сечении

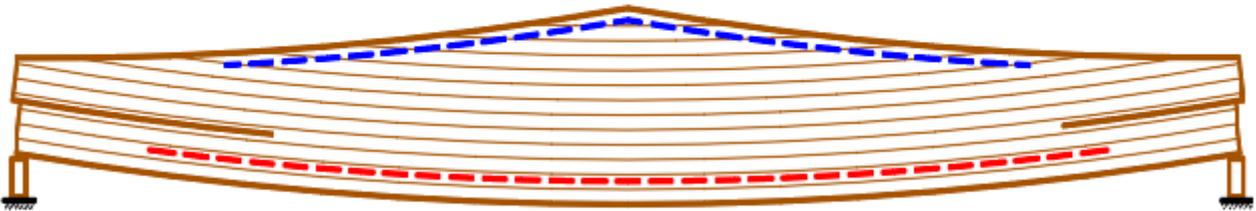
Высота сечения на опоре $h_{оп} = 0.43 \cdot \text{м}$. Поперечная сила на опоре равна $Q(0 \cdot \text{м}) = 62.72 \cdot \text{кН}$.

Касательные напряжения по формуле Журавского: $\tau(x) := \frac{Q(x) \cdot S_{пр}(x)}{J_{пр}(x) \cdot b}$,

тогда для опорного сечения эти напряжения составляют $\tau(0 \cdot \text{м}) = 1.22 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на скалывание: $R_{ск} := R'_{ск} \cdot (m_e \cdot m_T \cdot m_d \cdot m_a \cdot m_{оп} \cdot \gamma_{н.ос}) = 1.43 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_{ск} - \tau(0 \cdot \text{м})}{R_{ск}} = 14.5\%$.



▶ Рис. 7. Эскиз возможного разрушения от скалывания на опорах

Построим эпюру касательных напряжений по нейтральной оси балки, рис. 8.

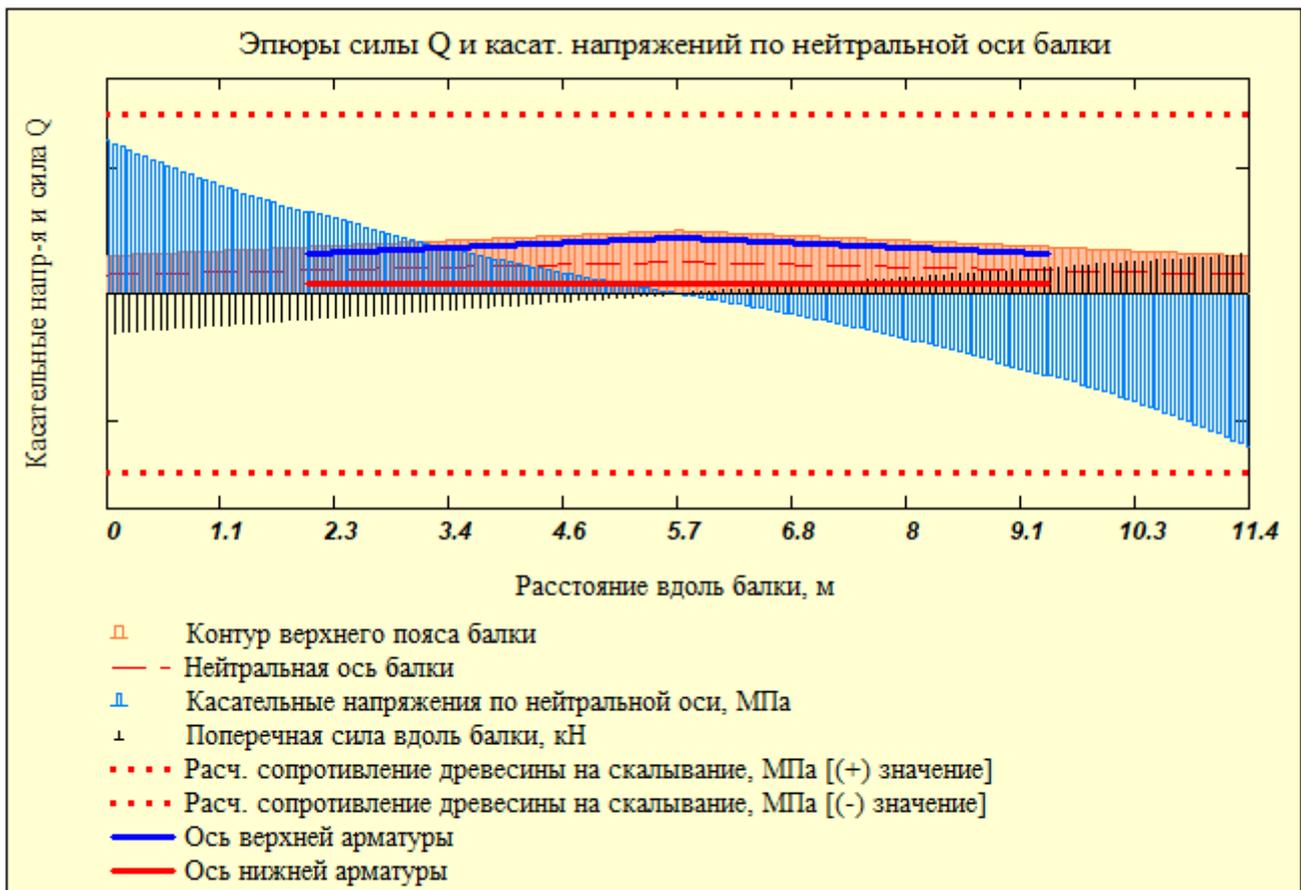


Рис. 8. Касательные напряжения по нейтральной оси балки (условно показаны на общей горизонтальной оси)

2.4. Проверка прочности с учетом совместного действия нормальных и касательных напряжений в расчетном сечении (скалывание по верхней кромке)

Теоретическим и опытным путем установлено, что в двускатных дощатоклееных балках возникают касательные напряжения не только по нейтральной оси, но и на верхних наклонных скатах. Так как по верхней кромке статический момент $S_{пр}(x) := 0 \cdot \text{см}^3$, а расстояние от нейтральной оси до верхней

кромки $y(x) := \frac{h_0(x)}{2}$, то в соответствии с [7] касательные напряжения:

$$\tau_{xy}(x, y) := \frac{Q(x) \cdot S_{пр}(x)}{J_{пр}(x) \cdot b} + \frac{M(x) \cdot h_0(x)}{4 \cdot J_{пр}(x)} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot y(x)}{h(x)} - \frac{S_{пр}(x) \cdot h_0(x)}{J_{пр}(x)} \right) \cdot i;$$

Ниже на рисунке представлена приближенная картина возможного разрушения от совместного действия нормальных и касательных напряжений по верхнему поясу.

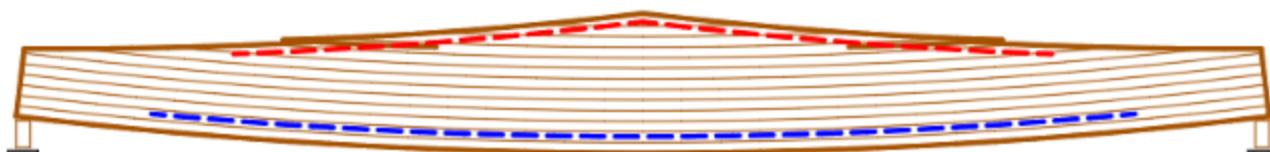


Рис. 9. Эскиз возможного разрушения от скалывания по верхней грани балки

Построим эпюры распределения касательных напряжений по верхнему скату балки на основе вышеуказанной зависимости касательных напряжений от нормальных и поперечных усилий M и Q .

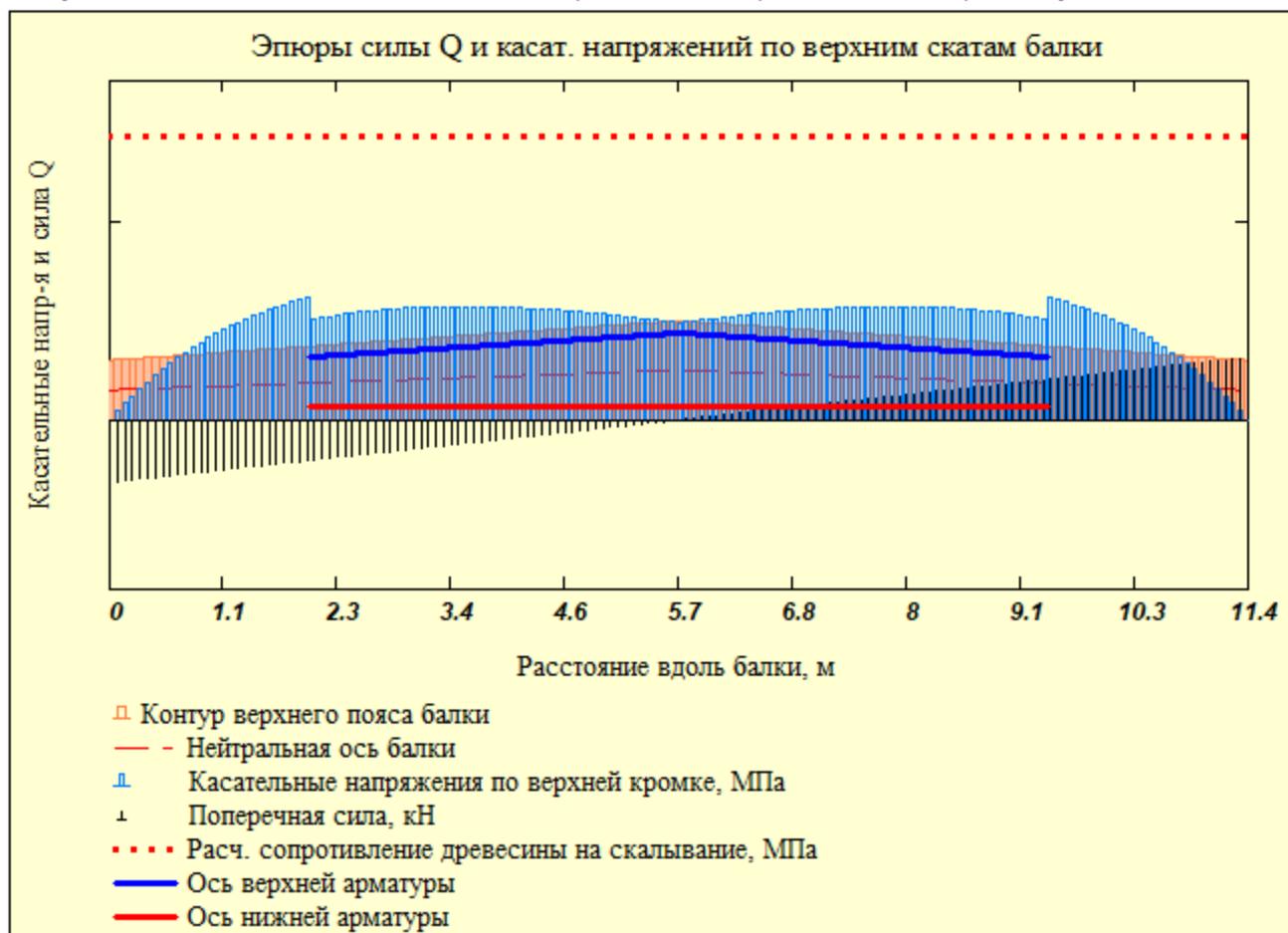


Рис. 10. Касательные напряжения по верхней кромке балки (условно показаны на общей горизонтальной оси)

Из эпюры видно, что наибольшие касательные напряжения по верхней кромке возникают в местах наибольших нормальных напряжений, то есть в опасном сечении "X". Для вычисления касательных напряжений определим вертикальные сечения по длине балки $s_1, s_2 \dots s_5$ - расстояния от опоры до

соответствующего сечения.

Число расчетных точек по высоте сечения примем $n_y := 20$. Тогда

$$s1 := 0\text{ м}; \quad t1 := 0, \frac{h_0(s1)}{n_y} \dots h_0(s1),$$

$$s2 := \frac{1}{8} \cdot L_p = 1.43\text{ м}; \quad t2 := 0, \frac{h_0(s2)}{n_y} \dots h_0(s2); \quad s3 := \frac{2}{8} \cdot L_p = 2.85\text{ м}; \quad t3 := 0, \frac{h_0(s3)}{n_y} \dots h_0(s3);$$

$$s4 := \frac{3}{8} \cdot L_p = 4.28\text{ м}; \quad t4 := 0, \frac{h_0(s4)}{n_y} \dots h_0(s4); \quad s5 := \frac{4}{8} \cdot L_p = 5.7\text{ м}; \quad t5 := 0, \frac{h_0(s4)}{n_y} \dots h_0(s5).$$

Здесь t - шаг расчетных точек по высоте от верхней кромки до нижней грани балки.

Определим расстояние "y" от нейтральной оси до расчетной точки в сечениях "s":

$$y(s, t) := \left(\frac{h_0(s)}{2} - t \right) \quad X_{арм} = 2\text{ м} \quad tX := 0, \frac{h_0(X_{арм})}{n_y} \dots h_0(X_{арм}).$$

Статические моменты отсеченных частей прямоугольного сечения на разных уровнях с шагом "t" в зависимости от участка расчетного сечения "s" в общем виде вычислим по формуле:

$$S_{np}(s, t) := b \cdot \left(\frac{h_0(s)}{2} - |y(s, t)| \right) \cdot \left[|y(s, t)| + 0.5 \cdot \left(\frac{h_0(s)}{2} - |y(s, t)| \right) \right].$$

Здесь $h(s)$ - высота сечения балки на расстоянии "s".

Теперь подсчитаем касательные напряжения, распределенные по высоте сечения, по формуле:

$$\tau_{ск}(s, t) := \frac{Q(s) \cdot S_{np}(s, t)}{J_{np}(s) \cdot b} + \frac{M(s) \cdot h_0(s)}{4 \cdot J_{np}(s)} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot y(s, t)}{h_0(s)} - \frac{S_{np}(s, t) \cdot h_0(s)}{J_{np}(s)} \right) \cdot i.$$

Полученные результаты отображаем на эпюрах рис. 11. Для наглядности распределения касательных напряжений по высоте сечения построим их соответствующие эпюры вдоль левой части полубалки.

Для этого условно примем пять сечений по длине полубалки, в которых определим эти напряжения;

На расстоянии "si" от опоры вдоль балки	Высота сечения в т. "si"	Касательные напряжения по верхней кромке	Касательные напряжения по нейтральной оси
$s1 = 0.00\text{ м}$	$h_0(s1) = 0.43\text{ м}$	$\tau_{s1e} := \tau_{ск}(s1, 0\text{ мм}) = 0.00\text{ МПа};$	$\tau_{s1} := \tau_{ск}(s1, 0.5 \cdot h_0(s1)) = 1.22\text{ МПа}$
$s2 = 1.43\text{ м}$	$h_0(s2) = 0.50\text{ м}$	$\tau_{s2e} := \tau_{ск}(s2, 0\text{ мм}) = 0.52\text{ МПа};$	$\tau_{s2} := \tau_{ск}(s2, 0.5 \cdot h_0(s2)) = 0.65\text{ МПа}$
$s3 = 2.85\text{ м}$	$h_0(s3) = 0.49\text{ м}$	$\tau_{s3e} := \tau_{ск}(s3, 0\text{ мм}) = 0.60\text{ МПа};$	$\tau_{s3} := \tau_{ск}(s3, 0.5 \cdot h_0(s3)) = 0.36\text{ МПа}$
$s4 = 4.28\text{ м}$	$h_0(s4) = 0.56\text{ м}$	$\tau_{s4e} := \tau_{ск}(s4, 0\text{ мм}) = 0.60\text{ МПа}$	$\tau_{s4} := \tau_{ск}(s4, 0.5 \cdot h_0(s4)) = 0.16\text{ МПа}$
$s5 = 5.70\text{ м}$	$h_0(s5) = 0.63\text{ м}$	$\tau_{s5e} := \tau_{ск}(s5, 0\text{ мм}) = 0.52\text{ МПа}$	$\tau_{s5} := \tau_{ск}(s5, 0.5 \cdot h_0(s5)) = -0.01\text{ МПа}$

В опасном сечении $X_{арм} = 2.00\text{ м}$ $h_0(X_{арм}) = 0.53\text{ м}$ касательные напряжения по верхней грани

$$\tau_{скХв} := \tau_{ск}(X_{арм}, 0\text{ мм}) = 0.62\text{ МПа}.$$

Касательные напряжения в опасном сечении "X" по нейтральной оси равны

$$\tau_{скХо} := \tau_{ск}\left(X_{арм}, \frac{h_0(X_{арм})}{2}\right) = 0.49\text{ МПа}.$$

Построим эпюры касательных напряжений по высоте сечения на расстояниях "si" на левой полубалке

▣ Масштабные коэффициенты для графиков

	$s1 = 0.00\text{ м}$	$s2 = 1.43\text{ м}$	$s3 = 2.85\text{ м}$	$s4 = 4.28\text{ м}$	$s5 = 5.70\text{ м}$
Верх	$\tau_{s1e} = 0\text{ МПа}$	$\tau_{s2e} = 0.52\text{ МПа}$	$\tau_{s3e} = 0.6\text{ МПа}$	$\tau_{s4e} = 0.6\text{ МПа}$	$\tau_{s5e} = 0.52\text{ МПа}$
Н.ось	$\tau_{s1} = 1.22\text{ МПа}$	$\tau_{s2} = 0.65\text{ МПа}$	$\tau_{s3} = 0.36\text{ МПа}$	$\tau_{s4} = 0.16\text{ МПа}$	$\tau_{s5} = -0.01\text{ МПа}$



Рис. 11. Распределение касательных напряжений по высоте сечений вдоль левой части полубалки в сечениях s_1, s_2, s_3, s_4 и s_5

Из эпюр рис. 11 видно, что наибольшие касательные напряжения по верхней кромке $\tau_{скХв} = 0.62 \cdot \text{МПа}$ возникают в опасном сечении "X", а по нейтральной оси - в опорном сечении $\tau_{s1} = 1.22 \cdot \text{МПа}$.

Если все сечения собрать в одно (рис. 12), то видно, что максимальные касательные напряжения по верхнему поясу в "опасном" сечении значительно меньше, чем максимальные касательные напряжения в середине сечения на левой опоре.



Рис. 12. Распределение касательных напряжений по высоте сечений на различных расстояниях s_1, s_2, s_3, s_4 и s_5 от опоры, условно "собранные" в одном сечении

Расчетное сопротивление на скалывание: $R_{ск} := R'_{ск} \cdot m_{оп} = 1.43 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности по скалыванию на верхнем поясе составляет $\frac{R_{ск} - \tau_{скХв}}{R_{ск}} = 57\%$.

Запас прочности по скалыванию в нейтральной оси на опоре составляет $\frac{R_{ск} - \tau_{s1}}{R_{ск}} = 14\%$.

Из эпюр (рис. 11 и 12) также видно, что наибольшие касательные напряжения на опоре возникают по середине высоты сечения (то есть по нейтральной оси) и составляют $\tau_{s1} = 1.22 \cdot \text{МПа}$ (сравним со значением из п.2.3 - $\tau_{ск}(0\text{м}, 0.5 \cdot h_{оп}) = 1.22 \cdot \text{МПа}$).

Отношение максимальных касательных напряжений на верхней кромке в сечении "X"

($\tau_{скХе} = 0.62 \cdot \text{МПа}$) к максимальным касательным напряжениям по нейтральной оси составляет

$$\frac{\tau_{скХе}}{\tau_{с1}} = 0.51 \quad (\text{или} \quad \frac{\tau_{с1}}{\tau_{скХе}} = 2).$$

2.5. Проверка прочности по главным растягивающим напряжениям

Исследованиями [5] показано, что на некотором расстоянии от опоры в районе нейтральной оси возникают главные растягивающие напряжения под некоторым углом к волокнам, превышающие соответствующее расчетное сопротивление под таким углом. В соответствии с [4, п. 6.15] проверку по главным растягивающим напряжениям необходимо проводить для балок с относительной высотой $h_{ср} / L > 0.1$.

Так как в нашем случае $\frac{(h_{\max} + h_{оп})}{2 \cdot L_p} = 0.05$, то такую проверку _____ выполняем.

▶ ОТКРЫТЬ, если $h_{\max} / L_p > 0.1$ и требуется проверка по главным напряжениям, и ЗАКРЫТЬ, если не требуется (в п. 2.5)

2.6. Проверка прочности клеевого шва, соединяющего арматуру с древесиной

В пазах верхней и нижней кромок балки вклеивается арматура, которая должна воспринимать внутренние усилия от деревянной части балки и тем самым совместно участвовать в напряженно-деформированном состоянии всей конструкции. Заметим, что деформации древесины и металла на границе их склеивания одинаковы, так как и металл, и древесина работают совместно в упругой стадии. На этом основан метод приведенного сечения, который используется при расчетах армированных деревянных конструкций.

Таким образом прочность соединения арматуры с древесиной определяется величиной касательных напряжений с учетом коэффициента приведения. Передача усилия от древесины к металлу происходит посредством клеевой прослойки из эпоксидного состава. При этом считается, что связь "металл-клей" значительно прочнее, чем связь "клей-древесина". Поэтому расчет ведем по прочности на скалывание по древесине вдоль волокон. В соответствии с [8] поверхность сдвига рекомендуется принимать равной половине периметра клеевого шва, который соединяет арматуру с древесиной.

Примем ширину площадки сдвига равной $S_{сдв} := \begin{cases} d_{1е} \cdot 2 \cdot n_e & \text{if } d_{1е} \cdot 2 \cdot n_e < d_{1н} \cdot 2 \cdot n_n = 84 \cdot \text{мм} \\ d_{1н} \cdot 2 \cdot n_n & \text{otherwise} \end{cases}$.

Очевидно, что наибольшие касательные напряжения на уровне арматуры возникают в "опасных сечениях", полученных в п. 2.4. $\tau_{скХе} = 0.62 \cdot \text{МПа}$. Однако эти напряжения надо перераспределить

на площадку сдвига $S_{сдв} = 84 \cdot \text{мм}$, то есть применить коэффициент $K_{сдв} := \frac{b}{S_{сдв}} = 2.14$.

Таким образом, касательные напряжения в пазах арматуры на границе "клей-древесина" составляют

$$\tau_{сдв} := \tau_{скХе} \cdot K_{сдв} = 1.32 \cdot \text{МПа} < R_{ск} = 1.43 \cdot \text{МПа}.$$

$$\text{Запас составляет} \quad \frac{R_{ск} - \tau_{сдв}}{R_{ск}} = 7. \%$$

2.7. Проверка опорной площадки на смятие поперек волокон

Напряжения смятия на опоре балки действуют поперек волокон древесины. В этом случае расчетное сопротивление смятию поперек волокон древесины принимается по [1, табл. 3] - $R_{см90} := 3 \cdot \text{МПа}$.

Усилие, вызывающее смятие - есть опорная реакция $R(x) := q \cdot \left(\frac{L_p}{2} - x \right) = R(0 \cdot \text{м}) = 62.7 \cdot \text{кН}$.

Ширина площадки опирания равна ширине балки $b = 180 \cdot \text{мм}$.

Длину площадки опирания принимаем $a := 180 \text{ мм}$. Не рекомендуется принимать длину площадки опирания более ширины опираемой конструкции. В силу некоторого поворота балки в опоре (даже при допустимых прогибах) это может привести к неравномерному распределению напряжений давления и смещению оси опорной реакции от центра опорной площадки.

В нашем случае напряжения смятия составляют $\sigma_{см} := \frac{R(0 \cdot \text{м})}{b \cdot a} = 1.94 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_{см90} - \sigma_{см}}{R_{см90}} = 35\%$.

Если условие не выполняется и **процент расхождения отрицателен**, то в опорной площадке имеет место перенапряжение **по смятию древесины поперек волокон**. Тогда необходимо укрепить опорную площадку, например, с помощью вклеенных стержней поперек волокон.

2.8. Усиление опорной площадки вклеенными стержнями

В силу вышеуказанного условия прочности **УСИЛЕНИЕ_опорной_площадки = "не требуется"**.

▶ **ОТКРЫТЬ**, если требуется УСИЛИТЬ опорную площадку вклеенными стержнями, или **ЗАКРЫТЬ**, если не требуется (п.2.8)

2.9. Подрезка балки на опоре

Если по архитектурно-конструктивным соображениям требуется опустить балку на некоторую величину, а срезать опору не представляется возможным, то обычно применяют подрезку балки на опоре. Но при этом должны быть выполнены требования, которые регламентируются нормами [1]. В нашем проекте подрезка на опоре **"требуется"** по архитектурно-конструктивным требованиям.

▼ **ОТКРЫТЬ**, если требуется ПОДРЕЗКА на опоре, или **ЗАКРЫТЬ**, если не требуется (п.2.9)

Так как подрезка осуществляется в нижней растянутой зоне изгибаемого элемента, то это может привести к появлению продольной трещины от возникновения растягивающих напряжений поперек волокон, см. рис. 14 справа.

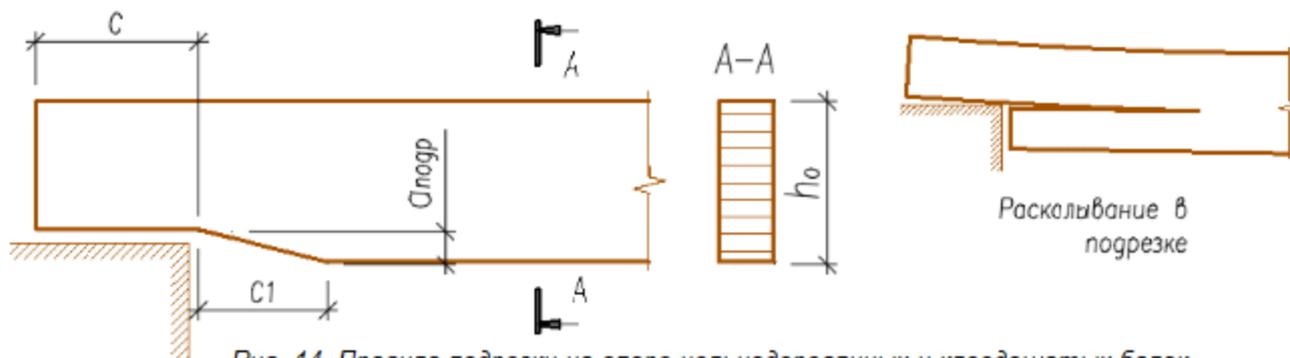


Рис. 14. Правила подрезки на опоре цельнодеревянных и клеодоцатых балок

В соответствии с рекомендациями [1] подрезки на опоре балок в растянутой зоне **допускаются**, если выполняется следующее условие $\frac{A}{b \cdot h_0} \leq 0.4 \cdot \text{МПа}$, (*)

здесь $A := R(0) = 62.8 \cdot \text{кН}$ - опорная реакция от расчетной нагрузки.

Тогда при значениях $\frac{A}{b \cdot h_{оп}} = 0.81 \cdot \text{МПа}$ и $0.4 \cdot \text{МПа}$, условие равно $1 - \frac{A}{b \cdot h_{оп} \cdot (0.4 \cdot \text{МПа})} = -1$

Если это условие (*) **не выполняется** (т.е. отрицательное значение), то подрезку на опоре **требуется выполнять с усилением** (см. ниже п. 2.10).

Если же это условие выполняется, то подрезка на опоре должна быть не более $0.25 \cdot h_{оп} = 107 \cdot \text{мм}$.

По конструктивным соображениям подрезка на опоре принята равной $a_{подр} := 110 \text{ мм}$.

Кроме того, длина опорной площадки C должна быть не больше высоты сечения $h_{оп} = 429 \cdot \text{мм}$.

Принимаем $C := 180 \text{ мм}$. Не рекомендуется принимать C более 1.5 ширины сечения $b = 180 \cdot \text{мм}$.

Длина скошенной части C1 должна быть не менее $2 \cdot a_{подр} = 220 \cdot \text{мм}$. Принимаем $C1 := 0 \text{ мм}$.

Если невозможно выполнить скошенную подрезку или глубина подрезки превышает $0.25 \cdot h_{оп} = 107 \cdot \text{мм}$,

то следует выполнить **усиление конца балки**, например, с помощью поперечных и наклонных клеенных стержней по рекомендациям [1, п. 8.23, рис. 20], см. ниже п. 2.10.

В силу вышеуказанных условий усиление_подрезки = "требуется".

▲ ОТКРЫТЬ, если требуется ПОДРЕЗКА на опоре, или ЗАКРЫТЬ, если не требуется (п.2.9)

▼ ОТКРЫТЬ, если требуется УСИЛЕНИЕ подрезки

2.10. Усиление зоны подрезки на концевой опоре балки

В случае невыполнения условия (*) (см. выше), невозможности исполнить скошенную подрезку, или если ее глубина превышает $0.25h_{оп}$, необходимо усиление зоны подрезки. Усиление производится вклеиванием **поперечных** (перпендикулярно волокнам древесины) и **наклонных** (под углом 45° к волокнам) стержней.

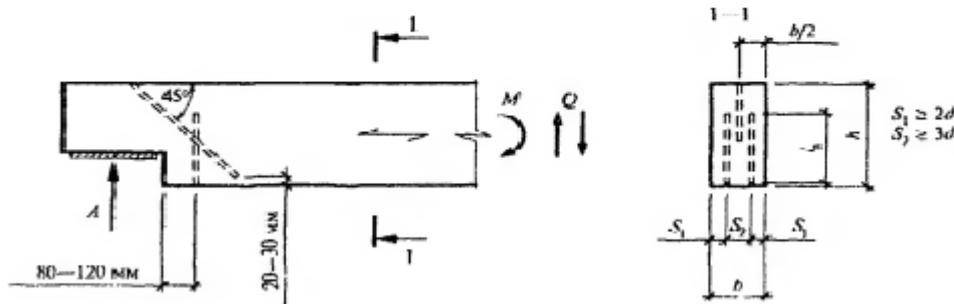


Рис. 15. Усиление клееными стержнями опорной подрезки на конце клеодощатой балки

2.10.1. Поперечно клеенные стержни

Поперечно клеенные стержни воспринимают растягивающие поперек волокон усилия. Наклонные стержни воспринимают сдвигающие усилия в зоне трещины и снижают касательные напряжения на приопорном участке.

Для поперечно клеенных стержней должно выполняться условие $T \geq 0.7 A a_{подр} / h_{оп}$.

Возьмем для поперечно клеенных стержней арматуру класса **A300** диаметром $d_{поп} = 12$ мм;

$d_{1,поп} = d_{поп} + 5$ мм = 17 мм - диаметр отверстия под клеенный стержень;

$l_{а,поп} = 250$ мм - фактическая длина арматурного стержня (\geq двойной расчетной глубине подрезки);

$l_{р,поп} = l_{а,поп} = 250$ мм - расчетная длина стержня;

$F_{а,поп} = 0.25 \cdot \pi \cdot d_{поп}^2 = 1.13 \cdot \text{см}^2$ - площадь сечения клеенного стержня.

Расчетная глубина подрезки на опоре составит $a_p = a_{подр} - 30$ мм = 80 мм.

Расчетная длина стержня $l_{р,поп} = 250$ мм должна удовлетворять условию

$$2a_p \leq l_{р,поп} \leq 0.7h_o$$

где $2 \cdot a_p = 160$ мм

$l_{р,поп} = 250$ мм

$0.7 \cdot h_{оп} = 300$ мм

Условие_расчетной_длины_стержня = "выполняется"

Несущая способность **двух** поперечно клеенных стержней при расчетной длине $l_{р,поп} = 250$ мм

$$T_{поп} := R_{пр,д} \cdot \pi \cdot d_{1,поп} \cdot 2 \cdot l_{р,поп} \cdot k_c \cdot k_\sigma \cdot m_d = 66.91 \cdot \text{кН}$$

Тогда основное условие при реакции опоры $A = 62.7$ кН составит

$$T_{поп} \geq 0.7 A a_{подр} / h_o$$

$$T_{поп} = 66.91 \cdot \text{кН}$$

$$0.7 \cdot A \cdot \frac{a_{подр}}{h_{оп}} = 11.26 \cdot \text{кН}$$

Условие_поперечно_клеенного_стержня = "выполняется"

Таким образом, следует установить на опору с подрезкой

$$n_{\text{поп.ст}} := 2 \cdot \text{ceil} \left[\frac{0.7 \cdot A}{T_{\text{поп}}} \cdot \left(\frac{a_{\text{подр}}}{h_{\text{оп}}} \right) \right] = 2 \text{ шт. поперечных стержня(ней) диаметром } d_{\text{поп}} = 12 \cdot \text{мм} .$$

Принимаем с округлением до четного $n_{\text{поп.ст}} := 2$ шт длиной каждого по $l_{\text{а.поп}} := l_{\text{р.поп}} = 25 \cdot \text{см}$.

При этом расстояние от торца подрезки до стержней должно быть примерно $7 \cdot d_{\text{поп}} = 84 \cdot \text{мм}$, то есть в пределах **80 - 120 мм** (не менее).

2.10.2. Наклонно вклеенные стержни

Для наклонно вклеенного стержня должно выполняться условие

$$T_{\text{нкл}} \geq 25 A a^2 (h - a) / h^4 ,$$

где $T_{\text{нкл}}$ - несущая способность наклонно вклеенного стержня на **выдергивание**, определенная по [1, п. 7.38], условно принимая уровень площадки опирания за местоположение шва сплавления. В этом случае работа подрезанного опорного узла подобна работе сдвигаемого соединения, в котором наклонно вклеенные стержни испытывают усилия растяжения (**выдергивания**).

$\alpha := 45^\circ$ - угол наклона вклеенного стержня к плоскости вдоль волокон на уровне подрезки.

Несущая способность наклонно вклеенного стержня определяется по формуле:

$$T_{\text{нкл}} := R_{\text{выд.д}} \cdot \pi \cdot d_{1,\text{нкл}} \cdot l_{\text{а}} \cdot k_c \cdot k_{\sigma} \cdot m_d ,$$

где $R_{\text{выд.д}} := 4.0 \cdot \text{МПа}$ - расчетное сопротивление древесины выдергиванию вклеенного стержня;

$d_{\text{нкл}} := 25 \cdot \text{мм}$ - диаметр вклеиваемого стержня из арматуры периодического профиля А300 ;

$d_{1,\text{нкл}} := d_{\text{нкл}} + 5 \cdot \text{мм} = 30 \cdot \text{мм}$ - диаметр отверстия под наклонный вклеенный стержень ;

$k_{\sigma} := 1.0 - \frac{0.01}{\text{МПа}} \cdot \sigma (0.75 \cdot \text{м}) = 0.93$ - коэффициент, принимаемый для стержней, работающих на

выдергивание при нормальных напряжениях в растянутой зоне от изгиба на расстоянии **0.75 м** от опоры;

С учетом высоты сечения балки на опоре $h_{\text{оп}} = 429 \cdot \text{мм}$ максимальная длина наклонного стержня (или длина отверстия для этого стержня), при которой он пересечет плоскость подрезки на опоре, составит $l_{\text{отв.нкл}} := \frac{h_{\text{оп}}}{\cos(\alpha)} = 607 \cdot \text{мм}$. Очевидно, что на выдергивание будет работать только та его

часть, которая расположена выше плоскости подрезки, то есть $l_{\text{а1,нкл}} := \frac{h_{\text{оп}} - a_{\text{подр}}}{\cos(\alpha)} = 451 \cdot \text{мм}$.

Поэтому расчетная длина стержня не может быть длиннее $l_{\text{а1,нкл}} = 451 \cdot \text{мм}$ и, с другой стороны, не должна быть больше $25 \cdot d_{\text{нкл}} = 625 \cdot \text{мм}$. Принимаем $l_{\text{р,нкл}} := 410 \cdot \text{мм}$.

Условие_длины_стержня = "выполняется" ($l_{\text{р,нкл}} \leq 25 \cdot d$ и $< l_{\text{а1,нкл}}$)

$k_c := 1.2 - 0.02 \cdot \frac{l_{\text{р,нкл}}}{d_{\text{нкл}}} = 0.87$ - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига по длине заделываемой части стержня;

$m_d := 1.12 - 10 \cdot \frac{d_{\text{нкл}}}{\text{м}} = 0.87$ - коэффициент, учитывающий зависимость расчетного сопротивления от диаметра стержня;

$F_{\text{а,нкл}} := 0.25 \cdot \pi \cdot d_{\text{нкл}}^2 = 4.91 \cdot \text{см}^2$ - площадь сечения вклеенного стержня;

$R_{\text{а}} := 285 \cdot \text{МПа}$ - расчетное сопротивление арматурной стали А300 вклеиваемого стержня.

Несущая способность одного арматурного стержня по прочности стали - $F_{\text{а,нкл}} \cdot R_{\text{а}} = 139.9 \cdot \text{кН}$.

Несущая способность одного стержня на выдергивание составит:

$$T_{\text{нкл}} := R_{\text{пр.д}} \cdot \pi \cdot d_{1,\text{нкл}} \cdot l_{\text{р,нкл}} \cdot k_c \cdot k_{\sigma} \cdot m_d = 109.4 \cdot \text{кН} .$$

Очевидно, что прочность стержня на растяжение должна превышать прочность стержня на выдергивание из отверстия вклеивания, то есть $F_{\text{а,нкл}} \cdot R_{\text{а}} \geq T_{\text{нкл}}$.

Условие прочности клеенного стержня = "выполняется"

Выполним проверку основного условия для одного стержня $T \geq 25 A a^2 (h - a) / h^4$

$$T_{\text{нкл}} = 109.4 \cdot \text{кН} \quad \text{и} \quad 25 \cdot A \cdot \frac{a_p^2 \cdot (h_{\text{оп}} - a_p)}{h_{\text{оп}}^4} = 103.4 \cdot \text{кН}.$$

Условие наклонно клеенного стержня = "выполняется"

Это значит, что на опору необходимо установить не менее

$$n_{\text{нкл.см}} := \text{ceil} \left[25 \cdot \frac{A \cdot a_p^2 \cdot (h_{\text{оп}} - a_p)}{T_{\text{нкл}} \cdot h_{\text{оп}}^4} \right] = 1 \quad \text{шт. наклонных стержней диаметром} \quad d_{\text{нкл}} = 25 \cdot \text{мм}.$$

Принимаем $n_{\text{нкл.см}} := 1$ шт. длиной каждого по $l_{\text{в.нкл}} := l_{\text{р.нкл}} + \frac{a_{\text{подр}}}{\cos(\alpha)} = 57 \cdot \text{см}.$

Не рекомендуется устанавливать более 2-х наклонных стержней во избежание переармирования приопорной части.

▲ ОТКРЫТЬ, если требуется УСИЛЕНИЕ подрезки

3. Расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям)

Прогиб балки в центре пролета вычисляем с учетом влияния деформаций сдвига по формуле 55 [1]. Коэффициент, учитывающий переменность сечения балки по длине, по [1, прил. Е, табл. Е.3]:

$$k := 0.15 + 0.85 \cdot \frac{h_{\text{оп}}}{h_{\text{мах}}} = 0.66.$$

Коэффициент, учитывающий деформации сдвига от поперечной силы, по [1, прил. Е, табл. Е.3]:

$$c := 15.4 + 3.8 \cdot \frac{h_{\text{оп}}}{h_{\text{мах}}} = 17.68.$$

Момент инерции максимального по высоте сечения: $J_{\text{пр}}(0.5 \cdot L_p) = 542577 \cdot \text{см}^4.$

Прогиб без учета влияния деформаций сдвига по известной формуле для однопролетной балки:

$$f_o := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot L_p^4}{E_{\text{др}} \cdot J_{\text{пр}}(0.5 \cdot L_p)} = 27.78 \cdot \text{мм}.$$

Прогиб с учетом коэффициентов k и c по [2, п. 6.35]: $f := \frac{f_o}{k} \left[1 + c \cdot \left(\frac{h_{\text{мах}}}{L_p} \right)^2 \right] = 45 \cdot \text{мм}.$

Определение предельного относительного прогиба конструкции по [2, прил. Е].

Предельный относительный прогиб $f_{\text{пр}}$ для пролета $L_p = 11.4 \cdot \text{м}$ определится по линейной интерполяции в зависимости от того, выше или ниже 6 метров высота помещения от чистого пола помещения до низа несущей конструкции.

В настоящем примере высота помещения составляет $H_{\text{эм}} = 9.1 \cdot \text{м}.$

Ниже даны параметры для вычисления предельного прогиба по СП 20.13330.2016.

$$v_l := \left(\frac{1}{120} \quad \frac{1}{150} \quad \frac{1}{200} \quad \frac{1}{250} \quad \frac{1}{300} \right)^T \quad v_{f_{\text{более.6м}}} := (1 \cdot \text{м} \quad 3 \cdot \text{м} \quad 6 \cdot \text{м} \quad 24 \cdot \text{м} \quad 36 \cdot \text{м})^T$$

$$v_{f_{\text{менее.6м}}} := (1 \cdot \text{м} \quad 3 \cdot \text{м} \quad 6 \cdot \text{м} \quad 12 \cdot \text{м} \quad 24 \cdot \text{м})^T$$

$$f_L := \begin{cases} \frac{1}{\text{interp}(v_{f_{\text{менее.6м}}}, v_l, L_p)} & \text{if } H_{\text{эм}} \leq 6 \cdot \text{м} = 213 \\ \frac{1}{\text{interp}(v_{f_{\text{более.6м}}}, v_l, L_p)} & \text{if } H_{\text{эм}} > 6 \cdot \text{м} \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{Для помещений высотой менее 6 м} \\ \text{Для помещений высотой более 6 м} \end{matrix}$$

Предельный прогиб составит $f_{пр} := L_p \frac{1}{f_L} = 53.6 \cdot \text{мм}$.

Расчетный прогиб: $f = 45 \cdot \text{мм} < f_{пр} = 53.6 \cdot \text{мм}$.

Запас составляет $\left(\frac{f_{пр} - f}{f_{пр}} \right) = 16\%$.

4. Расчет расхода материалов на конструкцию балки и здание

4.1. Общий объем клееной древесины "в деле" на одну балку - $V_{\partial 1} = 1.23 \cdot \text{м}^3$

Масса рабочей арматуры на одну балку при плотности стали: $\rho_{ст} := 7850 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$.

$G_{арм.раб} := \rho_{ст} \cdot \left[A_H \cdot (L - x_H \cdot 2) + A_e \cdot \frac{(L - x_e \cdot 2)}{\cos(\theta)} \right] = 57.25 \cdot \text{кгс}$ Класс_арматуры = "А300"

Вес арматурных стержней (Класс_арматуры = "А300") вертикально вклеенных стержней на опорах балки диаметром $d = 25$ -мм составит при длине одного стержня $l_a = 60$ -см и общем их количестве на балку $2 \cdot n_{ст.опор} = 4$

$G_{арм.опор} := (l_a \cdot F_a \cdot n_{ст.опор} \cdot 2) \cdot \rho_{ст} = 9.2 \cdot \text{кгс}$.

То же для поперечно вклеенных стержней на подрезках в опоре диаметром $d_{поп} = 12$ -мм при длине одного стержня $l_{а.поп} = 25$ -см и общем их количестве на балку $2 \cdot n_{поп.ст} = 4$ шт.

$G_{арм.поп} := (l_{а.поп} \cdot F_{а.поп} \cdot n_{поп.ст} \cdot 2) \cdot \rho_{ст} = 0.9 \cdot \text{кгс}$.

То же для наклонно вклеенных стержней на подрезках в опоре диаметром $d_{нкл} = 25$ -мм при длине одного стержня $l_{а.нкл} = 57$ -см и общем их количестве на балку $2 \cdot n_{нкл.ст} = 2$ шт.

$G_{арм.нкл} := (l_{а.нкл} \cdot F_{а.нкл} \cdot n_{нкл.ст} \cdot 2) \cdot \rho_{ст} = 4.4 \cdot \text{кгс}$.

4.2. Общая суммарная масса арматурных стержней на балку Класс_арматуры = "А300"

$G_{арм} := G_{арм.раб} + G_{арм.опор} + G_{арм.поп} + G_{арм.нкл} = 71.7 \cdot \text{кгс}$.

Объем (в литрах) клеевого эпоксидного состава для вклеенных стержней с запасом в 15% :

усиление на опорах $V_{кл.опор} := 1.15 \cdot l_a \cdot \left[0.25 \cdot \pi \cdot (d_1^2 - d^2) \right] \cdot n_{ст.опор} \cdot 2 = 0.6 \cdot \text{л}$;

в подрезке на опоре $V_{кл.поп} := 1.15 \cdot l_{а.поп} \cdot \left[0.25 \cdot \pi \cdot (d_{1.поп}^2 - d_{поп}^2) \right] \cdot n_{поп.ст} \cdot 2 = 0.13 \cdot \text{л}$;

в подрезке на опоре $V_{кл.нкл} := 1.15 \cdot l_{а.нкл} \cdot \left[0.25 \cdot \pi \cdot (d_{1.нкл}^2 - d_{нкл}^2) \right] \cdot n_{нкл.ст} \cdot 2 = 0.3 \cdot \text{л}$;

рабочей арматуры: $V_{кл.арм} = 6.1 \cdot \text{л}$. Плотность эпоксидного клея $\rho_{эп} := 1.2 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{л}}$.

Общий объем эпоксидного клея на балку $V_{кл1} := V_{кл.опор} + V_{кл.поп} + V_{кл.нкл} + 1.1 V_{кл.арм} = 7.7 \cdot \text{л}$.

Монтажный вес балки $G_{блк} := V_{\partial 1} \cdot \rho_{\partial} + G_{арм} + V_{кл1} \cdot \rho_{эп} = 698 \cdot \text{кгс}$ ($K_{блк} := \frac{G_{блк}}{G} = 1.0200$) .

4.3. Расход основных материалов на 1 кв. м (или на 100 кв. м) перекрываемой площади

Расход клееной древесины на балки : всего $V_{\partial} := V_{\partial 1} \cdot (n_{ш} + 1) = 14.8 \cdot \text{м}^3$ - $\frac{V_{\partial 1}}{L \cdot Ш} = 1.71 \cdot \frac{\text{м}^3}{100 \cdot \text{м}^2}$.

Общая масса арматурной стали Класс_арматуры = "А300" на все здание

$$G_{\text{арм.ст}} := G_{\text{арм.}} \cdot (n_{\text{ш}} + 1) = 860.9 \cdot \text{кгс}.$$

Расход арматурной стали на 100 кв. м - $\frac{G_{\text{арм}}}{(L \cdot \text{Ш})} = 100 \cdot \frac{\text{кгс}}{100 \cdot \text{м}^2}$.

Расход эпоксидного клея на все здание - $V_{\text{кл}} := V_{\text{кл1}} \cdot (n_{\text{ш}} + 1) = 92.3 \cdot \text{л}.$

Расход обшивки на огнезащиту - $\frac{(1 \cdot t_{\text{эпс}}) \cdot L \cdot (h_{\text{оп}} + h_{\text{мах}}) + b \cdot L_p \cdot 1 \cdot t_{\text{эпс}}}{L \cdot \text{Ш}} = 0.00 \cdot \frac{\text{м}^3}{100 \cdot \text{м}^2}$.

Площадь поверхности балки для нанесения лакокрасочных и защитных покрытий

на одну конструкцию $S_{\text{защ.1}} := 2 \cdot L \cdot (h_{\text{оп}} + h_{\text{мах}}) \cdot 0.5 + L \cdot b \cdot \left(1 + \frac{1}{\cos(i)}\right) + 2 \cdot b \cdot h_{\text{оп}} = 18.2 \cdot \text{м}^2.$

на все здание $S_{\text{защ}} := S_{\text{защ.1}} \cdot (n_{\text{ш}} + 1) = 218.3 \cdot \text{м}^2.$

Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
6. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.
7. Дмитриев П.А. Деревянные балки и балочные клетки: учеб. пособие / П.А. Дмитриев. Новосибирск: НИСИ, 1989. 161 с.
8. Гринь И.М., Джан-Темиров К.Е., Гринь В.И. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет: учеб. пособие / 3-е изд., перераб. и доп. Киев: Выща шк., 1990. 221 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 3.2.1. Балка клеодощатая двускатная одноконсольная

Запроектировать дощатоклееную двускатную балку покрытия прямоугольного сечения пролетом в осях (при 0-привязке осей к наружным граням стоек/колонн) $L := 12.0 \text{ м}$ и одной консолью с вылетом $L_k := 4.0 \text{ м}$.

Район строительства - _____, в котором нормативное значение веса снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $s_g := 2.0 \text{ кПа}$ по [2, табл. 10.1].

Высота здания до низа грани несущей конструкции $H_{эм} := 8.2 \text{ м}$. Шаг балок $Ш := 6.0 \text{ м}$.

Число шагов по длине здания $n_{ш} := 17$. Длина здания $D := n_{ш} \cdot Ш = 102.0 \text{ м}$.

Полная длина балки по концевым обрезам составляет $L_б := L + L_k = 16.00 \text{ м}$.

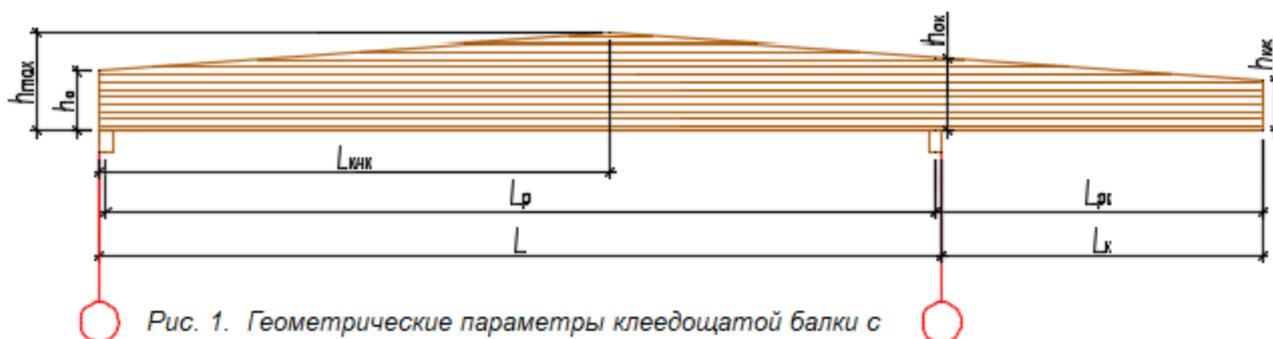
Перелом скатов (конек) зададим на расстоянии $L_{кнк} := 6.5 \text{ м}$ от обреза балки на левой бесконсольной опоре, но не более длины среднего пролета, то есть не более $L = 12.00 \text{ м}$. Иначе конек окажется на правой консоли.

Уклон обоих скатов балки принимаем равным $i := \frac{250 \text{ мм}}{L_{кнк}} = 3.8\%$ (здесь в числителе следует ввести разницу высот сечения балки в коньке и на левой бесконсольной опоре, но не менее 0.1 мм).

Тогда угол наклона ската кровли составит $\theta := \text{atan}(i) = 2.2^\circ$.

Расчетный средний пролет балки между центрами её опор с учетом опирания на стойку (высотой сечения $h_{см} := 600 \text{ мм}$) будет равен $L_p := L - h_{см} = 11.40 \text{ м}$.

Расчетный вылет консоли составит $L_{рк} := L_k + 0.5 \cdot h_{см} = 4.30 \text{ м}$.



Компоновку сечений клеодощатых конструкций следует принимать с учетом сортамента пиломатериалов, технологии изготовления и требований унификации.

Рекомендуется принять ширину сечения клееных конструкций:

- для одинарных блоков, склеенных из досок только по пласти (вариант 1, рис. 2):

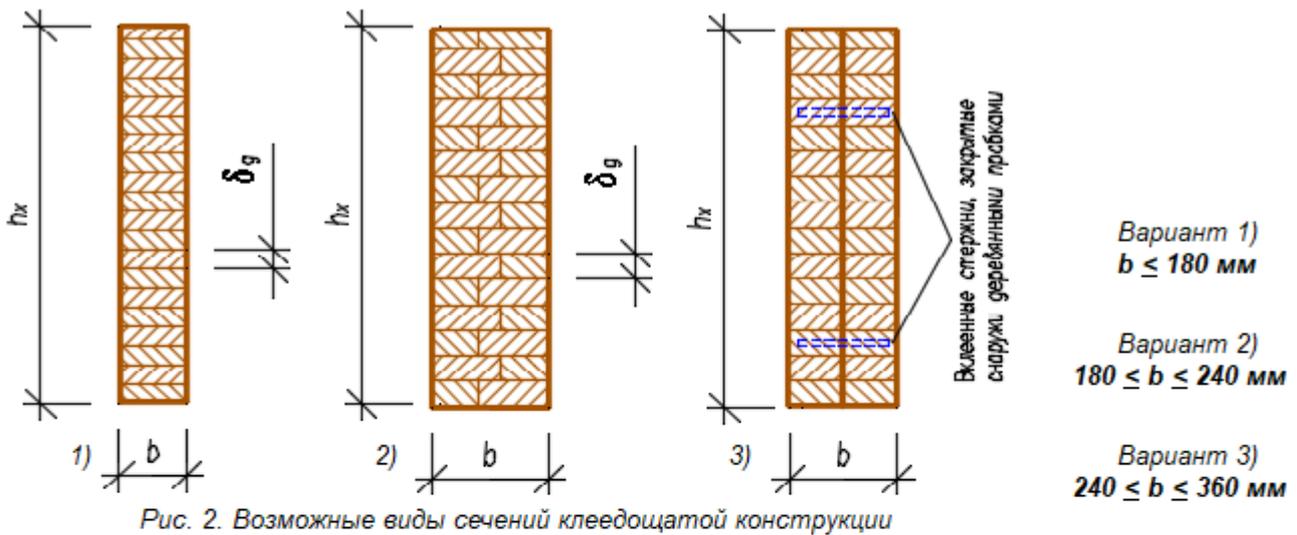
80 мм, 100 мм, 120 мм, 140 мм, 160 мм ;

- для одинарных блоков, склеенных из досок по пласти и по кромке (вариант 2, рис. 2):

не более **240 мм**, причем расстояние между стыками по кромке - не менее толщины слоя δ_g ;

- для спаренного из двух клееных блоков на поперечных склеенных стержнях (вариант 3, рис. 2)

не более **360 мм**.



Задание геометрических параметров балки

Принимаем предварительно высоту сечения в коньке балки $h_{кнк} := 0.86$ м. Это примерно соответствует рекомендациям $h = (1/12 - 1/15) \cdot L$ (фактически $\frac{L}{h_{кнк}} = 14$). Для изготовления балок приняты сухие сосновые доски влажностью 10-12% 2-го и 3-го сортов. Доски стыкуются по длине на зубчатый шип в технологическом цикле специализированного производства.

Толщину досок принимаем $\delta_{\partial} := 42$ мм (после фрезерования пластей заготовок). С учетом этого высота сечения балки в коньке состоит из целого числа ламелей. Принимаем число ламелей

$$n_{\partial} := \text{ceil}\left(\frac{h_{кнк}}{\delta_{\partial}}\right) = 21, \text{ тогда максимальная высота балки } h_{\text{max}} := n_{\partial} \cdot \delta_{\partial} = 882 \cdot \text{мм}.$$

Высота сечения балки по обрезу левой бесконсольной опоры $h_{\text{л}} := h_{\text{max}} - (L_{\text{кнк}}) \cdot i = 632 \cdot \text{мм}.$

Высота сечения балки по центру бесконсольной опоры $h_{\text{о}} := h_{\text{max}} - (L_{\text{кнк}} - 0.5 \cdot h_{\text{см}}) \cdot i = 644 \cdot \text{мм}.$

Высота сечения балки по центру консольной опоры $h_{\text{ок}} := h_{\text{max}} - (L - L_{\text{кнк}} - 0.5 \cdot h_{\text{см}}) \cdot i = 682 \cdot \text{мм}.$

Высота балки на конечном обрезу консоли составит $h_{\text{кк}} := h_{\text{max}} - (L + L_{\text{к}} - L_{\text{кнк}}) \cdot i = 517 \cdot \text{мм}.$

Ширину сечения балки принимаем с учетом гладкого фрезерования боковых поверхностей балки. Здесь из фактического размера доски надо вычесть 20 мм, если конструкция длиннее 12 м, и 15 мм, если менее 12.0 м. Тогда $b := 200 \text{ мм} - 20 \text{ мм} = 180 \text{ мм}.$ Обычно рекомендуется ширину принимать

$$b = (1/5 - 1/8) h_{\text{max}}, \text{ в нашем случае это отношение фактически равно } \frac{0.5 \cdot (h_{\text{max}} + h_{\text{о}})}{b} = 4.2.$$

Для двускатных балок с консолями и без них на верхних наклонных гранях конструкции оказываются перерезанные волокна древесины под углом скатов. Этот факт является исключительно важным, так как от этого при различных сочетаниях геометрии скатов и величин нагрузок могут образоваться горизонтальные трещины от возникающих скалывающих напряжений.

- | | | |
|--|---|--|
| <input type="radio"/> 1/К26
<input checked="" type="radio"/> 2/К24
<input type="radio"/> 3/К16 | Выберем Сорт/Класс прочности применяемой древесины с СП 64.13330.2011 и уровень ответственности проектируемого здания | <input type="radio"/> Повышенный уровень ответственности
<input checked="" type="radio"/> Нормальный уровень ответственности
<input type="radio"/> Пониженный уровень ответственности |
|--|---|--|

Коэффициент $\gamma_n = 1.0$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

▶ Автоматический выбор расчетных сопротивлений древесины по классам прочности и размерам сечения

Модуль упругости древесины сосны вдоль волокон $E_{\partial p} := 10000 \cdot \text{МПа}.$

Расчетное сопротивление древесины на **изгиб и сжатие**

вдоль волокон для принятых размеров сечения: $R'_{\text{д}} = 15.00 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление древесины на сжатие поперек волокон: $R'_{\text{с},90} = 1.80 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление древесины на скалывание при изгибе клееных элементов: $R'_{\text{ск}} = 1.50 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление клееной древесины на растяжение вдоль волокон: $R'_{\text{р0}} = 9.0 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление клееной древесины на растяжение поперек волокон: $R'_{\text{р90}} = 0.1 \cdot \text{МПа}$.

Примем по длине балки число расчетных точек $n_x := 150$, тогда расстояние от бесконсольной опоры до каждой точки определится как $x := 0, \frac{(L_p + L_{\text{рк}})}{n_x} .. (L_p + L_{\text{рк}})$ и шаг составит $\frac{L_p + L_{\text{рк}}}{n_x} = 10.5 \cdot \text{см}$.

Высота сечения балки $h(x)$ в зависимости от уклона скатов и расстояния x от бесконсольной опоры вычисляется - $h(x) := \begin{cases} h_0 + i \cdot x & \text{if } x \leq (L_{\text{кнк}} - 0.5 \cdot h_{\text{см}}) \\ h_{\text{кнк}} + i \cdot (L_p + L_k + 0.5 \cdot h_{\text{см}} - x) & \text{if } x > (L_{\text{кнк}} - 0.5 \cdot h_{\text{см}}) \end{cases}$.

1. Сбор нагрузок и статический расчет

1.1. Расчет нагрузок на конструкцию

1. Нормативная нагрузка от вышележащего покрытия составляет $q'_{\text{нп}} := 0.457 \text{ кПа}$.

2. Расчетная нагрузка от вышележащего покрытия составляет $q'_{\text{п}} := 0.693 \text{ кПа}$.

Подсчитаем собственный вес балки. Объем древесины "в деле".

Плотность сосны при стандартной влажности $W = 12\%$ составляет $\rho_{\text{д}} := 500 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$.

$$- V_{\text{д}} := 0.5 \cdot b \cdot (h_{\text{мах}} \cdot L_{\text{б}} + L_{\text{б}} \cdot h_{\text{кнк}} + h_{\text{л}} \cdot L_{\text{кнк}} - h_{\text{кнк}} \cdot L_{\text{кнк}}) = 2.08 \cdot \text{м}^3.$$

Вес балки составляет без учета усиления опор арматурой $G := \rho_{\text{д}} \cdot V_{\text{д}} = 1040.75 \cdot \text{кгс}$.

Вес балки составляет с учетом коэффициента $k_{\text{блк}} := 1.0056$ усиления опор арматурой (см. п. 4.2)

$$G_{\text{а}} := (\rho_{\text{д}} \cdot V_{\text{д}}) \cdot k_{\text{блк}} = 1047 \cdot \text{кгс}.$$

3. Нормативная нагрузка от собственного веса балки на 1 кв. м $q'_{\text{нб}} := \frac{G_{\text{а}}}{L \cdot \text{Ш}} = 0.14 \cdot \text{кПа}$.

В целях повышения огнестойкости обшиваем балку листами гипсокартона

плотностью $\rho_{\text{гпс}} := 1200 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$ и толщиной листа $t_{\text{гпс}} := 0 \text{ мм}$.

Площадь поверхностей огнезащитной обшивки без верхних граней составит

$$F_{\text{огн}} := b \cdot L_{\text{б}} + h_{\text{мах}} \cdot L_{\text{б}} + L_{\text{б}} \cdot h_{\text{кнк}} + 2 \cdot L_{\text{б}} \cdot t_{\text{гпс}} + h_{\text{л}} \cdot L_{\text{кнк}} - h_{\text{кнк}} \cdot L_{\text{кнк}} = 26.01 \cdot \text{м}^2.$$

4. Нормативная нагрузка от огнезащиты $q'_{\text{ногн}} := \frac{\rho_{\text{гпс}} \cdot F_{\text{огн}} \cdot t_{\text{гпс}}}{L_{\text{б}} \cdot \text{Ш}} = 0.00 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$ $q'_{\text{ногн}} = 0.00 \cdot \text{кПа}$.

5. Нормативная снеговая нагрузка S_0 с учетом коэффициента c_e сноса снега ветром и уклона скатов до 12% (а также $k := 0.65$ - для местности типа "_____") и $l_c := \left(2 \cdot L - \frac{L^2}{D} \right) \cdot \frac{1}{\text{м}} = 22.6$).

$$c_e := (1.2 - 0.4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0.8 + 0.002 \cdot l_c) = 0.74. \text{ При } c_t := 1.0 \text{ и } \mu := 1.0 \text{ (так как уклон менее } 30^\circ)$$

$$\text{получаем } S_0 := c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot s_g = 1.48 \cdot \text{кПа}.$$

Таблица сбора нагрузок на 1 кв. метр горизонтальной поверхности

	Наименование нагрузки	Нормат. нагрузка, кН/м ²	Козф-т надежн. по нагр.	Расчет. нагрузка, кН/м ²
Постоянная				
1	Конструкция покрытия	0.46		0.69
2	Собственный вес балки	0.14	1.1	0.16
3	огнезащита -	0.00	1.2	0.00
	Итого	0.60		0.85
Временная				
4	Снеговая	1.48	1.4	2.08
	Всего	2.08		2.93

Подсчитаем нагрузки на 1 пог. метр балки с учетом ответственности сооружения ($\gamma_n = 1.0$).

Из таблицы нормативная нагрузка на 1 кв. м $q_n = 2.08 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Нормативная погонная нагрузка $q_n := q_n \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot \text{Ш} \cdot \gamma_n = 12.50 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ ($q_n = 1.274 \cdot \frac{\text{мс}}{\text{м}}$)

Из таблицы расчетная нагрузка на 1 кв. м $q' = 2.93 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Расчетная погонная нагрузка $q := q' \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot \text{Ш} \cdot \gamma_n = 17.56 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ ($q = 1.790 \cdot \frac{\text{мс}}{\text{м}}$)

1.2. Внутренние усилия M и Q по оси конструкции

Для балок с переменным по высоте сечением место с наибольшими напряжениями не совпадает с участком максимального изгибающего момента. Это место называется "опасным сечением X" и для двускатной одноконсольной балки определяется как расстояние от левой бесконсольной опоры

$$X := \frac{(L_p^2 - L_{pk}^2) \cdot h_o}{(L_p^2 - L_{pk}^2) \cdot i + 2 \cdot L_p \cdot h_o} = 3.78 \cdot \text{м}.$$

Высота сечения балки в опасном сечении $h(X) = 0.79 \cdot \text{м}$.

Реакция на бесконсольной опоре составляет $R1 := \frac{q}{2 \cdot L_p} \cdot (L_p^2 - L_{pk}^2) = 85.84 \cdot \text{кН}$.

Реакция опоры под консолью составляет $R2 := \frac{q}{2 \cdot L_p} \cdot (L_p + L_{pk})^2 = 189.82 \cdot \text{кН}$.

Определим "функцию" изгибающего момента в некотором сечении "x" по длине балки

$$M(x) := \begin{cases} R1 \cdot x - 0.5 \cdot q \cdot x^2 & \text{if } 0 \leq x \leq L_p \\ R1 \cdot x + R2 \cdot (x - L_p) - 0.5 \cdot q \cdot x^2 & \text{if } x > L_p \end{cases}$$

То же для поперечной силы в некотором сечении "x" по длине балки

$$Q(x) := \begin{cases} R1 - q \cdot x & \text{if } 0 \leq x \leq L_p \\ R1 + R2 - q \cdot x & \text{if } x > L_p \end{cases}$$

Момент инерции в некотором сечении "x" $J(x) := \frac{b \cdot h(x)^3}{12}$;

Момент сопротивления $W(x) := \frac{b \cdot h(x)^2}{6}$;

Статический момент половины сечения $S(x) := \frac{b \cdot h(x)^2}{8}$.

Определение коэффициента m_b

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m_b , m_o и m_a

Определение коэффициента m_{cl}

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m_{cl} , m_{gn} и Гамма $n(cc)$, табл. 10 ...12

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m_v , m_t , m_d и m_n

2. Расчет по первой группе предельных состояний

2.1. Проверка прочности по нормальным напряжениям в опасном сечении "X"

Изгибающий момент в опасном сечении "X" $M(X) = 199.1 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$.

Момент сопротивления $W(X) = 18678.4 \cdot \text{см}^3$.

Действующие нормальные напряжения $\sigma(x) := \frac{M(x)}{W(x)}$. При $x = X$ $\sigma(X) = 10.7 \cdot \text{МПа}$.

В соответствии с [1, п. 5.2 д), табл. 9] для клееных деревянных элементов прямоугольного сечения значения расчетных сопротивлений древесины следует умножать на коэффициенты условий работы, которыми для клеодошчатой балки при различных условиях являются:

Ниже приведены коэффициенты условий работы, необходимые для данного расчета:

- $m_e := 1.0$ - для различных условий эксплуатации (температурно-влажностный режим) по [1, п.а, табл. 7];
- $m_T := 1.0$ - для конструкций, эксплуатируемых при температуре воздуха до + 35 °С (1.0)... при + 50 °С (0.8). Для промежуточных значений использовать линейную интерполяцию [1, п.б];
- $m_d := 1.0$ - для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок - (0.8) [1, п.в];
- $m_b = 0.903$ - учет снижения прочности при высоте сечения более 50 см по [1, п.г, табл. 9], см. выше;
- $m_a := 1.0$ - для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением (0.9);
- $m_{cl} = 0.95$ - учет влияния толщины слоя (ламели) на прочность древесины вдоль волокон, см. выше;
- $\gamma_{HCC} := 1.0$ - коэффициент надежности по сроку службы (равен от 1.0 до 0.9 - при сроке от 50 до 100 лет соответственно и 0.8 - более 100 лет) [1, п.к, табл. 12];
- $\gamma_n = 1.0$ - коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания, в соответствии с ГОСТ 27751-2014 "Надежность строительных конструкций и оснований".

Тогда расчетное сопротивление **изгибу** $R_u := R'_u \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_d \cdot m_b \cdot m_a \cdot m_{cl} \cdot \gamma_{HCC} = 12.87 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности в опасном сечении составляет $\frac{R_u - \sigma(X)}{R_u} = 17\%$.

Нормальные напряжения **растяжения по нижней кромке**: $\sigma_p(x) := \sigma(x)$ $\sigma_p(X) = 10.66 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности в опасном сечении "X" составляет $\frac{R_u - \sigma_p(X)}{R_u} = 17\%$.

Нормальные напряжения **сжатия по верхней кромке** $\sigma_c(x) := \sigma(x)$ $\sigma_c(X) = 10.66 \cdot \text{МПа}$.

Здесь следует учитывать дополнительные напряжения на скошенных кромках в конструкциях переменного сечения в соответствии с [1, п. 8.14] путем введения выражения $(1 + \tan(i)^2) = 1.00$.

Для опасного сечения "X" нормальные напряжения составляют $\sigma_c(X) \cdot (1 + \tan(i)^2) = 10.68 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности в опасном сечении "X" составляет $\frac{R_u - \sigma_c(X) \cdot (1 + \tan(i)^2)}{R_u} = 17.1\%$.

2.1.2. Проверка прочности по нормальным напряжениям на консольной опоре

Изгибающий момент на консольной опоре - $M(L_p) = -162.3 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$.

Момент сопротивления этого сечения составляет $W(L_p) = 13954 \cdot \text{см}^3$.

Действующие нормальные напряжения $\sigma(x) := \frac{M(x)}{W(x)}$.

При $x = L_p$, $\sigma(L_p) = -11.6 \cdot \text{МПа}$ (растяжение на скате).

Запас прочности составляет $\frac{R_u - |\sigma(L_p)|}{R_u} = 10\%$.

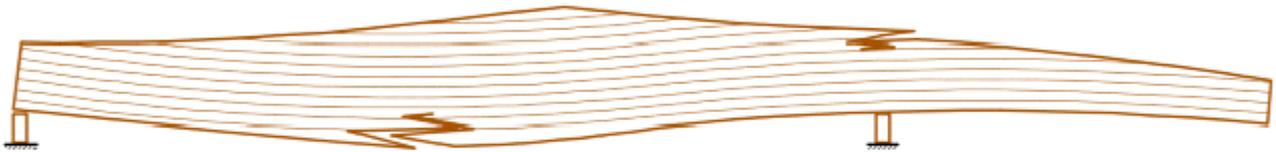


Рис. 3. Эскиз возможного разрушения от нормальных напряжений растяжения в балке

масштабные коэффициенты для эпюр напря

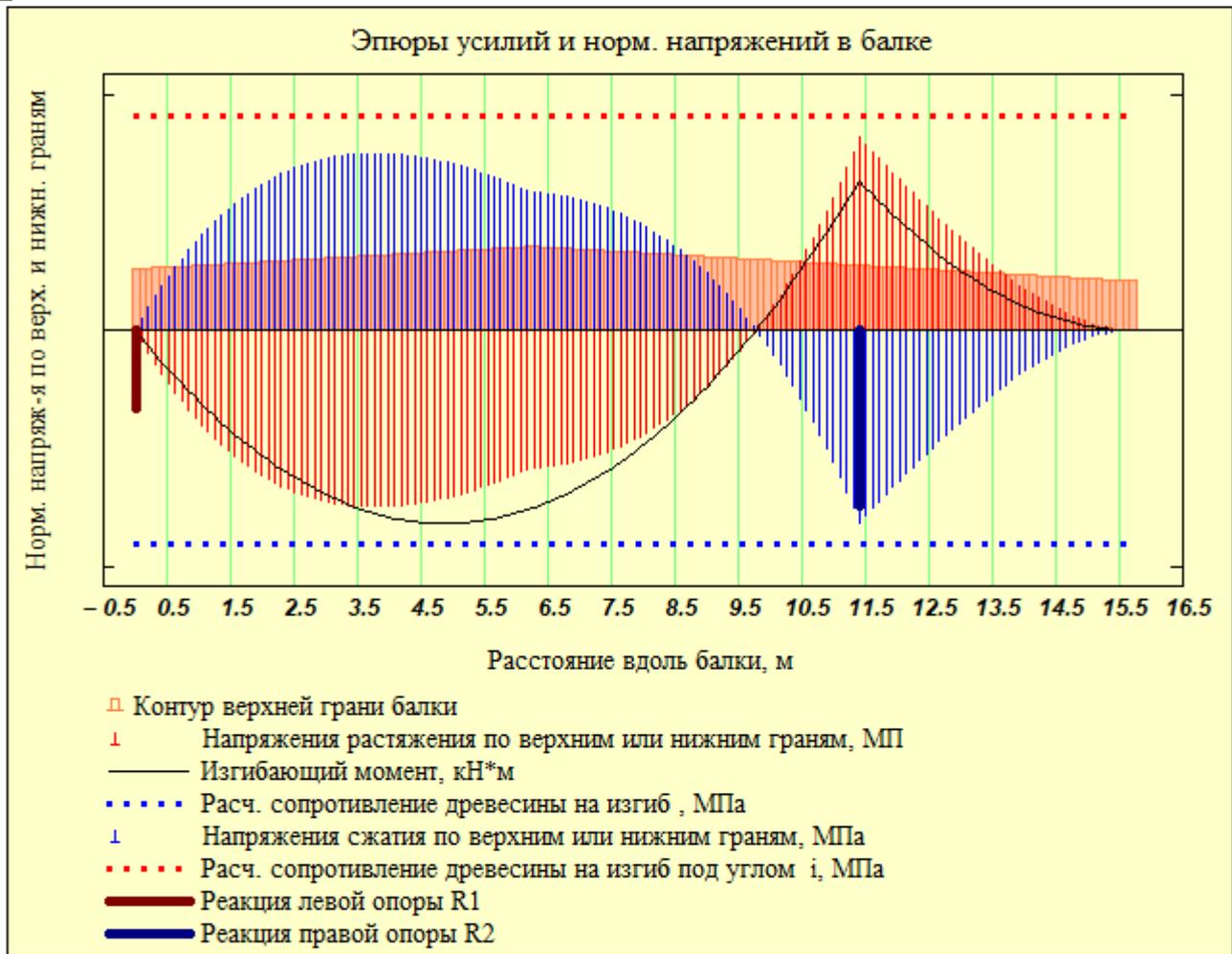


Рис. 4. Распределение крайевых нормальных напряжений по граням балки

На рис. 4 показаны контуры скатной балки, эпюры M (изгибающих моментов), σ (нормальных напряжений) в относительных масштабах для их наглядной сопоставимости. Жирными отрезками условно показаны опорные реакции с длинами, пропорциональными величинам реакций. Здесь же пунктирными линиями сверху и снизу балки показаны расчетные сопротивления в виде своеобразных границ, которые являются предельными для эпюр нормальных напряжений, чтобы наглядно видеть их соотношение. Выход за пределы этих границ означает превышение действующих напряжений соответствующих расчетных сопротивлений. Из эпюры видно, что наибольшие напряжения

возникают не в центре пролета, где изгибающий момент имеет максимум, а в сечении "X", которое называется "опасным сечением". В консольной части, как правило, изгибающий момент и максимальные нормальные напряжения совпадают по месту и располагаются на консольной опоре.

2.3. Проверка устойчивости плоской формы деформирования при изгибе

Устойчивость от бокового выпучивания зависит от поперечной жесткости самой балки и от раскрепления ее поперечными связями.

Принимаем раскрепление сжатой кромки балки только на опоре и связевым коньковым брусом в центре пролета. В этом случае расстояние между точками раскрепления из плоскости

$$l_{p_u} := 0.5 \cdot L_p = 5.70 \cdot \text{м}.$$

Боковая устойчивость для изгибаемых элементов прямоугольного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях оценивается коэффициентом ϕ_m (в соответствии с п. 4.14 [1]). Для вычисления этого коэффициента предварительно определим из табл. 2 Прил. 4 [1] величины k_ϕ и $k_{жм}$.

Для нашего случая распределения изгибающего момента (см. рис. 4) :

$$\text{при } d := \frac{M(0 \cdot \text{м})}{M(l_{p_u})} = 0.0 \quad \text{и} \quad \beta := \frac{h_o}{h(l_{p_u})} = 0.75, \quad \text{величина } k_\phi := 1.75 - 0.75 \cdot d = 1.75,$$

$$\text{а величина } k_{жм} := (\beta)^{\frac{1}{3-d}} = 0.91. \quad \text{Таким образом, значение}$$

$$\phi_m := 140 \cdot \frac{b^2}{l_{p_u} \cdot h(l_{p_u})} \cdot k_\phi \cdot k_{жм} = 1.46. \quad \text{По формуле [22, 1]} \quad \sigma_{уст} := \frac{M(l_{p_u})}{\phi_m \cdot W(l_{p_u})} = 6.24 \cdot \text{МПа}.$$

$$\text{Запас прочности составляет } \frac{R_u - \sigma_{уст}}{R_u} = 52. \%$$

▶ ОТКРЫТЬ, если запас по устойчивости отсутствует, или ЗАКРЫТЬ, если запас - положительный

2.4. Проверка прочности по скалыванию в сечении на бесконсольной опоре

Высота сечения на бесконсольной опоре $h_o = 64.4 \cdot \text{см}$.

Поперечная сила на этой опоре равна $Q(0 \cdot \text{м}) = 85.84 \cdot \text{кН}$.

В общем виде касательные напряжения определим по формуле Журавского $\tau(x) := \frac{Q(x) \cdot S(x)}{J(x) \cdot b}$.

Касательные напряжения на бесконсольной опоре при $x = 0 \text{ м}$ равны $\tau(0 \cdot \text{м}) = 1.11 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на скалывание

$$R_{ск} := R'_{ск} \cdot (m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_a \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{нсс}) = R_{ск} = 1.43 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности составляет на бесконсольной опоре

$$\frac{R_{ск} - |\tau(0 \cdot \text{м})|}{R_{ск}} = 22. \%$$

2.5. Проверка прочности по скалыванию в сечении на консольной опоре

Высота сечения на бесконсольной опоре $h_{ок} = 0.68 \cdot \text{м}$.

Поперечная сила на этой опоре равна $Q(L_p) = -114.32 \cdot \text{кН}$.

В общем виде касательные напряжения определим по формуле Журавского $\tau(x) := \frac{Q(x) \cdot S(x)}{J(x) \cdot b}$.

Касательные напряжения на консольной опоре при $x = L_p = 11.40 \cdot \text{м}$ равны $\tau(L_p) = -1.40 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на скалывание

$$R_{ск} := R'_{ск} \cdot (m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_a \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{нсс}) = R_{ск} = 1.43 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности составляет на консольной опоре

$$\frac{R_{ск} - |\tau(L_p)|}{R_{ск}} = 2. \%$$

Распределение касательных напряжений по нейтральной оси показано на рис. 5.

► Масштабные коэффициенты для графиков

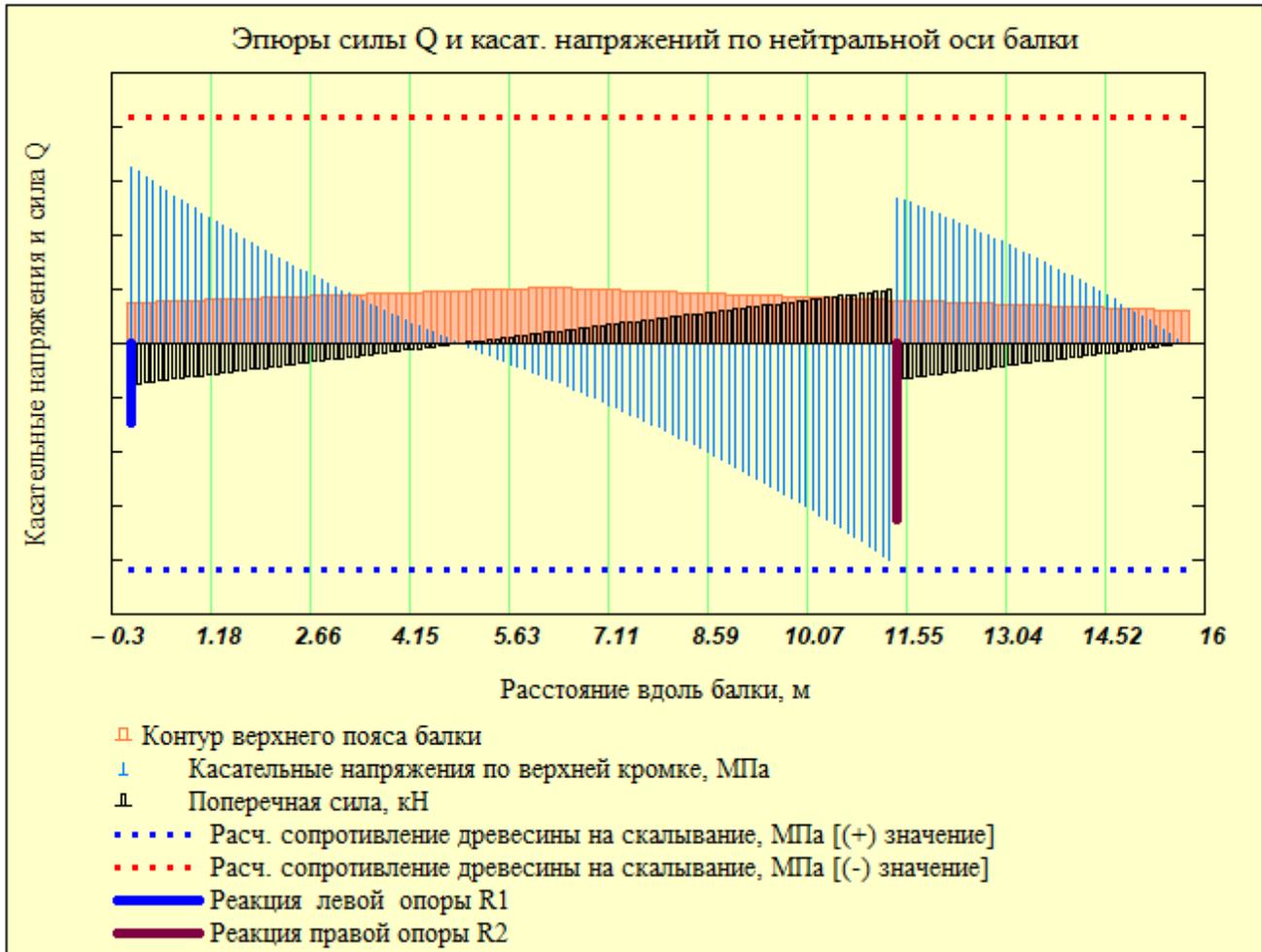


Рис. 5. Касательные напряжения по нейтральной оси балки

2.6. Проверка прочности с учетом совместного действия нормальных и касательных напряжений в расчетном сечении

Теоретическим и опытным путем установлено, что в двускатных дощатоклееных балках возникают скалывающие напряжения не только по нейтральной оси, но и на верхних наклонных скатах. Так как по верхней кромке статический момент $S(x) = 0 \cdot \text{м}^3$, а расстояние от нейтральной оси до верхней кромки

$y(x) = \frac{h(x)}{2}$, то в соответствии с [7] касательные напряжения

$$\tau_{xy}(x, y) = \frac{Q(x) \cdot S(x)}{J(x) \cdot b} + \frac{M(x) \cdot h(x)}{4 \cdot J(x)} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot y(x)}{h(x)} - \frac{S(x) \cdot h(x)}{J(x)} \right) \cdot i;$$

Ниже на рис. 6 представлена приближенная картина возможного разрушения от совместного действия нормальных и касательных напряжений по верхнему поясу.

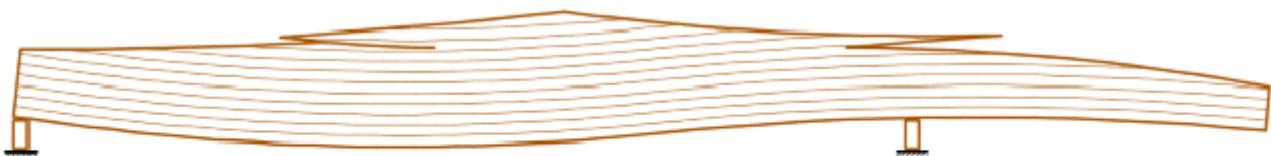


Рис. 6. Эскиз возможного разрушения от скалывания по верхней грани балки

Построим эпюры касательных напряжений по верхнему скату балки на основе вышеуказанной зависимости касательных напряжений от величин нормальных поперечных сил.

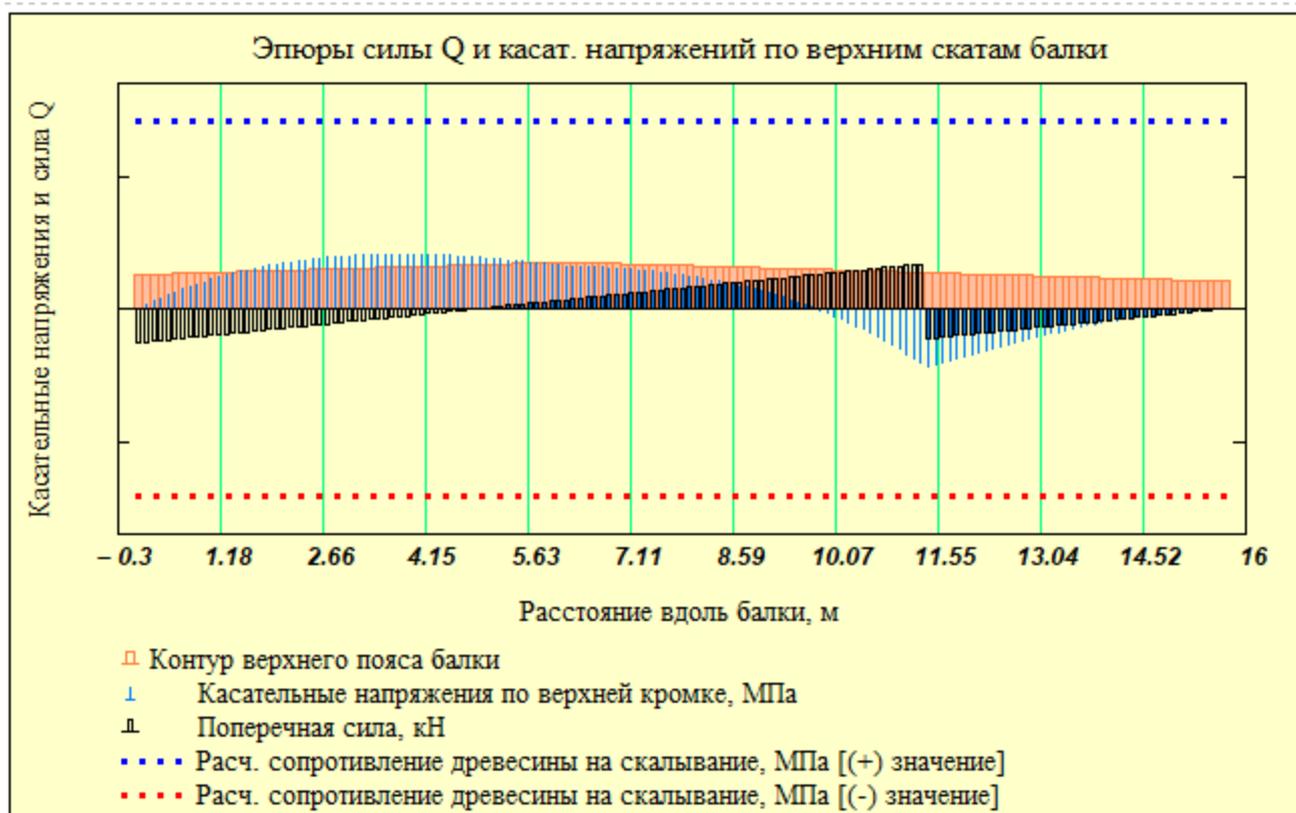


Рис. 7. Касательные напряжения по верхней кромке балки

Из эпюры видно, что наибольшие касательные напряжения на левом скате по верхней кромке возникают в местах наибольших нормальных напряжений, то есть в опасном сечении "X".

На правом (консольном) скате наибольшие касательные напряжения возникают над левой опорой.

Для вычисления касательных напряжений определим вертикальные сечения по длине балки $s_1, s_2 \dots s_{13}$ - расстояния от опоры до соответствующего сечения. При этом условно принимаем три участка, каждый из которых разбиваем на 4 равные части.

1-й участок - от левой опоры до конька (от сечения s_1 до сечения s_5),

2-й участок - от конька до правой опоры, и

3-й участок - от правой опоры до конца правой консоли.

Число расчетных точек по высоте сечения примем $n_y := 30$ штук.

Тогда расстояния на 1-м участке составят

$$s_1 := 0 \text{ м}; \quad t_1 := 0, \frac{h(s_1)}{n_y} \dots h(s_1);$$

$$s_2 := \frac{1}{4} \cdot L_{\text{кнк}} = 1.63 \text{ м}; \quad t_2 := 0, \frac{h(s_2)}{n_y} \dots h(s_2); \quad s_3 := \frac{2}{4} \cdot L_{\text{кнк}} = 3.25 \text{ м}; \quad t_3 := 0, \frac{h(s_3)}{n_y} \dots h(s_3);$$

$$s_4 := \frac{3}{4} \cdot L_{\text{кнк}} = 4.88 \text{ м}; \quad t_4 := 0, \frac{h(s_4)}{n_y} \dots h(s_4); \quad s_5 := L_{\text{кнк}} = 6.50 \text{ м}; \quad t_5 := 0, \frac{h(s_5)}{n_y} \dots h(s_5).$$

▶ Аналогичным образом вычислены значения s и t . Для участка 2 - $s_6 \dots s_9$. Для участка 3 - $s_{10} \dots s_{13}$

Здесь t - шаг расчетных точек по высоте от верхней кромки до нижней грани балки.

Определим расстояние "y" от нейтральной оси до расчетной точки в сечениях "s":

$$y(s, t) := \left(\frac{h(s)}{2} - t \right) \text{ в сечениях "s"} \quad X = 3.78 \text{ м} \quad tX := 0, \frac{h(X)}{n_y} \dots h(X).$$

Статические моменты отсеченных частей прямоугольного сечения на разных уровнях с шагом "t" в зависимости от участка расчетного сечения "s" в общем виде вычислим по формуле:

$$S(s, t) := b \cdot \left(\frac{h(s)}{2} - |y(s, t)| \right) \cdot \left[|y(s, t)| + 0.5 \cdot \left(\frac{h(s)}{2} - |y(s, t)| \right) \right].$$

Здесь $h(s)$ - высота сечения балки на расстоянии "s".

Теперь подсчитаем касательные напряжения, распределенные по высоте сечения, по формуле:

$$\tau_{\text{СК}}(s, t) := \frac{Q(s) \cdot S(s, t)}{J(s) \cdot b} + \frac{M(s) \cdot h(s)}{4 \cdot J(s)} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot y(s, t)}{h(s)} - \frac{S(s, t) \cdot h(s)}{J(s)} \right) \cdot i.$$

Полученные результаты отображаем на графике рис.8.

Для наглядности распределения касательных напряжений по высоте сечения построим соответствующие эпюры касательных напряжений.

Для этого условно примем пять сечений по длине полубалки, в которых определим эти напряжения:

На расстоянии "si" от опоры вдоль балки	Высота сечения в т. "si"	Касательные напряжения по верхней кромке	Касательные напряжения по нейтральной оси
$s1 = 0.00 \cdot \text{м}$	$h(s1) = 0.64 \cdot \text{м}$	$\tau_{s1e} := \tau_{\text{СК}}(s1, 0) = 0.00 \cdot \text{МПа};$	$\tau_{s1} := \tau_{\text{СК}}(s1, 0.5 \cdot h(s1)) = 1.11 \cdot \text{МПа};$
$s2 = 1.63 \cdot \text{м}$	$h(s2) = 0.71 \cdot \text{м}$	$\tau_{s2e} := \tau_{\text{СК}}(s2, 0) = 0.30 \cdot \text{МПа};$	$\tau_{s2} := \tau_{\text{СК}}(s2, 0.5 \cdot h(s2)) = 0.60 \cdot \text{МПа};$
$s3 = 3.25 \cdot \text{м}$	$h(s3) = 0.77 \cdot \text{м}$	$\tau_{s3e} := \tau_{\text{СК}}(s3, 0) = 0.40 \cdot \text{МПа};$	$\tau_{s3} := \tau_{\text{СК}}(s3, 0.5 \cdot h(s3)) = 0.21 \cdot \text{МПа};$
$s4 = 4.88 \cdot \text{м}$	$h(s4) = 0.83 \cdot \text{м}$	$\tau_{s4e} := \tau_{\text{СК}}(s4, 0) = 0.39 \cdot \text{МПа};$	$\tau_{s4} := \tau_{\text{СК}}(s4, 0.5 \cdot h(s4)) = -0.09 \cdot \text{МПа};$
$s5 = 6.50 \cdot \text{м}$	$h(s5) = 0.87 \cdot \text{м}$	$\tau_{s5e} := \tau_{\text{СК}}(s5, 0) = 0.32 \cdot \text{МПа};$	$\tau_{s5} := \tau_{\text{СК}}(s5, 0.5 \cdot h(s5)) = -0.35 \cdot \text{МПа};$
$s6 = 7.72 \cdot \text{м}$	$h(s6) = 0.82 \cdot \text{м}$	$\tau_{s6e} := \tau_{\text{СК}}(s6, 0) = 0.26 \cdot \text{МПа};$	$\tau_{s6} := \tau_{\text{СК}}(s6, 0.5 \cdot h(s6)) = -0.57 \cdot \text{МПа};$
$s7 = 8.95 \cdot \text{м}$	$h(s7) = 0.78 \cdot \text{м}$	$\tau_{s7e} := \tau_{\text{СК}}(s7, 0) = 0.14 \cdot \text{МПа};$	$\tau_{s7} := \tau_{\text{СК}}(s7, 0.5 \cdot h(s7)) = -0.80 \cdot \text{МПа};$
$s8 = 10.18 \cdot \text{м}$	$h(s8) = 0.73 \cdot \text{м}$	$\tau_{s8e} := \tau_{\text{СК}}(s8, 0) = -0.09 \cdot \text{МПа};$	$\tau_{s8} := \tau_{\text{СК}}(s8, 0.5 \cdot h(s8)) = -1.04 \cdot \text{МПа};$
$s9 = 11.40 \cdot \text{м}$	$h(s9) = 0.68 \cdot \text{м}$	$\tau_{s9e} := \tau_{\text{СК}}(s9, 0) = -0.45 \cdot \text{МПа};$	$\tau_{s9} := \tau_{\text{СК}}(s9, 0.5 \cdot h(s9)) = -1.29 \cdot \text{МПа};$
$s10 = 12.55 \cdot \text{м}$	$h(s10) = 0.64 \cdot \text{м}$	$\tau_{s10e} := \tau_{\text{СК}}(s10, 0) = -0.27 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s10} := \tau_{\text{СК}}(s10, 0.5 \cdot h(s10)) = 0.79 \cdot \text{МПа}$
$s11 = 13.70 \cdot \text{м}$	$h(s11) = 0.59 \cdot \text{м}$	$\tau_{s11e} := \tau_{\text{СК}}(s11, 0) = -0.13 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s11} := \tau_{\text{СК}}(s11, 0.5 \cdot h(s11)) = 0.53 \cdot \text{МПа}$
$s12 = 14.85 \cdot \text{м}$	$h(s12) = 0.55 \cdot \text{м}$	$\tau_{s12e} := \tau_{\text{СК}}(s12, 0) = -0.03 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s12} := \tau_{\text{СК}}(s12, 0.5 \cdot h(s12)) = 0.23 \cdot \text{МПа}$
$s13 = 16.00 \cdot \text{м}$	$h(s13) = 0.51 \cdot \text{м}$	$\tau_{s13e} := \tau_{\text{СК}}(s13, 0) = -0.00 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s13} := \tau_{\text{СК}}(s13, 0.5 \cdot h(s13)) = -0.09 \cdot \text{МПа}$

В опасном сечении $X = 3.78 \cdot \text{м}$ $h(X) = 0.79 \cdot \text{м}$ касательные напряжения по верхней грани равны

$$\tau_{\text{СК}X0} := \tau_{\text{СК}}(X, 0 \cdot \text{мм}) = 0.41 \cdot \text{МПа}.$$

Касательные напряжения в опасном сечении "X" по нейтральной оси равны

$$\tau_{\text{СК}X} := \tau_{\text{СК}}\left(X, \frac{h(X)}{2}\right) = 0.10 \cdot \text{МПа}.$$

В сечении на правой опоре $X_2 := L_p = 11.40 \cdot \text{м}$ $h(X_2) = 0.68 \cdot \text{м}$ касательные напряжения

по верхней грани равны $\tau_{\text{СК}X_2e} := \tau_{\text{СК}}(X_2, 0 \cdot \text{мм}) = -0.45 \cdot \text{МПа}.$

Касательные напряжения в опасном сечении "X2" по нейтральной оси равны

$$\tau_{\text{СК}X} := \tau_{\text{СК}}\left(X, \frac{h(X_2)}{2}\right) = 0.13 \cdot \text{МПа}.$$

Построим эпюры касательных напряжений по высоте сечения на расстояниях "si" на **левой полубалке**

	Масштабные коэффициенты для графиков				
Расстояние до сеч.-	$s1 = 0.00 \cdot \text{м}$	$s2 = 1.63 \cdot \text{м}$	$s3 = 3.25 \cdot \text{м}$	$s4 = 4.88 \cdot \text{м}$	$s5 = 6.50 \cdot \text{м}$
Напряжения по верху -	$\tau_{s1e} = 0.00 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s2e} = 0.30 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s3e} = 0.40 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s4e} = 0.39 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s5e} = 0.32 \cdot \text{МПа}$
Напряжения по н. оси -	$\tau_{s1} = 1.11 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s2} = 0.60 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s3} = 0.21 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s4} = -0.09 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s5} = -0.35 \cdot \text{МПа}$



Рис. 8. Распределение касательных напряжений по высоте сечений вдоль левой части полубалки в сечениях, от левой опоры - $s_1 = 0.00 \cdot \text{м}$ $s_2 = 1.63 \cdot \text{м}$, $s_3 = 3.25 \cdot \text{м}$, $s_4 = 4.88 \cdot \text{м}$, $s_5 = 6.50 \cdot \text{м}$

Построим эпюры касательных напряжений по высоте сечения на расстояниях "si" на **правой полубалке**

Расстояние до сеч.- $s_6 = 7.72 \cdot \text{м}$ $s_7 = 8.95 \cdot \text{м}$ $s_8 = 10.18 \cdot \text{м}$ $s_9 = 11.40 \cdot \text{м}$

Напряжения по верху - $\tau_{s6e} = 0.26 \cdot \text{МПа}$ $\tau_{s7e} = 0.14 \cdot \text{МПа}$ $\tau_{s8e} = -0.09 \cdot \text{МПа}$ $\tau_{s9e} = -0.45 \cdot \text{МПа}$

Напряжения по н. оси - $\tau_{s6} = -0.57 \cdot \text{МПа}$ $\tau_{s7} = -0.80 \cdot \text{МПа}$ $\tau_{s8} = -1.04 \cdot \text{МПа}$ $\tau_{s9} = -1.29 \cdot \text{МПа}$

Из эпюр рис. 8 видно, что наибольшие касательные напряжения по верхней кромке $\tau_{схХе} = -0.45 \cdot \text{МПа}$ возникают в опасном сечении "X", а по нейтральной оси - в опорном сечении $\tau_{s1} = 1.11 \cdot \text{МПа}$.

Если все сечения собрать в одно (рис. 9), то видно, что максимальные касательные напряжения по верхнему поясу в "опасном" сечении значительно меньше, чем максимальные касательные напряжения в середине сечения на левой опоре.

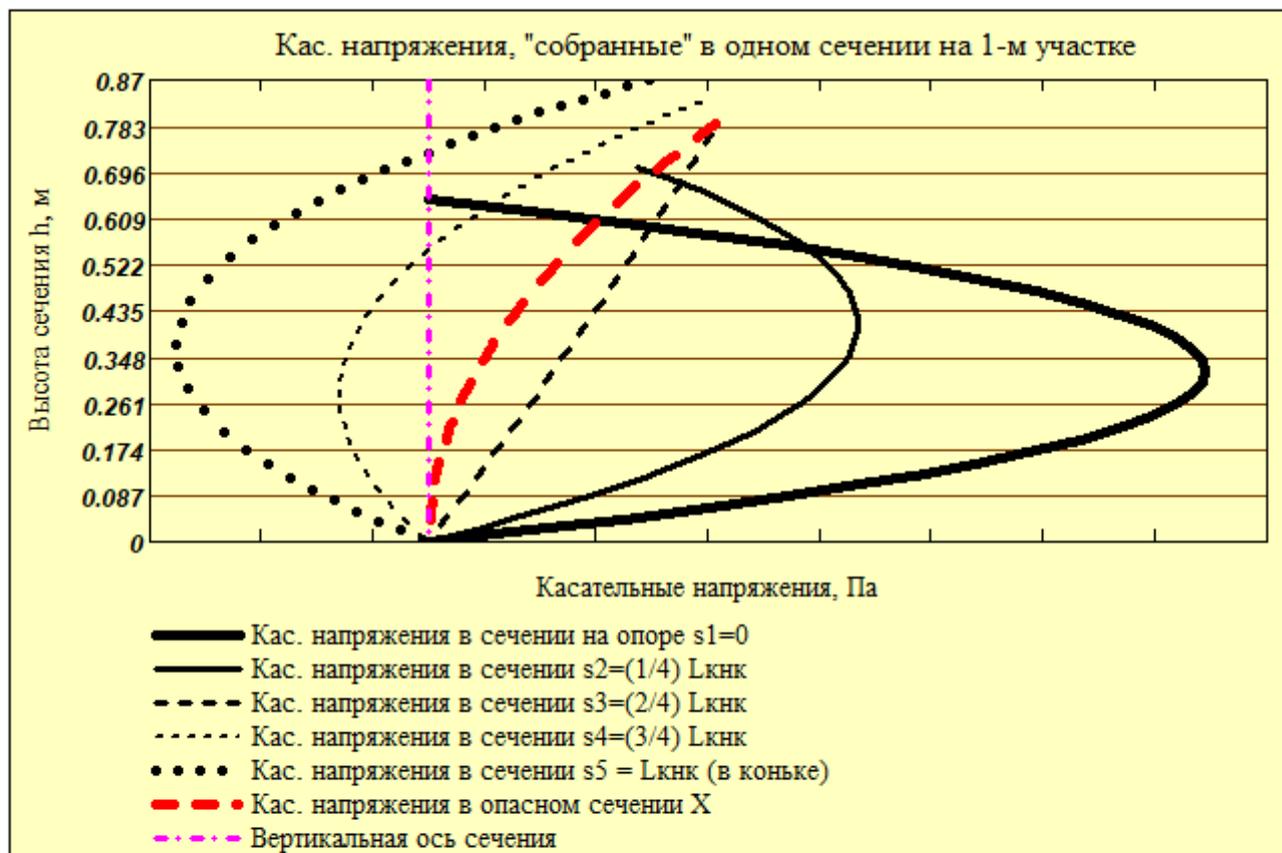


Рис. 9. Распределение касательных напряжений по высоте сечений вдоль левой части полубалки в сечениях s_1 , s_2 , s_3 , s_4 и s_5

Из эпюр на рис. 9 и 10 видно, что наибольшие касательные напряжения по верхней кромке правой полубалки $\tau_{s9e} = -0.45 \cdot \text{МПа}$ и по нейтральной оси $\tau_{s9} = -1.29 \cdot \text{МПа}$ возникают в сечении над опорой.

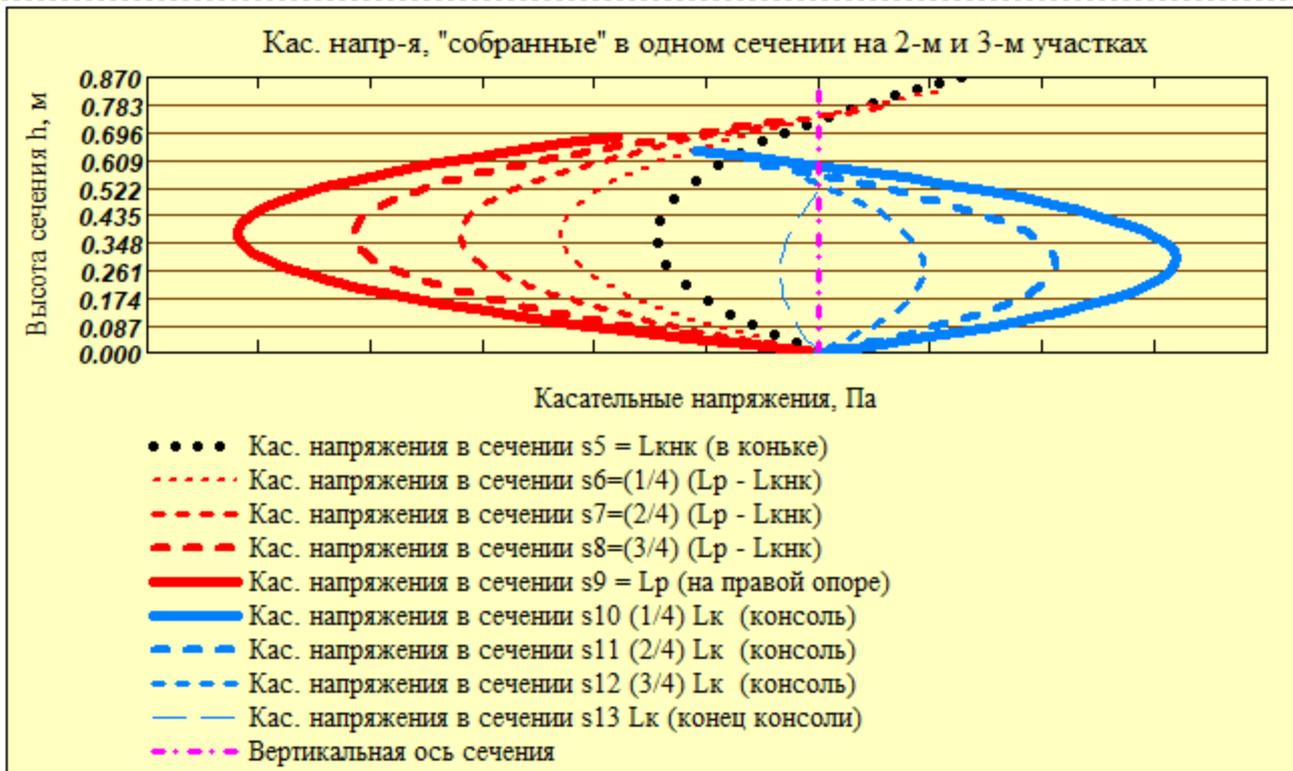


Рис. 10. Распределение касательных напряжений по высоте сечений вдоль правой части полубалки от конька до правой опоры в сечениях s5, s6, s7, s8, s9 - **участок 2** и от правой опоры до конца консолей в сечениях s10, s11, s12, s13 - **участок 3**

Расчетное сопротивление на скалывание: $R_{ск} := R'_{ск} \cdot m_{сл} = 1.43 \cdot \text{МПа}$.

Проверим прочность балки в сечениях **левой бесконсольной части**

По нейтральной оси на левой опоре запас прочности составляет $\frac{R_{ск} - |\tau_{s1}|}{R_{ск}} = 22\%$

По верхней кромке в "опасном сечении" левой полубалки $\frac{R_{ск} - |\tau_{скx}|}{R_{ск}} = 91\%$

Проверим прочность балки на скалывание в **надопорном консольном сечении (справа)**

По нейтральной оси запас прочности составляет $\frac{R_{ск} - |\tau_{s9}|}{R_{ск}} = 10\%$

По верхней кромке запас прочности составляет $\frac{R_{ск} - |\tau_{s9e}|}{R_{ск}} = 69\%$

2.7. Проверка прочности по главным растягивающим напряжениям

Исследованиями [5] показано, что на некотором расстоянии от опоры в районе нейтральной оси возникают главные растягивающие напряжения под углом к волокнам, превышающие соответствующее расчетное сопротивление под таким углом. В соответствии с [4, п. 6.15] проверку по главным растягивающим напряжениям необходимо проводить для балок с относительной высотой $h/L > 0.1$.

Так как в нашем случае $\frac{(h_{max} + h_o)}{2 \cdot L_p} = 0.07$, то такую проверку... выполняем.

▶ Открыть, если $h_{max}/L_p > 0.1$ и требуется проверка по главным напряжениям, и закрыть, если не требуется

2.8. Проверка опорной площадки на смятие на левой опоре

Напряжения смятия на опоре балки действуют поперек волокон древесины. В этом случае расчетное сопротивление смятию поперек волокон древесины принимается по [1, табл. 3] - $R_{см90} := 3 \cdot \text{МПа}$.

Усилие, вызывающее смятие - есть опорная реакция:

на левой опоре - $R1 = 85.84 \cdot \text{кН}$, на правой опоре - $R2 = 189.8 \cdot \text{кН}$.

Ширина площадки опирания равна ширине балки $b = 18.0 \cdot \text{см}$.

Длину площадки опирания принимаем $a_{\text{см}} := 180 \text{ мм}$. Не рекомендуется принимать длину площадки опирания более 1.5 ширины опираемой конструкции. В силу некоторого поворота балки в опоре (даже при допустимых прогибах) это может привести к неравномерному распределению напряжений давления и смещению оси опорной реакции от центра опорной площадки.

В нашем случае на **левой опоре** напряжения смятия составляют $\sigma_{\text{см}} := \frac{R1}{b \cdot a_{\text{см}}} = 2.65 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_{\text{см90}} - \sigma_{\text{см}}}{R_{\text{см90}}} = 12\%$.

Длину площадки опирания на правой опоре принимаем $a_{\text{см}} := 220 \text{ мм}$.

на **правой опоре** напряжения смятия составляют $\sigma_{\text{см}} := \frac{R2}{b \cdot a_{\text{см}}} = 4.79 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_{\text{см90}} - \sigma_{\text{см}}}{R_{\text{см90}}} = -60\%$.

Если условие не выполняется и процент расхождения отрицателен, то в опорной площадке имеет место перенапряжение по смятию поперек волокон древесины. Следовательно, необходимо укрепить опорную площадку, например, с помощью вклеенных стержней поперек волокон.

2.9. Усиление опорной площадки вклеенными стержнями

В силу вышеуказанного условия прочности **УСИЛЕНИЕ_опорной_площадки = "требуется"**.

▼ ОТКРЫТЬ, если требуется усилить опорную площадку вклеенными стержнями, и ЗАКРЫТЬ, если не требуется (2.9)

Использование вклеенных арматурных стержней является эффективным способом усиления опорной площадки. Вклеенные стержни в этом случае работают на продавливание подобно висячим сваям и полностью снимают напряжения смятия древесины поперек волокон под опорой балки.

Обычно применяют арматурные стержни из горячекатанной стали А300 диаметром 12, 14, 16, 18, 20, 25 мм. При этом должны соблюдаться правила расстановки вклеенных арматурных стержней по ширине сечения конструкции.

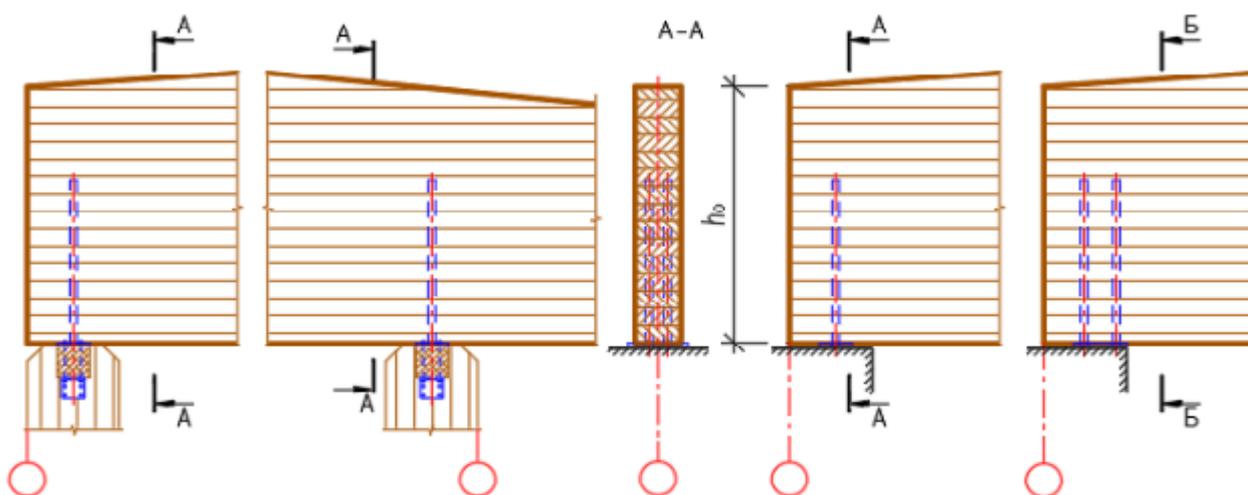


Рис. 11. Опорный узел дощатоклееной балки с усилением вклеенными стержнями поперек волокон древесины

В соответствии с [1, п.7.38] несущую способность вклеенного под углом к волокнам древесины (в том числе и поперек волокон) стержня на продавливание следует определять по формуле

$$T := R_{\text{пр,д}} \cdot \pi \cdot d_1 \cdot l_a \cdot k_c \cdot k_{\sigma} \cdot m_d \leq F_a \cdot R_a,$$

где $R_{\text{пр,д}} := 4.0 \cdot \text{МПа}$ - расчетное сопротивление древесины продавливанию вклеенного стержня;

$d := 25 \text{ мм}$ - диаметр вклеиваемого стержня из арматуры периодического профиля А300;

$d_1 := d + 5 \text{ мм} = 30 \cdot \text{мм}$ - диаметр отверстия под вклеенный стержень;
 $k_{\sigma} := 1.0$ - коэффициент, принимаемый для стержней, работающих на продавливание;
 $l_a := 380 \text{ мм}$ - фактическая длина арматурного стержня;
 $l_p := l_a - 3d = 305 \cdot \text{мм}$ - расчетная длина стержня, принимаемая не более $25 \cdot d = 625 \cdot \text{мм}$.

Условие_длины_стержня = "выполняется"

$k_c := 1.2 - 0.02 \cdot \frac{l_p}{d} = 0.96$ - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига по длине заделываемой части стержня;

$m_d := 1.12 - 10 \frac{d}{m} = 0.87$ - коэффициент, учитывающий зависимость расчетного сопротивления от диаметра стержня.

$F_a := 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 = 4.91 \cdot \text{см}^2$ - площадь сечения вклеенного стержня;

$R_a := 285 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление арматурной стали А300 вклеиваемого стержня.

Несущая способность одного арматурного стержня по прочности стали - $F_a \cdot R_a = 139.9 \cdot \text{кН}$.

Несущая способность одного стержня на продавливание - $T := R_{пр.д} \cdot \pi \cdot d_1 \cdot l_p \cdot k_c \cdot k_{\sigma} \cdot m_d = 95.6 \cdot \text{кН}$.

Проверим основное условие $T \leq F_a \cdot R_a$

Условие_прочности_вклеенного_стержня = "выполняется"

Определим требуемое число вклеенных стержней для восприятия опорной реакции $R1 = 85.8 \cdot \text{кН}$

$n_{см. R1} := \text{ceil} \left(\frac{R1}{T} \right) \cdot k_{R1} = 0$ принимаем с округлением до ближайшего четного, $n_{см. R1} := 0 \text{ шт.}$,

диаметром $d = 25 \cdot \text{мм}$ и длиной $l_{a1} := 0 \cdot \text{см}$.

Не рекомендуется применять число стержней более 4 штук.

Определим требуемое число вклеенных стержней для восприятия опорной реакции $R2 = 189.8 \cdot \text{кН}$

$n_{см. R2} := \text{ceil} \left(\frac{R2}{T} \right) \cdot k_{R2} = 2$ принимаем с округлением до ближайшего четного, $n_{см. R2} := 2 \text{ шт.}$

диаметром $d = 25 \cdot \text{мм}$ и длиной $l_a = 380 \cdot \text{мм}$.

Не рекомендуется применять число стержней более 4 штук.

▲ ОТКРЫТЬ, если требуется усилить опорную площадку вклеенными стержнями, и ЗАКРЫТЬ, если не требуется (2.9)

2.10. Подрезка балки на опоре

Если по архитектурно-конструктивным соображениям требуется опустить балку на некоторую величину, а срезать опору не представляется возможным, то обычно применяют подрезку балки на опоре. Но при этом должны быть выполнены требования, которые регламентируются нормами [1].

В нашем проекте подрезка на опоре "требуется" по архитектурно-конструктивным требованиям.

▼ Открыть, если требуется подрезка на опоре, или закрыть, если не требуется (2.10)

Так как подрезка осуществляется в нижней растянутой зоне изгибаемого элемента, то это может привести к появлению продольной трещины от возникновения растягивающих напряжений поперек волокон, см. рис. 12.

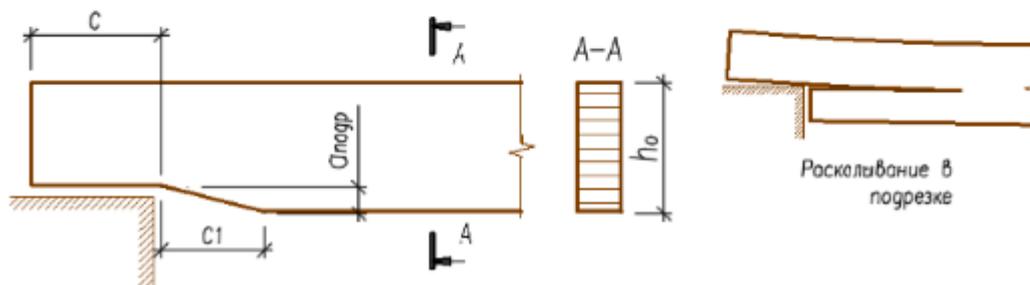


Рис. 12. Правило подрезки на опоре цельнодеревянных и клеодоцатых балок

В соответствии с рекомендациями [1] подрезки на опоре балок в растянутой зоне допускаются, если выполняется следующее условие $\frac{A}{b \cdot h_o} \leq 0.4 \cdot \text{МПа}$, (*)

здесь $A := R1 = 85.8 \cdot \text{кН}$ - опорная реакция слева $R1$ от расчетной нагрузки.

Тогда при значениях $\frac{A}{b \cdot h_o} = 0.74 \cdot \text{МПа}$ и $0.4 \cdot \text{МПа}$ условие равно $1 - \frac{A}{b \cdot h_o \cdot (0.4 \cdot \text{МПа})} = -85.27 \%$.

Если это условие (*) не выполняется (т.е. отрицательное значение), то подрезку на опоре требуется выполнять с усилением (см. ниже п. 2.11).

Если же это условие выполняется, то подрезка на опоре должна быть не более $0.25 \cdot h_o = 161 \cdot \text{мм}$.

По конструктивных соображениям подрезка на опоре принята равной $a_{\text{подр}} := 100 \text{ мм}$.

Кроме того, длина опорной площадки C должна быть не больше высоты сечения $h_o = 644 \cdot \text{мм}$.

Принимаем $C := 175 \text{ мм}$. Не рекомендуется принимать C более 1.5 ширины сечения $b = 180 \cdot \text{мм}$.

Длина скошенной части $C1$ должна быть не менее $2 \cdot a_{\text{подр}} = 200 \cdot \text{мм}$. Принимаем $C1 := 0 \text{ мм}$.

Если невозможно выполнить скошенную подрезку или глубина подрезки превышает $0.25 \cdot h_o = 161 \cdot \text{мм}$, то следует выполнить усиление конца балки, например, с помощью клеенных стержней по рекомендациям [1, п. 8.23, рис. 20], см. ниже п. 2.11.

В силу вышеуказанных условий усиление подрезки = "требуется".

▲ Открыть, если требуется подрезка на опоре, или закрыть, если не требуется (2.10)

▼ Открыть, если требуется усиление подрезки клееными стержнями, или закрыть, если не требуется (2.11)

2.11. Усиление зоны подрезки на концевой опоре балки

В случае невыполнения условия (*) (см. выше), невозможности исполнить скошенную подрезку, или если ее глубина превышает $0.25h_{\text{оп}}$, необходимо усиление зоны подрезки. Усиление производится склеиванием поперечных (перпендикулярно волокнам древесины) и наклонных (под углом 45° к волокнам) стержней.

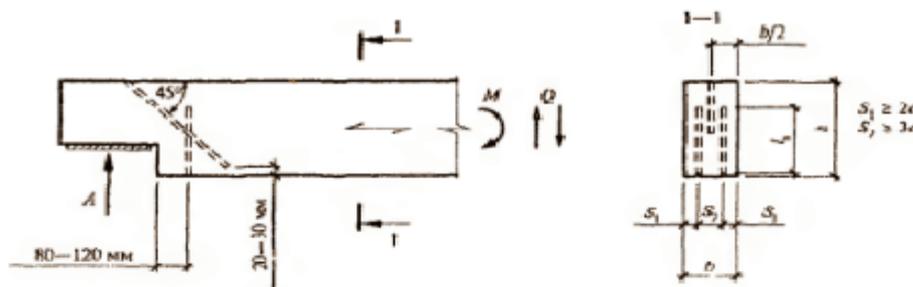


Рис. 13. Усиление клееными стержнями опорной подрезки на конце клеодощатой балки

2.11.1. Поперечно клеенные стержни

Поперечно клеенные стержни воспринимают растягивающие поперек волокон усилия. Наклонные стержни воспринимают сдвигающие усилия в зоне трещины и снижают касательные напряжения на приопорном участке.

Для поперечно клеенных стержней должно выполняться условие $T \geq 0.7 A a_{\text{подр}} / h_o$.

Возьмем для поперечно клеенных стержней арматуру класса **A300** диаметром $d_{\text{поп}} := 12 \text{ мм}$;

$d_{1, \text{поп}} := d_{\text{поп}} + 5 \text{ мм} = 17 \cdot \text{мм}$ - диаметр отверстия под клеенный стержень;

$l_{\text{а, поп}} := 180 \text{ мм}$ - фактическая длина арматурного стержня;

$l_{\text{р, поп}} := l_{\text{а, поп}} = 180 \cdot \text{мм}$ - расчетная длина стержня;

$F_{\text{а, поп}} := 0.25 \cdot \pi \cdot d_{\text{поп}}^2 = 1.13 \cdot \text{см}^2$ - площадь сечения клеенного стержня.

Расчетная глубина подрезки на опоре составит $a_{\text{р}} := a_{\text{подр}} - 30 \text{ мм} = 70 \cdot \text{мм}$.

Расчетная длина стержня $l_{\text{р, поп}} = 180 \cdot \text{мм}$ должна удовлетворять условию

$$\text{где } 2 \cdot a_p = 140 \cdot \text{мм} \quad , \quad 2a_p \leq l_{p,\text{поп}} \leq 0.7h_o \quad , \quad l_{p,\text{поп}} = 180 \cdot \text{мм} \quad , \quad 0.7 \cdot h_o = 450 \cdot \text{мм} \quad .$$

Условие_расчетной_длины_стержня = "выполняется"

Несущая способность двух поперечно клеенных стержней при расчетной длине $l_{p,\text{поп}} = 180 \cdot \text{мм}$

$$T_{\text{поп}} := R_{\text{пр.д}} \cdot \pi \cdot d_{1,\text{поп}} \cdot 2 \cdot l_{p,\text{поп}} \cdot k_c \cdot k_\sigma \cdot m_d = 64.0 \cdot \text{кН} \quad .$$

Тогда основное условие при реакции опоры $A = 85.84 \cdot \text{кН}$ составит

$$T_{\text{поп}} > 0.7 \cdot A \cdot a_{\text{подр}} / h_o \quad .$$

$$T_{\text{поп}} = 64.0 \cdot \text{кН} \quad \text{и} \quad 0.7 \cdot A \cdot \frac{a_{\text{подр}}}{h_o} = 9.3 \cdot \text{кН} \quad .$$

Условие_поперечно_клеенного_стержня = "выполняется"

Таким образом, следует установить на опору с подрезкой

$$n_{\text{поп.ст}} := 2 \cdot \text{ceil} \left[\frac{0.7 \cdot A}{T_{\text{поп}}} \cdot \left(\frac{a_{\text{подр}}}{h_o} \right) \right] = 2 \quad \text{шт. поперечных стержня(ней)} \quad .$$

Принимаем с округлением до четного $n_{\text{поп.ст}} := 2$ шт. длиной каждого по $l_{a,\text{поп}} := l_{p,\text{поп}} = 18 \cdot \text{см}$.

При этом расстояние от торца подрезки до клеенных стержней должно быть примерно $7 \cdot d_{\text{поп}} = 84 \cdot \text{мм}$, то есть в пределах 80 - 120 мм (но не менее).

2.11.2. Наклонно клеенные стержни

Для наклонно клеенного стержня должно выполняться условие

$$T_{\text{нкл}} \geq 25 \cdot A \cdot a^2 \cdot (h - a) / h^4 \quad ,$$

где $T_{\text{нкл}}$ - несущая способность наклонно клеенного стержня на **выдергивание**, определенная по [1, 7.38], условно принимая уровень площадки опирания за местоположение шва сплачивания. В этом случае работа подрезанного опорного узла подобна работе сдвигаемого соединения, в котором наклонно клеенные стержни испытывают усилия растяжения (**выдергивания**).

$\alpha := 45^\circ$ - угол наклона клеенного стержня к плоскости вдоль волокон на уровне подрезки.

Несущая способность наклонно клеенного стержня на выдергивание определяется по формуле:

$$T_{\text{нкл}} := R_{\text{выд.д}} \cdot \pi \cdot d_{1,\text{нкл}} \cdot l_{p,\text{нкл}} \cdot k_c \cdot k_\sigma \cdot m_d \quad ,$$

где $R_{\text{выд.д}} := 4.0 \cdot \text{МПа}$ - расчетное сопротивление древесины выдергиванию клеенного стержня;

$d_{\text{нкл}} := 18 \cdot \text{мм}$ - диаметр клеиваемого стержня из арматуры периодического профиля **A300**;

$d_{1,\text{нкл}} := d_{\text{нкл}} + 5 \cdot \text{мм} = 23 \cdot \text{мм}$ - диаметр отверстия под наклонный клеенный стержень;

$k_\sigma := 1.0 - \frac{0.01}{\text{МПа}} \cdot \sigma(0.75 \cdot \text{м}) = 0.96$ - коэффициент, принимаемый для стержней, работающих на

выдергивание при нормальных напряжениях в растянутой зоне от изгиба на расстоянии **0.75 м** от опоры.

С учетом высоты сечения балки на опоре $h_o = 644 \cdot \text{мм}$ максимальная длина наклонного стержня (или длина отверстия для этого стержня), при которой он пересечет плоскость подрезки на опоре,

составит $l_{a,\text{нкл}} := \frac{h_o}{\cos(\alpha)} = 910 \cdot \text{мм}$. Очевидно, что на выдергивание будет работать только та его

часть, которая расположена выше плоскости подрезки, то есть $l_{a1,\text{нкл}} := \frac{h_o - a_{\text{подр}}}{\cos(\alpha)} = 769 \cdot \text{мм}$.

Поэтому расчетная длина стержня не может быть длиннее $l_{a1,\text{нкл}} = 769 \cdot \text{мм}$ и, с другой стороны, не должна быть больше $25 \cdot d_{\text{нкл}} = 450 \cdot \text{мм}$. Принимаем $l_{p,\text{нкл}} := 325 \cdot \text{мм}$.

Условие_длины_стержня = "выполняется" ($l_{p,\text{нкл}} \leq 25 \cdot d$ и $< l_{a1,\text{нкл}}$)

$$k_c := 1.2 - 0.02 \cdot \frac{l_{p,\text{нкл}}}{d_{\text{нкл}}} = 0.84 \quad - \text{коэффициент, учитывающий неравномерность распределения}$$

напряжений сдвига по длине заделываемой части стержня;

$$m_d := 1.12 - 10 \frac{d_{\text{нкп}}}{M} = 0.94 \quad \text{- коэффициент, учитывающий зависимость расчетного сопротивления от диаметра стержня;}$$

$$F_{a,\text{нкп}} := 0.25 \cdot \pi \cdot d_{\text{нкп}}^2 = 2.54 \cdot \text{см}^2 \quad \text{- площадь сечения клееного стержня;}$$

$R_a := 285 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление арматурной стали **A300** клеиваемого стержня.

Несущая способность одного арматурного стержня по прочности стали - $F_{a,\text{нкп}} \cdot R_a = 72.5 \cdot \text{кН}$.

Несущая способность одного стержня на **выдергивание** составит:

$$T_{\text{нкп}} := R_{\text{выд.д}} \cdot \delta \cdot \pi \cdot d_{1,\text{нкп}} \cdot l_{p,\text{нкп}} \cdot k_c \cdot k_{\sigma} \cdot m_d = 70.8 \cdot \text{кН}.$$

Очевидно, что прочность стержня на растяжение должна превышать прочность стержня на выдергивание из отверстия клеивания, то есть $F_{a,\text{нкп}} \cdot R_a \geq T_{\text{нкп}}$.

Условие прочности клееного стержня = "выполняется"

Выполним проверку основного условия $T \geq 25 A a^2 (h - a) / h^4$

$$T_{\text{нкп}} = 70.8 \cdot \text{кН}$$

$$25 \cdot A \cdot \text{м} \cdot \frac{a_p^2 \cdot (h_o - a_p)}{h_o^4} = 35.2 \cdot \text{кН}.$$

Условие наклонно клееного стержня = "выполняется"

Это значит, что на опору необходимо установить

$$n_{\text{нкп.ст}} := \text{ceil} \left[25 \cdot \frac{A \cdot \text{м}}{T_{\text{нкп}}} \cdot \frac{a_p^2 \cdot (h_o - a_p)}{h_o^4} \right] = 1 \quad \text{шт. наклонных стержня (ней) диаметром } d_{\text{нкп}} = 18 \cdot \text{мм}$$

Принимаем $n_{\text{нкп.ст}} := 1$ шт. длиной каждого по $l_{a,\text{нкп}} := l_{p,\text{нкп}} + \frac{a_{\text{подр}}}{\cos(\alpha)} = 47 \cdot \text{см}.$

Не рекомендуется устанавливать более 2-х наклонных стержней во избежание переармирования приопорной части.

▢ Открыть, если требуется усиление подрезки клееными стержнями, или закрыть, если не требуется (2.11)

3. Расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям)

Для шарнирно опертой одноконсольной балки отдельно определяется прогиб в пролете между опорами и прогиб (или поднятие) на конце консоли.

$$\text{Прогиб балки в пролете между опорами} - f'_{\text{прол}} := \frac{q_n \cdot L_p^2}{384(E_{\text{др}} \cdot J(0.5 \cdot L_p))} \cdot [5(L_p)^2 - 12(L_{\text{рк}})^2] = 19 \cdot \text{мм}.$$

$$\text{Прогиб балки на конце консоли} - f'_{\text{конс}} := \frac{q_n \cdot L_{\text{рк}}}{24(E_{\text{др}} \cdot J(L_{\text{рк}}))} \cdot [4(L_{\text{рк}})^2 \cdot L_p - L_p^3 + 3 \cdot (L_{\text{рк}})^3] = -11 \cdot \text{мм}.$$

Коэффициент, учитывающий переменность сечения балки по длине, по прил. 4 п. 3 [1]:

$$k := 0.15 + 0.85 \cdot \frac{h_o}{h_{\text{мах}}} = 0.77.$$

Коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы, по прил.4 п. 3 [1]:

$$c := 15.4 + 3.8 \cdot \frac{h_o}{h_{\text{мах}}} = 18.17.$$

Прогибы с учетом переменности сечения (k) и влияния деформаций сдвига (c) по известной формуле для однопролетной балки в соответствии с п. 4.33 [1]

$$\text{Прогиб балки в пролете между опорами} \quad f_{\text{прол}} := \frac{f'_{\text{прол}}}{k} \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h_{\text{мах}}}{L_p} \right)^2 \right] = 27.0 \cdot \text{мм}.$$

$$\text{Прогиб балки на конце консоли} - f_{\text{конс}} := \frac{f'_{\text{конс}}}{k} \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h_{\text{мах}}}{L_p} \right)^2 \right] = -16.2 \cdot \text{мм}.$$

(при отрицательном значении консоль поднимается вверх - эта величина не нормируется)

3.1. Определение предельного относительного прогиба конструкции по [2, прил. Е]

Предельный относительный прогиб $f_{пр}$ в центре пролета определится по линейной интерполяции в зависимости от того, выше или ниже **6 метров** высота помещения от чистого пола помещения до низа несущей конструкции.

В настоящем примере высота помещения составляет $H_{эм} = 8.20 \cdot м$.

Ниже даны параметры для вычисления предельного прогиба по СП 20.13330.2016.

$$vl := \left(\frac{1}{120} \quad \frac{1}{150} \quad \frac{1}{200} \quad \frac{1}{250} \quad \frac{1}{300} \right)^T$$

$$vf_{\text{более.6м}} := (1 \cdot м \quad 3 \cdot м \quad 6 \cdot м \quad 24 \cdot м \quad 36 \cdot м)^T$$

$$vf_{\text{менее.6м}} := (1 \cdot м \quad 3 \cdot м \quad 6 \cdot м \quad 12 \cdot м \quad 24 \cdot м)^T$$

$$f_L := \begin{cases} \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{менее.6м}}, vl, L_p)} & \text{if } H_{эм} \leq 6 \cdot м = 213 \\ \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{более.6м}}, vl, L_p)} & \text{if } H_{эм} > 6 \cdot м \end{cases}$$

Предельный прогиб составит $f_{пред} := L_p \frac{1}{f_L} = 53.6 \cdot мм$.

Расчетный прогиб: $f_{проп} = 27.0 \cdot мм < f_{пред} = 53.6 \cdot мм$.

$$\text{Запас составляет } \left(\frac{f_{пред} - f_{проп}}{f_{пред}} \right) = 49.5 \cdot \%$$

4. Расчет расхода материалов на конструкцию балки

4.1. Общий объем клееной древесины "в деле" на одну балку - $V_d = 2.08 \cdot м^3$

Вес арматурных стержней **A300** (плотность стали $\rho_{ст} := 7850 \cdot \frac{кгс}{м^3}$) для вертикально вклеенных

стержней на опорах балки диаметром $d = 25 \cdot мм$ составит при длине одного стержня $l_a = 380 \cdot мм$ и общем их количестве на балку $(n_{ст. R1} + n_{ст. R2}) = 2$ шт.:

$$G_{арм. опор} := [l_a \cdot F_a \cdot (n_{ст. R1} + n_{ст. R2})] \cdot \rho_{ст} = 2.9 \cdot кгс$$

То же для поперечно вклеенных стержней на подрезках в опоре диаметром $d_{поп} = 12 \cdot мм$ (при длине одного стержня $l_{а.поп} = 180 \cdot мм$ и общем их количестве на балку $n_{поп.ст} = 2$ шт.):

$$G_{арм. поп} := (l_{а.поп} \cdot F_{а.поп} \cdot n_{поп.ст} \cdot 2) \cdot \rho_{ст} = 0.6 \cdot кгс$$

То же для наклонно вклеенных стержней на подрезках в опоре диаметром $d_{нкп} = 18 \cdot мм$ (при длине одного стержня $l_{а.нкп} = 466 \cdot мм$ и общем их количестве на балку $n_{нкп.ст} = 1$ шт.):

$$G_{арм. нкп} := (l_{а.нкп} \cdot F_{а.нкп} \cdot n_{нкп.ст} \cdot 2) \cdot \rho_{ст} = 1.9 \cdot кгс$$

4.2. Общая масса арматурных стержней на балку (класс арматуры A300)

$$G_{арм} := G_{арм. опор} + G_{арм. поп} + G_{арм. нкп} = 5.4 \cdot кгс$$

Объем клевого эпоксидного состава для вклеенных стержней с запасом в 15%:

$$\text{усиление на опорах} \quad V_{кл. опор} := 1.15 \cdot l_a \cdot \left[0.25 \cdot \pi \cdot (d_1^2 - d^2) \right] \cdot (n_{ст. R1} + n_{ст. R2}) = 0.19 \cdot л;$$

$$\text{в подрезке на опоре} \quad V_{кл. поп} := 1.15 \cdot l_{а.поп} \cdot \left[0.25 \cdot \pi \cdot (d_{1.поп}^2 - d_{поп}^2) \right] \cdot n_{поп.ст} = 0.0 \cdot л;$$

$$\text{в подрезке на опоре} \quad V_{кл. нкп} := 1.15 \cdot l_{а.нкп} \cdot \left[0.25 \cdot \pi \cdot (d_{1.нкп}^2 - d_{нкп}^2) \right] \cdot n_{нкп.ст} = 0.1 \cdot л;$$

$$\text{Плотность эпоксидного клея } \rho_{эп} := 1.2 \cdot \frac{кгс}{л}$$

Общий объем эпоксидного клея на балку $V_{кл} := V_{кл.опор} + V_{кл.поп} + V_{кл.нккл} = 0.3 \cdot л$.

Монтажный вес балки $G_{блк} := V_{д} \cdot \rho_{д} + G_{арм} + V_{кл} \cdot \rho_{эп} = 1047 \cdot кгс$. $(K_{блк} := \frac{G_{блк}}{G} = 1.0056)$

4.3. Расход основных материалов на 1 кв. м (или на 100 кв.м) перекрываемой площади

Общая масса арматурной стали (класс арматуры А300) на все здание

$$G_{арм.ст} := G_{арм} \cdot (n_{ш} + 1) = 97.8 \cdot кгс$$

Расход клееной древесины на балки на 100 кв.м $\frac{V_{д}}{L \cdot Ш} = 2.9 \cdot \frac{м^3}{100 м^2}$

Расход обшивки на огнезащиту $\frac{(1 \cdot t_{зпс}) \cdot L \cdot (h_{о} + h_{мах}) + b \cdot L_p \cdot 1 \cdot t_{зпс}}{L \cdot Ш} = 0.000 \cdot \frac{м^3}{100 \cdot м^2}$

Расход арматурной стали на 100 кв.м $\frac{G_{арм}}{(L \cdot Ш)} = 7.5 \cdot \frac{кгс}{100 \cdot м^2}$

Расход эпоксидного клея на все здание $V_{кл} := V_{кл} \cdot (n_{ш} + 1) = 5.8 \cdot л$.

4.4. Площадь поверхности балки для нанесения лакокрасочных и защитных покрытий

на одну конструкцию $S_{защ.1} := b \cdot L_б + h_{мах} \cdot L_б + L_б \cdot h_{кк} + 2 \cdot L_б \cdot t_{зпс} + h_{л} \cdot L_{кнк} - h_{кк} \cdot L_{кнк} = 26 \cdot м^2$;

на все здание $S_{защ} := S_{защ.1} \cdot (n_{ш} + 1) = 468.1 \cdot м^2$.

Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
6. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.
7. Дмитриев П.А. Деревянные балки и балочные клетки: учебное пособие / П.А. Дмитриев. Новосибирск: НИСИ, 1989. 161 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 3.2.2. Балка клеодощатая двускатная одноконсольная, армированная стальной арматурой

Запроектировать дощатоклееную армированную двускатную балку покрытия прямоугольного сечения пролетом в осях (при 0-привязке осей к наружным граням стоек/колонн) $L := 12.0 \text{ м}$ и одноконсольной консолью с вылетом $L_k := 3.75 \text{ м}$. Длину консоли не следует принимать более длины пролета.

Район строительства - _____, в котором нормативное значение веса снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $s_g := 2.0 \text{ кПа}$ по [2, табл. 10.1].

Высота здания до низа грани несущей конструкции $H_{эм} := 8.2 \text{ м}$. Шаг балок $Ш := 6.0 \text{ м}$.

Число шагов по длине здания $n_{ш} := 17$. Длина здания $D := n_{ш} \cdot Ш = 102.0 \text{ м}$.

Полная длина балки по концевым обрезам составляет $L_b := L + L_k = 15.75 \text{ м}$.

Перелом скатов (конек) зададим на расстоянии $L_{кнк} := 8.5 \text{ м}$ от среза балки на левой бесконсольной опоре, но не более длины среднего пролета, то есть не более $L = 12.00 \text{ м}$. Иначе конек окажется на правой консоли.

Уклон обоих скатов балки принимаем равным $i := \frac{250 \cdot \text{мм}}{L_{кнк}} = 2.9\%$ (здесь в числителе следует ввести разницу высот сечения балки в коньке и на левой бесконсольной опоре, но не менее 0.1 м).

Тогда угол наклона ската кровли составит $\theta := \text{atan}(i) = 1.7^\circ$.

Расчетный средний пролет балки между центрами её опор с учетом опирания на стойку (высотой сечения $h_{см} := 600 \text{ мм}$) будет равен $L_p := L - h_{см} = 11.40 \text{ м}$.

Расчетный вылет консоли составит $L_{рк} := L_k + 0.5 \cdot h_{см} = 4.05 \text{ м}$.

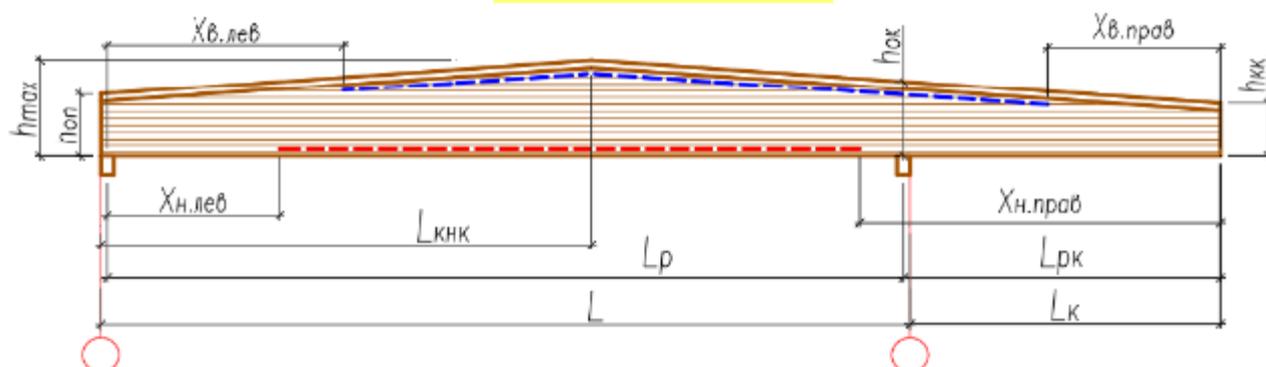


Рис. 1. Геометрические параметры клеодощатой армированной балки с одной консолью

Принимаем предварительно высоту сечения в коньке балки $h_{кнк} := 0.80 \text{ м}$. Это примерно соответствует рекомендациям $h = (1/12 - 1/15) \cdot L$ (фактически $\frac{L}{h_{кнк}} = 15$). Для изготовления балок

приняты сухие сосновые доски влажностью 10-12% 2-го и 3-го сортов. Доски стыкуются по длине на зубчатый шип в технологическом цикле специализированного производства.

Толщину досок принимаем $\delta_\partial := 42 \text{ мм}$ (после фрезерования пластей заготовок). С учетом этого высота сечения балки в коньке состоит из целого числа $n_\partial := \text{ceil}\left(\frac{h_{кнк}}{\delta_\partial}\right) = 20$ ламелей. Принимаем

число ламелей $n_\partial := 19$, тогда максимальная высота балки $h_{мах} := n_\partial \cdot \delta_\partial = 798 \text{ мм}$.

Высота сечения балки по обрезу левой бесконсольной опоры $h_{оп} := h_{мах} - (L_{кнк}) \cdot i = 548 \text{ мм}$.

Высота сечения балки по центру бесконсольной опоры $h_{оп} := h_{мах} - (L_{кнк} - 0.5 \cdot h_{см}) \cdot i = 557 \text{ мм}$.

Высота сечения балки по центру консольной опоры $h_{ок} := h_{мах} - (L - L_{кнк} - 0.5 \cdot h_{см}) \cdot i = 704 \text{ мм}$.

Высота балки на концевом обрезе консоли $h_{кк} := h_{мах} - (L + L_k - L_{кнк}) \cdot i = 585 \text{ мм}$.

Ширину сечения балки принимаем с учетом гладкого фрезерования боковых поверхностей балки. Здесь из фактического размера доски надо вычесть 20 мм, если конструкция длиннее 12 м, и 15 мм, если менее 12 м. Тогда $b := 225 \text{ мм} - 20 \text{ мм} = 205 \text{ мм}$. Обычно рекомендуется ширину принимать

$$b = (1/5 - 1/8) h_{\max}, \text{ в нашем случае это отношение фактически равно } \frac{0.5 \cdot (h_{\max} + h_{\text{оп}})}{b} = 3.3$$

Для двускатных балок с консолями и без них на верхних наклонных гранях конструкции оказываются перерезанные волокна древесины под углом скатов. Этот факт является исключительно важным, так как от этого при различных сочетаниях геометрии скатов и величин нагрузок могут возникнуть горизонтальные трещины от возникающих скалывающих напряжений.

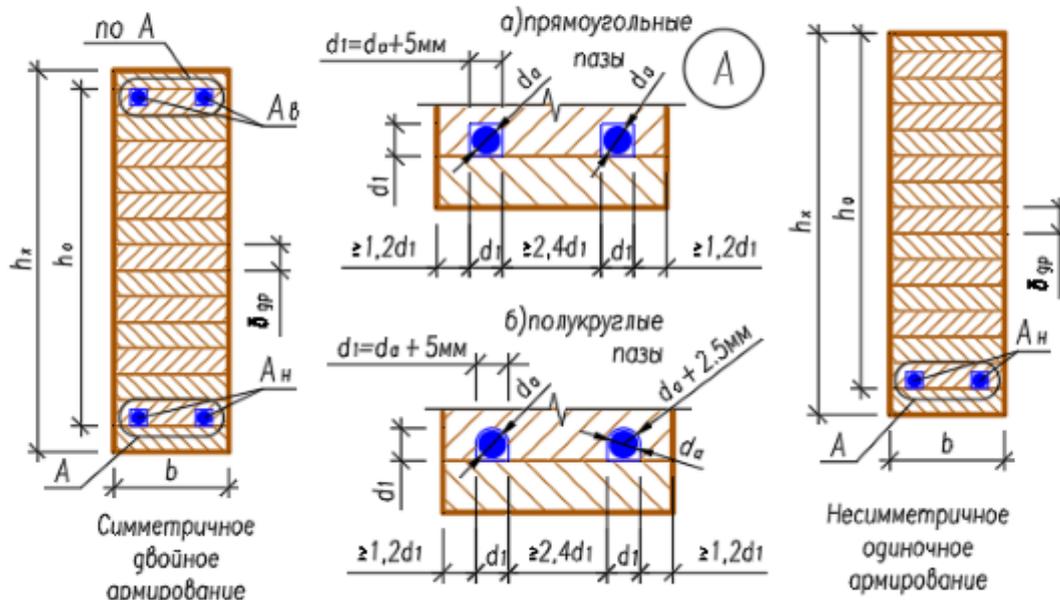


Рис. 2. Возможные виды армирования сечений клеодоцатой конструкции

Компоновку сечений клеодоцатых конструкций следует принимать с учетом сортамента пиломатериалов, технологии изготовления и требований унификации.

Рекомендуется принимать ширину сечения клееных конструкций:

- для одинарных блоков, склеенных из досок только по пласти (вариант 1, рис. 3): **80 мм, 100 мм, 120 мм, 140 мм, 160 мм;**
- для одинарных блоков, склеенных из досок по пласти и по кромке (вариант 2, рис. 3): **не более 240 мм**, причем расстояние между стыками по кромке - не менее толщины слоя δ_g ;
- для спаренного из двух клееных блоков на поперечных клеенных стержнях (вариант 3, рис. 3): **не более 360 мм.**

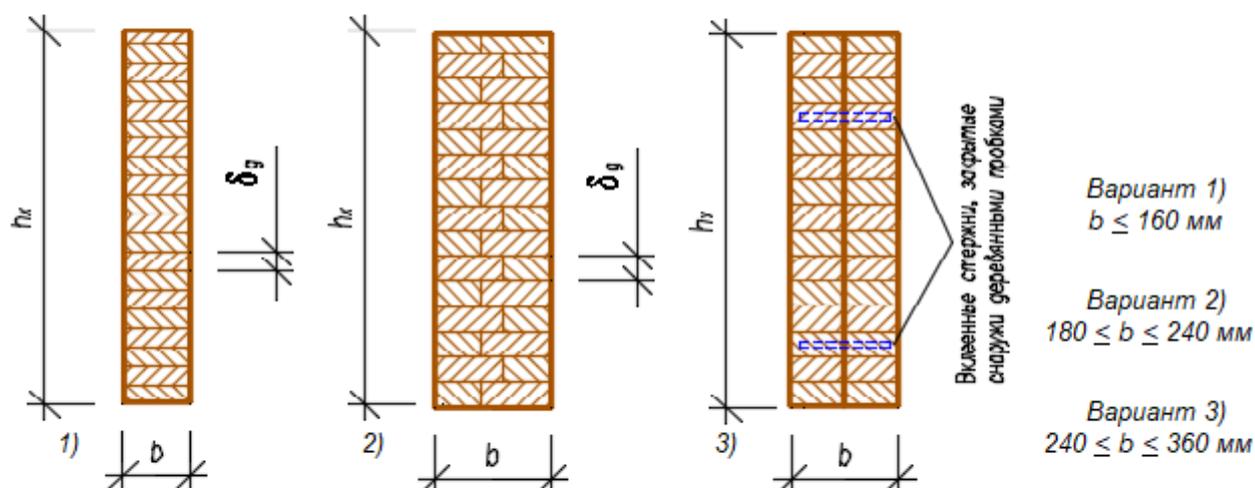
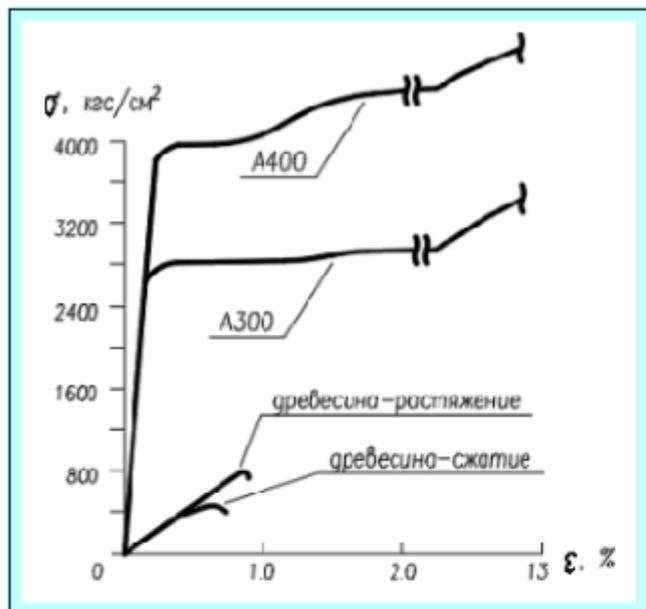


Рис. 3. Возможные виды сечений клеодоцатой конструкции

Если применяется тип сечения по варианту 3 (рис. 3), то правило расстановки вклеенной арматуры должны соблюдаться отдельно для каждой из частей сечения.

Задание параметров армирования балки



Выберем вид пазов для вклеивания арматуры:

- Прямоугольные
- Полукруглые

- А300
- А400

Выберем класс применяемой арматуры по ГОСТ 5781-82:

Модуль упругости арматуры $E_s = 2.1 \times 10^5 \cdot \text{МПа}$

Расчетное сопротивление стали $R_s = 295 \cdot \text{МПа}$

Рис. 4. Диаграмма растяжения арматурных сталей и диаграмма работы древесины

Балка может быть заармирована как в сжатой, так и в растянутой зонах, причем длину каждой из зон армирования можно задавать произвольно:

- слева : от $x = 0$ (на опоре) до $x = L_{\text{кнк}}$ (до конька);
- справа : от $x = 0$ (на обрезе консоли) до $x = (L_p + L_{\text{рк}} + 0.5h_{\text{ст}}) - L_{\text{кнк}}$ (до конька).

Арматура вклеивается с помощью состава на основе эпоксидного клея в профрезерованные пазы прямоугольной или полукруглой формы. Размер паза d_1 принимается на 5 мм больше диаметра арматурного стержня, а расстояния между пазами должны быть не более указанных на рис. 3.

После вклеивания арматуры в пазы дополнительно наклеивается защитная ламель, закрывающая армированный слой. Расчетной высотой h_0 балки на армированных участках балки принимается размер, включающий в себя ламели с арматурой. На участках, где нет арматуры (ни сверху, ни снизу) или имеется одиночная арматура, расчетной высотой является высота сечения за вычетом толщины защитных ламелей.

Диаметр стержней по верхней грани принимаем $d_e := 22 \text{ мм}$, тогда размер верхних пазов $d_{1e} := d_e + 5 \text{ мм} = 27 \text{ мм}$, а число стержней, которое можно разместить на ширине балки, составит

$$n_e := \text{floor} \left[\frac{b}{(1 + 2 \cdot 1.2) \cdot d_{1e}} \right] = 2 \quad \text{Площадь сечения верхней арматуры} \quad A_e := n_e \cdot \pi \cdot \frac{d_e^2}{4} = 7.6 \cdot \text{см}^2$$

Расстояние от **левой опоры** до начала **верхней** арматуры (рис. 1) принимаем $x_{e,\text{лев}} := 2.2 \text{ м}$, но не более $L_{\text{кнк}} - 0.5 \cdot h_{\text{ст}} = 8.20 \text{ м}$.

Расстояние от **обреза правой консоли** до начала **верхней** арматуры принимаем $x_{e,\text{прае}} := 3.2 \text{ м}$, но не более $(L_p + L_{\text{рк}}) - L_{\text{кнк}} - 0.5 \cdot h_{\text{ст}} = 6.65 \text{ м}$.

Диаметр стержней по нижней грани принимаем $d_n := 22 \text{ мм}$, тогда размер нижних пазов $d_{1n} := d_n + 5 \text{ мм} = 27 \text{ мм}$, а число стержней, которое можно разместить на ширине балки, составляет

$$n_n := \text{floor} \left[\frac{b}{(1 + 2 \cdot 1.2) \cdot d_{1n}} \right] = 2 \quad \text{Площадь сечения нижней арматуры} \quad A_n := n_n \cdot \pi \cdot \frac{d_n^2}{4} = 7.6 \cdot \text{см}^2$$

Расстояние от **левой опоры** до начала **нижней** арматуры (рис. 1) принимаем $x_{n,\text{лев}} := 1.8 \text{ м}$, но не более $L_{\text{кнк}} - 0.5 \cdot h_{\text{ст}} = 8.20 \text{ м}$.

Расстояние от **обреза правой консоли** до начала **нижней** арматуры принимаем $x_{n,\text{прае}} := 4.5 \text{ м}$, но не более $(L_p + L_{\text{рк}} + 0.5h_{\text{ст}}) - L_{\text{кнк}} = 7.25 \text{ м}$.

- 1/К26
 2/К24
 3/К16

Выберем **Сорт/Класс прочности** применяемой древесины с СП 64.13330.2011 и **уровень ответственности** проектируемого здания

- Повышенный уровень ответственности
 Нормальный уровень ответственности
 Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 1.0$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

▶ Автоматический выбор расчетных сопротивлений древесины по классам прочности и размерам сечения

Модуль упругости древесины сосны вдоль волокон $E_{др} := 10000 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление древесины на **изгиб и сжатие** вдоль волокон для принятых размеров сечения: $R'_{u} = 15.00 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление древесины на **сжатие** поперек волокон: $R'_{с,90} = 1.80 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление древесины на **скалывание** при изгибе клееных элементов: $R'_{ск} = 1.50 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление клееной древесины на **растяжение вдоль** волокон: $R'_{p0} = 9.0 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление клееной древесины на **растяжение поперек** волокон: $R'_{p90} = 0.1 \cdot \text{МПа}$.

Примем по длине балки число расчетных точек $n_x := 150$, тогда расстояние от бесконсольной опоры до каждой точки определится как $x := 0, \frac{(L_p + L_{рк})}{n_x} .. (L_p + L_{рк})$ и шаг составит $\frac{L_p + L_{рк}}{n_x} = 10.3 \cdot \text{см}$.

Высота сечения балки $h(x)$ в зависимости от уклона скатов и расстояния x от бесконсольной опоры вычисляется $h(x) := \begin{cases} h_{оп} + i \cdot x & \text{if } x \leq (L_{кнк} - 0.5 \cdot h_{см}) \\ h_{кк} + i \cdot (L_p + L_k + 0.5 \cdot h_{см} - x) & \text{if } x > (L_{кнк} - 0.5 \cdot h_{см}) \end{cases}$.

1. Сбор нагрузок и статический расчет

1.1. Расчет нагрузок на конструкцию

1. Нормативная нагрузка от вышележащего покрытия составляет $q'_{нп} := 0.307 \cdot \text{кПа}$.

2. Расчетная нагрузка от вышележащего покрытия составляет $q'_п := 0.693 \cdot \text{кПа}$.

Подсчитаем собственный вес балки. Объем древесины "в деле".

Плотность сосны при стандартной влажности $W_{др} = 12\%$ составляет $\rho_{др} := 500 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$.

Объем древесины - $V_{др} := 0.5 \cdot b \cdot (h_{мах} \cdot L_б + L_б \cdot h_{кк} + h_л \cdot L_{кнк} - h_{кк} \cdot L_{кнк}) = 2.20 \cdot \text{м}^3$.

Общий вес стальной рабочей арматуры при плотности стали $\rho_{ст} := 7850 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$:

$G_{арм.раб} := \rho_{ст} \cdot \left[A_n \cdot [(L_p + L_{рк}) - x_{н.лев} - x_{н.прав}] + A_e \cdot \frac{[(L_p + L_{рк}) - x_{н.лев} - x_{н.прав}]}{\cos(\theta)} \right] = 109.2 \cdot \text{кгс}$.

Вес балки составит без усиления вклеенными стержнями $G := (\rho_{др} \cdot V_{др} + G_{арм.раб}) = 1209.4 \cdot \text{кгс}$.

С поправочным коэффициентом $K_{блк} := 1.0218$ учета усиления опор арматурой (см. п. 4.2)

полный вес балки составляет $G_a := (\rho_{др} \cdot V_{др} + G_{арм.раб}) \cdot K_{блк} = 1236 \cdot \text{кгс}$.

3. Нормативная нагрузка от собственного веса балки на 1 кв.м - $q'_{нб} := \frac{G_a}{L \cdot Ш} = 0.168 \cdot \text{кПа}$.

В целях повышения огнестойкости обшиваем балку листами гипсокартона

плотностью $\rho_{зпс} := 1200 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$ и толщиной листа $t_{зпс} := 0 \text{ мм}$.

Площадь поверхностей огнезащитной обшивки без верхних граней составит

$$F_{огн} := b \cdot L_б + h_{мах} \cdot L_б + L_б \cdot h_{кк} + 2 \cdot L_б \cdot t_{зпс} + h_{л} \cdot L_{кнк} - h_{кк} \cdot L_{кнк} = 24.69 \cdot \text{м}^2$$

4. Нормативная нагрузка от огнезащиты $q'_{ногн} := \frac{\rho_{зпс} \cdot F_{огн} \cdot t_{зпс}}{L_б \cdot Ш} = 0.00 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$ $q'_{ногн} = 0.00 \cdot \text{кПа}$.

5. Нормативная снеговая нагрузка S_0 с учетом коэффициента c_e сноса снега ветром и уклона скатов до 12%, (а также $k := 0.65$ - для местности типа "___" и $l_0 := \left(2 \cdot L - \frac{L^2}{D}\right) \cdot \frac{1}{\text{м}} = 22.6$)

$c_e := (1.2 - 0.4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0.8 + 0.002 \cdot l_0) = 0.74$. При $c_t := 1.0$ и $\mu := 1.0$ (так как уклон менее 30°) получаем $S_0 := c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 1.48 \cdot \text{кПа}$.

Таблица сбора нагрузок на 1 кв. метр горизонтальной поверхности

	Наименование нагрузки	Нормат. нагрузка, кН/м ²	Козф-т надежн. по нагр.	Расчет. нагрузка, кН/м ²
	Постоянная			
1	Конструкция покрытия	0.31		0.69
2	собственный вес балки	0.17	1.1	0.19
3	огнезащита -	0.00	1.2	0.00
	Итого	0.48		0.88
	Временная			
4	Снеговая	1.48	1.4	2.08
	Всего	1.96		2.95

Подсчитаем нагрузки на 1 пог. метр балки с учетом ответственности сооружения ($\gamma_n = 1.0$).

Из таблицы нормативная нагрузка на 1 кв. м $q'_н = 1.96 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Нормативная погонная нагрузка $q_n := q'_н \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot Ш \cdot \gamma_n = 11.75 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ ($q_n = 1.198 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$)

Из таблицы расчетная нагрузка на 1 кв. м $q' = 2.95 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Расчетная погонная нагрузка $q := q' \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot Ш \cdot \gamma_n = 17.73 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ ($q = 1.808 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$)

1.2. Внутренние усилия M и Q по оси конструкции

Для балок с переменным по высоте сечением место с наибольшими напряжениями не совпадает с участком максимального изгибающего момента. Это место называется "опасным сечением X" и для двускатной одноконсольной балки определяется как расстояние от левой бесконсольной опоры

$$X_{без.арм} := \frac{(L_p^2 - L_{рк}^2) \cdot h_{оп}}{(L_p^2 - L_{рк}^2) \cdot i + 2 \cdot L_p \cdot h_{оп}} = 3.94 \cdot \text{м}$$

Высота сечения балки в опасном сечении $h(X_{без.арм}) = 0.67 \cdot \text{м}$.

Эта величина "X" верна для двускатных одноконсольных балок без армирования. А для армированной балки она верна, только если армирование выполнено одинаково в верхней и нижней зонах и на всю длину конструкции. Если же армирование в верхней и нижней зонах не одинаково по числу и диаметру стержней и с обрывом арматуры на разных расстояниях от опоры, эта формула работает некорректно.

Отношение модуля упругости арматуры и древесины (коэффициент приведения: $m_s := \frac{E_s}{E_{др}} = 21$).

Для данного сечения процент армирования составит: $\mu' := \frac{A_s + A_H}{b \cdot h (X_{без.арм})} = 1.1\%$.



Расчет **армированных** балок ведется по приведенным к основному материалу конструкций (древесине) геометрическим характеристикам сечений с помощью коэффициентов m_s и μ - процента армирования. **Класс арматуры = "A300"**.

При **симметричном армировании** расчет ведется по следующим формулам:

$$\Phi_{пр} = \Phi_{др} \cdot (1 + 3\mu \cdot m_s), \text{ где } \Phi_{др} = (F_{др}, J_{др}, \text{ или } W_{др}), \text{ а для } S_{пр} = S_{др} \cdot (1 + 2\mu \cdot m_s).$$

При **несимметричном армировании** расчет ведется по следующим формулам:

$$\Phi_{пр} = \Phi_{др} \cdot \frac{(1 + 4\mu \cdot m_s)}{(1 + \mu \cdot m_s)}, \text{ где } \Phi_{др} = (F_{др}, J_{др}, \text{ или } W_{др}), \text{ а для } S_{пр} = S_{др} \cdot \frac{(1 + 3\mu \cdot m_s)}{(1 + \mu \cdot m_s)}.$$

Если в расчетном сечении **арматуры нет**, то расчет ведется по стандартным формулам

$$J := \frac{b \cdot h_o^3}{12}, \quad W := \frac{b \cdot h_o^2}{6}, \quad S_{пр} := \frac{b \cdot h_o^2}{8}.$$

Реакция на бесконсольной опоре составляет $R1 := \frac{q}{2 \cdot L_p} \cdot (L_p^2 - L_{рк}^2) = 88.30 \cdot \text{кН}$.

Реакция опоры под консолью составляет $R2 := \frac{q}{2 \cdot L_p} \cdot (L_p + L_{рк})^2 = 185.61 \cdot \text{кН}$.

Определим "функцию" изгибающего момента в некотором сечении "x" по длине балки

$$M(x) := \begin{cases} R1 \cdot x - 0.5 \cdot q \cdot x^2 & \text{if } 0 \leq x \leq L_p \\ R1 \cdot x + R2 \cdot (x - L_p) - 0.5 \cdot q \cdot x^2 & \text{if } x > L_p \end{cases}$$

То же для поперечной силы в некотором сечении "x" по длине балки

$$Q(x) := \begin{cases} R1 - q \cdot x & \text{if } 0 \leq x \leq L_p \\ R1 + R2 - q \cdot x & \text{if } x > L_p \end{cases}$$



Расчет приведенных характеристик сечения - В

2. Расчет по первой группе предельных состояний

Опасное сечение в армированной одноконсольной балке (в **бесконсольной ее части**) вычислим с помощью функции *Maximize*, которая позволяет определить расстояние от опоры до сечения с максимальным значением нормальных напряжений.

Действующие нормальные напряжения изгиба вычислим с помощью функции $\sigma(x) := \frac{M(x)}{W_{пр}(x)}$.

Определим расстояние $X_{лее}$ до максимального значения этих нормальных напряжений в армированной бесконсольной части балки

$$X_{лее} := \begin{cases} \text{Maximize}(\sigma, x_{е.лее}) & \text{if } x_{е.лее} \leq x_{н.лее} \\ \text{Maximize}(\sigma, x_{н.лее}) & \text{if } x_{н.лее} \leq x_{е.лее} \end{cases} \quad X_{лее} = 4.01 \cdot \text{м}$$

Для данного сечения **процент армирования** составит: $\mu' := \frac{A_s + A_H}{b \cdot h (X_{лее})} = 1.1\%$.

Рекомендуемый обычно процент армирования составляет $\mu = 1...3\%$.

Определение коэффициента m.б

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m.б, m.о и m.а

Определение коэффициента m.сл

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m.сл, m.гн и Гамма n(сс), табл. 10 ...12

► Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m_v , m_t , m_d и m_n

В двускатных балках с одной консолью кроме опасного сечения в пролете $X_{арм}$ возникает еще один опасный участок, который при длинной консоли может оказаться более напряженным, чем в пролете. Таким участком является сечение на опоре с консолью, где изгибающий момент может поменять знак, так что по верхней кромке возникнут нормальные растягивающие напряжения, а по нижней кромке наоборот - нормальные сжимающие напряжения. Очевидно, что в этом месте арматуру надо устанавливать по верхней (растянутой) кромке, в нижней сжатой зоне ее можно не устанавливать.

Обозначим это сечение как $X_{конс} := L_p = 11.40 \cdot м$.

Опасное сечение в пролете для нашей армированной балки составляет $X_{лев} = 4.01 \cdot м$.

(Опасное сечение в пролете для балки без армирования составляет $X_{без.арм} = 3.94 \cdot м$)

В соответствии с [1, п. 5.2 д), табл. 9] для клееных деревянных элементов прямоугольного сечения значения расчетных сопротивлений древесины следует умножать на коэффициенты условия работы, которыми для клеодошатай балки при различных условиях являются:

Ниже приведены коэффициенты условия работы, необходимые для данного расчета:

$m_e := 1.0$ - для различных условий эксплуатации (температурно-влажностный режим)

по [1, п. а, табл. 7];

$m_T := 1.0$ - для конструкций, эксплуатируемых при температуре воздуха до + 35 °С (1.0) ... при + 50 °С (0.8). Для промежуточных температур использовать линейную интерполяцию [1, п.б);

$m_d := 1.0$ - для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок - (0.8) [1, п.в);

$m_b = 0.938$ - учет снижения прочности при высоте сечения более 50 см по [1, п.г, табл. 9], см. выше;

$m_a := 1.0$ - для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением (0.9);

$m_{сл} = 0.95$ - учет влияния толщины слоя (ламель) на прочность древесины вдоль волокон, см. выше;

$\gamma_{нсс} := 1.0$ - коэффициент надежности по сроку службы (равен от 1.0 до 0.9 - при сроке от 50 до 100 лет соответственно и 0.8 - более 100 лет) [1, п.к, табл. 12];

$\gamma_n = 1.0$ - коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания, в соответствии с ГОСТ 27751-2014 "Надежность строительных конструкций и оснований".

2.1. Проверка прочности по нормальным напряжениям в опасном сечении $X_{лев}$

Изгибающий момент в "Опасном сечении" в пролете равен $M(X_{лев}) = 211.5 \cdot кН \cdot м$.

Момент сопротивления в этом сечении $W_{пр}(X_{лев}) = 20174.5 \cdot см^3$.

Действующие нормальные напряжения $\sigma(x) := \frac{M(x)}{W_{пр}(x)}$, $\sigma(X_{лев}) = 10.5 \cdot МПа$.

В сжатой зоне "опасного" сечения в соответствии с [1, п. 8, 14] следует учесть дополнительные напряжения на скошенных кромках в конструкциях переменного сечения путем введения выражения $(1 + \tan(\theta)^2) = 1.0009$ $\sigma_{сж}(X_{арм}) := \sigma(X_{арм}) \cdot (1 + \tan(\theta)^2)$, то есть $\sigma_{сж}(X_{лев}) = 10.5 \cdot МПа$.

Расчетное сопротивление изгибу (и сжатию): $R_u := R'_u \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_d \cdot m_b \cdot m_a \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{нсс} = 13.4 \cdot МПа$.

Запас прочности в "опасном" сечении составляет $\frac{R_u - \sigma_{сж}(X_{лев})}{R_u} = 21 \cdot \%$.

В растянутой зоне "опасного" сечения напряжения растяжения от изгиба $\sigma_p(x) := \sigma(x)$.

$\sigma_p(X_{лев}) = 10.5 \cdot МПа$.

Напряжения в арматуре определяются по формуле $\sigma_a(x) := \sigma_p(x) \cdot m_s$.

Напряжения растяжения в арматуре в сечении $X_{лев}$ составляют

$\sigma_a(X_{лев}) = 220 \cdot МПа < R_s = 295 \cdot МПа$.

Запас прочности в арматуре в сечении $X_{лев}$ составляет $\frac{R_s - \sigma_a(X_{лев})}{R_s} = 25 \cdot \%$.

2.2. Проверка прочности по нормальным напряжениям на консольной опоре

Изгибающий момент на правой бесконсольной опоре равен $M(X_{\text{конс}}) = -145.4 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$.

Момент сопротивления этого сечения составляет $W_{\text{пр}}(X_{\text{конс}}) = 21844.40 \cdot \text{см}^3$.

Действующие нормальные напряжения на опоре - $|\sigma(X_{\text{конс}})| = 6.7 \cdot \text{МПа}$ (на верхнем скате).

Запас прочности составляет $\frac{R_u - |\sigma(L_p)|}{R_u} = 50\%$.

Напряжения растяжения в арматуре на консольной опоре

$$|\sigma_a(X_{\text{конс}})| = 139.78 \cdot \text{МПа} < R_s = 295 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности в арматуре в опорном сечении $X_{\text{конс}}$ составляет $\frac{R_s - |\sigma_a(X_{\text{конс}})|}{R_s} = 53\%$.

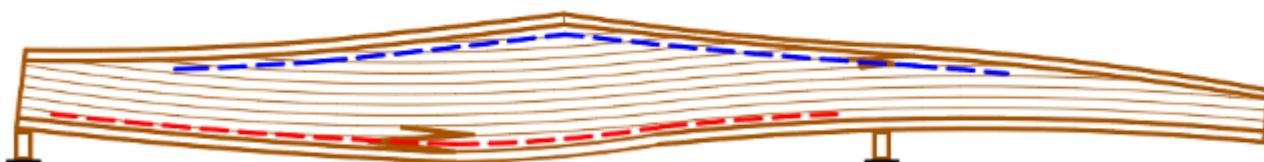


Рис. 5. Эскиз возможного разрушения от нормальных напряжений растяжения в балке

масштабные коэффициенты для эпюр напряжений - Вс авг 19



Сб сен 15 23:49:29 2018

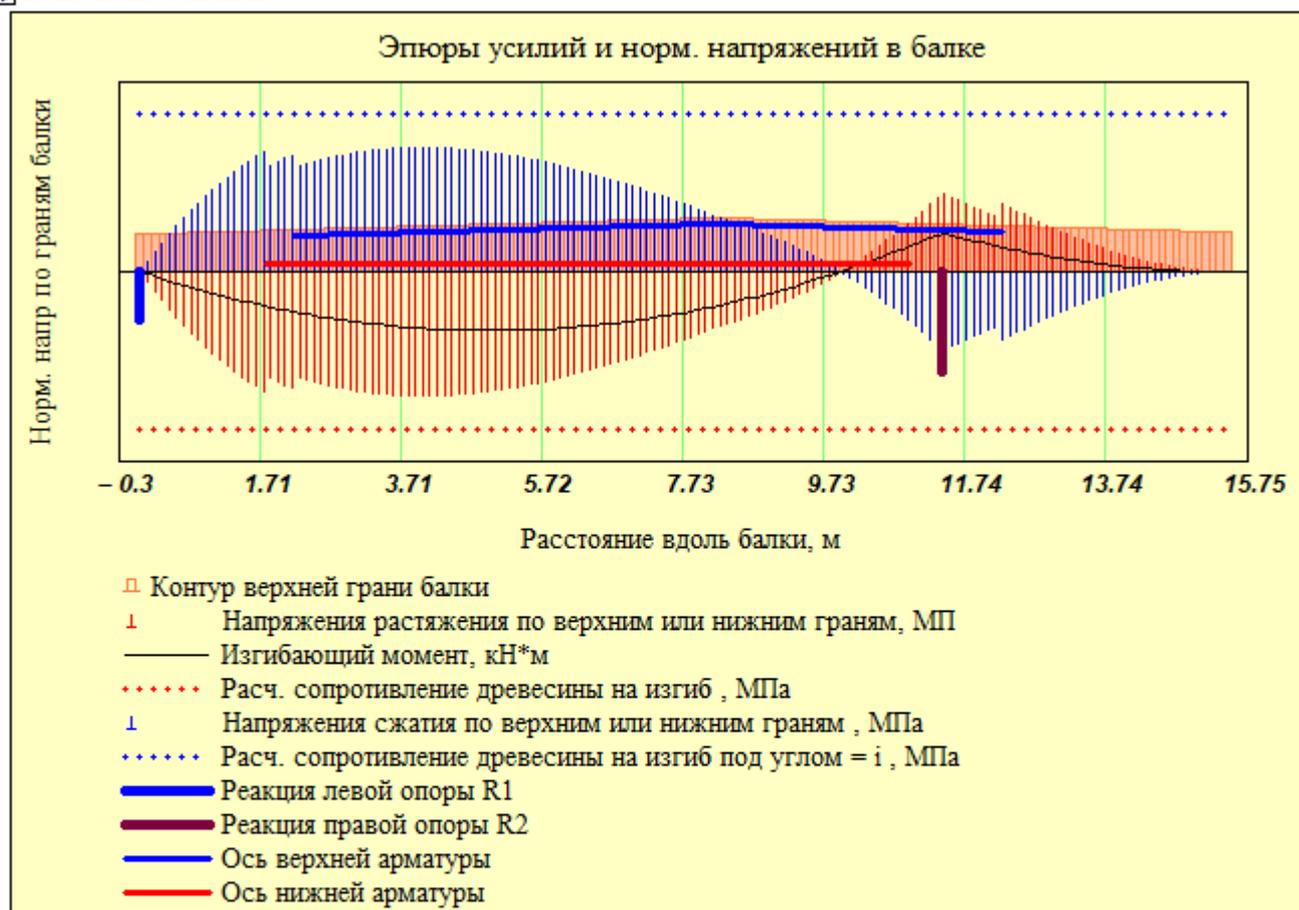


Рис. 6. Распределение крайних нормальных напряжений по граням балки

На рис. 6 показаны контуры скатной балки, эпюры M (изгибающих моментов), σ (нормальных напряжений) в относительных масштабах для их наглядной сопоставимости. Жирными отрезками условно показаны опорные реакции с длинами, пропорциональными величинам реакций. Здесь же пунктирными линиями сверху и снизу балки показаны расчетные сопротивления в виде своеобразных

границ, которые являются предельными для эпюр нормальных напряжений, чтобы наглядно видеть их соотношение. Выход за пределы этих границ означает превышение действующих напряжений соответствующих расчетных сопротивлений.

Из эпюры видно, что наибольшие напряжения возникают не в центре пролета, где изгибающий момент имеет максимум, а в сечении "X", которое называется "опасным сечением". В консольной части, как правило, изгибающий момент и максимальные нормальные напряжения совпадают по месту и располагаются на консольной опоре.

2.3. Проверка устойчивости плоской формы деформирования при изгибе

Устойчивость от бокового выпучивания зависит от поперечной жесткости самой балки и от раскрепления ее поперечными связями.

Принимаем раскрепление сжатой кромки балки только на опоре и связевым коньковым брусом в центре пролета. В этом случае расстояние между точками раскрепления из плоскости

$$l_{p_{\phi}} := L_{\text{кнк}} = 8.50 \cdot \text{м}.$$

Боковая устойчивость для изгибаемых элементов прямоугольного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, оценивается коэффициентом ϕ_M (в соответствии с п. 4.14 [1]). Для вычисления этого коэффициента предварительно определим из табл. 2 Прил. 4 [1] величины k_{ϕ} и $k_{жм}$.

Для нашего случая распределения изгибающего момента (см. рис. 6):

$$\text{при } d := \frac{M(0 \cdot \text{м})}{M(l_{p_{\phi}})} = 0.0 \quad \text{и при } \beta := \frac{h_{оп}}{h_0(l_{p_{\phi}})} = 0.79 \quad \text{величина } k_{\phi} := 1.75 - 0.75 \cdot d = 1.75,$$

$$\text{а величина } k_{жм} := (\beta)^{\frac{1}{3-d}} = 0.92.$$

Таким образом, значение

$$\phi_M := 140 \cdot \frac{b^2}{l_{p_{\phi}} \cdot h_0(l_{p_{\phi}})} \cdot k_{\phi} \cdot k_{жм} = 1.59. \quad \text{По формуле [22, 1]} \quad \sigma_{уст} := \frac{M(l_{p_{\phi}})}{\phi_M \cdot W_{пр}(l_{p_{\phi}})} = 2.56 \cdot \text{МПа}.$$

$$\text{Запас по устойчивости составляет } \frac{R_u - \sigma_{уст}}{R_u} = 81\%.$$

▶ ОТКРЫТЬ, если запас по устойчивости отсутствует, или ЗАКРЫТЬ, если запас - положительный

2.4. Проверка прочности по скалыванию в сечении на бесконсольной опоре

Высота сечения на бесконсольной опоре $h_{оп} = 0.56 \cdot \text{м}$.

Поперечная сила на этой опоре равна $Q(0 \cdot \text{м}) = 88.32 \cdot \text{кН}$.

В общем виде касательные напряжения определим по формуле Журавского $\tau(x) := \frac{Q(x) \cdot S_{пр}(x)}{J_{пр}(x) \cdot b}$.

Касательные напряжения на бесконсольной опоре при $x = 0.5 \cdot h_{оп}$ равны $\tau(0 \cdot \text{м}) = 1.16 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на скалывание

$$R_{ск} := R'_{ск} \cdot (m_{\text{в}} \cdot m_{\text{т}} \cdot m_{\text{д}} \cdot m_{\text{а}} \cdot m_{\text{сп}} \cdot \gamma_{\text{нсс}}) = R_{ск} = 1.43 \cdot \text{МПа}.$$

$$\text{Запас прочности составляет на бесконсольной опоре } \frac{R_{ск} - |\tau(0 \cdot \text{м})|}{R_{ск}} = 19\%.$$

2.5. Проверка прочности по скалыванию в сечении на консольной опоре

Расчетная высота сечения на бесконсольной опоре $h_0(X_{\text{конс}}) = 0.62 \cdot \text{м}$.

Поперечная сила на этой опоре равна $Q(X_{\text{конс}}) = -113.83 \cdot \text{кН}$.

В общем виде касательные напряжения определим по формуле Журавского $\tau(x) := \frac{Q(x) \cdot S_{пр}(x)}{J_{пр}(x) \cdot b}$.

Касательные напряжения на консольной опоре при $X_{\text{конс}} = 11.40 \cdot \text{м}$ равны $\tau(X_{\text{конс}}) = -1.16 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на скалывание

$$R_{ск} := R'_{ск} \cdot (m_{\text{в}} \cdot m_{\text{т}} \cdot m_{\text{д}} \cdot m_{\text{а}} \cdot m_{\text{сп}} \cdot \gamma_{\text{нсс}}) = R_{ск} = 1.43 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности составляет на консольной опоре

$$\frac{R_{\text{СК}} - |\tau(X_{\text{конс}})|}{R_{\text{СК}}} = 18\%$$

Распределение касательных напряжений по нейтральной оси показано на рис. 7.

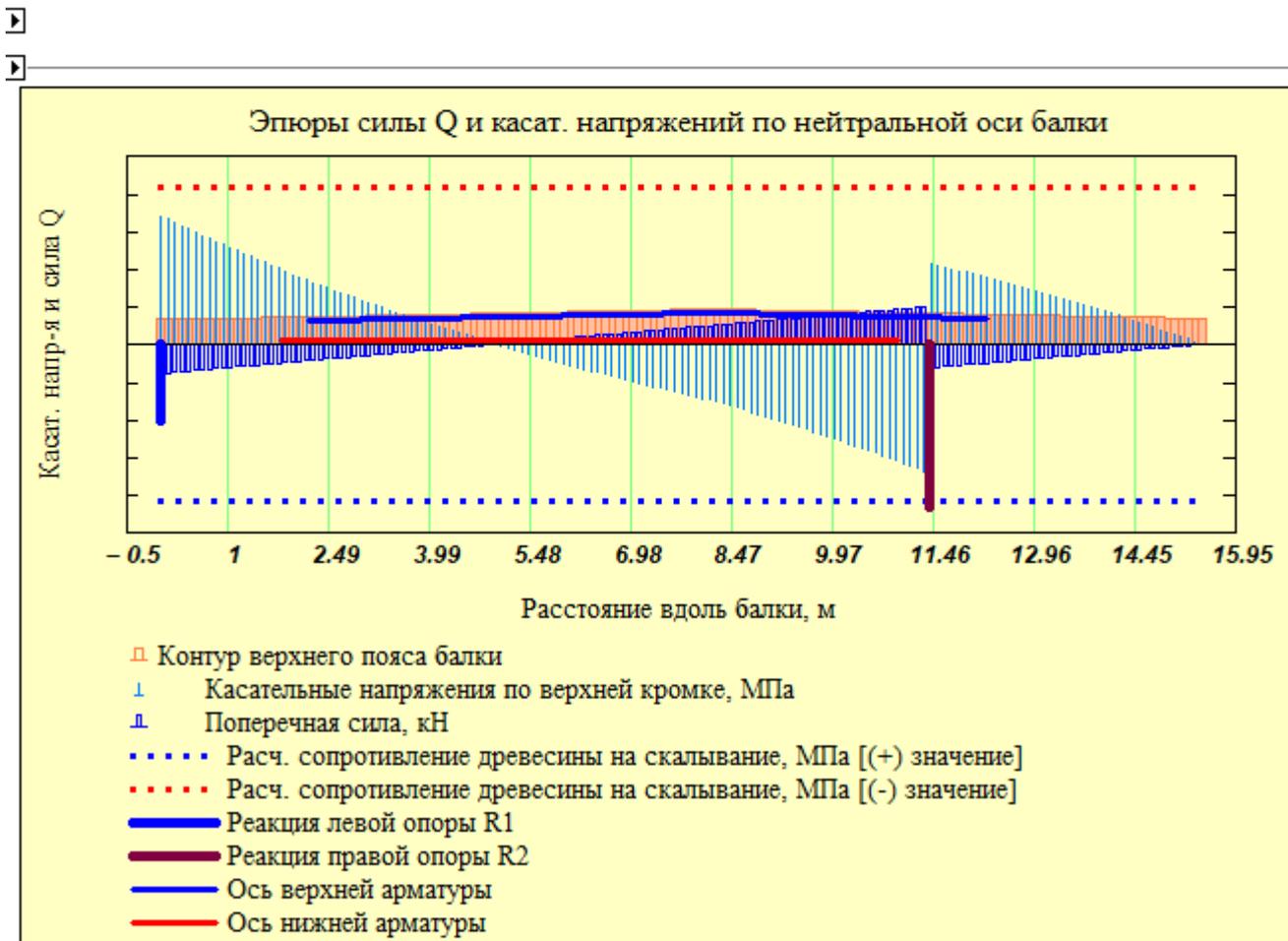


Рис. 7. Касательные напряжения по нейтральной оси балки

2.6. Проверка прочности с учетом совместного действия нормальных и касательных напряжений в расчетном сечении

Теоретическим и опытным путем установлено, что в двускатных дощатоклееных балках возникают скалывающие напряжения не только по нейтральной оси, но и на верхних наклонных скатах. Так как по верхней кромке статический момент $S_{\text{пр}}(x) := 0 \cdot \text{м}^3$, а расстояние от нейтральной оси до верхней кромки $y(x) := \frac{h_0(x)}{2}$, то в соответствии с [7] касательные напряжения

$$\tau_{xy}(x, y) := \frac{Q(x) \cdot S_{\text{пр}}(x)}{J_{\text{пр}}(x) \cdot b} + \frac{M(x) \cdot h_0(x)}{4 \cdot J_{\text{пр}}(x)} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot y(x)}{h_0(x)} - \frac{S_{\text{пр}}(x) \cdot h_0(x)}{J_{\text{пр}}(x)} \right) \cdot i;$$

Ниже на рис. 8 представлена приближенная картина возможного разрушения от совместного действия нормальных и касательных напряжений по верхнему поясу.

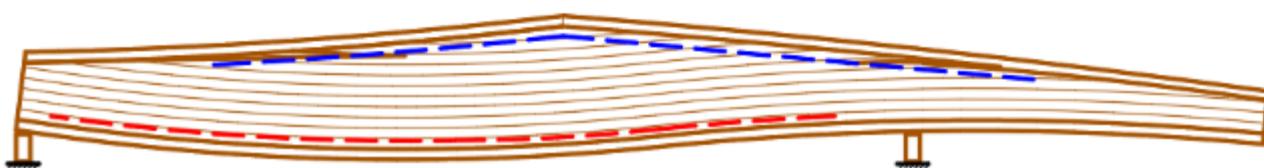


Рис. 8. Эскиз возможного разрушения от скалывания по верхней грани балки

Построим эпюры касательных напряжений по верхнему скату балки на основе вышеуказанной зависимости касательных напряжений от величин нормальных поперечных сил.

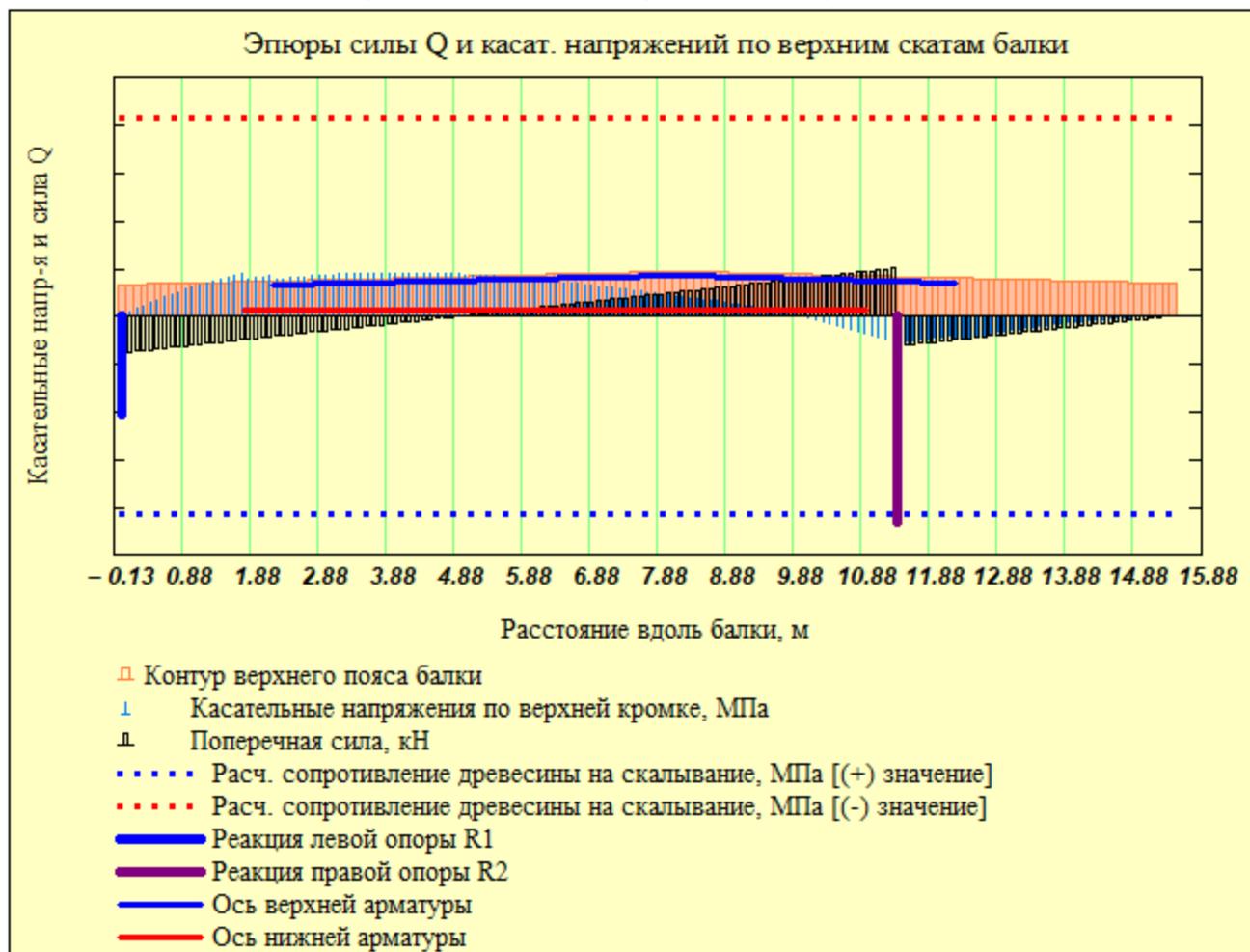


Рис. 9. Касательные напряжения по верхней кромке балки

Из эпюры видно, что наибольшие касательные напряжения на левом скате по верхней кромке возникают в местах наибольших нормальных напряжений, то есть в опасном сечении "X".

На правом (консольном) скате наибольшие касательные напряжения возникают над левой опорой.

Для вычисления касательных напряжений определим вертикальные сечения по длине балки $s_1, s_2 \dots s_{13}$ - расстояния от опоры до соответствующего сечения. При этом условно принимаем три участка, каждый из которых разбиваем на 4 равные части.

1-й участок - от левой опоры до конька (от сечения s_1 до сечения s_5)

2-й участок - от конька до правой опоры, и

3-й участок - от правой опоры до конца правой консоли.

Число расчетных точек по высоте сечения примем $n_y := 30$ штук.

Тогда расстояния на 1-м участке составят

$$s_1 := 0.00 \text{ м}; \quad t_1 := 0, \frac{h(s_1)}{n_y} \dots h(s_1)$$

$$s_2 := \frac{1}{4} \cdot L_{\text{кнк}} = 2.13 \cdot \text{м}; \quad t_2 := 0, \frac{h(s_2)}{n_y} \dots h(s_2); \quad s_3 := \frac{2}{4} \cdot L_{\text{кнк}} = 4.25 \cdot \text{м}; \quad t_3 := 0, \frac{h(s_3)}{n_y} \dots h(s_3);$$

$$s_4 := \frac{3}{4} \cdot L_{\text{кнк}} = 6.38 \cdot \text{м}; \quad t_4 := 0, \frac{h(s_4)}{n_y} \dots h(s_4); \quad s_5 := L_{\text{кнк}} = 8.50 \cdot \text{м}; \quad t_5 := 0, \frac{h(s_5)}{n_y} \dots h(s_5).$$

Аналогичным образом вычислены значения s и t . Для участка 2 - $s_6 \dots s_9$. Для участка 3 - $s_{10} \dots s_{13}$

Здесь t - шаг расчетных точек по высоте от верхней кромки до нижней грани балки.

Определим расстояние "y" от нейтральной оси до расчетной точки в сечениях "s":

$$y(s, t) := \left(\frac{h(s)}{2} - t \right) \text{ в сечениях "s"} \quad X_{\text{лес}} = 4.01 \cdot \text{м} \quad tX := 0, \frac{h_0(X_{\text{лес}})}{n_y} \dots h_0(X_{\text{лес}}).$$

Статические моменты отсеченных частей прямоугольного сечения на разных уровнях с шагом "t" в зависимости от участка расчетного сечения "s" в общем виде вычислим по формуле:

$$S(s, t) := b \cdot \left(\frac{h(s)}{2} - |y(s, t)| \right) \cdot \left[|y(s, t)| + 0.5 \cdot \left(\frac{h(s)}{2} - |y(s, t)| \right) \right].$$

Здесь h(s) - высота сечения балки на расстоянии "s".

Теперь подсчитаем касательные напряжения, распределенные по высоте сечения, по формуле:

$$\tau_{ск}(s, t) := \frac{Q(s) \cdot S(s, t)}{J_{np}(s) \cdot b} + \frac{M(s) \cdot h(s)}{4 \cdot J_{np}(s)} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot y(s, t)}{h(s)} - \frac{S(s, t) \cdot h(s)}{J_{np}(s)} \right) \cdot i.$$

Полученные результаты отображаем на графике рис. 10.

Для наглядности распределения касательных напряжений по высоте сечения построим соответствующие эпюры касательных напряжений.

Для этого условно примем пять сечений по длине полубалки, в которых определим эти напряжения:

На расстоянии "si" от опоры вдоль балки	Высота сечения в м. "si"	Касательные напряжения по верхней кромке	Касательные напряжения по нейтральной оси
s1 = 0.0·м	h(s1) = 0.56·м	$\tau_{s1e} := \tau_{ск}(s1, 0 \cdot \text{мм}) = 0.00 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s1} := \tau_{ск}(s1, 0.5 \cdot h(s1)) = 1.16 \cdot \text{МПа}$
s2 = 2.1·м	h(s2) = 0.62·м	$\tau_{s2e} := \tau_{ск}(s2, 0 \cdot \text{мм}) = 0.31 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s2} := \tau_{ск}(s2, 0.5 \cdot h(s2)) = 0.49 \cdot \text{МПа}$
s3 = 4.3·м	h(s3) = 0.68·м	$\tau_{s3e} := \tau_{ск}(s3, 0 \cdot \text{мм}) = 0.35 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s3} := \tau_{ск}(s3, 0.5 \cdot h(s3)) = 0.07 \cdot \text{МПа}$
s4 = 6.4·м	h(s4) = 0.74·м	$\tau_{s4e} := \tau_{ск}(s4, 0 \cdot \text{мм}) = 0.28 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s4} := \tau_{ск}(s4, 0.5 \cdot h(s4)) = -0.26 \cdot \text{МПа}$
s5 = 8.5·м	h(s5) = 0.79·м	$\tau_{s5e} := \tau_{ск}(s5, 0 \cdot \text{мм}) = 0.13 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s5} := \tau_{ск}(s5, 0.5 \cdot h(s5)) = -0.53 \cdot \text{МПа}$
s6 = 9.2·м	h(s6) = 0.77·м	$\tau_{s6e} := \tau_{ск}(s6, 0 \cdot \text{мм}) = 0.08 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s6} := \tau_{ск}(s6, 0.5 \cdot h(s6)) = -0.64 \cdot \text{МПа}$
s7 = 10.0·м	h(s7) = 0.75·м	$\tau_{s7e} := \tau_{ск}(s7, 0 \cdot \text{мм}) = 0.00 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s7} := \tau_{ск}(s7, 0.5 \cdot h(s7)) = -0.76 \cdot \text{МПа}$
s8 = 10.7·м	h(s8) = 0.73·м	$\tau_{s8e} := \tau_{ск}(s8, 0 \cdot \text{мм}) = -0.10 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s8} := \tau_{ск}(s8, 0.5 \cdot h(s8)) = -0.88 \cdot \text{МПа}$
s9 = 11.4·м	h(s9) = 0.70·м	$\tau_{s9e} := \tau_{ск}(s9, 0 \cdot \text{мм}) = -0.22 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s9} := \tau_{ск}(s9, 0.5 \cdot h(s9)) = -1.01 \cdot \text{МПа}$
s10 = 12.5·м	h(s10) = 0.67·м	$\tau_{s10e} := \tau_{ск}(s10, 0 \cdot \text{мм}) = -0.1 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s10} := \tau_{ск}(s10, 0.5 \cdot h(s10)) = 0.6 \cdot \text{МПа}$
s11 = 13.6·м	h(s11) = 0.64·м	$\tau_{s11e} := \tau_{ск}(s11, 0 \cdot \text{мм}) = -0.1 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s11} := \tau_{ск}(s11, 0.5 \cdot h(s11)) = 0.40 \cdot \text{МПа}$
s12 = 14.7·м	h(s12) = 0.61·м	$\tau_{s12e} := \tau_{ск}(s12, 0 \cdot \text{мм}) = -0.0 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s12} := \tau_{ск}(s12, 0.5 \cdot h(s12)) = 0.17 \cdot \text{МПа}$
s13 = 15.8·м	h(s13) = 0.58·м	$\tau_{s13e} := \tau_{ск}(s13, 0 \cdot \text{мм}) = -0.0 \cdot \text{МПа}$	$\tau_{s13} := \tau_{ск}(s13, 0.5 \cdot h(s13)) = -0.07 \cdot \text{МПа}$

В опасном сечении в пролете $X_{лее} = 4.01 \cdot \text{м}$ $h(X_{лее}) = 0.67 \cdot \text{м}$

Касательные напряжения в опасном сечении В ПРОЛЕТЕ

"X_{лее}" по верхней грани равны $\tau_{скX0} := \tau_{ск}(X_{лее}, 0 \cdot \text{мм}) = 0.35 \cdot \text{МПа}$.

Касательные напряжения в опасном сечении "X_{лее}" по нейтральной оси равны

$\tau_{скX} := \tau_{ск}(X_{лее}, 0.5 \cdot h(X_{лее})) = 0.11 \cdot \text{МПа}$.

В сечении на правой консольной опоре $X_{конс} = 11.40 \cdot \text{м}$ при $h(X_{конс}) = 0.704 \cdot \text{м}$

Касательные напряжения в опасном сечении НА КОНСОЛИ

"X_{конс}" по верхней грани равны $\tau_{скXе} := \tau_{ск}(X_{конс}, 0 \cdot \text{мм}) = -0.22 \cdot \text{МПа}$.

Касательные напряжения в опасном сечении "X2" по нейтральной оси равны

$\tau_{скX} := \tau_{ск}(X_{конс}, 0.5 \cdot h(X_{конс})) = -1.01 \cdot \text{МПа}$.

Построим эпюры касательных напряжений по высоте сечения на расстояниях "si" на левой полубалке.

Расстояние до сеч. -	s1 = 0.00·м,	s2 = 2.13·м,	s3 = 4.25·м,	s4 = 6.38·м,	s5 = 8.50·м
Напряж-я по верху -	$\tau_{s1e} = 0.00 \cdot \text{МПа}$,	$\tau_{s2e} = 0.31 \cdot \text{МПа}$,	$\tau_{s3e} = 0.35 \cdot \text{МПа}$,	$\tau_{s4e} = 0.28 \cdot \text{МПа}$,	$\tau_{s5e} = 0.13 \cdot \text{МПа}$
Напряж-я по низу -	$\tau_{s1} = 1.16 \cdot \text{МПа}$,	$\tau_{s2} = 0.49 \cdot \text{МПа}$,	$\tau_{s3} = 0.07 \cdot \text{МПа}$,	$\tau_{s4} = -0.26 \cdot \text{МПа}$,	$\tau_{s5} = -0.53 \cdot \text{МПа}$



Рис. 10. Распределение касательных напряжений по высоте сечений вдоль левой части полубалки в сечениях s_1 , s_2 , s_3 , s_4 и s_5

Расстояние до сеч. -	$s_6 = 9.22 \cdot \text{м}$,	$s_7 = 9.95 \cdot \text{м}$,	$s_8 = 10.68 \cdot \text{м}$,	$s_9 = 11.40 \cdot \text{м}$,
Напряж-я по верху -	$\tau_{s_6e} = 0.08 \cdot \text{МПа}$,	$\tau_{s_7e} = 0.00 \cdot \text{МПа}$,	$\tau_{s_8e} = -0.10 \cdot \text{МПа}$,	$\tau_{s_9e} = -0.22 \cdot \text{МПа}$
Напряж-я по низу -	$\tau_{s_6z} = -0.64 \cdot \text{МПа}$,	$\tau_{s_7z} = -0.76 \cdot \text{МПа}$,	$\tau_{s_8z} = -0.88 \cdot \text{МПа}$,	$\tau_{s_9z} = -1.01 \cdot \text{МПа}$.

Из эпюр рис. 10 видно, что наибольшие касательные напряжения по верхней кромке $\tau_{схХе} = -0.22 \cdot \text{МПа}$ возникают в опасном сечении "X", а по нейтральной оси - в опорном сечении $\tau_{s_1} = 1.16 \cdot \text{МПа}$.

Если все сечения собрать в одно (рис. 11), то видно, что максимальные касательные напряжения по верхнему поясу в "опасном" сечении значительно меньше, чем максимальные касательные напряжения в середине сечения на левой опоре.

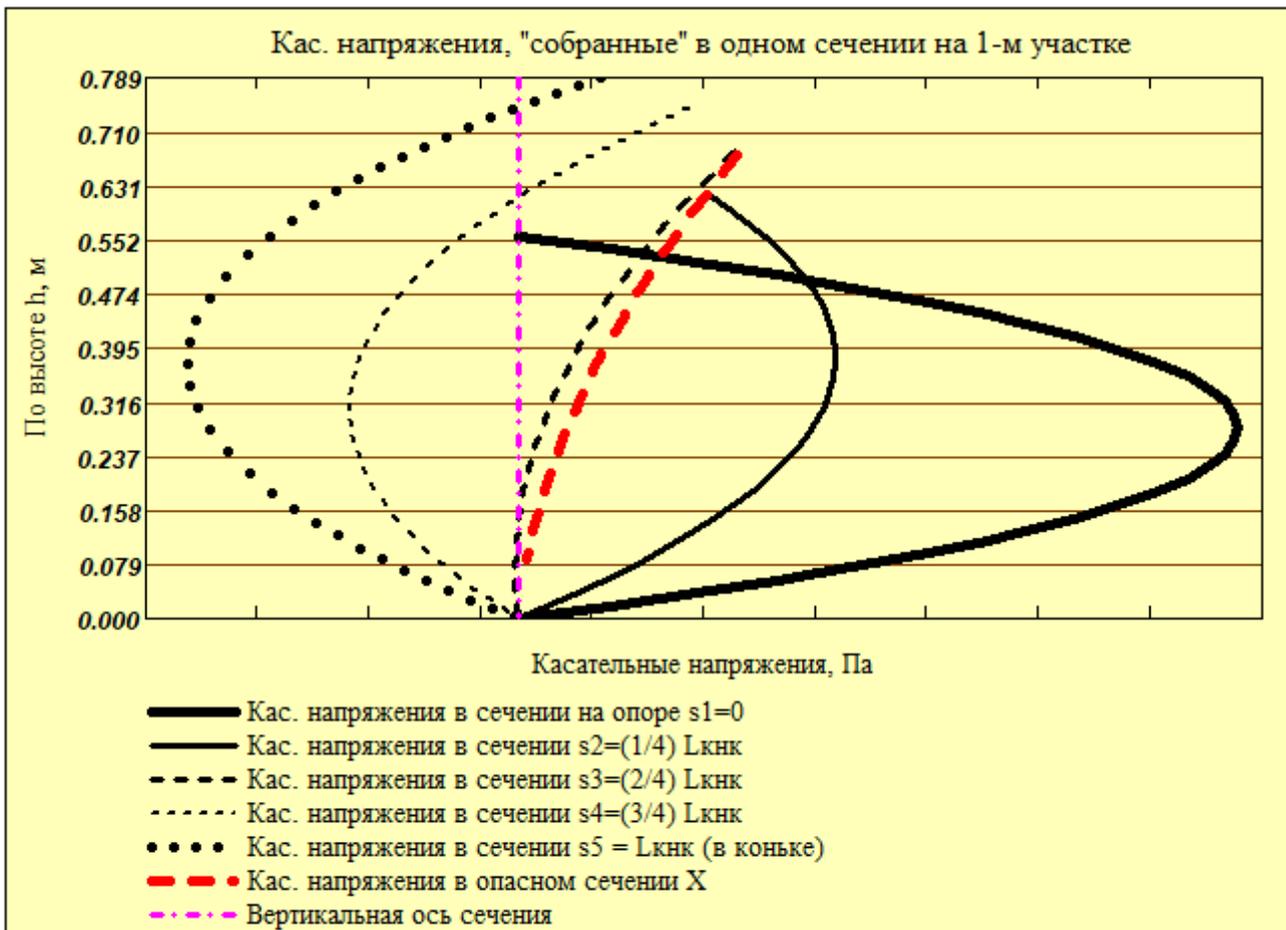


Рис. 11. Распределение касательных напряжений по высоте сечений вдоль левой части полубалки

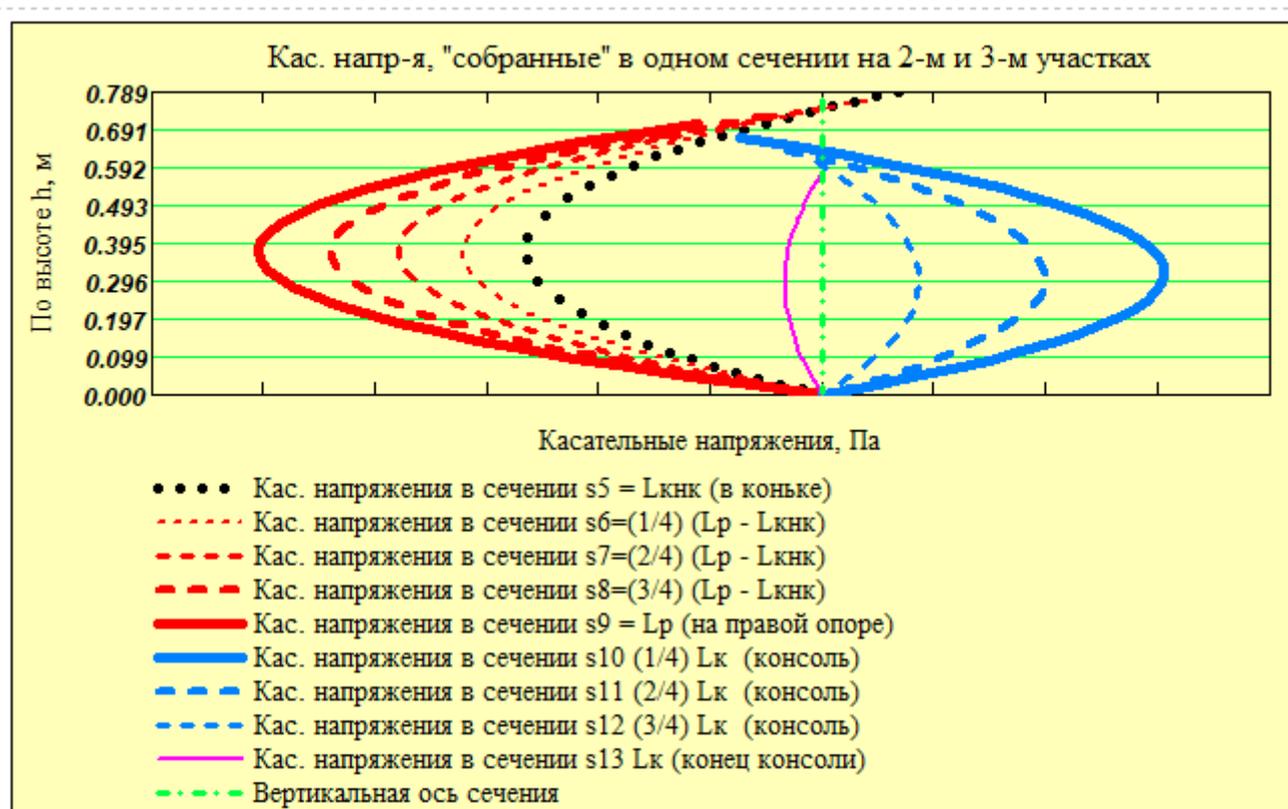


Рис. 12. Распределение касательных напряжений по высоте сечений вдоль правой части полубалки от конька до правой опоры в сечениях $s5, s6, s7, s8, s9$ - **участок 2** и от правой опоры до конца консолей в сечениях $s10, s11, s12, s13$ - **участок 3**

в сечениях левой части $s1 = 0.00$ -м, $s2 = 2.13$ -м, $s3 = 4.25$ -м, $s4 = 6.38$ -м, $s5 = 8.50$ -м,
 в сечениях правой части $s6 = 9.22$ -м, $s7 = 9.95$ -м, $s8 = 10.68$ -м, $s9 = 11.40$ -м, - **участок 2**,
 в сечениях консоли $s10 = 12.49$ -м, $s11 = 13.57$ -м, $s12 = 14.66$ -м, $s13 = 15.75$ -м - **участок 3**.

Из эпюр рис. 11 и 12 видно, что наибольшие касательные напряжения по верхней кромке правой полубалки $\tau_{s9e} = -0.22$ МПа и по нейтральной оси $\tau_{s9} = -1.01$ МПа возникают в сечении над опорой.

Расчетное сопротивление на скалывание: $R_{ск} := R'_{ск} \cdot m_{оп} = 1.43$ МПа.

Проверим прочность балки в сечениях **левой бесконсольной части**.

По нейтральной оси на левой опоре запас прочности составляет $\frac{R_{ск} - |\tau_{s1}|}{R_{ск}} = 19\%$.

По верхней кромке в "опасном сечении" левой полубалки $\frac{R_{ск} - |\tau_{сkX}|}{R_{ск}} = 29\%$.

Проверим прочность балки на скалывание в **надопорном консольном сечении (справа)**.

По нейтральной оси запас прочности составляет $\frac{R_{ск} - |\tau_{s9}|}{R_{ск}} = 29\%$.

По верхней кромке запас прочности составляет $\frac{R_{ск} - |\tau_{s9e}|}{R_{ск}} = 84\%$.

2.7. Проверка прочности по главным растягивающим напряжениям

Исследованиями [5] показано, что на некотором расстоянии от опоры в районе нейтральной оси возникают главные растягивающие напряжения под углом к волокнам, превышающие соответствующее расчетное сопротивление под таким углом. В соответствии с [4, п. 6.15] проверку по главным растягивающим напряжениям необходимо проводить для балок с относительной высотой $h/L > 0.1$.

Так как в нашем случае $\frac{(h_{\max} + h_{\text{оп}})}{2 \cdot L_p} = 0.06$, то такую проверку . . . выполняем.

▶ ОТКРЫТЬ, если $h_{\max}/L_p > 0.1$ и требуется проверка по главным напряжениям, и ЗАКРЫТЬ, если не требуется

2.8. Проверка прочности клеевого шва, соединяющего арматуру с древесиной

В пазах верхней и нижней кромок балки вклеивается арматура, которая должна воспринимать внутренние усилия от деревянной части балки и тем самым совместно участвовать в напряженно-деформированном состоянии всей конструкции. Заметим, что деформации древесины и металла на границе их склеивания одинаковы, так как и металл, и древесина работают совместно в упругой стадии. На этом основан "метод приведенного сечения", который используется при расчетах армированных деревянных конструкций.

Таким образом прочность соединения арматуры с древесиной определяется величиной касательных напряжений с учетом коэффициента приведения. Передача усилия от древесины к металлу происходит посредством клеевой прослойки из эпоксидного состава. При этом считается, что связь "металл-клей" значительно прочнее, чем связь "клей - древесина". Поэтому расчет ведем по прочности на скалывание по древесине вдоль волокон. В соответствии с [8] поверхность сдвига рекомендуется принимать равной половине периметра клеевого шва, который соединяет арматуру с древесиной.

Примем ширину площадки сдвига равной $S_{\text{сдв}} := d_{1e} \cdot 2 \cdot n_e = 108 \cdot \text{мм}$.

Очевидно, что наибольшие касательные напряжения на уровне арматуры возникают в "опасных сечениях" по верхнему скату, полученных в п.2.6:

- касательные напряжения по верхнему скату в пролете $\tau_{\text{ск}\chi 0} = 0.35 \cdot \text{МПа}$.

- касательные напряжения по верхнему скату на опоре с консолью $\tau_{\text{ск}\chi e} = -0.22 \cdot \text{МПа}$.

Однако эти напряжения надо перераспределить на площадку сдвига $S_{\text{сдв}} = 108 \cdot \text{мм}$, то есть применить коэффициент, равный отношению ширины балки к полупериметру паза под арматуру

$$K_{\text{сдв}} := \frac{b}{S_{\text{сдв}}} = 1.90$$

Таким образом, касательные напряжения в пазах арматуры на границе "клей-древесина" составят:

Для опасного сечения в пролете $\tau_{\text{сд}\chi 0} := \tau_{\text{ск}\chi 0} \cdot K_{\text{сдв}} = 0.67 \cdot \text{МПа} < R_{\text{ск}} = 1.43 \cdot \text{МПа}$

Запас составляет $\frac{R_{\text{ск}} - |\tau_{\text{сд}\chi 0}|}{R_{\text{ск}}} = 53\%$.

Для опасного сечения в надконсольной опоре $\tau_{\text{сд}\chi e} := |\tau_{\text{ск}\chi e}| \cdot K_{\text{сдв}} = 0.42 \cdot \text{МПа} < R_{\text{ск}} = 1.43 \cdot \text{МПа}$

Запас составляет $\frac{R_{\text{ск}} - |\tau_{\text{сд}\chi e}|}{R_{\text{ск}}} = 70\%$.

2.9. Проверка опорной площадки на смятие на левой опоре

Напряжения смятия на опоре балки действуют поперек волокон древесины. В этом случае расчетное сопротивление смятию поперек волокон древесины принимается по [1, табл.3] - $R_{\text{см}90} := 3 \cdot \text{МПа}$.

Проверим опорные площадки на левой и правой опорах отдельно.

Усилие, вызывающее смятие на ЛЕВОЙ опоре - $R1 = 88.3 \cdot \text{кН}$.

Ширина площадки опирания равна ширине балки $b = 205 \cdot \text{мм}$.

Длину площадки опирания принимаем $a_{\text{лее}} := 205 \cdot \text{мм}$. Не рекомендуется принимать длину площадки опирания более 1.5 ширины опираемой конструкции. В силу некоторого поворота балки в опоре (даже при допустимых прогибах) это может привести к неравномерному распределению напряжений давления и смещению оси опорной реакции от центра опорной площадки.

В нашем случае напряжения смятия составляют $\sigma_{\text{см}} := \frac{R1}{b \cdot a_{\text{лее}}} = 2.10 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности по смятию на левой опоре составляет $\frac{R_{\text{см}90} - \sigma_{\text{см}}}{R_{\text{см}90}} = 30\%$.

Если условие не выполняется и процент расхождения отрицателен, то в опорной площадке имеет место перенапряжение по смятию поперек волокон древесины. Значит, следует укрепить опорную площадку, например, с помощью вклеенных стержней поперек волокон.

Усилие, вызывающее смятие на ПРАВОЙ опоре - $R2 = 185.6 \cdot \text{кН}$.

Ширина площадки опирания равна ширине балки $b = 205 \cdot \text{мм}$.

Длину площадки опирания принимаем $a_{\text{см}} := 205 \text{ мм}$. Не рекомендуется принимать длину площадки опирания более 1.5 ширины опираемой конструкции. В силу некоторого поворота балки в опоре (даже при допустимых прогибах) это может привести к неравномерному распределению напряжений давления и смещению оси опорной реакции от центра опорной площадки.

На правой опоре напряжения смятия составляют $\sigma_{\text{см}} := \frac{R2}{b \cdot a_{\text{см}}} = 4.42 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_{\text{см90}} - \sigma_{\text{см}}}{R_{\text{см90}}} = -47\%$,

Если условие не выполняется и процент расхождения отрицателен, то в опорной площадке имеет место перенапряжение по смятию поперек волокон древесины. Следовательно, необходимо укрепить опорную площадку, например, с помощью вклеенных стержней поперек волокон.

2.10. Усиление опорной площадки вклеенными стержнями

В силу вышеуказанного условия прочности УСИЛЕНИЕ_опорной_площадки = "требуется".

ОТКРЫТЬ, если требуется усилить опорную площадку вклеенными стержнями, и ЗАКРЫТЬ, если не требуется (п.2.10)

Использование вклеенных арматурных стержней является эффективным способом усиления опорной площадки. Вклеенные стержни в этом случае работают на продавливание подобно висячим сваям и полностью снимают напряжения смятия древесины поперек волокон под опорой балки. Обычно применяют арматурные стержни из горячекатаной стали А300 диаметром 12, 14, 16, 18, 20, 25 мм.

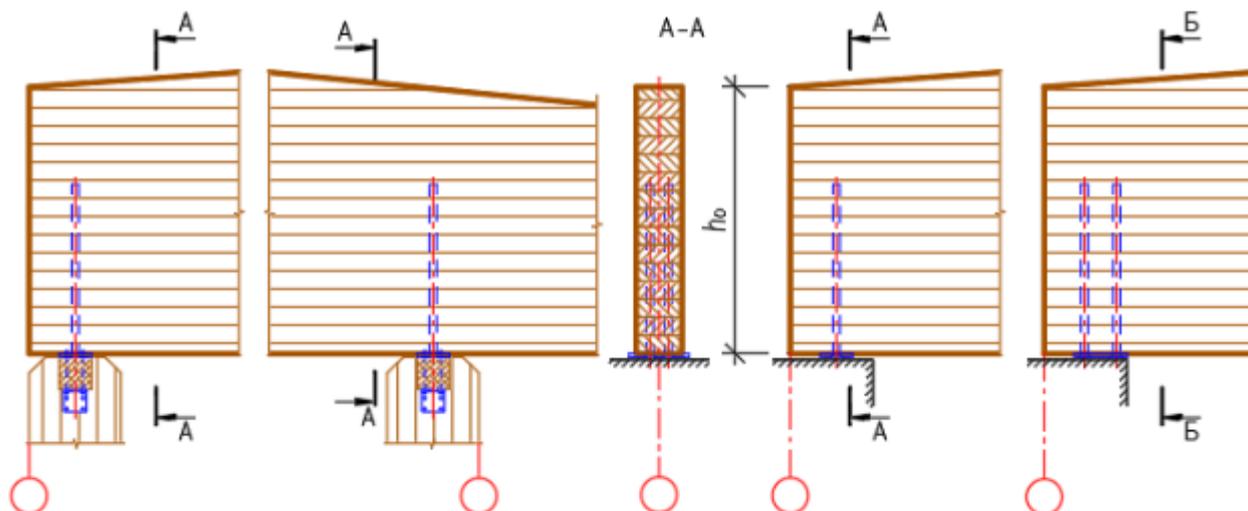


Рис. 13. Опорный узел дощатоклееной балки усилением вклеенными стержнями поперек волокон древесины

В соответствии с [1, п.7.38] несущую способность вклеенного под углом к волокнам древесины (в том числе и поперек волокон) стержня на продавливание следует определять по формуле

$$T := R_{\text{пр,д}} \cdot \pi \cdot d_1 \cdot l_a \cdot k_c \cdot k_\sigma \cdot m_d \leq F_a \cdot R_a,$$

где $R_{\text{пр,д}} := 4.0 \cdot \text{МПа}$ - расчетное сопротивление древесины продавливанию вклеенного стержня;

$d := 25 \text{ мм}$ - диаметр вклеиваемого стержня из арматуры периодического профиля А300;

$d_1 := d + 5 \text{ мм} = 30 \text{ мм}$ - диаметр отверстия под вклеенный стержень;

$k_\sigma := 1.0$ - коэффициент, принимаемый для стержней, работающих на продавливание;

$l_a := 300 \text{ мм}$ - фактическая длина арматурного стержня;

$l_p := l_a = 300 \text{ мм}$ - расчетная длина стержня, принимаемая не более $25 \cdot d = 625 \text{ мм}$.

Условие_длины_стержня = "выполняется"

$$k_c := 1.2 - 0.02 \cdot \frac{l_p}{d} = 0.96 \quad \text{- коэффициент, учитывающий неравномерность распределения}$$

напряжений сдвига по длине заделываемой части стержня;

$$m_d := 1.12 - 10 \frac{d}{M} = 0.87 \quad \text{- коэффициент, учитывающий зависимость расчетного сопротивления}$$

от диаметра стержня.

$$F_a := 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 = 4.91 \cdot \text{см}^2 \quad \text{- площадь сечения вклеенного стержня;}$$

$$R_s = 295 \cdot \text{МПа} \quad \text{- расчетное сопротивление стали (Класс_арматуры = "А300") стержня.}$$

$$\text{Несущая способность одного арматурного стержня по прочности стали} - F_a \cdot R_s = 144.8 \cdot \text{кН}.$$

$$\text{Несущая способность одного стержня на продавливание} - T := R_{пр.д} \cdot \pi \cdot d_1 \cdot l_p \cdot k_c \cdot k_\sigma \cdot m_d = 94.5 \cdot \text{кН}.$$

$$\text{Проверим основное условие } T \leq F_a \cdot R_s.$$

Условие_прочности_вклеенного_стержня = "выполняется"

Определим требуемое число вклеенных стержней для восприятия опорной реакции $R1 = 88.3 \cdot \text{кН}$

$$n_{см.R1} := \text{ceil} \left(\frac{R1}{T} \right) \cdot k_{R1} = 0 \quad \text{принимает с округлением до ближайшего четного, } n_{см.R1} := 0 \text{ шт.}$$

диаметром $d = 25 \cdot \text{мм}$.

Не рекомендуется применять число стержней более 4 штук.

Определим требуемое число вклеенных стержней для восприятия опорной реакции $R2 = 185.6 \cdot \text{кН}$

$$n_{см.R2} := \text{ceil} \left(\frac{R2}{T} \right) \cdot k_{R2} = 2 \quad \text{принимает с округлением до ближайшего четного, } n_{см.R2} := 2 \text{ шт.}$$

диаметром $d = 25 \cdot \text{мм}$.

Не рекомендуется применять число стержней более 4 штук.

▲ ОТКРЫТЬ, если требуется усилить опорную площадку вклеенными стержнями, и ЗАКРЫТЬ, если не требуется (п. 2.10)

2.11. Подрезка балки на опоре

Если по архитектурно-конструктивным соображениям требуется опустить балку на некоторую величину, а срезать опору не представляется возможным, то обычно применяют подрезку балки на опоре. Но при этом должны быть выполнены требования, которые регламентируются нормами [1].

В нашем проекте подрезка на опоре "требуется" по архитектурно-конструктивным требованиям.

▼ ОТКРЫТЬ, если требуется подрезка на концевой опоре, или ЗАКРЫТЬ, если не требуется (п. 2.11)

Так как подрезка осуществляется в нижней растянутой зоне изгибаемого элемента, то это может привести к появлению продольной трещины от возникновения растягивающих напряжений поперек волокон, см. рис. 14.

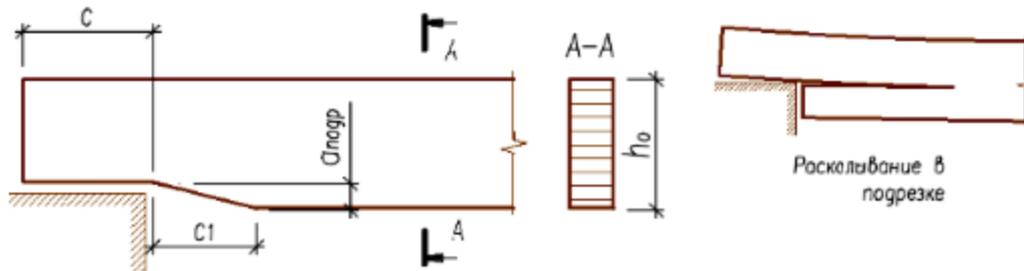


Рис. 14. Правила подрезки на опоре цельнодеревянных и клеодощатых балок

В соответствии с рекомендациями [1] подрезки на опоре балок в растянутой зоне допускаются, если выполняется следующее условие

$$\frac{A}{b \cdot h_{оп}} \leq 0.4 \cdot \text{МПа}, (*)$$

здесь $A := R1 = 88.3 \cdot \text{кН}$ - слева опорная реакция $R1$ от расчетной нагрузки.

$$\text{Тогда при значениях } \frac{A}{b \cdot h_{оп}} = 0.77 \cdot \text{МПа} \quad \text{и} \quad 0.4 \cdot \text{МПа}, \quad \text{условие равно} \quad 1 - \frac{A}{b \cdot h_{оп} \cdot (0.4 \cdot \text{МПа})} = -0.9.$$

Если это условие (*) не выполняется (т.е. отрицательное значение), то подрезку на опоре требуется выполнять с усилением (см. ниже п. 2.12).

Если же это условие выполняется, то подрезка на опоре должна быть не более $0.25 \cdot h_{оп} = 139 \cdot \text{мм}$. По конструктивных соображениям подрезка на опоре принята равной $a_{подр} := 150 \text{ мм}$. Кроме того, длина опорной площадки C должна быть не больше высоты сечения $h_{оп} = 557 \cdot \text{мм}$. Принимаем $C := 205 \text{ мм}$. Не рекомендуется принимать C более 1,5 ширины сечения $b = 205 \cdot \text{мм}$. Длина скошенной части $C1$ должна быть не менее $2 \cdot a_{подр} = 300 \cdot \text{мм}$. Принимаем $C1 := 0 \cdot \text{мм}$.

Если невозможно выполнить скошенную подрезку или глубина подрезки превышает $0.25 \cdot h_{оп} = 139 \cdot \text{мм}$, то следует выполнить **усиление конца балки**, например, с помощью вклеенных стержней по рекомендациям [1, п. 8.23, рис. 20].

В силу вышеуказанных условий **усиление_подрезки = "требуется"**.

▲ ОТКРЫТЬ, если требуется подрезка на концевой опоре, или ЗАКРЫТЬ, если не требуется (п. 2.11)

▼ ОТКРЫТЬ, если требуется усиление подрезки на концевой опоре, или ЗАКРЫТЬ, если не требуется (п. 2.12)

2.12. Усиление зоны подрезки на левой концевой опоре балки

В случае невыполнения условия (*) (см. выше), невозможности исполнить скошенную подрезку, или если ее глубина превышает $0.25h_{оп}$, необходимо усиление зоны подрезки. Усиление производится вклеиванием **поперечных** (поперек волокнам древесины) и **наклонных** (под углом 45° к волокнам) стержней.

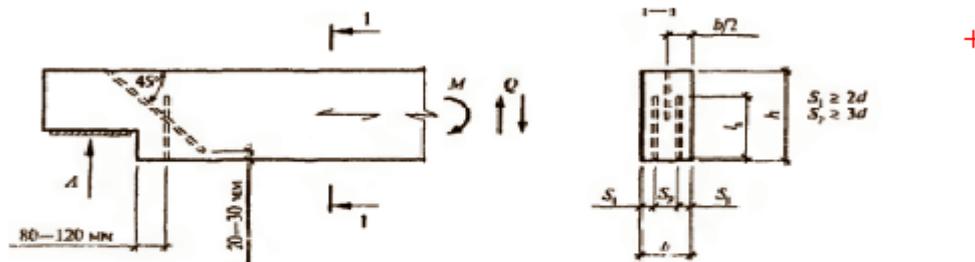


Рис. 15. Усиление вклеенными стержнями опорной подрезки на конце клеодощатой балки

2.12.1. Поперечно вклеенные стержни

Поперечно вклеенные стержни воспринимают растягивающие поперек волокон усилия. Наклонные стержни воспринимают сдвигающие усилия в зоне трещины и снижают касательные напряжения на приопорном участке.

Для поперечно вклеенных стержней должно выполняться условие $T \geq 0.7 A a_{подр} / h_{оп}$.

Возьмем для поперечно вклеенных стержней арматуру класса **A300** диаметром $d_{поп} := 12 \text{ мм}$;

$d_{1,поп} := d_{поп} + 5 \text{ мм} = 17 \cdot \text{мм}$ - δ диаметр отверстия под вклеенный стержень;

$l_{а,поп} := 250 \text{ мм}$ - фактическая длина арматурного стержня (\geq двойной расчетной глубине подрезки);

$l_{р,поп} := l_{а,поп} = 250 \cdot \text{мм}$ - расчетная длина стержня;

$F_{а,поп} := 0.25 \cdot \pi \cdot d_{поп}^2 = 1.13 \cdot \text{см}^2$ - площадь сечения вклеенного стержня.

Расчетная глубина подрезки на опоре составит $a_p := a_{подр} - 30 \text{ мм} = 120 \cdot \text{мм}$.

Расчетная длина стержня $l_{р,поп} = 250 \cdot \text{мм}$ должна удовлетворять условию

$$2a_p \leq l_{р,поп} \leq 0.7h_o, \quad \text{где } 2 \cdot a_p = 240 \cdot \text{мм}, \quad l_{р,поп} = 250 \cdot \text{мм}, \quad 0.7 \cdot h_{оп} = 390 \cdot \text{мм}.$$

Условие_расчетной_длины_стержня = "выполняется"

Несущая способность **двух** поперечно вклеенных стержней при расчетной длине $l_{р,поп} = 250 \cdot \text{мм}$

$$T_{поп} := R_{пр,в} \cdot \pi \cdot d_{1,поп} \cdot 2 \cdot l_{р,поп} \cdot k_c \cdot k_\sigma \cdot m_d = 89.2 \cdot \text{кН}.$$

Тогда основное условие при реакции опоры $A = 88.3 \cdot \text{кН}$ составит

$$T_{поп} \geq 0.7 A a_{подр} / h_{оп}$$

$$T_{\text{поп}} = 89.2 \cdot \text{кН}$$

$$0.7 \cdot A \cdot \frac{a_{\text{подр}}}{h_{\text{оп}}} = 16.7 \cdot \text{кН}$$

Условие_поперечно_вклеенного_стержня = "выполняется"

Таким образом, следует установить на опору с подрезкой

$$n_{\text{поп.ст}} := 2 \cdot \text{ceil} \left[\frac{0.7 \cdot A}{T_{\text{поп}}} \cdot \left(\frac{a_{\text{подр}}}{h_{\text{оп}}} \right) \right] = 2 \text{ шт. поперечных стержня(ней) диаметром } d_{\text{поп}} = 12 \cdot \text{мм}$$

Принимаем с округлением до четного $n_{\text{поп.ст}} := 2$ шт длиной каждого по $l_{\text{а.поп}} := l_{\text{р.поп}} = 25 \cdot \text{см}$.

При этом расстояние от торца подрезки до вклеенных стержней должно с отстоять примерно на $7 \cdot d_{\text{поп}} = 84 \cdot \text{мм}$, то есть в пределах 80 - 120 мм (не менее).

2.12.2. Наклонно вклеенные стержни

Для наклонно вклеенного стержня должно выполняться условие

$$T_{\text{нкл}} \geq 25 A a^2 (h - a) / h^4,$$

где $T_{\text{нкл}}$ - несущая способность наклонно вклеенного стержня на **выдергивание**, определенная по [1, 7.38], условно принимая уровень площадки опирания за местоположение шва сплавления. В этом случае работа подрезанного опорного узла подобна работе сдвигаемого соединения, в котором наклонно вклеенные стержни испытывают усилия растяжение (**выдергивание**).

$\alpha := 45^\circ$ - угол наклона вклеенного стержня к плоскости вдоль волокон на уровне подрезки.

Несущая способность наклонно вклеенного стержня определяется по формуле:

$$T_{\text{нкл}} := R_{\text{выд.д}} \cdot \pi \cdot d_{1,\text{нкл}} \cdot l_{\text{р.нкл}} \cdot k_c \cdot k_\sigma \cdot m_d,$$

где $R_{\text{выд.д}} := 4.0 \cdot \text{МПа}$ - расчетное сопротивление древесины выдергиванию вклеенного стержня;

$d_{\text{нкл}} := 25 \cdot \text{мм}$ - диаметр вклеиваемого стержня из арматуры периодического профиля **A300**;

$d_{1,\text{нкл}} := d_{\text{нкл}} + 5 \cdot \text{мм} = 30 \cdot \text{мм}$ - диаметр отверстия под наклонный вклеенный стержень;

$k_\sigma := 1.0 - \frac{0.01}{\text{МПа}} \cdot \sigma (0.75 \text{ м}) = 0.95$ - коэффициент, принимаемый для стержней, работающих на

выдергивание при нормальных напряжениях в растянутой зоне от изгиба на расстоянии 0.75 м от опоры.

С учетом высоты сечения балки на опоре $h_{\text{оп}} = 557 \cdot \text{мм}$ максимальная длина наклонного стержня (или длина отверстия для этого стержня), при которой он пересечет плоскость подрезки на

опоре, составит $l_{\text{а.нкл}} := \frac{h_{\text{оп}}}{\cos(\alpha)} = 787 \cdot \text{мм}$. Очевидно, что на выдергивание будет работать только

та его часть, которая расположена выше плоскости подрезки, то есть $l_{\text{а1.нкл}} := \frac{h_{\text{оп}} - a_{\text{подр}}}{\cos(\alpha)} = 575 \cdot \text{мм}$.

Поэтому расчетная длина стержня не может быть больше $l_{\text{а1.нкл}} = 575 \cdot \text{мм}$ и, с другой стороны, не должна быть больше $25 \cdot d_{\text{нкл}} = 625 \cdot \text{мм}$. Принимаем $l_{\text{р.нкл}} := 575 \cdot \text{мм}$.

Условие_длины_стержня = "выполняется" ($l_{\text{р.нкл}} \leq 25 \cdot d$ и $< l_{\text{а1.нкл}}$)

$k_c := 1.2 - 0.02 \cdot \frac{l_{\text{р.нкл}}}{d_{\text{нкл}}} = 0.74$ - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения

напряжений сдвига по длине заделываемой части стержня;

$m_d := 1.12 - 10 \cdot \frac{d_{\text{нкл}}}{\text{м}} = 0.87$ - коэффициент, учитывающий зависимость расчетного сопротивления

от диаметра стержня;

$F_{\text{а.нкл}} := 0.25 \cdot \pi \cdot d_{\text{нкл}}^2 = 4.91 \cdot \text{см}^2$ - площадь сечения вклеенного стержня;

$R_{\text{а}} := 285 \cdot \text{МПа}$ - расчетное сопротивление арматурной стали **A300** вклеиваемого стержня.

Несущая способность одного арматурного стержня по прочности стали - $F_{\text{а.нкл}} \cdot R_{\text{а}} = 139.9 \cdot \text{кН}$.

Несущая способность одного стержня на выдергивание составит:

$$T_{\text{нкп}} := R_{\text{выд.д}} \cdot \pi \cdot d_{1,\text{нкп}} \cdot l_{p,\text{нкп}} \cdot k_c \cdot k_{\sigma} \cdot m_d = 132.1 \cdot \text{кН}.$$

Очевидно, что прочность стержня на растяжение должна превышать прочность стержня на выдергивание из отверстия вклеивания, то есть $F_{a,\text{нкп}} \cdot R_a \geq T_{\text{нкп}}$.

Условие прочности вклеенного стержня = "выполняется"

Выполним проверку основного условия для одного стержня $T \geq 25 A a^2 (h - a) / h^4$

$$T_{\text{нкп}} = 132.1 \cdot \text{кН}$$

$$25 \cdot A \cdot m \cdot \frac{a_p^2 \cdot (h_{\text{оп}} - a_p)}{h_{\text{оп}}^4} = 144.4 \cdot \text{кН}$$

Условие наклонно вклеенного стержня = "не выполняется"

Это значит, что на опору необходимо установить

$$n_{\text{нкп.см}} := \text{ceil} \left[25 \cdot \frac{A \cdot m}{T_{\text{нкп}}} \cdot \frac{a_p^2 \cdot (h_{\text{оп}} - a_p)}{h_{\text{оп}}^4} \right] = 2 \text{ шт. наклонных стержня (ней) диаметром } d_{\text{нкп}} = 25 \cdot \text{мм}.$$

Принимаем $n_{\text{нкп.см}} := 2$ шт. длиной каждого по $l_{a,\text{нкп}} := l_{p,\text{нкп}} + \frac{a_{\text{подр}}}{\cos(\alpha)} = 79 \cdot \text{см}.$

Не рекомендуется устанавливать более 2-х наклонных стержней во избежание переармирования приопорной части.

▲ ОТКРЫТЬ, если требуется усиление подрезки на концевой опоре, или ЗАКРЫТЬ, если не требуется (п. 2.12)

3. Расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям)

Для шарнирно опертой одноконсольной балки отдельно определяется прогиб в пролете между опорами и прогиб (или поднятие) на конце консоли.

Прогиб балки в пролете между опорами - $f'_{\text{проп}} := \frac{q_n \cdot L_p^2}{384(E_{\text{др}} \cdot J_{\text{пр}}(0.5 \cdot L_p))} \cdot [5(L_p)^2 - 12(L_{\text{рк}})^2] = 24 \cdot \text{мм}.$

Прогиб балки на конце консоли - $f'_{\text{конс}} := \frac{q_n \cdot L_{\text{рк}}}{24(E_{\text{др}} \cdot J_{\text{пр}}(L_{\text{рк}}))} \cdot [4(L_{\text{рк}})^2 \cdot L_p - L_p^3 + 3 \cdot (L_{\text{рк}})^3] = -18 \cdot \text{мм}.$

Коэффициент, учитывающий переменность сечения балки по длине, по прил. 4 п. 3 [1] :

$$k := 0.15 + 0.85 \cdot \frac{h_{\text{оп}}}{h_{\text{мах}}} = 0.74.$$

Коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы, по прил. 4 п.3 [1]

$$c := 15.4 + 3.8 \cdot \frac{h_{\text{оп}}}{h_{\text{мах}}} = 18.05.$$

Прогибы с учетом переменности сечения (k) и влияния деформаций сдвига (c) по известной формуле для однопролетной балки в соответствии с п. 4.33 [1]

Прогиб балки в пролете между опорами $f_{\text{проп}} := \frac{f'_{\text{проп}}}{k} \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h_{\text{мах}}}{L_p} \right)^2 \right] = 35.7 \cdot \text{мм}.$

Прогиб балки на конце консоли - $f_{\text{конс}} := \frac{f'_{\text{конс}}}{k} \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h_{\text{мах}}}{L_p} \right)^2 \right] = -25.9 \cdot \text{мм}.$

(при отрицательном значении консоль поднимается вверх - эта величина не нормируется)

3.1. Определение предельного относительного прогиба конструкции по [2, прил. Е]

Предельный относительный прогиб $f_{\text{пр}}$ в центре пролета определится по линейной интерполяции в зависимости от того, выше или ниже **6 метров** высота помещения от чистого пола помещения до низа несущей конструкции.

В настоящем примере высота помещения составляет $H_{эм} = 8.20 \cdot м$.

Ниже даны параметры для вычисления предельного прогиба по СП 20.13330.2016.

$$vl := \left(\frac{1}{120} \quad \frac{1}{150} \quad \frac{1}{200} \quad \frac{1}{250} \quad \frac{1}{300} \right)^T$$

$$vf_{\text{более.6м}} := (1 \cdot м \quad 3 \cdot м \quad 6 \cdot м \quad 24 \cdot м \quad 36 \cdot м)^T$$

$$vf_{\text{менее.6м}} := (1 \cdot м \quad 3 \cdot м \quad 6 \cdot м \quad 12 \cdot м \quad 24 \cdot м)^T$$

$$f_L := \begin{cases} \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{менее.6м}}, vl, L_p)} & \text{if } H_{эм} \leq 6 \cdot м = 213 \\ \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{более.6м}}, vl, L_p)} & \text{if } H_{эм} > 6 \cdot м \end{cases}$$

Предельный прогиб составит $f_{\text{пред}} := L_p \frac{1}{f_L} = 53.6 \cdot мм$.

Расчетный прогиб: $f_{\text{проп}} = 35.8 \cdot мм < f_{\text{пред}} = 53.6 \cdot мм$.

$$\text{Запас составляет } \left(\frac{f_{\text{пред}} - f_{\text{проп}}}{f_{\text{пред}}} \right) = 33 \cdot \%$$

4. Расчет расхода материалов на конструкцию балки



4.1. Общий объем клееной древесины "в деле" на одну балку

$$V_{\partial} = 2.20 \cdot м^3$$

Масса рабочей арматуры на одну балку при плотности стали: $\rho_{ст} := 7850 \cdot \frac{кгс}{м^3}$.

$$G_{\text{арм.раб}} := \rho_{ст} \cdot \left[A_n \cdot [(L_p + L_{pk}) - x_{н.лев} - x_{н.прав}] + A_e \cdot \frac{[(L_p + L_{pk}) - x_{н.лев} - x_{н.прав}]}{\cos(\theta)} \right] = 109.2 \cdot кгс$$

Вес арматурных стержней (Класс_арматуры = "А300") для вертикально вклеенных стержней на опорах балки диаметром $d = 25 \cdot мм$ составит при длине одного стержня $l_a = 30 \cdot см$ и общем их количестве на балку $(n_{ст.Р1} + n_{ст.Р2}) = 2$ шт.

$$G_{\text{арм.опор}} := [l_a \cdot F_a \cdot (n_{ст.Р1} + n_{ст.Р2})] \cdot \rho_{ст} = 2.3 \cdot кгс.$$

То же для поперечно вклеенных стержней на подрезках в опоре диаметром $d_{\text{поп}} = 12 \cdot мм$ (при длине одного стержня $l_{a,\text{поп}} = 25 \cdot см$ и общем их количестве на балку $n_{\text{поп.ст}} = 2$ шт.)

$$G_{\text{арм.поп}} := (l_{a,\text{поп}} \cdot F_{a,\text{поп}} \cdot n_{\text{поп.ст}}) \cdot \rho_{ст} = 0.4 \cdot кгс.$$

То же для наклонно вклеенных стержней на подрезках в опоре диаметром $d_{\text{нкп}} = 25 \cdot мм$ (при длине одного стержня $l_{a,\text{нкп}} = 79 \cdot см$ и общем их количестве на балку $n_{\text{нкп.ст}} = 2$ шт.)

$$G_{\text{арм.нкп}} := (l_{a,\text{нкп}} \cdot F_{a,\text{нкп}} \cdot n_{\text{нкп.ст}}) \cdot \rho_{ст} = 6.1 \cdot кгс.$$

4.2. Общая масса арматурных стержней на балку (Класс_арматуры = "А300")

$$G_{\text{арм}} := G_{\text{арм.раб}} + G_{\text{арм.опор}} + G_{\text{арм.поп}} + G_{\text{арм.нкп}} = 118.1 \cdot кгс.$$

Объем клеевого эпоксидного состава для вклеенных стержней с запасом в 15% :

$$\text{усиление на опорах} \quad V_{\text{кл.опор}} := 1.15 \cdot l_a \cdot \left[0.25 \cdot \pi \cdot (d_1^2 - d^2) \right] \cdot (n_{ст.Р1} + n_{ст.Р2}) = 0.15 \cdot л ;$$

$$\text{в подрезке на опоре} \quad V_{\text{кл.поп}} := 1.15 \cdot l_{a,\text{поп}} \cdot \left[0.25 \cdot \pi \cdot (d_{1,\text{поп}}^2 - d_{\text{поп}}^2) \right] \cdot n_{\text{поп.ст}} = 0.1 \cdot л ;$$

в подрезке на опоре $V_{\text{кл.нкп}} := 1.15 \cdot I_{\text{в.нкп}} \cdot \left[0.25 \cdot \pi \cdot (d_{1,\text{нкп}}^2 - d_{\text{нкп}}^2) \right] \cdot n_{\text{нкп.ст}} = 0.4 \cdot \text{л};$
 рабочей арматуры: $V_{\text{кл.арм}} = 12.77 \cdot \text{л}.$ Плотность эпоксидного клея $\rho_{\text{эп}} := 1.2 \frac{\text{кгс}}{\text{л}}$

Общий объем эпоксидного клея на балку $V_{\text{кл}} := V_{\text{кл.опор}} + V_{\text{кл.поп}} + V_{\text{кл.нкп}} + 1.1 \cdot V_{\text{кл.арм}} = 14.7 \cdot \text{л}$

Монтажный вес балки $G_{\text{блк}} := V_{\text{д}} \cdot \rho_{\text{д}} + G_{\text{арм}} + V_{\text{кл}} \cdot \rho_{\text{эп}} = 1236 \cdot \text{кгс}.$ $\left(K_{\text{блк}} := \frac{G_{\text{блк}}}{G} = 1.0218 \right)$

4.3. Расход основных материалов на 1 кв. м (или на 100 кв. м) перекрываемой площади

Общая масса арматурной стали Класс_арматуры = "А300" на все здание

$$G_{\text{арм.ст}} := G_{\text{арм}} \cdot (n_{\text{ш}} + 1) = 2125.1 \cdot \text{кгс}.$$

Расход клееной древесины на балки на 100 кв. м $\frac{V_{\text{д}}}{L \cdot \text{Ш}} = 3.1 \cdot \frac{\text{м}^3}{100 \text{м}^2}.$

Расход обшивки на огнезащиту $\frac{(1 \cdot t_{\text{зпс}}) \cdot L \cdot (h_{\text{оп}} + h_{\text{мах}}) + b \cdot L_{\text{р}} \cdot 1 \cdot t_{\text{зпс}}}{L \cdot \text{Ш}} = 0.000 \cdot \frac{\text{м}^3}{100 \cdot \text{м}^2}.$

Расход арматурной стали на 100 кв. м $\frac{G_{\text{арм}}}{(L \cdot \text{Ш})} = 164.0 \cdot \frac{\text{кгс}}{100 \cdot \text{м}^2}.$

Расход эпоксидного клея на все здание $V_{\text{кл}} := V_{\text{кл}} \cdot (n_{\text{ш}} + 1) = 263.8 \cdot \text{л}.$

4.4. Площадь поверхности балки для нанесения лакокрасочных и защитных покрытий

на одну конструкцию $S_{\text{защ.1}} := 2 \cdot L \cdot (h_{\text{оп}} + h_{\text{мах}}) \cdot 0.5 + L \cdot b \cdot \left(1 + \frac{1}{\cos(i)} \right) + 2 \cdot b \cdot h_{\text{оп}} = 21.4 \cdot \text{м}^2$

на все здание $S_{\text{защ}} := S_{\text{защ.1}} \cdot (n_{\text{ш}} + 1) = 385.3 \cdot \text{м}^2.$

Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
6. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.
7. Дмитриев П.А. Деревянные балки и балочные клетки: учеб. пособие / П.А. Дмитриев. Новосибирск: НИСИ, 1989. 161 с.
8. Проектирование и расчет деревянных конструкций: Справочник / И.М. Гринь, В.В. Фурсов, Д.М. Бабушкин и др.; под ред. И.М. Гриня. Киев: Будивельник, 1988. 240 с.

Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 3.3. Балка гнутоклееная двускатная постоянной высоты сечения

Запроектировать гнутоклееную двускатную балку покрытия постоянной высоты сечения пролетом $L := 12 \text{ м}$ (при 0-привязке осей к наружным граням стоек/колонн).

Район строительства - г. _____, в котором нормативное значение веса снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $s_g := 2.4 \text{ кПа}$ по [2, табл. 10.1].

Уклон верхних скатов балки $i := \frac{1300 \cdot \text{мм}}{0.5 \cdot L} = 21.7 \cdot \%$. Здесь в числителе следует ввести разницу отметки "воображаемого" конька балки и верха опорного сечения (но не менее **0.1 мм**). Тогда угол наклона составит $\theta := \text{atan}(i) = 12.2^\circ$. По нормам [4] уклон скатов рекомендуется принимать в пределах **10 - 27%** или **5.5° - 15°**.

Шаг балок $Ш := 4.5 \text{ м}$. Число шагов по длине здания $n_{ш} := 11$. Длина здания $D := n_{ш} \cdot Ш = 49.50 \text{ м}$. Высота здания до низа несущей конструкции $H_{см} := 6.4 \text{ м}$. Класс условий эксплуатации по [1, табл. 1] _____ (1, А1, 2, 3 или 4).

Срок службы здания - _____ лет, для которого коэффициент надежности по сроку службы составляет $\gamma_{н.сс} := 1.0$ (при сроке службы до 50 лет - 1.0 ; при более 50 до 100 лет - 0.9 и при более 100 лет - 0.8).

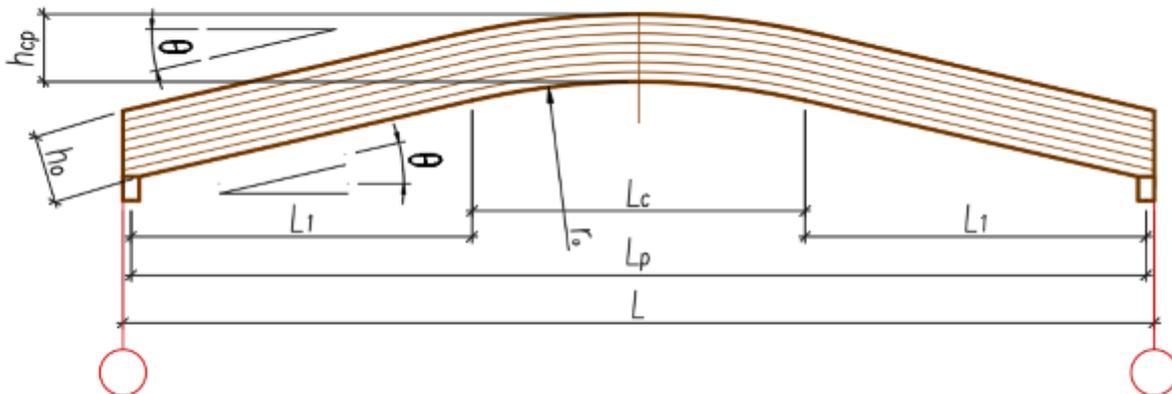


Рис. 1. Общий вид проектируемой клеодощатой конструкции

1. Технические параметры конструкции гнутоклееной балки

Расчетный пролет балки с учетом опирания на стойку (высотой сечения $h_{см} := 546 \text{ мм}$) составляет $L_p := L - h_{см} = 11.45 \cdot \text{м}$.

Принимаем предварительно высоту сечения в середине балки $h' := 1.0 \text{ м}$.

Это примерно соответствует рекомендациям $h = (1/10 - 1/15) \cdot L$ (фактически $\frac{L_p}{h'} = 11.5$).

Для изготовления балок приняты сухие сосновые доски влажностью **10-12%** 2-3-го сортов.

Доски стыкуются по длине на зубчатый шип.

Ширину сечения балки принимаем с учетом гладкого фрезерования боковых поверхностей балки. Здесь из фактического размера доски надо вычесть **20 мм**, если конструкция длиннее **12.0 м**, и **15 мм** - если менее **12.0 м**. Тогда ширина сечения $b := 175 \text{ мм} - 20 \text{ мм} = 155 \cdot \text{мм}$, где размер до фрезерования - это ширина досок в заготовке по сортаменту ГОСТ 24454-80.

Обычно рекомендуется ширину сечения принимать $b = (1/5 - 1/8) \cdot h'$, в нашем случае это отношение фактически составляет $\frac{h'}{b} = 6.5$.

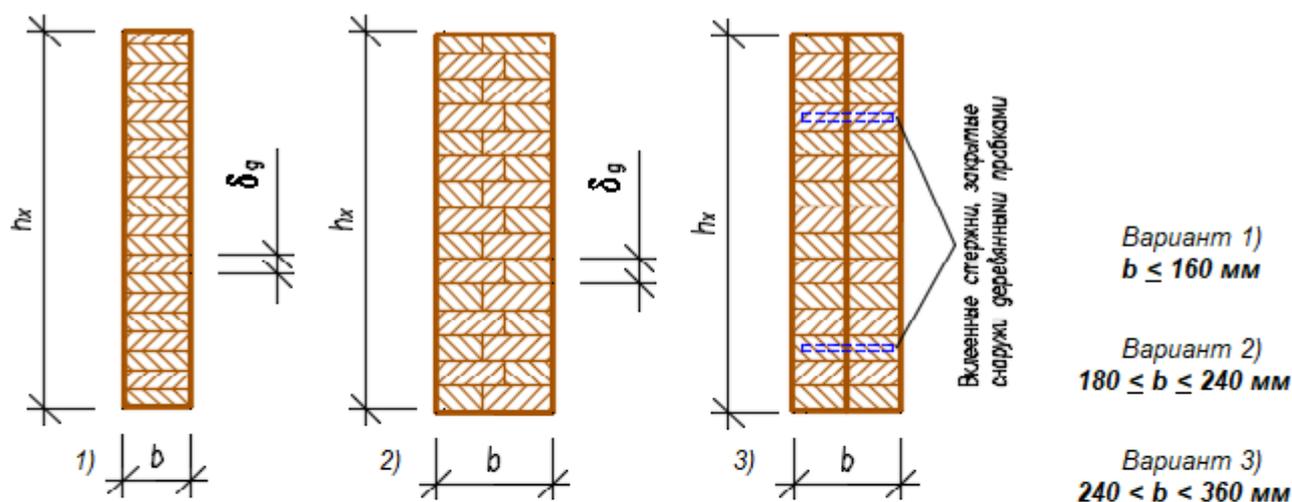


Рис. 2. Возможные виды сечений клеодощатой конструкции

Компоновку сечений клеодощатых конструкций следует принимать с учетом сортамента пиломатериалов, технологии изготовления и требований унификации.

Рекомендуется принимать ширину сечения клееных конструкций :

- для одинарных блоков, склеенных из досок только по пласти (вариант 1, рис. 2):
 $80 \text{ мм}, 100 \text{ мм}, 120 \text{ мм}, 140 \text{ мм}, 160 \text{ мм}$;
- для одинарных блоков, склеенных из досок по пласти и по кромке (вариант 2, рис. 2):
 не более 240 мм , причем расстояние между стыками по кромке - не менее толщины слоя δ_g ;
- для спаренного их двух клееных блоков на поперечных вклеенных стержнях (вариант 3, рис. 2)
 не более 360 мм .

1.1. Геометрические параметры гнутоклееной балки постоянной высоты сечения

Длина криволинейного участка выбирается $L_c = (0.1 \text{ :- } 0.4) L_p$. ($0.1 \cdot L_p = 1.1 \cdot \text{м} \dots \dots 0.4 \cdot L_p = 4.6 \cdot \text{м}$).

Принимаем $L_c := 4.0 \text{ м}$. Тогда радиус кривизны нижней грани составит $r_H := \frac{L_c}{2 \cdot \sin(\theta)} = 9.445 \cdot \text{м}$.

Толщину досок (ламелей) по нормам проектирования [1] для криволинейных элементов конструкций рекомендуется принимать не более 33 мм , а склеивание досок толщиной более 50 мм вообще запрещено.

Кроме того, толщину досок для криволинейных конструкций следует принимать с таким расчетом, чтобы отношение радиуса кривизны к толщине слоя (ламели) не превышало 150 ([1], табл. 11). Из

этого условия толщина досок должна быть не более $\frac{1}{150} \cdot r_H = 63 \cdot \text{мм}$.

На современных производствах это отношение часто (в запас) принимают 250 и более, чтобы отрицательный эффект распрямления гнутоклееного пакета значительно снижался и была полная гарантия от растрескивания поперек волокон гнутоклееного пакета. Толщина слоя из этого условия

должна быть не более $\frac{1}{250} \cdot r_H = 38 \cdot \text{мм}$.

Принимаем толщину $\delta_\partial := 33 \text{ мм}$ (после фрезерования пластей). При заданной высоте сечения число

досок в балке составит $n_\partial := \text{ceil}\left(\frac{h'}{\delta_\partial}\right) = 31$. Принимаем число досок $n_\partial := 30$. Тогда фактическая

максимальная высота сечения $h := \delta_\partial \cdot n_\partial = 990 \cdot \text{мм}$, на опоре $h_{\text{оп}} := h = 990 \cdot \text{мм}$ и в середине пролета $h_{\text{ср}} := h = 990 \cdot \text{мм}$.

Обычно на производстве, чтобы учесть распрямление гнутой части конструкции после изготовления, радиус кривизны несколько уменьшают, вычисляя его в соответствии с формулой

$r_{\text{пр-во}} := r_H \cdot \left(1 - \frac{1}{n_\partial^2}\right) = 9.434 \cdot \text{м}$. Принимаем число досок при нашем количестве досок $n_\partial = 30$ эта

поправка - незначительна и ею можно пренебречь ($r_H - r_{\text{пр-во}} = 10.5 \cdot \text{мм}$), что составляет примерно

$$\frac{r_H - r_{пр_во}}{r_H} = 0.11\% \text{ от проектного радиуса кривизны } r_H = 9445 \cdot \text{мм}.$$

Горизонтальная проекция прямолинейных по низу частей балки равна $L_1 := (L_p - L_c) \cdot 0.5 = 3727 \cdot \text{мм}$.

Определим высоту сечения балки на опоре $h_{опр}$ (по вертикальному срезу):

$$h_{опр} := \frac{h_{оп}}{\cos(\theta)} = 1013 \cdot \text{мм}.$$

Высота сечения в точке сопряжения прямолинейной оси с криволинейной осью, параллельной нижней грани балки, в силу постоянного сечения равна $h_1 := h = 990 \cdot \text{мм}$.

Вычислим расстояние от опоры до точки нижней грани балки, в которой сопрягаются прямолинейная и криволинейная части $L_1 := \frac{L_p}{2} - r_H \cdot \sin(\theta) = 3727 \cdot \text{мм}$.

Если принять по длине балки число расчетных точек $n_x := 200$, тогда расстояние от опоры до каждой точки определится как $x := 0, \frac{L_p}{n_x} .. L_p$ и шаг этих точек составит $\frac{L_p}{n_x} = 57 \cdot \text{мм}$.

Определим контур балки по нижней грани и построим график изменения этой высоты вдоль балки.

$$y_H(x) := \begin{cases} x \cdot \tan(\theta) & \text{if } 0 \leq x < L_1 \\ L_1 \cdot \tan(\theta) + r_H \cdot \left(\cos\left(\arcsin\left(\frac{0.5 \cdot L_p - x}{r_H} \right) \right) - \cos(\theta) \right) & \text{if } L_1 \leq x < L_p - L_1 \\ (L_p - x) \cdot \tan(\theta) & \text{if } L_p - L_1 < x \leq L_p \end{cases}$$

Высота сечения постоянная по длине и равна $h = 0.99 \cdot \text{м}$

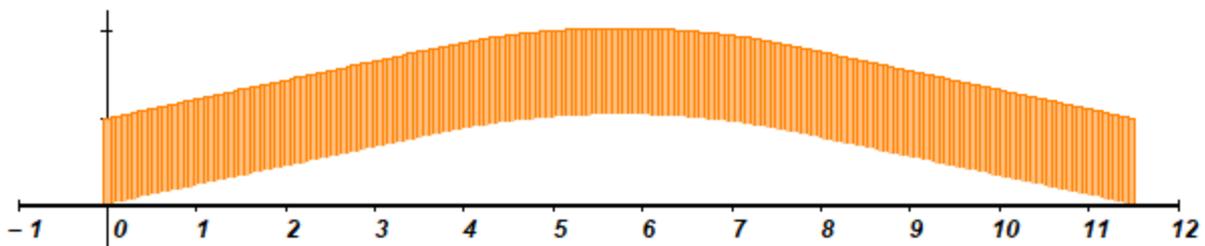


Рис. 3. Контур балки переменной высоты сечения

1.2. Прочностные и деформационные параметры конструкции

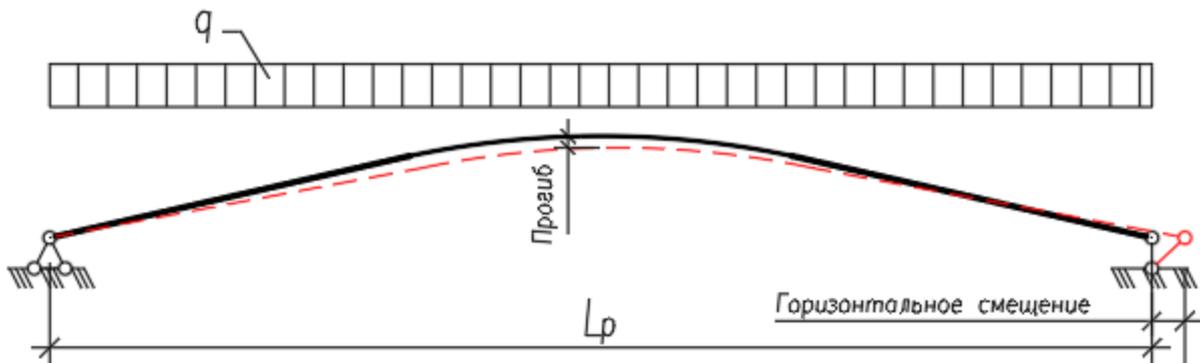


Рис. 4. Расчетная схема гнутоклееной балки в деформированном состоянии

Важной особенностью конструкции гнутоклееной балки является наличие подвижности одной из опор. Этот факт следует учитывать при проектировании, монтаже и эксплуатации. Если не обеспечить подвижность опоры, то конструкция превращается в двухшарнирную арку и должна рассчитываться по другой расчетной схеме, как сжато-изгибаемый элемент. При этом возникает распор, который может достичь достаточно большой величины и должен восприниматься опорами нижележащих конструкций.

С другой стороны, наличие подвижной опоры приводит к смещению оси опорной реакции и соответственно к внецентренной передаче усилия на нижерасположенную конструкцию, например, стойку/колонну. Это следует учитывать при проектировании стойки/колонны.

- 1/К26
- 2/К24
- 3/К16

Выберем **Класс/Сорт прочности** применяемой древесины по СП 64.13330.2017 и **уровень ответственности** проектируемого здания

- Повышенный уровень ответственности
- Нормальный уровень ответственности
- Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 1.0$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

В нагрузку для данного расчета входит

- Ветровая или монтажная
- Сейсмическая
- не входят вышеуказанные

нагрузка.

Модуль упругости древесины сосны вдоль волокон $E_{дp} := 10000 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление древесины на изгиб и сжатие(смятие)

вдоль волокон для принятых размеров сечения:

$$R'_u = 15.00 \cdot \text{МПа} . (R'_{cm} := R'_u)$$

Расчетное сопротивление древесины на сжатие и смятие

поперек волокон по всей поверхности:

$$R'_{c,90} = 1.80 \cdot \text{МПа} .$$

Расчетное сопротивление древесины на скалывание

при изгибе клееных элементов:

$$R'_{ск} = 1.50 \cdot \text{МПа} .$$

Расчетное сопротивление клееной древесины

на растяжение вдоль волокон:

$$R'_{p0} = 9.00 \cdot \text{МПа} .$$

Расчетное сопротивление клееной древесины

на растяжение поперек волокон:

$$R'_{p90} = 0.1 \cdot \text{МПа} .$$

Расчетное сопротивление древесины на местное смятие

поперек волокон (в опорах и ...)

$$R'_{cm,90,оп} = 3.00 \cdot \text{МПа} .$$

2. Сбор нагрузок и статический расчет

Расчетная схема балки приведена на рис. 4. Левая опора - шарнирно неподвижная, правая - шарнирно подвижная. Поперечная нагрузка - равномерно распределенная.

2.1. Расчет нагрузок на конструкцию

1. Нормативная нагрузка от вышележащего покрытия составляет:

$$q'_{нп} := 0.745 \text{ кПа} .$$

2. Расчетная нагрузка от вышележащего покрытия составляет:

$$q'_n := 0.845 \text{ кПа} .$$

Подсчитаем собственный вес балки.

Предварительно до расчета сечений собственный вес балки можно получить по известным формулам с использованием коэффициентов собственного веса (например, по Приложению 2 Пособия [4]). Однако применение этой методики основано на эмпирических формулах и дает весьма приближенный результат, особенно для современных нетрадиционных конструкций.

В настоящем примере воспользуемся формулами для точного расчета объема балки, по которым можно легко пересчитать новый объем при изменении размеров конструкции и соответственно вычислить собственный вес конструкции

$$\text{Объем балки} - V_{блк} := b \cdot h \cdot \left[\frac{L_1}{\cos(\theta)} \cdot 2 + \left(r_n + \frac{h}{2} \right) \cdot 2 \cdot \theta \right] = 1.82 \cdot \text{м}^3 .$$

$$\text{Плотность древесины} \rho_d := 500 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3} .$$

Вес балки - $G := V_{блк} \cdot \rho_d = 910.6 \cdot \text{кгс}$. С учетом коэффициента $k_{блк} := 1.0329$ усиления арматурой центрального криволинейного участка (см. п. 6) полный вес балки составит $G_B := G \cdot k_{блк} = 941 \cdot \text{кгс}$

3. Нормативная нагрузка от веса балки на 1 м² пола $- q'_{нб} := \frac{G_б}{L \cdot Ш} = 0.171 \cdot \text{кПа}$.

В целях повышения огнестойкости конструкции обшиваем балку листами гипсокартона

плотностью $\rho_{гпс} := 1600 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$ и толщиной $t_{гпс} := 2 \times 0.0 \text{ мм} = 0.0 \cdot \text{мм}$.

4. Нормативная нагрузка от огнезащиты $q'_{нозн} := \rho_{гпс} \cdot \left[\frac{(t_{гпс}) \cdot L \cdot (h + h) + b \cdot L_p \cdot t_{гпс}}{L \cdot Ш} \right] = 0.00 \cdot \text{кПа}$.

5. Нормативная снеговая нагрузка S_o с учетом коэффициента c_e сноса снега ветром и уклона скатов до 12% (а также $k := 0.65$ - для местности типа "___" и $l_c := \left(2 \cdot L - \frac{L^2}{D} \right) \cdot \frac{1}{m} = 21.1$)

$c_e := (1.2 - 0.4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0.8 + 0.002 \cdot l_c) = 0.739$. При $c_t := 1.0$ и $\mu := 1.0$ (так как уклон менее 30°)

составляет $S_o := c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot s_g = 1.77 \cdot \text{кПа}$.

Таблица сбора нагрузок на 1 кв. метр горизонтальной поверхности

Наименование нагрузки	Нормат. нагрузка, кН/м ²	Козф-т надежн. по нагр.	Расчет. нагрузка, кН/м ²
Постоянная			
Конструкция покрытия	0.75		0.85
собственный вес балки	0.17	1.1	0.19
огнезащита -	0.00	1.2	0.00
	Итого		1.03
Временная			
Снеговая	1.77	1.4	2.48
	Всего		3.52

Подсчитаем нагрузки на 1 пог. метр балки с учетом ответственности сооружения ($\gamma_n = 1.0$).

Из таблицы нормативная нагрузка на 1 кв. м: $q'_н := q'_н \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 2.69 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Нормативная погонная нагрузка: $q_n := q'_н \cdot Ш \cdot \gamma_n = 12.10 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$. ($q_n = 1.234 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$)

Из таблицы расчетная нагрузка на 1 кв. м: $q' := q' \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 3.52 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Расчетная погонная нагрузка: $q := q' \cdot Ш \cdot \gamma_n = 15.82 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$. ($q = 1.613 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$)

2.2. Внутренние усилия M и Q по оси конструкции

Определим "функцию" изгибающего момента в некотором сечении "x" по длине балки:

$$M(x) := \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L_p - x). \text{ То же для поперечной силы - } Q(x) := q \cdot \left(\frac{L_p}{2} - x \right);$$

Момент инерции в любом сечении вдоль балки $J := \frac{b \cdot h^3}{12};$

Момент сопротивления в любом сечении $W := \frac{b \cdot h^2}{6};$

Статический момент половины любого сечения: $S := \frac{b \cdot h^2}{8}$.

▶ определения коэффициента m_b

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m_b , m_o и m_a

▶ Определение коэффициента m_{cl}

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m_{cl} , m_{gn} и Гамма $n(cc)$, табл. 10 ... 12

▶ Определение коэффициента m_{gn}

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m_v , m_t , m_d и m_n

3. Расчет по первой группе предельных состояний

Ниже приведены коэффициенты условия работы, необходимые для данного расчета:

1. $m_e := 1.00$ - для различных условий эксплуатации (температурно-влажностный режим) по [1, п.а, табл.7];
2. $m_T := 1.00$ - для конструкций, эксплуатируемых при температуре воздуха до + 35 °C(1.0) ... при + 50 °C (0.8). Для промежуточных температур использовать линейную интерполяцию, [1, п.б];
3. $m_d := 1.00$ - для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок (0.8) [1, п.в];
4. $m_n = 1.00$ - для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия кратковременных (ветровой, монтажной, сейсмической и пр.) по [1, п.а, табл.8], см. выше;
5. $m_b = 0.853$ - учет снижения прочности при высоте сечения более 50 см по [1, п.г, табл. 9], см. выше;
6. $m_a := 1.00$ - для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением (0.9);
7. $m_{cl} = 1.00$ - учет влияния толщины слоя (ламели) на прочность древесины вдоль волокон, см. выше;
8. $m_{gn} = 1.00$ - учет снижения прочности криволинейных элементов за счет гнутья ламелей, см. выше;
9. $\gamma_{n,cc} = 1.00$ - коэффициент надежности по сроку службы (равен от 1.0 до 0.9 - при сроке от 50 до 100 лет соответственно и 0.8 - более 100 лет) [1, п.к, табл.12];
10. $\gamma_n = 1.0$ - коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания, в соответствии с ГОСТ 27751-2014 "Надежность строительных конструкций и оснований" (добавляется к нагрузке).

3.1. Проверка прочности по нормальным напряжениям от изгиба в точках сопряжения криволинейного участка с прямолинейными участками

Проверим прочность балки в сечении в точке сопряжения прямолинейных участков с криволинейным $L_1 = 3.73 \cdot \text{м}$ с высотой сечения $h = 990 \cdot \text{мм}$.

Расчетное сопротивление изгибу: $R_u := R'_u \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_d \cdot m_n \cdot m_b \cdot m_a \cdot m_{cl} \cdot \gamma_{n,cc} = 12.8 \cdot \text{МПа}$.

Момент сопротивления $W_1 := \frac{b \cdot h^2}{6} = 25319 \cdot \text{см}^3$.

Изгибающий момент в левой точке сопряжения $L_1 = 3.73 \cdot \text{м}$ составляет $M_{L_1} := M(L_1) = 23.23 \cdot \text{тс} \cdot \text{м}$.

$$\sigma_{L_1} := \frac{M_{L_1}}{W_1} = 9.00 \cdot \text{МПа} > R_u = 12.79 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности в точке сопряжения $\frac{R_u - \sigma_{L_1}}{R_u} = 30 \cdot \%$.

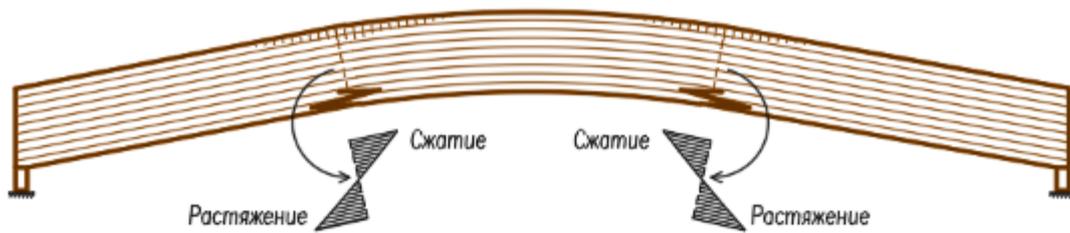


Рис. 5. Эскиз возможного разрушения от нормальных напряжений изгиба в балке

3.2. Расчет центрального криволинейного участка

Расчетное сопротивление древесины на растяжение поперек волокон с учетом коэффициентов:

$$R_{p90} := R'_{p90} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_B \cdot m_A \cdot m_{сп} \cdot \gamma_{н.сс} = 0.085 \cdot \text{МПа} .$$

Известно, что напряженное состояние в криволинейных элементах отличается от напряженного состояния прямолинейных элементов. В частности, нормальные напряжения от изгиба распределяются не "по треугольнику", а по параболе. И в силу криволинейности элемента в нем еще возникают радиальные напряжения, которые при "распрямляющем" изгибающем моменте являются растягивающими, причем поперек волокон древесины, см. рис. 6.

Так как прочность древесины на растяжение поперек волокон очень невелика и в криволинейном участке конструкции может произойти раскалывание, то этому расчету следует уделять повышенное внимание. Заметим, если опоры закрепить, то будет возникать распор и конструкция превращается в двухшарнирную арку, становится сжато-изгибаемым элементом, расчет которого следует выполнять по другой расчетной схеме.

Средний радиус кривизны гнутого участка балки составляет $r := r_H + 0.5 \cdot h = 9.94 \cdot \text{м}$.

При относительном радиусе кривизны, равном $\beta := \frac{r}{h} = 10.04$, вычислим коэффициенты K_u и K_r .

$K_u := 1 + \frac{1}{2 \cdot \beta} = 1.05$ - коэффициент для определения нормальных тангенциальных напряжений по внутреннему радиусу .

$K_r := \frac{1}{4 \cdot \beta} - 0.083 \cdot \left(\frac{h}{L_p} - 0.034 \right) = 0.021$ - коэффициент для определения максимальных радиальных растягивающих напряжений .

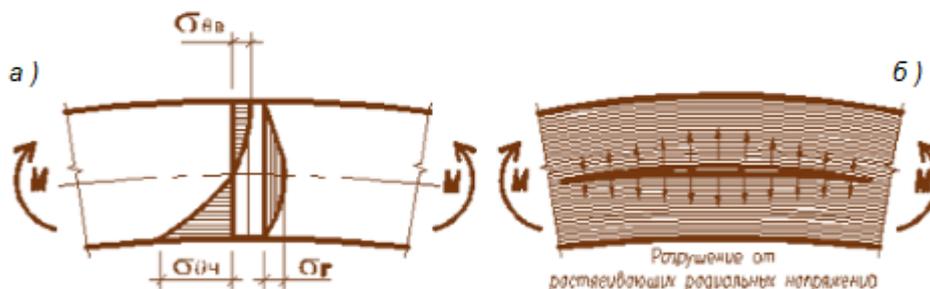


Рис. 6.

а) эпюры тангенциальных и радиальных напряжений в криволинейном участке ;

б) эскиз возможного разрушения от радиальных растягивающих напряжений в криволинейном участке балки, работающей на разгибающие усилия.

3.2.1. Прочность от действия краевых тангенциальных растягивающих напряжений по нижней грани балки в криволинейном участке балки

Тангенциальные напряжения - это те же нормальные напряжения вдоль волокон, но расположенные по касательным (т.е. тангенциально) к дугам криволинейного участка. Распределение тангенциальных напряжений в криволинейном участке показано на рис. 6, а). Естественно, проверяем прочность нижних растянутых волокон по нижней ламели криволинейной грани балки.

$$\sigma_{\text{танг}} := K_u \frac{M(0.5 \cdot L_p)}{W} = 10.76 \cdot \text{МПа}$$

$$< R_u = 12.79 \cdot \text{МПа}.$$

Запас по прочности составляет $\frac{R_u - \sigma_{\text{танг}}}{R_u} = 16\%.$

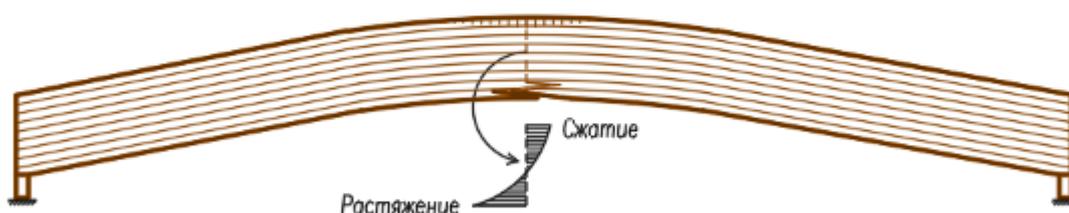


Рис. 7. Эскиз возможного разрушения от нормальных напряжений изгиба в криволинейном участке балки

3.2.2. Прочность центрального сечения от действия максимальных радиальных растягивающих напряжений поперек волокон в криволинейном участке балки

Проверим радиальные напряжения на растяжение поперек волокон древесины в центральном сечении с максимальным изгибающим моментом $M(0.5 \cdot L_p) = 259.47 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$ (распределение радиальных напряжений по высоте сечения в криволинейном участке показано на рис. 6.а) и 6.б)

$$\sigma_r := K_r \frac{M(0.5 \cdot L_p)}{W} = 0.211 \cdot \text{МПа}$$

$$< R_{p90} = 0.09 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности составляет $\frac{R_{p90} - \sigma_r}{R_{p90}} = -147\%.$

Если проверка по условию прочности балки по радиальным напряжениям не выполняется, то рекомендуется усилить криволинейный участок с помощью вклеенных стальных стержней, установленных по расчету в гнутоклееную часть балки в радиальном направлении.

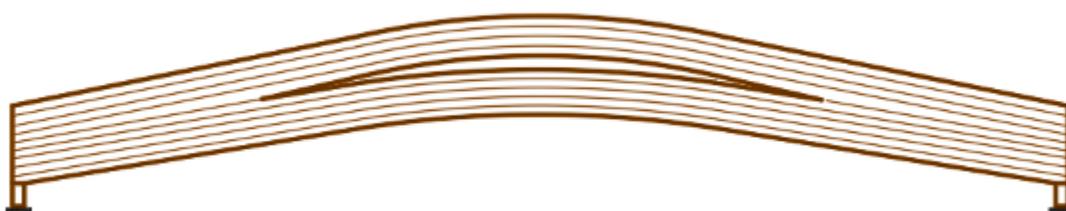


Рис. 8. Эскиз возможного разрушения от радиальных напряжений в криволинейном участке балки

▼ ОТКРЫТЬ, если требуется УСИЛЕНИЕ криволинейного участка, или ЗАКРЫТЬ, если не требуется

3.2.3. Расчет усиления криволинейного участка с помощью вклеенных стержней

- подбор стальных штырей радиального направления, работающих на растяжение

Для увеличения несущей способности криволинейного участка запроектируем армирование его вклеенными арматурными стержнями в радиальном направлении поперек волокон древесины.

Примем для этого арматурные стержни периодического профиля класса А-II диаметром $d_{\text{шт}} := 12 \text{ мм}$, которые расставляем веерообразно с шагом $a_{\text{шт}} := 450 \text{ мм}$ вдоль пролета в пределах

криволинейного участка (рис. 9), но не более трехкратной ширины балки, т.е. $\leq 3 \cdot b = 465 \text{ мм}$.

Расчетное сопротивление арматуры класса **A-300** на растяжение составляет $R_s := 280 \text{ МПа}$.

Вычислим полное усилие $N_{штм}$, приходящееся на один штырь в криволинейном участке в зоне нейтральной оси с максимальными радиальными напряжениями $\sigma_r = 0.21 \cdot \text{МПа}$. Для этого полагаем, что вклеенный штырь воспринимает радиальные напряжения на участке с размерами ($a_{штм} \times b$, где первый размер равен шагу штырей, а второй - ширине сечения балки. Таким образом, получаем

$$N_{штм} := \sigma_r \cdot (b \cdot a_{штм}) = 14.7 \cdot \text{кН}.$$

При этом напряжения растяжения, которые должны воспринимать стержни, составляют

$$\sigma_{штм} := \frac{N_{штм}}{0.25 \cdot \pi \cdot d_{штм}^2} = 129.9 \cdot \text{МПа} < R_s = 280 \cdot \text{МПа}.$$

Запас по прочности составляет $\frac{R_s - \sigma_{штм}}{R_s} = 54\%$.

Штыри ставим на протяжении всего криволинейного участка в отверстия диаметром на **5 - 7 мм** более диаметра штыря ($d_{штм} + 6 \text{ мм} = 18 \text{ мм}$). Для вклеивания штырей используем эпоксидный клей.

Отверстия выполняем глухими с использованием спиральных сверел (шнекового типа) по дереву, высверливаем их со стороны нижней криволинейной грани балки по середине ширины балки.

При длине криволинейного участка $L_{с.кр} := r_H \cdot 2 \cdot \theta = 403.1 \text{ см}$ и шаге штырей $a_{штм} = 450 \text{ мм}$

число штырей равно - $m_{штм} := \text{ceil}\left(\frac{L_{с.кр}}{a_{штм}}\right) + 1 = 10$ штук.

Длину штырей следует устанавливать примерно равной высоте сечения в точке сопряжения прямой нижней грани с гнутой гранью, т.е. на расстоянии от опоры $L_1 = 3.73 \text{ м}$. В нашем случае длину штыря принимаем $L_{штм} := 0.9 \cdot h = 89.1 \text{ см}$.

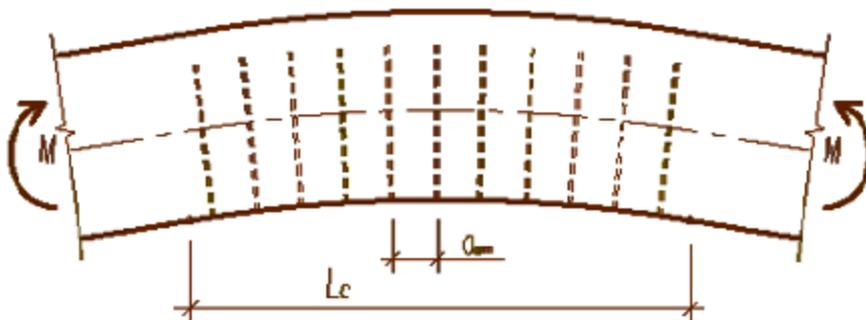


Рис. 9. Расстановка вклеенных арматурных стержней в криволинейном участке балки

- проверка клеевого соединения арматурного стержня и древесины при растяжении штырей поперек волокон древесины

Очевидно, что штырь удерживает верхнюю и нижнюю части сечения от взаимного разрыва поперек волокон за счет сил сцепления древесины нагельного гнезда с поверхностью клеевого цилиндра вокруг арматурного стержня. Силы этого сцепления действуют вдоль штыря, т.е. поперек волокон древесины, распределяются неравномерно аналогично эпюре радиальных напряжений и по сути являются касательными напряжениями по границе "клей-древесина". Прочность этого сцепления принимается по [1, 7.38] равной расчетному сопротивлению древесины на выдергивание или продавливание вклеенного стержня $R_{выд.прд} := 4.0 \text{ МПа}$, вклеенного поперек или наклонно к волокнам древесины.

При этом следует учесть следующие параметры:

- коэффициент, учитывающий зависимость расчетного сопротивления от диаметра стержня

$$m_d := 1.12 - \frac{10}{M} \cdot d_{штм} = 1.00 ;$$

- коэффициент, учитывающий работу стержней на выдергивание в зоне растягивающих напряжений

$$k_{\sigma} := 1 - \frac{0.01}{\text{МПа}} \cdot \sigma_r = 1.00 ;$$

- коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига в зависимости от длины заделываемой части стержня (в нашем случае учитываем полудлину стержня $0.5 \cdot L_{\text{штм}}$)

$$k_c := 1.2 - 0.02 \cdot \frac{0.5 \cdot L_{\text{штм}}}{d_{\text{штм}}} = 0.46 .$$

Таким образом, расчетное сопротивление на выдергивание составит:

$$R_{\text{выд}} := R_{\text{выд.прд}} \cdot m_d \cdot k_{\sigma} \cdot k_c = 1.83 \cdot \text{МПа} .$$

Эти (касательные) напряжения выдергивания можно определить, распределив суммарное усилие от "половины" (т.е. до нейтральной оси) эпюры радиальных напряжений по поверхности клеевого цилиндра арматурного стержня. В общем случае для решения этой задачи следует проинтегрировать радиальные напряжения по длине стержня от нижней (или верхней) кромки до нейтральной оси на ширине балки b , а потом вновь распределить их, но по боковой поверхности отверстия, т.е. равной произведению той же длины штыря на длину окружности отверстия под штырь.

Очевидно, что можно отказаться от громоздкого интегрирования по нелинейным зависимостям (эпюрам) распределения радиальных напряжений (σ_r) и считать, что касательные напряжения (τ) пропорциональны напряжениям σ_r с коэффициентом, равным отношению ширины балки к длине окружности отверстия под армирующий стержень. Тогда τ приближенно вычисляем по формуле:

$$\tau := \sigma_r \cdot \frac{b}{\pi \cdot (d_{\text{штм}} + 6 \cdot \text{мм})} = 0.58 \cdot \text{МПа} < R_{\text{выд}} = 1.83 \cdot \text{МПа} .$$

$$\text{Запас по прочности составляет } \frac{R_{\text{выд}} - \tau}{R_{\text{выд}}} = 68 \% .$$

□ ОТКРЫТЬ, если требуется УСИЛЕНИЕ криволинейного участка, или ЗАКРЫТЬ, если не требуется

3.3. Проверка устойчивости плоской формы деформирования при изгибе

Устойчивость от бокового выпучивания зависит от поперечной жесткости самой балки и от раскрепления ее поперечными связями.

Принимаем для начала раскрепление сжатой кромки балки только на опоре и связевым коньковым брусом в центре пролета. В этом случае расстояние между точками раскрепления из плоскости

$$l_{p_u} := 0.5 \cdot L_p = 5.73 \cdot \text{м} .$$

Боковая устойчивость для изгибаемых элементов прямоугольного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, оценивается коэффициентом ϕ_m в соответствии с [1, п. 6.14]. Для вычисления этого коэффициента предварительно определим из [1, прил. Е, табл. Е.2] величины k_{ϕ} и $k_{\text{жм}}$.

Для нашего случая распределения изгибающего момента (см. рис. 4) при $d := \frac{M(0 \cdot \text{м})}{M(l_{p_u})} = 0.00$ и при

$$\beta := \frac{h}{h} = 1.00 \quad \text{величина } k_{\phi} := 1.75 - 0.75 \cdot d = 1.75 \quad , \quad \text{а величина } k_{\text{жм}} := \sqrt{\beta} = 1.00 .$$

$$\text{Таким образом, значение } \phi_m := 140 \cdot \frac{b^2}{l_{p_u} \cdot h} \cdot k_{\phi} \cdot k_{\text{жм}} = 1.04 .$$

Проверка плоской формы деформирования при изгибе в центральном сечении выполняется по формуле (24) [2]

$$\sigma_{\text{уст}} := \frac{M(l_{p_u})}{\phi_m \cdot W} = 9.87 \cdot \text{МПа} .$$

$$\text{Запас прочности составляет } \frac{R_u - \sigma_{\text{уст}}}{R_u} = 23 \% .$$

Если требуется раскрепить балку чаще, то выполним проверку, раскрыв балку в $n := 5$ точках по длине балки из плоскости через $l_p := \frac{1}{n-1} \cdot L_p = 2.86 \cdot \text{м}$ ($l_{p_u} = 5.73 \cdot \text{м}$). (Здесь для n следует принимать

нечетные значения от 3 и более, чтобы в коньке всегда была связевая распорка).

$$\text{При } d := \frac{M(l_p - l_p)}{M(l_p)} = 0.75 \quad \text{величина } k_{\phi} := 1.75 - 0.75 \cdot d = 1.19 \quad , \quad \text{а при } \beta := \frac{h}{h} = 1.00$$

$$\text{величина } k_{жм} := \sqrt{\beta} = 1.00 \quad . \quad \text{Таким образом, значение } \phi_m := 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_{\phi} \cdot k_{жм} = 1.41 \quad .$$

$$\text{По формуле [1, (24)]:} \quad \sigma_{уст} := \frac{M(l_p)}{\phi_m \cdot W} = 7.3 \cdot \text{МПа} \quad .$$

$$\text{Запас прочности составляет} \quad \frac{R_u - \sigma_{уст}}{R_u} = 43 \% \quad .$$

Таким образом, для обеспечения устойчивости плоской формы изгиба балки необходимо установить раскрепление балки с шагом не более $l_p = 2.86 \cdot \text{м}$.

3.4. Прочность на скалывание при изгибе в опорных сечениях

Расчетное сопротивление древесины на растяжение поперек волокон с учетом :

$$R_{ск} := R'_{ск} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_A \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{н.сс} = 1.50 \cdot \text{МПа} \quad .$$

Проверку выполняем по известной формуле Журавского в соответствии с п. 4.10 [1] .

Наибольшие касательные напряжения возникают в опорных частях балки, где поперечная сила

$$\text{оказывается максимальной} \quad Q_{\max} := \frac{q \cdot L_p}{2} = 9240 \cdot \text{кгс} \quad .$$

Здесь $S = 18989.4 \cdot \text{см}^3$ - статический момент половины сечения на опоре ($x = 0$) ;

$J = 1253302.9 \cdot \text{см}^4$ - момент инерции опорного сечения на опоре ($x = 0$) .

Расчетное сопротивление в этом случае в соответствии с п. 3.2г [1]

$$\tau := \frac{Q_{\max} \cdot S}{J \cdot b} = 0.89 \cdot \text{МПа} \quad < \quad R_{ск} = 1.50 \cdot \text{МПа} \quad .$$

$$\text{Запас прочности составляет} \quad \frac{R_{ск} - \tau}{R_{ск}} = 41 \% \quad .$$

3.5. Расчет опорной площадки балки

Под опорную площадку необходимо выполнить горизонтальную подрезку балки, чтобы устранить скатную составляющую в опорных реакциях. При этом усилие опорной реакции будет передаваться под углом α к волокнам древесины (см. рис. 10). В соответствии с [1, табл. 3 п. 3] прочность древесины на смятие под углом $\alpha := \theta$ к волокнам древесины определяется по формуле

$$R_{см}(\alpha) := \frac{R'_{см}}{1 + \left(\frac{R'_{см}}{R'_{см,90.оп}} - 1 \right) \cdot \sin(\alpha)^3} \quad \text{при} \quad \alpha := (90^\circ - \alpha) = 77.8^\circ \quad .$$

Расчетное сопротивление под углом $\alpha = 77.8^\circ$ составляет $R_{см}(\alpha) = 3.17 \cdot \text{МПа}$.

Вертикальная опорная реакция $R_{оп} := Q_{\max} = 9.24 \cdot \text{тс}$.

Ширина площадки опирания равна ширине балки $b = 155 \cdot \text{мм}$.

Длину площадки опирания принимаем $a := 170 \cdot \text{мм}$. Не рекомендуется принимать длину площадки опирания более 1.5 ширины опираемой конструкции (т.е. $1.5 \cdot b = 233 \cdot \text{мм}$) . В силу некоторого поворота балки в опоре (даже при допустимых прогибах) это может привести к неравномерному распределению напряжений давления и смещению оси опорной реакции от центра опорной площадки.

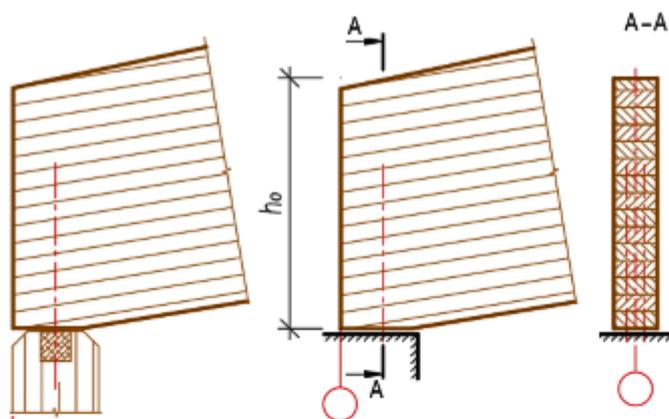


Рис. 10. Шарнирно неподвижная опора

В нашем случае напряжения смятия составляют $\sigma_{см} = \frac{R_{оп}}{b \cdot a} = 3.44 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_{см}(\alpha) - \sigma_{см}}{R_{см}(\alpha)} = -9\%$.

Если условие не выполняется и **процент расхождения отрицателен**, то в опорной площадке имеет место перенапряжение **по смятию поперек волокон** древесины.

Следовательно, необходимо укрепить опорную площадку, например, с помощью вклеенных стержней поперек волокон (см. рис. 11).

В силу вышеуказанного условия по смятию **УСИЛЕНИЕ опорной площадки = "требуется"**.

▼ ОТКРЫТЬ, если требуется УСИЛИТЬ опорную площадку вклеенными стержнями, или ЗАКРЫТЬ, если не требуется (п. 2.6)

3.6. Усиление опорной площадки вклеенными стержнями

Использование вклеенных арматурных стержней является эффективным способом усиления опорной площадки. Вклеенные стержни в этом случае работают на продавливание подобно висячим сваям и полностью снимают напряжения смятия древесины поперек волокон под опорой балки. Обычно применяют арматурные стержни из горячекатанной стали А300 диаметром 12, 14, 16, 18, 20, 25 мм.

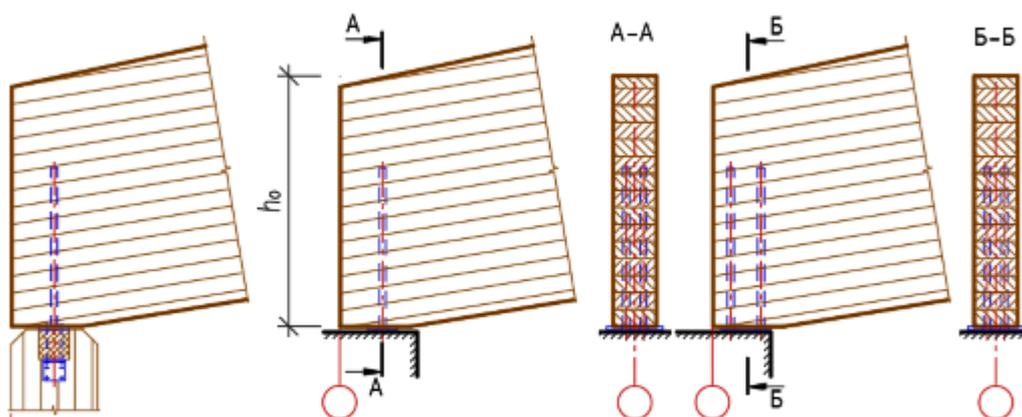


Рис. 11. Опорный узел дощатоклеенной балки с усилением вклеенными стержнями поперек волокон древесины

В соответствии с [1, п. 7.38] несущую способность вклеенного под углом к волокнам древесины (в том числе и поперек волокон) стержня на продавливание следует определять по формуле

$$T := R_{пр,д} \cdot \pi \cdot d_1 \cdot l_a \cdot k_c \cdot k_\sigma \cdot m_d \leq F_a \cdot R_a.$$

где $R_{пр,д} = 4.0 \cdot \text{МПа}$ - расчетное сопротивление древесины продавливанию вклеенного стержня;

$d := 16 \text{ мм}$ - диаметр вклеиваемого стержня из арматуры периодического профиля **A300**;

$d_1 := d + 5 \text{ мм} = 21.00 \text{ мм}$ - диаметр отверстия под вклеенный стержень;

$k_{\sigma} := 1.0$ - коэффициент, принимаемый для стержней, работающих на продавливание;

$l_a := 300 \text{ мм}$ - фактическая длина арматурного стержня;

$l_p := l_a - 3d = 252.00 \text{ мм}$ - расчетная длина стержня, принимаемая не более $25 \cdot d = 400 \text{ мм}$.

Условие_длины_стержня = "выполняется"

$k_c := 1.2 - 0.02 \cdot \frac{l_p}{d} = 0.89$ - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига по длине заделываемой части стержня;

$m_d := 1.12 - 10 \frac{d}{m} = 0.96$ - коэффициент, учитывающий зависимость расчетного сопротивления от диаметра стержня;

$F_a := 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 = 2.01 \text{ см}^2$ - площадь сечения вклеенного стержня;

$R_a := 285 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление арматурной стали **A300** вклеиваемого стержня.

Несущая способность одного арматурного стержня по прочности стали - $F_a \cdot R_a = 57.30 \text{ кН}$.

Несущая способность одного стержня на продавливание - $T := R_{пр.д} \cdot \pi \cdot d_1 \cdot l_p \cdot k_c \cdot k_{\sigma} \cdot m_d = 56.5 \text{ кН}$.

Проверим основное условие $T \leq F_a \cdot R_a$.

Условие_прочности_вклеенного_стержня = "выполняется"

Определим требуемое число вклеенных стержней для восприятия опорной реакции $R_{оп} = 90.6 \text{ кН}$.

$n'_{ст.опор} := \text{ceil}\left(\frac{R_{оп}}{T}\right) = 2$, принимаем с округлением до ближайшего четного, $n_{ст.опор} := 2 \text{ шт}$.

Обращаем внимание на то, что не рекомендуется применять количество стержней более **4 штук**.

☐ ОТКРЫТЬ, если требуется УСИЛИТЬ опорную площадку вклеенными стержнями, или ЗАКРЫТЬ, если не требуется (п. 2.6)

4. Расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям)

4.1. Вертикальный прогиб балки в центре пролета

Прогиб балки в центре пролета вычисляем с учетом влияния деформаций сдвига по формуле 55 [1] на нормативные нагрузки.

Коэффициент, учитывающий деформации сдвига от поперечной силы, по [1, прил. E, табл. E.3]

составляет $c := 15.4 + 3.8 \cdot \frac{h}{h} = 19.20$.

Момент инерции максимального по высоте сечения: $J = 1253303 \text{ см}^4$.

Прогиб без учета влияния деформаций сдвига по известной формуле для однопролетной балки:

$$f_o := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot L_p^4}{E_{дп} \cdot J} = 22 \text{ мм}.$$

Прогиб с учетом коэффициента "с" по [1, п. 6.35]: $f := f_o \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h}{L_p}\right)^2\right] = 25 \text{ мм}.$

Определение предельного относительного прогиба конструкции по [2, прил. E]

Предельный относительный прогиб $f_{пр}$ для пролета $L_p = 11.45 \text{ м}$ определится по линейной интерполяции в зависимости от того, выше или ниже **6 метров** высота помещения от чистого пола помещения до низа несущей конструкции.

В настоящем случае высота помещения до низа балки составляет

$$H_{эм.б} := H_{эм} + y_H(0.5 \cdot L_p) = 7.42 \cdot \text{м}.$$

Ниже даны параметры для вычисления предельного прогиба по СП 20.13330.2016.

$$vl := \left(\frac{1}{120} \quad \frac{1}{150} \quad \frac{1}{200} \quad \frac{1}{250} \quad \frac{1}{300} \right)^T. \quad vf_{\text{более.6м}} := (1\text{м} \quad 3\text{м} \quad 6\text{м} \quad 24\text{м} \quad 36\text{м})^T.$$

$$vf_{\text{менее.6м}} := (1\text{м} \quad 3\text{м} \quad 6\text{м} \quad 12\text{м} \quad 24\text{м})^T.$$

$$f_L := \begin{cases} \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{менее.6м}}, vl, L_p)} & \text{if } H_{эм.б} \leq 6\text{м} = 213. \\ \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{более.6м}}, vl, L_p)} & \text{if } H_{эм.б} > 6\text{м} \end{cases}$$

Предельный прогиб составит $f_{пр} := L_p \frac{1}{f_L} = 53.8 \cdot \text{мм}.$

Расчетный прогиб: $f = 24.7 \cdot \text{мм} < f_{пр} = 53.8 \cdot \text{мм}.$

Запас составляет $\left(\frac{f_{пр} - f}{f_{пр}} \right) = 54. \%$

4.2. Горизонтальное перемещение подвижной опоры

Полное горизонтальное перемещение подвижной опоры Δ следует определять с учетом поворота опорных сечений (рис. 12) на угол $\Delta\theta$. Уточненная формула при этом представляет собой

$$\Delta_1 := 4 \cdot \frac{f}{L_p} \cdot (t + h) \quad (1) \quad \text{или} \quad \Delta_2 := f \cdot 2 \tan(\gamma) + 2\Delta\theta \cdot \frac{h_{ср}}{\cos(\gamma)} \quad (2),$$

где t - разница в отметках оси балки на опоре и в центре пролета (рис. 12);

γ - угол наклона оси прямолинейной части балки: $\gamma := \theta = 12.23^\circ.$

$$t := \frac{L_p}{2} \cdot \tan(\gamma) - \frac{h_{ср} - h}{2} = 124.1 \cdot \text{см}.$$

$\Delta\theta$ - угол, на который повернулась ось балки при прогибе (рис. 12), вычислим по формуле

$$\Delta\theta := \frac{2 \cdot f}{L_p} \cdot \cos(\gamma) = 0.242^\circ.$$

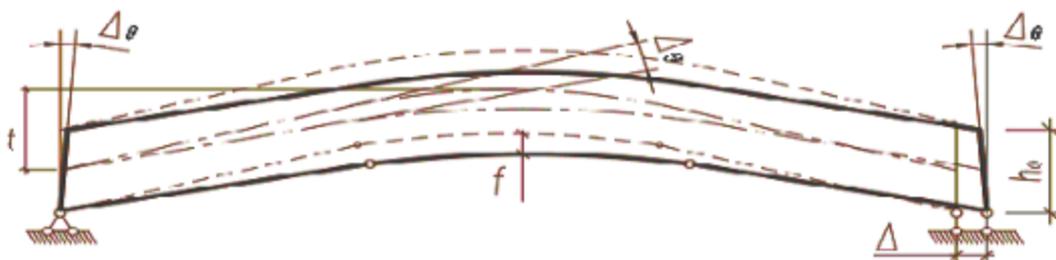


Рис. 12. Поворот опорных сечений при смещении подвижной опоры

Тогда горизонтальное смещение по формуле (1) составит $\Delta_1 := 4 \cdot \frac{f}{L_p} \cdot (t + h) = 19.28 \cdot \text{мм},$

а по формуле (2) $\Delta_2 := f \cdot 2 \tan(\theta) + 2\Delta\theta \cdot \frac{h}{\cos(\theta)} = 19.28 \cdot \text{мм}.$

В предыдущих отечественных нормах проектирования деревянных конструкций (см.[4, п. 6.19]) величина горизонтального смещения ограничивалась предельным значением, равным $\Delta_{пред} := 40\text{мм}.$

В настоящих действующих нормах [1] это ограничение снято, тем не менее величину горизонтального смещения необходимо лимитировать, так как оно может перенести опору за пределы опорной площадки и привести к разрушению сооружения.

На взгляд автора эту величину следует принять как (0.2 -:- 0.25) от ширины опорной части нижележащей конструкции. При этом следует проверить прочность нижележащей конструкции на внецентренную нагрузку от опорной реакции подвижной опоры гнутоклеенной балки.

С другой стороны, более правильным будет учитывать горизонтальное смещение только от временных нагрузок (например, снеговых), так как от этих периодических нагрузок возникают реальные смещения опоры. Ведь от постоянных нагрузок смещение возникает только первый и последний раз - после выполнения строительно-монтажных работ, то есть создания постоянных нагрузок. Это дает возможность конструктивно перемещать точку опирания, например, путем смещения центрирующего элемента.

Таким образом, определим горизонтальное смещение опоры только от снеговой нагрузки. Для этого сначала следует вычислить прогиб от снеговой нагрузки, причем от её расчетного значения.

Расчетное значение снеговой нагрузки равно $q_{сн} := 1.4 \cdot S_o \cdot \Psi \cdot \gamma_n = 11.17 \cdot \frac{кН}{м}$,

$$\text{прогиб от снеговой нагрузки составит } f_{сн} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{сн} \cdot L_p^4}{E_{дп} \cdot J} = 20.0 \cdot \text{мм}.$$

Горизонтальное смещение опоры от снеговой нагрузки

$$\Delta_{сн} := f_{сн} \cdot 2 \tan(\theta) + \frac{2 \cdot f_{сн}}{L_p} \cdot \cos(\gamma) \cdot \frac{h}{\cos(\theta)} = 12.1 \cdot \text{мм}.$$

Это составляет $\frac{\Delta_{сн}}{h_{см}} = 2.2\%$ от ширины (высоты) сечения опорной стойки - $h_{см} = 546 \cdot \text{мм}$.

5. Определение величины распора при закреплении гнутоклеенной балки на опорах

Если предполагается применять гнутоклеенную балку в качестве ригеля в составе балочно-стойечной рамы (см. рис. 13), в которой балка закреплена шарнирно на стойках рамы, то необходимо вычислить величину распора, вызванного распрямлением балки под действующими нагрузками. В этом случае распор в виде горизонтальной силы H передается на стойки, которые должны быть запроектированы с учетом этого распора. Как правило, это вызывает дополнительный изгибающий момент в жестком опорном узле стойки на фундаменте.

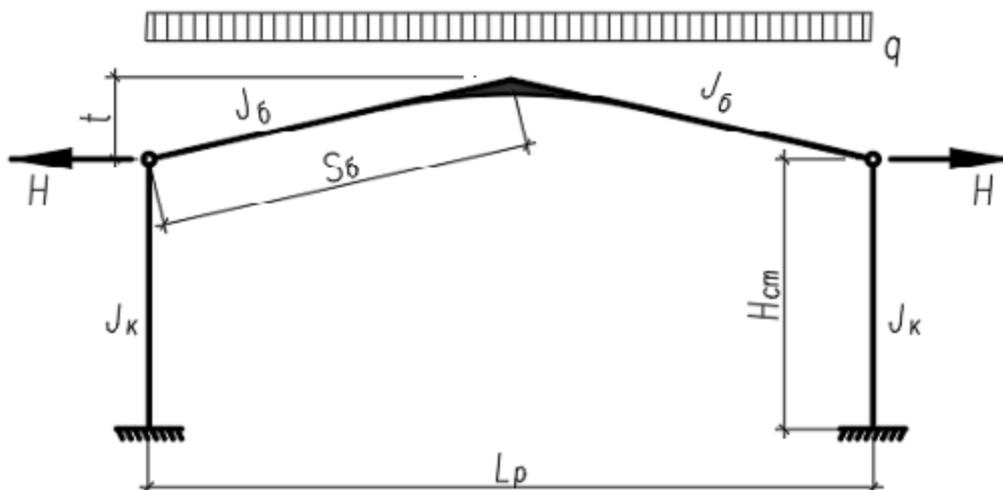


Рис. 13. Расчетная схема балочно-стойечной рамы с ригелем из гнутоклеенной балки

Величина распора определяется по формуле

$$H := \frac{5}{8} \cdot \frac{k \cdot t \cdot q \cdot S_b^2}{H_{см}^2 + k \cdot t^2}, \quad \text{здесь } k := \frac{J_{см}}{J_b} \cdot \frac{S_b}{H_{см}} \cdot \frac{E_{см}}{E_b};$$

$$S_b := \frac{L_p}{2 \cdot \cos(\theta)} = 5.86 \text{ м} \quad - \text{длина полуската балки при уклоне верхнего ската } i = 21.67\%;$$

$$H_{см} := H_{см} = 6.40 \cdot \text{м} \quad - \text{предполагаемая высота стойки с размерами сечения: высотой - } h_{см} = 546 \cdot \text{мм}$$

и шириной - $b_{cm} := b = 155 \cdot \text{мм}$, которая обычно принимается равной ширине сечения балки;

$$J_{cm} := \frac{b_{cm} \cdot h_{cm}^3}{12} = 210246 \cdot \text{см}^4 \quad \text{- момент инерции стойки (колонны);}$$

$$J_b := J = 1253303 \cdot \text{см}^4 \quad \text{- момент инерции балки;}$$

$t = 1.24 \cdot \text{м}$ - стрела подъема балки в центре пролета, см. рис. 13;

$$q = 15.82 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}} \quad \text{- полная расчетная погонная нагрузка с учетом снеговой нагрузки;}$$

$$q_n := q - S_o \cdot 1.4 \cdot \text{Ш} \cdot \gamma_n = 4.65 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}} \quad \text{- расчетная погонная постоянная нагрузка (без учета снега);}$$

При этом сосредоточенная нагрузка от постоянной нагрузки составит $N_n := q_n \cdot \frac{L_p}{2} = 26.62 \cdot \text{кН}$,

а сосредоточенная временная нагрузка от снега составит $N_{ep} := S_o \cdot 1.4 \cdot \text{Ш} \cdot \frac{L_p}{2} \cdot \gamma_n = 63.99 \cdot \text{кН}$.

$E_{cm} := E_{dp} = 10000 \cdot \text{МПа}$ и $E_b := E_{dp} = 10000 \cdot \text{МПа}$, модули упругости материала колонны и балки. Предполагается, что стойки и балка выполнены из клееной древесины.

Таким образом $k := \frac{J_{cm}}{J_b} \cdot \frac{S_b}{H_{cm}} \cdot \frac{E_{cm}}{E_b} = 0.15$.

Распор при полной расчетной нагрузке $H := \frac{5}{8} \cdot \frac{k \cdot t \cdot q \cdot S_b^2}{H_{cm}^2 + k \cdot t^2} = 1.57 \cdot \text{кН}$.

Распор при расчетной нагрузке без учета снега $H_n := \frac{5}{8} \cdot \frac{k \cdot t \cdot q_n \cdot S_b^2}{H_{cm}^2 + k \cdot t^2} = 0.46 \cdot \text{кН}$.

Полученные значения горизонтального распора H и соответствующие ему параметры следует использовать при расчете стоек и их опорных узлов балочно-стойечной системы.

6. Расчет расхода материалов на конструкцию балки и здание

Объем древесины "в деле" на одну балку, подсчитанный выше, составляет

$$V_{блк} = 1.82 \cdot \text{м}^3.$$

Общий объем клееной древесины "в деле" на все конструкции составит

$$V_d := V_{блк} \cdot (n_{ш} + 1) = 21.86 \cdot \text{м}^3.$$

Расход клея при механизированном нанесении обычно составляет при этом - $\rho_{кл} := 0.4 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$,

тогда общий расход клея на одну балку составит $P_{кл.1} := \frac{V_{блк}}{\delta_d} \cdot \rho_{кл} = 22.1 \cdot \text{кгс}$.

Общий расход клея на все конструкции $P_{кл} := P_{кл.1} \cdot (n_{ш} + 1) = 264.9 \cdot \text{кгс}$.

Расход стали (при плотности $\rho_{ст} := 7850 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$) на клеенные стержни на одну балку составит

$$G_{ст.1} := \pi \cdot \frac{d_{шт}^2}{4} \cdot L_{шт} \cdot m_{шт} \cdot \rho_{ст} = 7.91 \cdot \text{кгс}.$$

Общий расход стали на все здание $G_{ст} := G_{ст.1} \cdot (n_{ш} + 1) = 94.9 \cdot \text{кгс}$.

Монтажный вес балки $G_{\text{блк}} := V_{\text{блк}} \cdot \rho_{\text{д}} + P_{\text{кл.1}} + G_{\text{ст.1}} = 941 \cdot \text{кгс}$. $(k_{\text{блк}} := \frac{G_{\text{блк}}}{G} = 1.0329)$

Расход основных материалов на 1 кв. м (или на 100 кв. м) перекрываемой площади

Расход древесины балок $v := \frac{V_{\text{блк}}}{L \cdot Ш} = 0.034 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}$.

Площадь поверхности балки для нанесения лакокрасочных и защитных покрытий

на одну конструкцию $S_{\text{защ.1}} := 2 \cdot \left(2 \frac{L_1}{\cos(\gamma)} + r \cdot 2 \cdot \theta \right) \cdot (h + b) + 2 \cdot \frac{b \cdot h}{\cos(\gamma)} = 27.5 \cdot \text{м}^2$,

на все конструкции $S_{\text{защ}} := S_{\text{защ.1}} \cdot (n_{\text{ш}} + 1) = 329.9 \cdot \text{м}^2$.

Литература

1. СП 64.13330.2011. *Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80*. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. *Нагрузки и воздействия*. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. *Надежность строительных конструкций и оснований*. М.: Стандартинформ, 2015.
4. *Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80)*. М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. *Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова*. М.: АСВ, 2011. 536 с.
6. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. *Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие*. М.: АСВ, 2002. 285 с.
7. Дмитриев П.А. *Деревянные балки и балочные клетки: учебное пособие / П. А. Дмитриев*. Новосибирск: НИСИ, 1989. 161 с.
8. Шмидт А.Б., Халтурин Ю.В., Пантюшина Л.Н. *15 примеров расчета деревянных конструкций для курсовых и дипломных проектов: учебное пособие*. Барнаул: Изд-во АлтГТУ, 1997. 86 с.

Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 3.4. Балка гнутоклееная двускатная переменной высоты сечения

Запроектировать гнутоклееную двускатную балку покрытия переменной высоты сечения пролетом $L := 12 \text{ м}$ (при 0-привязке осей к наружным граням стоек/колонн).

Район строительства - г. _____, в котором нормативное значение веса снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $s_g := 2.5 \text{ кПа}$ по [2, табл. 10.1].

Уклон верхних скатов балки $i := \frac{1250 \text{ мм}}{0.5 \cdot L} = 20.8\%$. Здесь в числителе следует ввести разницу отметки конька балки и верха опорного сечения. Тогда угол наклона составит $\theta_e := \text{atan}(i) = 11.8^\circ$.

По нормам [4] уклон верхних скатов рекомендуется принимать в пределах 10 - 27% или 5.5° - 15°.

Угол наклона нижней грани $\theta_n := 10.0^\circ$ - обычно на 3-7° меньше, чем верхней грани. Переменность высоты сечений балки образуется при изготовлении за счет среза верхней грани балки. Нижние растянутые ламели балки, образующие криволинейность конструкции, не должны быть перерезаны. Шаг балок $Ш := 4.5 \text{ м}$. Число шагов по длине здания $n_{ш} := 11$. Длина здания $D := n_{ш} \cdot Ш = 49.5 \text{ м}$. Высота здания до низа опоры несущей конструкции $H_{эм} := 6.4 \text{ м}$.

Класс условий эксплуатации по [1, табл.1] _____ (1, А1, 2, 3 или 4).

Срок службы здания _____ лет, для которого коэффициент надежности по сроку службы составляет $\gamma_{н.сс} := 1.0$ (при сроке службы до 50 лет - 1.0; при более 50 до 100 лет - 0.9 и при более 100 лет - 0.8).

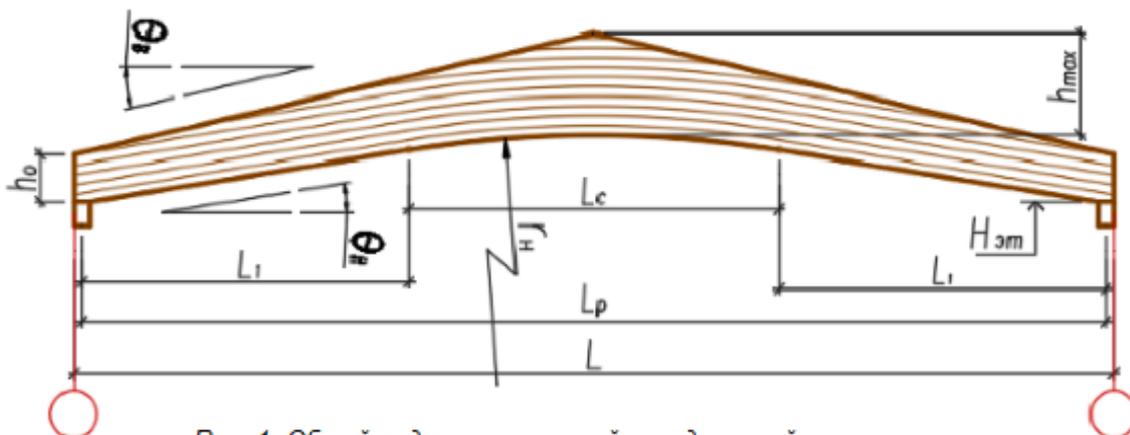


Рис. 1. Общий вид проектируемой клеодощатой конструкции

1. Технические параметры конструкции гнутоклееной балки

Расчетный пролет балки с учетом опирания на стойку (высотой сечения $h_{см} := 546 \text{ мм}$) составляет

$$L_p := L - h_{см} = 11.5 \text{ м}.$$

Принимаем предварительно высоту сечения в середине балки $h' := 1.3 \text{ м}$.

Это примерно соответствует рекомендациям $h = (1/9 - 1/12) \cdot L$ (фактически $\frac{L_p}{h'} = 8.8$).

Для изготовления балок приняты сухие сосновые доски влажностью 10-12% 2-3-го сортов. Доски стыкуются по длине на зубчатый шип.

Ширину сечения балки принимаем с учетом гладкого фрезерования боковых поверхностей балки.

Здесь из фактического размера доски надо вычесть 20 мм, если конструкция длиннее 12 м, и 15 мм - если менее 12,0 м. Тогда ширина сечения $b := 210 \text{ мм} - 20 \text{ мм} = 190 \text{ мм}$, где размер до фрезерования - это ширина досок в заготовке по сортаменту ГОСТ 24454-80.

Обычно рекомендуется ширину сечения принимать $b = (1/5 - 1/8)h$, в нашем случае это отношение фактически составляет - $\frac{h'}{b} = 6.8$.

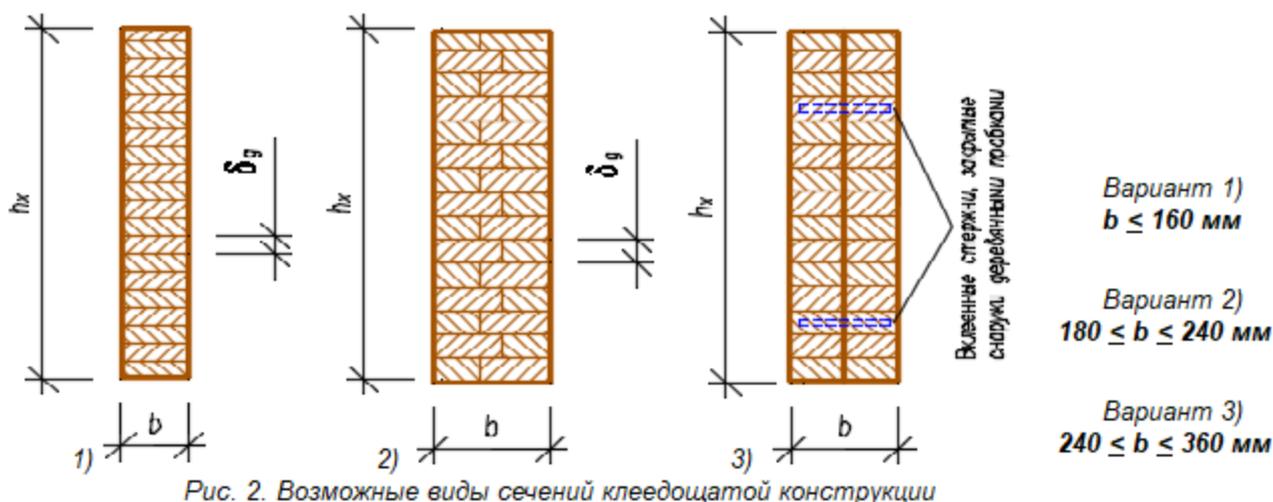


Рис. 2. Возможные виды сечений клеодощатой конструкции

Компоновку сечений клеодощатых конструкций следует принимать с учетом сортамента пиломатериалов, технологии изготовления и требований унификации.

Рекомендуется принимать ширину сечения клееных конструкций :

- для одинарных блоков, склеенных из досок только по пласти (вариант 1, рис. 2) :
 $80 \text{ мм}, 100 \text{ мм}, 120 \text{ мм}, 140 \text{ мм}, 160 \text{ мм}$;
- для одинарных блоков, склеенных из досок по пласти и по кромке (вариант 2, рис. 2) :
 не более 240 мм , причем расстояние между стыками по кромке - не менее толщины слоя δ_g ;
- для спаренного из двух клееных блоков на поперечных клеенных стержнях (вариант 3, рис. 2)
 не более 360 мм .

1.1. Геометрические параметры гнутоклееной балки переменной высоты сечения

Длина криволинейного участка выбирается $L_c = (0.1 \text{ --} 0.4) L_p$. ($0.1 \cdot L_p = 1.1 \cdot \text{м}$ $0.4 \cdot L_p = 4.6 \cdot \text{м}$).

Принимаем $L_c := 4.0 \text{ м}$. Тогда радиус кривизны нижней грани составит $r_H := \frac{L_c}{2 \cdot \sin(\theta_H)} = 11.518 \cdot \text{м}$.

Толщину досок (ламелей) по нормам проектирования [1] для криволинейных элементов конструкций рекомендуется принимать не более 33 мм , а склеивание досок толщиной более 50 мм для них вообще запрещено. Кроме того, толщину досок для криволинейных конструкций следует принимать с таким расчетом, чтобы отношение радиуса кривизны к толщине слоя (ламели) не превышало 150 согласно

[1, табл. 11]. Из этого условия толщина досок должна быть не более $\frac{r_H}{150} = 77 \cdot \text{мм}$.

На современных производствах это отношение часто (в запас) принимают 250 и более, чтобы отрицательный эффект распрямления гнутоклееного пакета значительно снижался, и была полная гарантия от растрескивания поперек волокон гнутоклееного пакета. Толщина слоя из этого условия

должна быть не более $\frac{r_H}{250} = 46 \cdot \text{мм}$.

Принимаем толщину $\delta_\partial := 33 \text{ мм}$ (после фрезерования пластей). При заданной высоте сечения число досок в балке составит $n_\partial := \text{ceil}\left(\frac{h'}{\delta_\partial}\right) = 40$. Принимаем число досок $n_\partial := 39$. Тогда фактическая максимальная высота сечения в середине пролета составит $h_{\text{max}} := \delta_\partial \cdot n_\partial = 1287 \cdot \text{мм}$.

Обычно на производстве, чтобы учесть распрямление гнутой части конструкции после изготовления, радиус кривизны несколько уменьшают, вычисляя его в соответствии с формулой

$r_{\text{пр_ео}} := r_H \cdot \left(1 - \frac{1}{n_\partial}\right) = 11510 \cdot \text{мм}$. При нашем количестве досок $n_\partial = 39$ поправка незначительна и

ею можно пренебречь ($r_H - r_{\text{пр_ео}} = 7.6 \cdot \text{мм}$), что составляет примерно $\frac{r_H - r_{\text{пр_ео}}}{r_H} = 0.07 \cdot \%$ от проектного радиуса кривизны $r_H = 11518 \cdot \text{мм}$.

Горизонтальная проекция прямолинейных по низу частей балки равна $L_1 := (L_p - L_c) \cdot 0.5 = 3727 \cdot \text{мм}$.

Определим высоту сечения балки на опоре $h_{оп}$ (по вертикальному срезу) :

$$h_{оп} := L_1 \cdot \tan(\theta_H) + r_H \cdot (1 - \cos(\theta_H)) + h_{max} - 0.5 \cdot L_p \cdot \tan(\theta_e) = 926 \cdot \text{мм}.$$

При этом расчетная высота опорного сечения, перпендикулярного оси, составляет :

$$h_o := h_{оп} \cdot \cos[0.5 \cdot (\theta_e + \theta_H)] = 909 \cdot \text{мм}.$$

Высота сечения в точке сопряжения прямолинейной оси с криволинейной осью, параллельной нижней грани балки:

$$h_1 := h_o + 2 \cdot \frac{L_1}{\cos[0.5 \cdot (\theta_e + \theta_H)]} \cdot \tan\left(\frac{\theta_e - \theta_H}{2}\right) = 1027 \cdot \text{мм}.$$

Вычислим точку на оси балки, в которой сопрягаются прямолинейная и криволинейная части этой оси:

$$L_{h1} := \frac{L_p}{2} - \left(r_H + \frac{h_1}{2}\right) \cdot \sin[0.5 \cdot (\theta_e + \theta_H)] = 3455 \cdot \text{мм}.$$

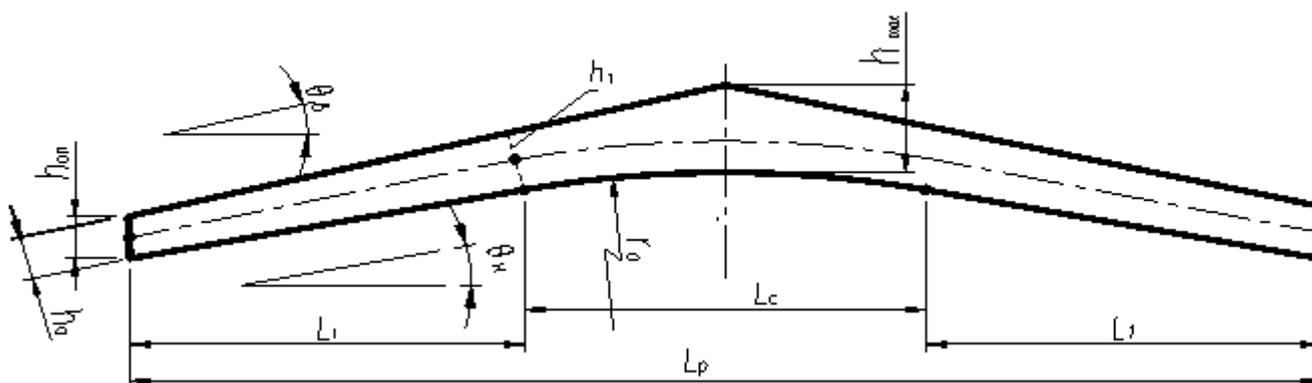


Рис. 3. Геометрические параметры гнутоклеенной балки переменной высоты сечения

Если принять по длине балки число расчетных точек $n_x := 200$, тогда расстояние от опоры до

каждой точки определится как $x := 0, \frac{L_p}{n_x} \dots L_p$ и шаг этих точек составит $\frac{L_p}{n_x} = 57 \cdot \text{мм}$.

Определим высоту сечения в каждой расчетной точке и построим график изменения этой высоты вдоль криволинейной оси, условно распрямленной по горизонтали.

$$h(x) := \begin{cases} h_o + 2 \cdot \frac{x}{\cos[0.5 \cdot (\theta_e + \theta_H)]} \cdot \tan[0.5 \cdot (\theta_e - \theta_H)] & \text{if } 0 \leq x \leq L_{h1} \\ (r_H + h_{max}) \cdot \frac{\sin(0.5 \cdot \pi - \theta_e)}{\sin\left(0.5 \cdot \pi + \theta_e - \operatorname{asin}\left(\frac{0.5 \cdot L_p - x}{r_H + 0.5 \cdot h_1}\right)\right)} - r_H & \text{if } L_{h1} < x \leq 0.5 \cdot L_p \\ (r_H + h_{max}) \cdot \frac{\sin(0.5 \cdot \pi - \theta_e)}{\sin\left(0.5 \cdot \pi + \theta_e - \operatorname{asin}\left(\frac{x - 0.5 \cdot L_p}{r_H + 0.5 \cdot h_1}\right)\right)} - r_H & \text{if } 0.5 \cdot L_p < x \leq L_p - L_{h1} \\ h_o - 2 \cdot \frac{x - L_p}{\cos[0.5 \cdot (\theta_e + \theta_H)]} \cdot \tan[0.5 \cdot (\theta_e - \theta_H)] & \text{if } L_p - L_{h1} < x \leq L_p \end{cases}$$

Верхний контур балки описывается выражением

$$h_e(x) := \begin{cases} h_{оп} + x \cdot \tan(\theta_e) & \text{if } 0 \leq x < 0.5 \cdot L_p \\ h_{оп} + 0.5 \cdot L_p \cdot \tan(\theta_e) - (x - 0.5 \cdot L_p) \cdot \tan(\theta_e) & \text{if } 0.5 \cdot L_p \leq x \leq L_p \end{cases}$$

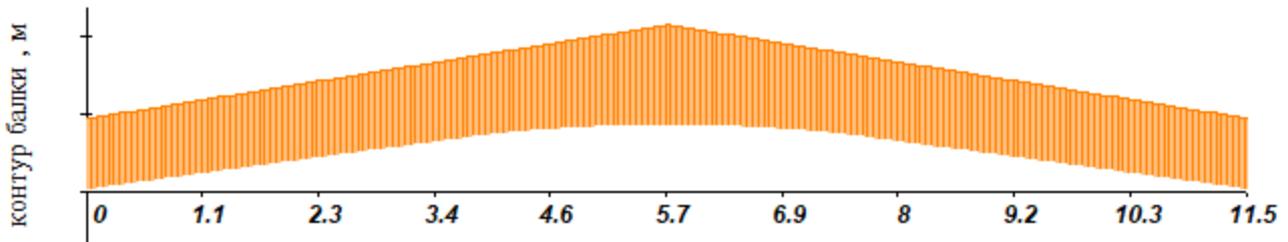


Рис. 4. Контур балки переменной высоты сечения

1.2. Прочностные и деформационные параметры конструкции

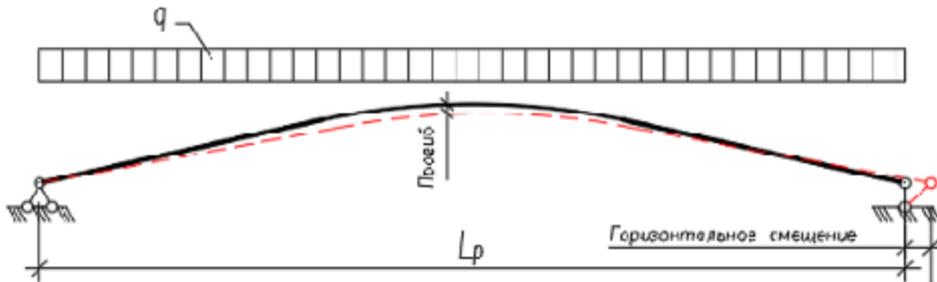


Рис. 5. Расчетная схема гнутоклеенной балки

Важной особенностью конструкции гнутоклеенной балки является наличие подвижности одной из опор. Этот факт следует учитывать при проектировании, монтаже и эксплуатации. Если не обеспечить подвижность опоры, то конструкция превращается в двухшарнирную арку и должна рассчитываться по другой расчетной схеме, как сжато-изгибаемый элемент. При этом возникает распор, который может достичь достаточно большой величины и должен восприниматься опорами нижележащих конструкций.

С другой стороны, наличие подвижной опоры приводит к смещению оси опорной реакции и соответственно к внецентренной передаче усилия на нижерасположенную конструкцию, например, стойку/колонну. Это следует учитывать при проектировании стойки/колонны.

- | | | |
|--|---|---|
| <input type="radio"/> 1/К26
<input checked="" type="radio"/> 2/К24
<input type="radio"/> 3/К16 | Выберем Сорт/Класс прочности применяемой древесины с СП 64.13330.2011 и уровень ответственности проектируемого здания | <input type="radio"/> Повышенный уровень ответственности
<input checked="" type="radio"/> Нормальный уровень ответственности
<input type="radio"/> Пониженный уровень ответственности |
|--|---|---|

Коэффициент $\gamma_n = 1.0$ учитывает уровень ответственности здания, в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

- В нагрузку для данного расчета входит
- | | |
|--|------------|
| <input type="radio"/> Ветровая или монтажная
<input type="radio"/> Сейсмическая
<input checked="" type="radio"/> не входит вышеуказанная | нагрузка . |
|--|------------|

Автоматический выбор расчетны

Модуль упругости древесины сосны вдоль волокон $E_{др} = 10000 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление древесины на изгиб и сжатие(смятие) вдоль волокон для принятых размеров сечения: $R'_u = 15.00 \cdot \text{МПа}$. ($R'_{см} := R'_u$).

Расчетное сопротивление древесины на сжатие и смятие поперек волокон по всей поверхности: $R'_{с90} = 1.8 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление древесины на скалывание при изгибе клееных элементов: $R'_{ск} = 1.50 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление клееной древесины на растяжение вдоль волокон: $R'_{p0} = 9.00 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление клееной древесины на растяжение поперек волокон: $R'_{p90} = 0.1 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление древесины на местное смятие поперек волокон (в опорах и ...): $R'_{см.90.оп} = 3.0 \cdot \text{МПа}$.

2. Сбор нагрузок и статический расчет

Расчетная схема балки приведена на рис. 5. Левая опора - шарнирно неподвижная, правая - шарнирно подвижная. Поперечная нагрузка - равномерно распределенная.

2.1. Расчет нагрузок на конструкцию

1. Нормативная нагрузка от вышележащего покрытия составляет: $q'_{нп} := 0.745 \text{ кПа}$.

2. Расчетная нагрузка от вышележащего покрытия составляет: $q'_п := 0.845 \text{ кПа}$.

Подсчитаем собственный вес балки.

Предварительно до расчета сечений собственный вес балки можно получить по известным формулам с использованием коэффициентов собственного веса (например, по Приложению 2 Пособия [4]). Однако применение этой методики основано на эмпирических формулах и дает весьма приближенный результат, особенно для современных нетрадиционных конструкций.

В настоящем примере воспользуемся формулами для точного расчета объема балки, по которым можно легко пересчитать новый объем при изменении размеров конструкции и соответственно вычислить собственный вес конструкции.

Объем балки по её длине по оси $V_{\text{блк}} := b \cdot \int_0^{L_p} \frac{h(x)}{\cos[0.5 \cdot (\theta_e + \theta_n)]} dx = 2.27 \cdot \text{м}^3$.

Плотность древесины - $\rho_d := 500 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$. Вес балки - $G := V_{\text{блк}} \cdot \rho_d = 1134.1 \cdot \text{кгс}$.

С учетом коэффициента усиления арматурой центрального криволинейного участка $K_{\text{блк}} := 1.0315$ (см. п. 6) полный вес балки составит $G_B := G \cdot K_{\text{блк}} = 1170 \cdot \text{кгс}$

3. Нормативная нагрузка от веса балки на 1 м² пола - $q'_{нб} := \frac{G_B}{L \cdot Ш} = 0.212 \cdot \text{кПа}$,

В целях повышения огнестойкости конструкции обшиваем балку листами гипсокартона

плотностью $\rho_{\text{гпс}} := 1600 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$ и толщиной $t_{\text{гпс}} := 2 \times 0.0 \text{ мм} = 0.0 \text{ мм}$.

4. Нормативная нагрузка от огнезащиты $q'_{\text{нозн}} := \rho_{\text{гпс}} \cdot \left[\frac{(t_{\text{гпс}}) \cdot L \cdot (h_{\text{оп}} + h_{\text{мах}}) + b \cdot L_p \cdot t_{\text{гпс}}}{L \cdot Ш} \right] = 0.0 \cdot \text{кПа}$.

5. Нормативная снеговая нагрузка S_o с учетом коэффициента c_e сноса снега ветром и уклона скатов до 12% (а также $k := 0.65$ - для местности типа "_____") и $l_c := \left(2 \cdot L - \frac{L^2}{D} \right) \cdot \frac{1}{\text{м}} = 21.1$)

$c_e := (1.2 - 0.4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0.8 + 0.002 \cdot l_c) = 0.739$. При $c_t := 1.0$ и $\mu := 1.0$ (так как уклон менее 30°)

получаем $S_o := c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot s_g = 1.8 \cdot \text{кПа}$.

Таблица сбора нагрузок на 1 кв. метр горизонтальной поверхности

Наименование нагрузки	Нормат. нагрузка, кН/м ²	Козф-т надежн. по нагр.	Расчет. нагрузка, кН/м ²
Постоянная			
Конструкция покрытия	0.75		0.85
собственный вес балки	0.21	1.1	0.23
огнезащита -	0.00	1.2	0.00
	Итого	0.96	1.08
Временная			
Снеговая	1.85	1.4	2.59
	Всего	2.81	3.67

Подсчитаем нагрузки на 1 пог. метр балки с учетом ответственности сооружения ($\gamma_n = 1.0$).

Из таблицы нормативная нагрузка на 1 кв. м: $q'_n := q'_n \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 2.81 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Из таблицы расчетная нагрузка на 1 кв. м: $q' := q' \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 3.67 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Нормативная погонная нагрузка: $q_n := q'_n \cdot \text{Ш} \cdot \gamma_n = 12.6 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ ($q_n = 1.287 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$)

Расчетная погонная нагрузка: $q := q' \cdot \text{Ш} \cdot \gamma_n = 16.5 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ ($q = 1.682 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$)

2.2. Внутренние усилия M и Q по оси конструкции

Определим "функцию" изгибающего момента в некотором сечении "x" по длине балки:

$$M(x) := \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L_p - x), \quad M_{\max} := M\left(\frac{L_p}{2}\right) = 27.6 \cdot \text{тс} \cdot \text{м}.$$

То же для поперечной силы - $Q(x) := q \cdot \left(\frac{L_p}{2} - x\right)$.

Момент инерции в некотором сечении "x" - $J(x) := \frac{b \cdot h(x)^3}{12}$.

Момент сопротивления в некотором сечении "x" - $W(x) := \frac{b \cdot h(x)^2}{6}$.

Статический момент половины сечения "x" - $S(x) := \frac{b \cdot h(x)^2}{8}$.

Нормальные краевые напряжения в любом сечении "x" определяются как $\sigma(x) := \frac{M(x)}{W(x)}$.

Касательные напряжения в любом сечении "x" определяются как $\tau(x) := \frac{Q(x) \cdot S(x)}{J(x) \cdot b}$.

Определения коэффициента т.б

Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - т.б, т.о и т.а

Определение коэффициента т.сл

Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - т.сл, т.гн и Гамма н(сс), табл. 10 ... 12

Определение коэффициента т.гн

Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - тв, mt, md и mn

3. Расчет по первой группе предельных состояний

Ниже приведены коэффициенты условия работы, необходимые для данного расчета :

1. $m_e = 1.00$ - для различных условий эксплуатации (температурно-влажностный режим) по [1, п.а, табл.7] ;
2. $m_T = 1.00$ - для конструкций, эксплуатируемых при температуре воздуха до + 35 °С (1.0) ... при + 50 °С (0.8). Для промежуточных температур использовать линейную интерполяцию [1, п.б] ;
3. $m_D = 1.00$ - для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок (0.8) [1, п.в] ;
4. $m_H = 1.00$ - для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия кратковременных (ветровой, монтажной, сейсмической и пр.) по [1, п.а, табл.8] ;
5. $m_B = 0.843$ - учет снижения прочности при высоте сечения более 50 см по [1, п.г, табл.9];
6. $m_a = 1.00$ - для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением (0.9);
7. $m_{cl} = 1.00$ - учет влияния толщины слоя (ламели) на прочность древесины вдоль волокон;
8. $m_{zn} = 1.00$ - учет снижения прочности криволинейных элементов за счет гнутья ламелей;
9. $\gamma_{н.сс} = 1.0$ - коэффициент надежности по сроку службы (равен от 1.0 до 0.9 - при сроке от 50 до 100 лет соответственно и 0.8 - более 100 лет) [1, п.к, табл.12];
10. $\gamma_n = 1.0$ - коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания, в соответствии с ГОСТ 27751-2014 "Надежность строительных конструкций и оснований".

3.1. Проверка прочности по нормальным напряжениям от изгиба в точках сопряжения криволинейного участка с прямолинейными участками

Проверим прочность балки в сечении в точке сопряжения прямолинейных участков с криволинейным $L_1 = 3.7 \cdot \text{м}$ с высотой сечения $h_1 = 1027 \cdot \text{мм}$;

Расчетное сопротивление изгибу: $R_u := R'_u \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_B \cdot m_a \cdot m_{cl} \cdot \gamma_{н.сс} = 12.7 \cdot \text{МПа}$

Момент сопротивления $W(L_1) = 33406 \cdot \text{см}^3$. Изгибающий момент $M(L_1) = 24.2 \cdot \text{тс} \cdot \text{м}$.

Нормальные напряжения $\sigma_1 := \frac{M(L_1)}{W(L_1)} = 7.1 \cdot \text{МПа} < R_u = 12.7 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_u - \sigma_1}{R_u} = 44\%$.

Определим "опасное" сечение, в котором нормальные крайевые напряжения от изгиба ($\sigma(x)$) оказываются максимальными. Для этого построим график распределения нормальных напряжений по длине балки.

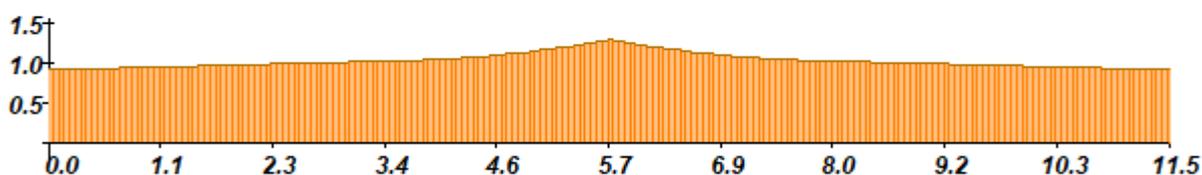


Рис. 6. График изменения высоты сечения балки, условно распрямленной по горизонтали

Масштабные коэффициенты

Так как балка имеет переменную высоту сечения, то сечение с максимальными нормальными напряжениями изгиба (так называемое "Опасное сечение") не совпадает с сечением с максимальным изгибающим моментом. Определим положение "Опасного сечения X" по длине нашей конструкции.

В двускатной балке переменного сечения с прямолинейными нижним и верхним поясами это "Опасное сечение" X определяется по известной формуле $X = \frac{L \cdot h_0}{2 \cdot h_{max}}$.

Однако для криволинейной балки с переменной высотой сечения эта формула работает неверно, так как высота сечения по длине балки меняется нелинейно. Поэтому воспользуемся MathCad-функцией $Maximize(\sigma, x)$, которая позволяет определить расстояние от опоры до максимального значения нормальных напряжений.

Так, в левой части балки до ее середины, то есть до $x_{лев} := 0.5 \cdot L_p$ "Опасное сечение" расположено на расстоянии $X_{лев} := Maximize(\sigma, x_{лев}) = 396.5 \text{ см}$, а в правой части это сечение расположено симметрично относительно центра балки: $X_{прав} := L_p - X_{лев} = 748.9 \text{ см}$. Нормальные напряжения в

опасном сечении составляют $\sigma_{оп.сеч} := \frac{M(X_{лев})}{W(X_{лев})} = 7.16 \cdot \text{МПа}$.

Теперь можно точно определить, где находится "Опасное сечение": в прямолинейной зоне балки или в криволинейной, то есть ближе, чем $L_1 = 372.7 \text{ см}$, или дальше от него.

На рис. 7 показано расположение "Опасного сечения" по отношению к криволинейной зоне балки.

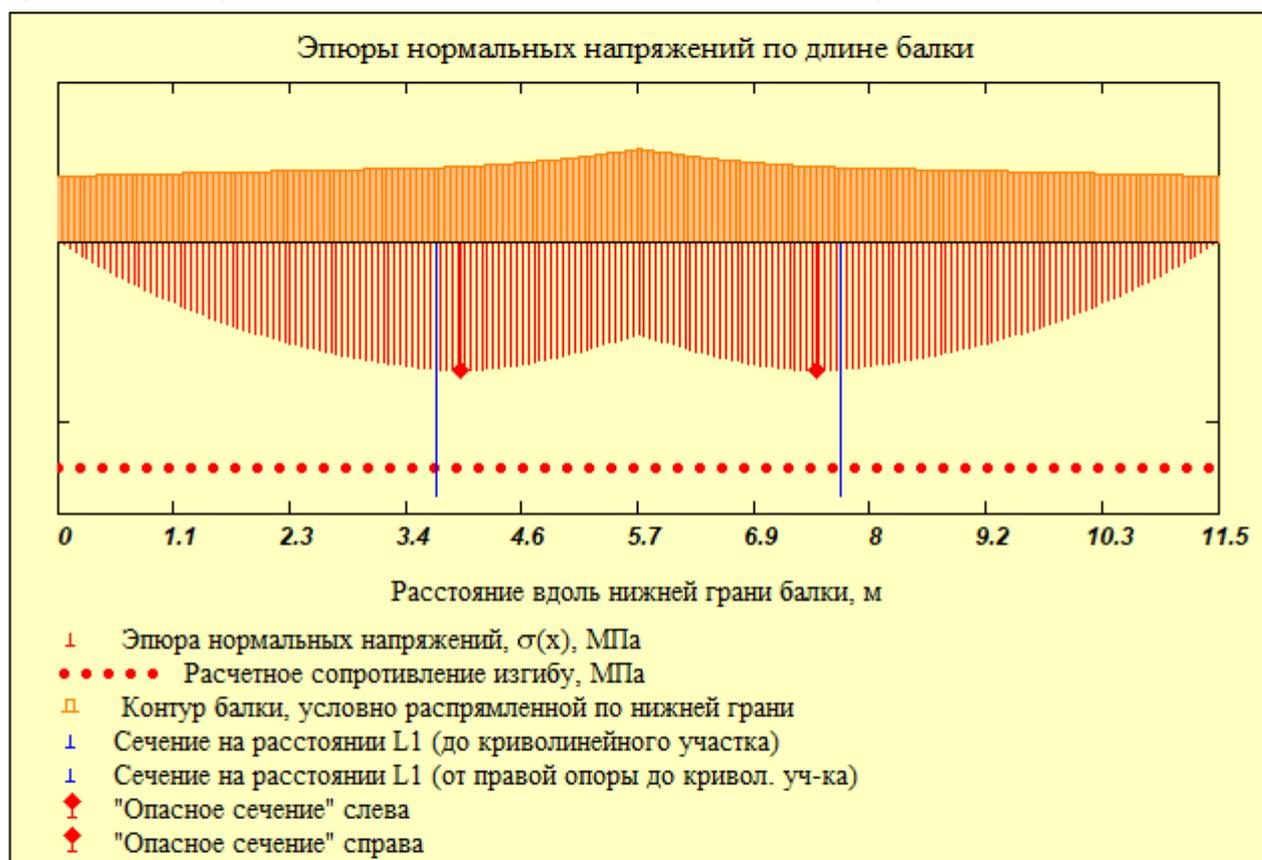


Рис. 7. Эпюры нормальных изгибных напряжений по длине балки



Для принятой геометрии балки **Опасное_сечение_находится = "в криволинейной зоне балки"**.

- ▶ Открыть, если "Опасное сечение" находится в ПРЯМОлинейной зоне, или закрыть, если в криволинейной
- ▼ Открыть, если "Опасное сечение" находится в КРИВОлинейной зоне, или закрыть, если в прямолинейной

- Проверка прочности на растяжение от изгиба в "опасном сечении" КРИВОЛИНЕЙНОЙ зоны по нижней кромке балки

Расчетное сопротивление изгибу $R_u = 12.7 \cdot \text{МПа}$ (см. выше).

Высота опасного сечения составляет $h(X_{лев}) = 103.9 \text{ см}$.

Нормальные напряжения растяжения в этом сечении равны $\sigma_p(x) := \sigma(x)$.

$$\sigma_p(X_{лев}) = 7.2 \cdot \text{МПа} < R_u = 12.7 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности в опасном сечении составляет $\frac{R_u - \sigma_p(X_{лев})}{R_u} = 43\%$.

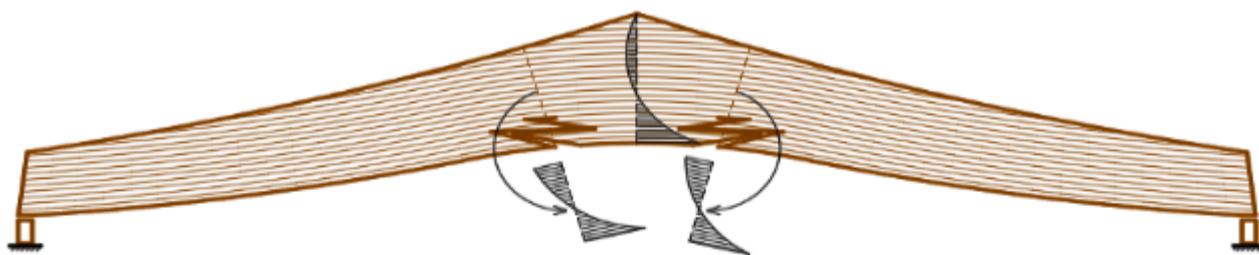


Рис. 8. Эскиз возможного разрушения от нормальных напряжений изгиба по нижней кромке в криволинейном участке балки

Выполним проверку прочности на сжатие в "опасном сечении" криволинейной зоны по верхней кромке балки.

$$\sigma_c(x) := \sigma(x)$$

Здесь следует учитывать дополнительные напряжения на скошенных краях в соответствии

с [1, п.8,14] путем добавления выражения $k_{сж} := 1 + \tan[05 \cdot (\theta_e - \theta_n)]^2 = 1.02$. Но в криволинейной зоне в это выражение следует еще добавить угол величиной $\Delta\theta_x := \text{atan}\left(\frac{h(X_{леес}) - h(L_1)}{X_{леес} - L_1}\right) = 0.1$.

Тогда коэффициент $k_{сж}$ будет равным $k_{сж,кр} := 1 + \tan[05 \cdot (\theta_e - \theta_n + \Delta\theta_x)]^2 = 1.19$.

Для опасного сечения 'X_{леес}' нормальные напряжения по верхней кромке составляют

$$\sigma_c(X_{леес}) \cdot k_{сж,кр} = 8.5 \cdot \text{МПа} < R_u = 12.7 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности в опасном сечении 'X_{леес}' составляет $\frac{R_u - \sigma_c(X_{леес}) \cdot k_{сж}}{R_u} = 42\%$.

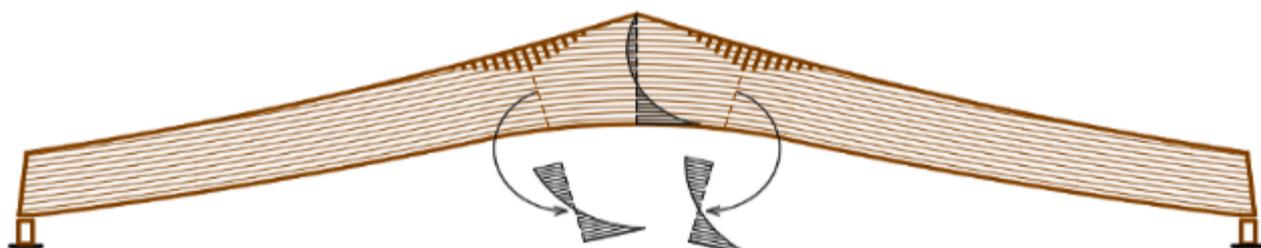


Рис. 9. Эскиз возможного разрушения от нормальных напряжений изгиба по верхней кромке в криволинейном участке балки

Открыть, если "Опасное сечение" находится в КРИВОлинейной зоне, или :

3.2. Расчет центрального криволинейного участка

Расчетное сопротивление древесины на растяжение поперек волокон с учетом:

$$R_{p90} := R'_{p90} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_B \cdot m_a \cdot m_{сп} \cdot \gamma_{н,св} = 0.084 \cdot \text{МПа}.$$

Известно, что напряженное состояние в криволинейных элементах отличается от напряженного состояния прямолинейных элементов. В частности, нормальные напряжения от изгиба распределяются не "по треугольнику", а по параболе. И в силу криволинейности элемента в нем еще возникают радиальные напряжения, которые при "распрямляющем" изгибающем моменте являются растягивающими, причем поперек волокон древесины, см. рис. 10, 11 и 12.

Так как прочность древесины на растяжение поперек волокон очень невелика и в криволинейном участке конструкции может произойти раскалывание, то этому расчету следует уделять повышенное внимание. Заметим, если опоры закрепить, то будет возникать распор, и конструкция превращается в двухшарнирную арку, становится сжато-изгибаемым элементом, расчет которого следует выполнять по другой расчетной схеме.

Средний радиус кривизны в центре пролета балки составляет $r := r_H + 0.5 \cdot h_{\text{max}} = 12.2 \cdot \text{м}$.

Вычислим относительный радиус кривизны $\beta := \frac{r}{h_{\max}} = 9.4$ и рассчитаем коэффициенты:

$$A_{\theta} := 1 + 1.4 \cdot \tan(\theta_e) + 5.4 \cdot \tan(\theta_e)^2 = 1.5 ; \quad B_{\theta} := 0.35 - 8 \cdot \tan(\theta_e) = -1.3 ;$$

$$C_{\theta} := 0.555 + 8.25 \cdot \tan(\theta_e) - 7.825 \cdot \tan(\theta_e)^2 = 1.9 ; \quad D_{\theta} := 6 \cdot \tan(\theta_e) = 1.3 ;$$

$$A_r := 0.2 \cdot \tan(\theta_e) = 0.0 ; \quad B_r := 0.25 - 1.5 \cdot \tan(\theta_e) + 2.585 \cdot \tan(\theta_e)^2 = 0.0 ;$$

$$C_r := 2.1 \cdot \tan(\theta_e) - 4 \cdot \tan(\theta_e)^2 = 0.3 .$$

Тогда коэффициент для определения нормальных тангенциальных напряжений

по внутреннему радиусу $K_u := A_{\theta} + \frac{B_{\theta}}{\beta} + \frac{C_{\theta}}{\beta^2} + \frac{D_{\theta}}{\beta^3} = 1.4$.

Коэффициент для определения максимальных радиальных растягивающих напряжений в области нейтральной оси криволинейного участка

$$K_r := A_r + \frac{B_r}{\beta} + \frac{C_r}{\beta^2} = 0.050 .$$

Коэффициенты K_u и K_r можно также определить по графикам [4, рис. 28 и 29].

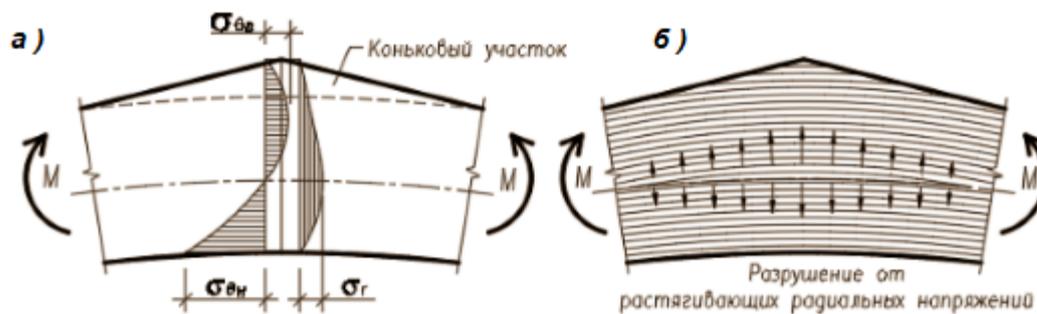


Рис. 10. а) эпюры тангенциальных и радиальных напряжений в криволинейном участке постоянной высоты сечения, б) эскиз возможного разрушения от радиальных растягивающих напряжений в криволинейном участке балки, работающей на разгибающие усилия

3.2.1. Прочность центрального сечения от действия максимальных радиальных растягивающих напряжений поперек волокон в криволинейном участке

Проверим радиальные напряжения на растяжение поперек волокон древесины в центральном сечении

с максимальным изгибающим моментом $M_{\max} := M \left(\frac{L_p}{2} \right) = 27582 \cdot \text{кгс} \cdot \text{м}$ и моментом сопротивления

$$\text{сечения } W_{\max} := \frac{b \cdot h_{\max}^2}{6} = 52452 \cdot \text{см}^3 . \quad \sigma_r := K_r \cdot \frac{M_{\max}}{W_{\max}} = 0.257 \cdot \text{МПа} > R_{p90} = 0.084 \cdot \text{МПа} .$$

Процент расхождения $\frac{R_{p90} - \sigma_r}{R_{p90}} = -205. \%$ - Условие НЕ выполнено.

В этом случае рекомендуется увеличить сечение, радиус кривизны или установить клеенные арматурные стержни в центральный участок в радиальном направлении. Стоит заметить, что увеличение высоты сечения приводит к увеличению объема древесины (и массы) примерно на 30-40%.

В настоящем примере предполагается усиление криволинейного участка клееными штырями из арматурной стали периодического профиля. Штыри клеиваются на эпоксидном клее (компаунде типа ЭП-5) в отверстия, диаметр которых на 5-6 мм больше номинального диаметра штырей.



Рис. 11. Эскиз возможного разрушения от радиальных напряжений в криволинейном участке балки

ОТКРЫТЬ, если требуется усиление криволинейного участка, или ЗАКРЫТЬ, если не требуется

3.2.2. Расчет усиления криволинейного участка с помощью вклеенных стержней

- подбор стальных штырей радиального направления, работающих на растяжение

Для увеличения несущей способности криволинейного участка запроектируем армирование его вклеенными арматурными стержнями в радиальном направлении поперек волокон древесины. Примем для этого арматурные стержни периодического профиля класса **A-300** диаметром $d_{шт} := 12 \text{ мм}$, которые расставляем веерообразно с шагом $a_{шт} := 450 \text{ мм}$ вдоль пролета в пределах криволинейного участка (см. рис. 10 и 11).

Расчетное сопротивление арматуры класса **A-300** на растяжение составляет $R_s := 280 \text{ МПа}$.

Вычислим полное усилие $N_{шт}$, приходящееся на один штырь в криволинейном участке в зоне нейтральной оси с максимальными радиальными напряжениями $\sigma_r = 0.3 \cdot \text{МПа}$. Для этого полагаем, что вклеенный штырь воспринимает радиальные напряжения на участке с размерами $a_{шт}$ и b , где первый размер равен шагу штырей, а второй - ширине сечения балки. Таким образом, получаем

$$N_{шт} := \sigma_r \cdot (b \cdot a_{шт}) = 22.0 \cdot \text{кН}.$$

При этом напряжения растяжения в стержнях составляют

$$\sigma_{шт} := \frac{N_{шт}}{0.25 \cdot \pi \cdot d_{шт}^2} = 194.5 \cdot \text{МПа} < R_s = 280 \cdot \text{МПа}.$$

Запас по прочности составляет $\frac{R_s - \sigma_{шт}}{R_s} = 31\%$.

Штыри ставим на протяжении всего криволинейного участка в отверстия диаметром на **4-6 мм** более диаметра штыря ($d_{шт} + 5 \text{ мм} = 17 \cdot \text{мм}$). Для вклеивания штырей используем эпоксидный клей.

Отверстия выполняем глухими с использованием спиральных сверел (шнекового типа) по дереву, высверливаем их со стороны нижней криволинейной грани балки по середине ширины балки.

При длине криволинейного участка $L_{с.кр} := r_n \cdot 2 \cdot \theta_n = 402.0 \cdot \text{см}$ и шаге штырей $a_{шт} = 450 \cdot \text{мм}$

число штырей равно - $m_{шт} := \text{ceil}\left(\frac{L_{с.кр}}{a_{шт}}\right) + 1 = 10$ штук.

Длину штырей следует устанавливать примерно равной высоте сечения в точке сопряжения прямой нижней грани с гнутой гранью, т.е. на расстоянии от опоры $L_1 = 3.7 \cdot \text{м}$. В нашем случае длину штыря принимаем $L_{шт} := 0.9 \cdot h_1 = 92.4 \cdot \text{см}$.

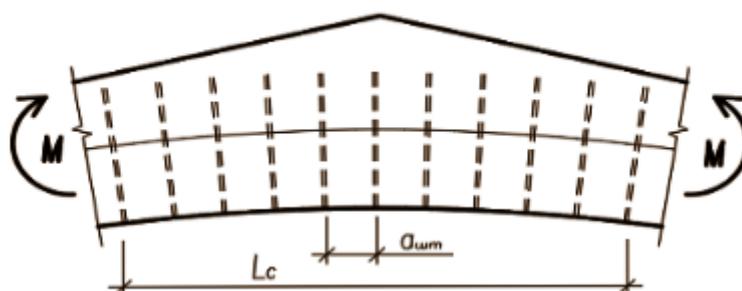


Рис. 12. Расстановка вклеенных арматурных стержней в криволинейном участке балки

- проверка клеевого соединения арматурного стержня и древесины при растяжении штырей поперек волокон

Очевидно, что штырь удерживает верхнюю и нижнюю части сечения от взаимного разрыва поперек волокон за счет сил сцепления древесины нагельного гнезда с поверхностью клеевого цилиндра вокруг арматурного штыря. Силы этого сцепления действуют вдоль штыря, т.е. поперек волокон древесины, распределяются неравномерно аналогично эпюре радиальных напряжений и по сути являются касательными напряжениями по границе "клей-древесина". Прочность этого сцепления принимается по [1, 7.38] равной расчетному сопротивлению древесины на выдергивание или продавливание вклеенного стержня $R_{\text{выд.прд}} := 4.0 \text{ МПа}$, вклеенного поперек или наклонно к волокнам древесины.

При этом следует учесть следующие параметры:

- коэффициент, учитывающий зависимость расчетного сопротивления от диаметра стержня:

$$m_d := 1.12 - \frac{10}{M} \cdot d_{\text{штм}} = 1.0 ;$$

- коэффициент, учитывающий работу стержней на выдергивание в зоне растягивающих напряжений:

$$k_{\sigma} := 1 - \frac{0.01}{\text{МПа}} \cdot \sigma_r = 1.0 ;$$

- коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига в зависимости от длины заделываемой части стержня (в нашем случае учитываем полудлину стержня $0.5 \cdot L_{\text{штм}}$):

$$k_c := 1.2 - 0.02 \cdot \frac{0.5 \cdot L_{\text{штм}}}{d_{\text{штм}}} = 0.4 .$$

Таким образом, расчетное сопротивление на выдергивание составит:

$$R_{\text{выд}} := R_{\text{выд.прд}} \cdot m_d \cdot k_{\sigma} \cdot k_c = 1.7 \cdot \text{МПа} .$$

Эти (касательные) напряжения выдергивания можно определить, распределив суммарное усилие от "половины" (т.е. до нейтральной оси) эпюры радиальных напряжений по поверхности клеевого цилиндра арматурного стержня. В общем случае для решения этой задачи следует проинтегрировать радиальные напряжения по длине стержня от нижней (или верхней) кромки до нейтральной оси на ширине балки b , а потом вновь распределить их, но по боковой поверхности отверстия, т.е. равной произведению той же длины штыря на длину окружности отверстия под штырь.

Очевидно, что можно отказаться от громоздкого интегрирования по нелинейным зависимостям (эпюрам) распределения радиальных напряжений (σ_r) и считать, что касательные напряжения (τ) пропорциональны напряжениям σ_r с коэффициентом, равным отношению ширины балки к длине окружности отверстия под армирующий стержень. Тогда τ приближенно вычисляем по формуле:

$$\tau := \sigma_r \cdot \frac{b}{\pi \cdot (d_{\text{штм}} + 6 \cdot \text{мм})} = 0.9 \cdot \text{МПа} < R_{\text{выд}} = 1.7 \cdot \text{МПа} .$$

Запас по прочности составляет

$$\frac{R_{\text{выд}} - \tau}{R_{\text{выд}}} = 50 \% .$$

▢ ОТКРЫТЬ, если требуется усиление криволинейного участка, или ЗАКРЫТЬ, если не требуется

3.3. Проверка устойчивости плоской формы деформирования при изгибе

Устойчивость от бокового выпучивания зависит от поперечной жесткости самой балки и от раскрепления ее поперечными связями.

Принимаем для начала раскрепление сжатой кромки балки только на опоре и связевым коньковым брусом в центре пролета. В этом случае расстояние между точками раскрепления из плоскости

$$l_{p_{\alpha}} := 0.5 \cdot L_p = 5.7 \cdot \text{м} .$$

Боковая устойчивость для изгибаемых элементов прямоугольного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, оценивается коэффициентом ϕ_m в соответствии с [1, п. 6.14]. Для вычисления этого коэффициента предварительно определим из [1, прил. Е, табл. Е.2] величины k_{ϕ} и $k_{\text{жм}}$.

Для нашего случая распределения изгибающего момента при $d := \frac{M(0 \cdot m)}{M(l_{p_u})} = 0.0$ и при $\beta := \frac{h_0}{h(l_{p_u})} = 0.7$ величина $k_{\phi} := 1.75 - 0.75 \cdot d = 1.8$, а величина $k_{жм} := \sqrt{\beta} = 0.8$.

Таким образом, значение $\phi_m := 140 \cdot \frac{b^2}{l_{p_u} \cdot h(l_{p_u})} \cdot k_{\phi} \cdot k_{жм} = 1.0$.

Проверка плоской формы деформирования при изгибе в центральном сечении выполняется по формуле (24) [2]

$$\sigma_{уст} := \frac{M(l_{p_u})}{\phi_m \cdot W(l_{p_u})} = 5.1 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности составляет $\frac{R_u - \sigma_{уст}}{R_u} = 60\%$.

Если требуется раскрепить балку чаще, то выполним проверку, раскрыв балку в $n := 3$ точках по длине балки из плоскости через $l_p := \frac{1}{n-1} \cdot L_p = 5.7 \cdot \text{м}$ ($l_{p_u} = 5.7 \cdot \text{м}$). (Здесь для n следует принимать нечетные значения от 3 и более, чтобы в коньке всегда была связевая распорка).

При $d := \frac{M(l_{p_u} - l_p)}{M(l_{p_u})} = 0.00$ величина $k_{\phi} := 1.75 - 0.75 \cdot d = 1.8$, а при $\beta := \frac{h(l_{p_u} - l_p)}{h(l_{p_u})} = 0.7$

величина $k_{жм} := \sqrt{\beta} = 0.8$. Таким образом, значение $\phi_m := 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h(l_p)} \cdot k_{\phi} \cdot k_{жм} = 1.0$.

По формуле [1, (24)]: $\sigma_{уст} := \frac{M(l_{p_u})}{\phi_m \cdot W(l_{p_u})} = 5.1 \cdot \text{МПа}.$

Запас прочности составляет $\frac{R_u - \sigma_{уст}}{R_u} = 60\%$.

Таким образом, для обеспечения устойчивости плоской формы изгиба балки необходимо установить раскрепление балки с шагом не более $l_p = 5.7 \cdot \text{м}$.

3.4. Прочность на скалывание при изгибе в опорных сечениях

Расчетное сопротивление древесины на скалывание вдоль волокон с учетом требований п.3.2г [1]

$$R_{ск} := R'_{ск} \cdot m_{\epsilon} \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_A \cdot m_{сп} \cdot \gamma_{н.сс} = 1.500 \cdot \text{МПа}.$$

Проверку выполняем по известной формуле Журавского в соответствии с п. 4.10 [1].

$$\tau(x) := \frac{Q(x) \cdot S(x)}{J(x) \cdot b},$$

Наибольшие касательные напряжения возникают в опорных частях балки, где поперечная сила оказывается максимальной $Q_{\max} := \frac{q \cdot L_p}{2} = 9632 \cdot \text{кгс}$ (или $Q(0 \cdot \text{м}) = 9632 \cdot \text{кгс}$).

Здесь $S(0) = 19639.9 \cdot \text{см}^3$ - статический момент половины сечения на опоре ($x=0$);

$J(0) = 1190657.1 \cdot \text{см}^4$ - момент инерции опорного сечения на опоре ($x=0$).

Расчетное сопротивление в этом случае принимается в соответствии с п.3.2г [1]

Касательные напряжения определяем по формуле Журавского, тогда для опорного сечения эти напряжения составляют $\tau(0 \cdot \text{м}) = 0.8 \cdot \text{МПа}$.

$$\tau(0 \cdot \text{м}) = 0.8 \cdot \text{МПа} < R_{ск} = 1.5 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности составляет $\frac{R_{ск} - \tau(0 \cdot \text{м})}{R_{ск}} = 45\%$.

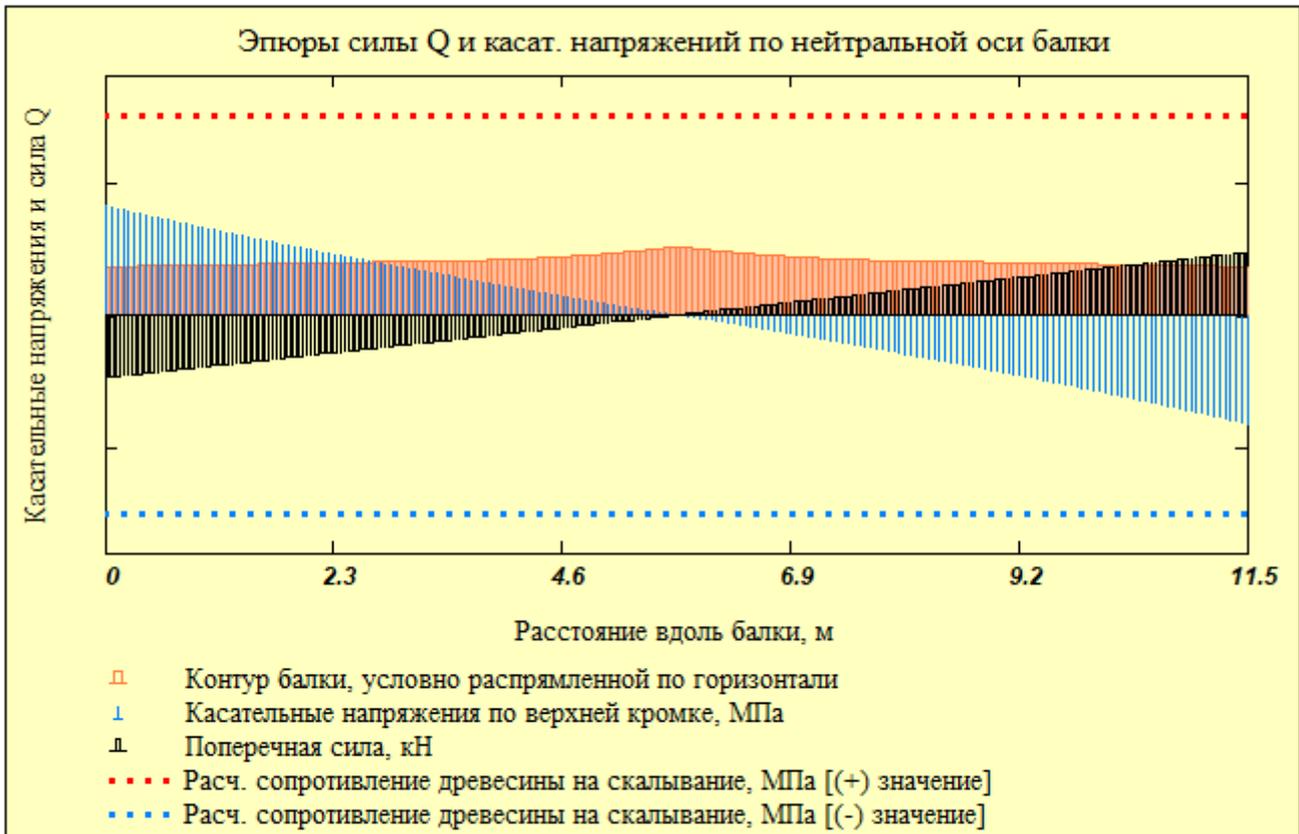


Рис. 13. Распределение касательных напряжений и поперечной силы Q по нейтральной оси балки



Рис. 14. Эскиз возможного разрушения балки от касательных напряжений в приопорных зонах

3.5. Проверка прочности с учетом совместного действия нормальных и касательных напряжений в расчетном сечении (скалывание по верхней кромке)

Теоретическим и опытным путем установлено, что в двускатных дощатоклееных балках возникают касательные напряжения не только по нейтральной оси, но и на верхних наклонных скатах. Так как по верхней кромке статический момент $S(x) := 0 \cdot m^3$, а расстояние от нейтральной оси до верхней кромки $y(x) := \frac{h(x)}{2}$, то в соответствии с [7] касательные напряжения:

$$\tau_{xy}(x, y) := \frac{Q(x) \cdot S(x)}{J(x) \cdot b} + \frac{M(x) \cdot h(x)}{4 \cdot J(x)} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot y(x)}{h(x)} - \frac{S(x) \cdot h(x)}{J(x)} \right) \cdot i$$

Ниже на рисунках представлена приближенная картина возможного разрушения от совместного действия нормальных и касательных напряжений по верхнему поясу.

Построим эпюры касательных напряжений по верхнему скату балки на основе вышеуказанной зависимости касательных напряжений от величин нормальных поперечных сил M и Q.

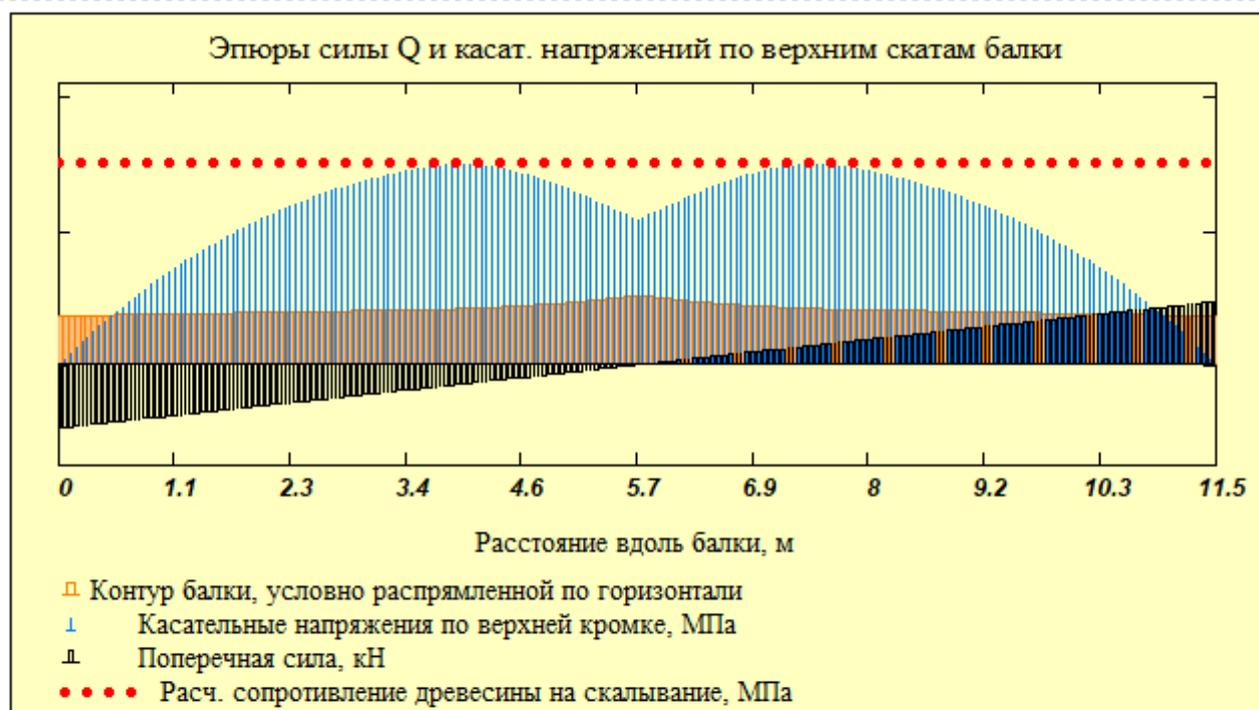


Рис. 15. Эпюры касательных напряжений по верхней кромке балки

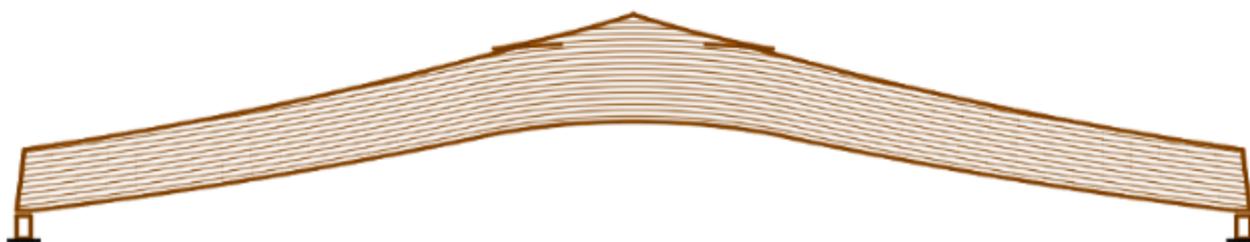


Рис. 16. Эскиз возможного разрушения от скалывания по верхней грани балки при опасном сечении в **криволинейной** части балки



Рис. 17. Эскиз возможного разрушения от скалывания по верхней грани балки при опасном сечении в **прямолинейной** части балки

Статические моменты отсеченных частей прямоугольного сечения на разных уровнях с шагом "t" в зависимости от участка расчетного сечения "s" в общем виде вычислим по формуле:

$$S(s, t) := b \cdot \left(\frac{h(s)}{2} - |y(s, t)| \right) \cdot \left[|y(s, t)| + 0.5 \cdot \left(\frac{h(s)}{2} - |y(s, t)| \right) \right]$$

Здесь $h(s)$ - высота сечения балки на расстоянии "s".

Теперь подсчитаем касательные напряжения, распределенные по высоте сечения, по формуле:

$$\tau_{ск}(s, t) := \frac{Q(s) \cdot S(s, t)}{J(s) \cdot b} + \frac{M(s) \cdot h(s)}{4 \cdot J(s)} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot y(s, t)}{h(s)} - \frac{S(s, t) \cdot h(s)}{J(s)} \right) \cdot i$$

Высота опасного сечения в левой (симметричной части) составляет $h(X_{\text{леп}}) = 1.0$ -м. Касательные напряжения по верхней грани равны в этом сечении $\tau_{\text{скХв}} = 1.5$ -МПа.

Из эпюр рис.15 и рис.18 (см. ниже) видно, что наибольшие касательные напряжения по верхней кромке составляют $\tau_{\text{скХв}} = 1.49$ -МПа и возникают в опасном сечении "X", а наибольшие касательные напряжения по нейтральной оси в опорном сечении равны $\tau_{\text{с1}} = 0.82$ -МПа.

Максимальные по модулю касательные напряжения в районе нейтральной оси в опасном сечении

"X"_{леп} составляют $\tau_{\text{скХ,леп}} := \left| \min \left(\tau_{\text{ск}} \left(X_{\text{леп}}, \frac{h(X_{\text{леп}})}{2} \right) \right) \right| = 0.2$ -МПа.

Если все сечения собрать в одно (рис. 18), то видно, что максимальные касательные напряжения по верхнему поясу в "опасном" сечении больше, чем максимальные касательные напряжения в середине сечения на опоре.

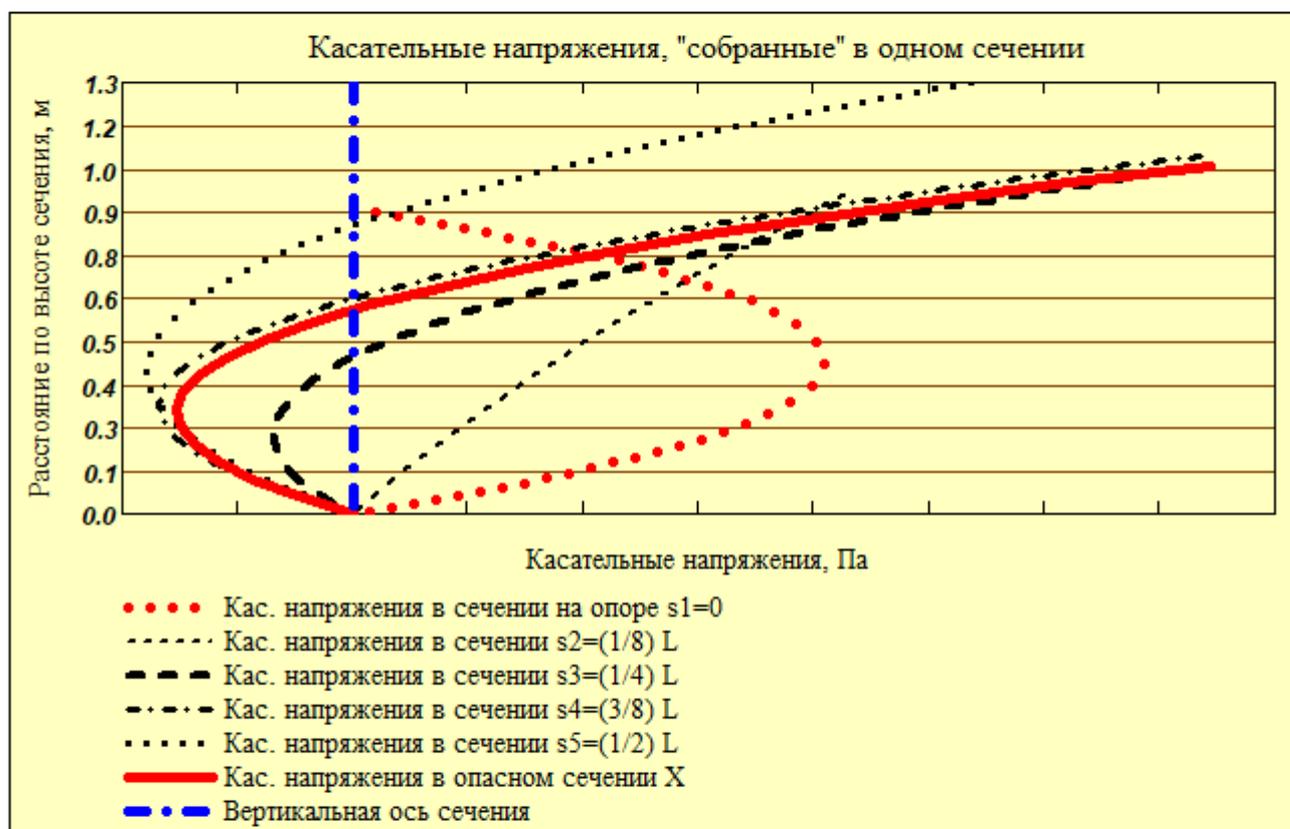


Рис. 18. Распределение касательных напряжений по высоте сечений на различных расстояниях s_1, s_2, s_3, s_4 и s_5 от опоры, условно "собранные" в одном сечении

Расчетное сопротивление древесины на скалывание: $R_{\text{ск}} = 1.5$ -МПа. (получено ранее)

Запас прочности на скалывание в опасном сечении составляет $\frac{R_{\text{ск}} - \tau_{\text{скХв}}}{R_{\text{ск}}} = 1\%$.

Запас прочности на скалывание в опорном сечении составляет $\frac{R_{\text{ск}} - \tau_{\text{с1}}}{R_{\text{ск}}} = 45\%$.

Отношение максимальных касательных напряжений на верхней кромке в сечении "X" ($\tau_{\text{скХв}} = 1.5$ -МПа) к максимальным касательным напряжениям по нейтральной оси $\tau_{\text{с1}} = 0.8$ -МПа

составляет $\frac{\tau_{\text{скХв}}}{\tau_{\text{с1}}} = 1.8$ (или $\frac{\tau_{\text{с1}}}{\tau_{\text{скХв}}} = 0.5$).

3.6. Расчет опорной площадки балки

Под опорную площадку необходимо выполнить горизонтальную подрезку балки, чтобы устранить скатную составляющую в опорных реакциях. При этом усилие опорной реакции будет передаваться под углом α к волокнам древесины (рис. 19).

В соответствии с [1, табл.3, п.3] прочность древесины на смятие под углом $\alpha := \theta_n$ к волокнам древесины определяется по формуле

$$R_{см}(\alpha) := \frac{R'_{см}}{1 + \left(\frac{R'_{см}}{R'_{см,90,оп}} - 1 \right) \cdot \sin(\alpha)^3} \quad \text{При } \alpha := (90^\circ - \alpha) = 80.0^\circ$$

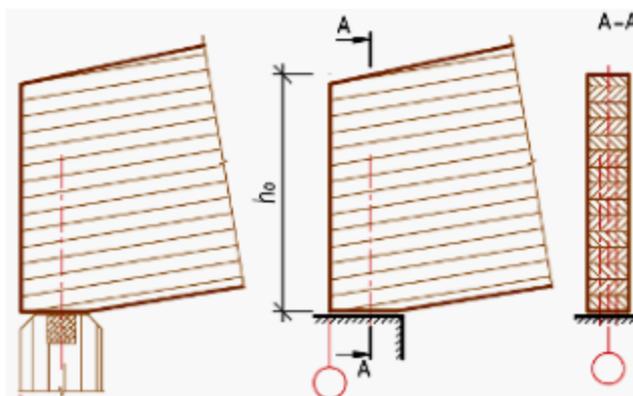
Расчетное сопротивление равно $R_{см}(\alpha) = 3.1 \cdot \text{МПа}$.

Вертикальная опорная реакция $R_{оп} := Q_{max} = 9.6 \cdot \text{тс}$.

Минимальная длина опорной площадки при ее ширине, равной ширине балки $b = 19.0 \cdot \text{см}$,

составит $a_{см} := \frac{R_{оп}}{R_{см}(\alpha) \cdot b} = 15.9 \cdot \text{см}$. Принимаем площадку _____ x _____ см.

Рис. 19. Шарнирно неподвижная опора



Если опорная площадка по конструктивным соображениям слишком велика или не устраивает по другим причинам, то можно укрепить опорную площадку, например, с помощью вклеенных стержней поперек волокон.

☑ Открыть, если требуется усилить опорную площадку вклеенными стержнями, или закрыть, если не требуется

3.7. Усиление опорной площадки вклеенными стержнями

Использование вклеенных арматурных стержней является эффективным способом усиления опорной площадки. Вклеенные стержни в этом случае работают на продавливание подобно висячим сваям и полностью снимают напряжения смятия древесины поперек волокон под опорой балки. Обычно применяют арматурные стержни из горячекатаной стали А300 диаметром 12, 14, 16, 18, 20, 25 мм.

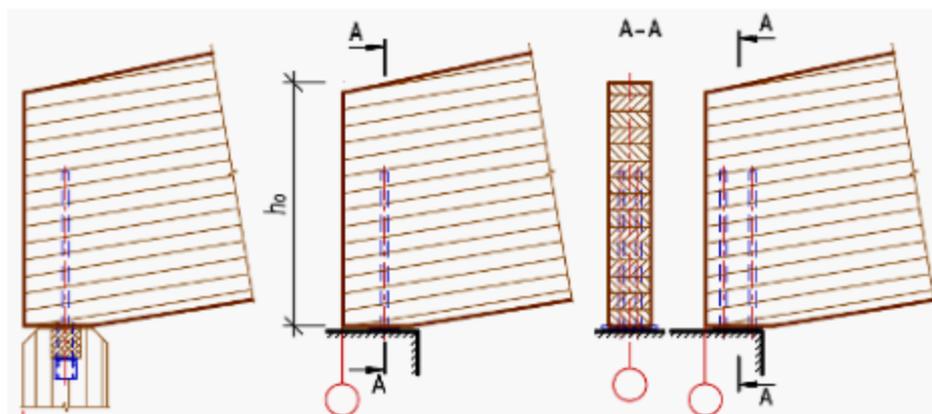


Рис. 20. Опорный узел дощатоклеенной балки с усилением вклеенными стержнями поперек волокон древесины

В соответствии с [1, п.7.38] несущую способность клеенного под углом к волокнам древесины (в том числе и поперек волокон) стержня на продавливание следует определять по формуле

$$T := R_{пр,д} \cdot \pi \cdot d_1 \cdot l_a \cdot k_c \cdot k_{\sigma} \cdot m_d \leq F_a \cdot R_a,$$

где $R_{пр,д} := 4.0 \cdot \text{МПа}$ - расчетное сопротивление древесины продавливанию клеенного стержня;

$d := 16 \cdot \text{мм}$ - диаметр вклеиваемого стержня из арматуры периодического профиля А300;

$d_1 := d + 5 \text{ мм} = 21.0 \cdot \text{мм}$ - диаметр отверстия под вклеенный стержень;

$k_{\sigma} := 1.0$ - коэффициент, принимаемый для стержней, работающих на продавливание;

$l_a := 300 \text{ мм}$ - фактическая длина арматурного стержня;

$l_p := l_a - 3d = 252.0 \cdot \text{мм}$ - расчетная длина стержня, принимаемая не более $25 \cdot d = 400 \cdot \text{мм}$.

Условие_длины_стержня = "выполняется"

$k_c := 1.2 - 0.02 \cdot \frac{l_p}{d} = 0.89$ - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига от длины заделываемой части стержня;

$m_d := 1.12 - 10 \frac{d}{m} = 1.0$ - коэффициент, учитывающий зависимость расчетного сопротивления от диаметра стержня;

$F_a := 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 = 2.0 \cdot \text{см}^2$ - площадь сечения клеенного стержня;

$R_a := 300 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление арматурной стали А300 вклеиваемого стержня.

Несущая способность одного арматурного стержня по прочности стали - $F_a \cdot R_a = 60.3 \cdot \text{кН}$.

Несущая способность одного стержня на продавливание - $T := R_{пр,д} \cdot \pi \cdot d_1 \cdot l_p \cdot k_c \cdot k_{\sigma} \cdot m_d = 56.5 \cdot \text{кН}$.

Проверим основное условие $T \leq F_a \cdot R_a$.

Условие_прочности_клеенного_стержня = "выполняется"

Определим требуемое число вклеенных стержней для восприятия опорной реакции $R_{оп} = 94.5 \cdot \text{кН}$

$n_{ст,опор} := \text{ceil}\left(\frac{R_{оп}}{T}\right) = 2$ принимаем с округлением до ближайшего четного, то есть _____ шт.

Обращаем внимание на то, что не рекомендуется применять количество стержней более 4 штук.

☞ Открыть, если требуется усилить опорную площадку вклеенными стержнями, или закрыть, если не требуется

4. Расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям)

4.1. Вертикальный прогиб балки в центре пролета

Прогиб балки в центре пролета вычисляем с учетом влияния деформаций сдвига по формуле (55) [1] и переменности высоты сечения на нормативные нагрузки.

Для упрощения расчетов переменной по длине балки жесткости максимальную высоту сечения примем равной от конька до точки пересечения прямых граней нижнего пояса:

$$h_{ср} := h_{\max} - 0.5 \cdot L_c \cdot \tan(\theta_H) + r_H \cdot (1 - \cos(\theta_H)) = 110.9 \cdot \text{см}. \quad \text{Параметр } \beta := \frac{h_{ср}}{h_0} = 1.2.$$

$K_{пер} := 0.15 + 0.85 \cdot \beta = 1.2$ - коэффициент, учитывающий переменность сечения;

$C := 15.4 + 3.8 \cdot \beta = 20.0$ - коэффициент, учитывающий деформации сдвига при изгибе;

$J_{ср} := \frac{b \cdot h_{ср}^3}{12} = 2161458 \cdot \text{см}^4$ - момент инерции сечения с условно максимальной высотой сечения.

Прогиб без учета влияния деформаций сдвига по известной формуле для однопролетной балки:

$$f_0 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_H \cdot L_p^4}{J_{ср} \cdot E_{др}} = 13.09 \cdot \text{мм}.$$

Прогиб с учетом коэффициентов $K_{пер}$ и C

$$f := \frac{f_o}{K_{пер}} \cdot \left[1 + C \cdot \left(\frac{h_{ср}}{L_p} \right)^2 \right] = 13.1 \cdot \text{мм} .$$

Определение предельного относительного прогиба конструкции по [2, прил. Е] .

Предельный относительный прогиб $f_{пр}$ для пролета $L_p = 11.5$ -м определится по линейной интерполяции в зависимости от того, выше или ниже 6 метров высота помещения от чистого пола помещения до низа несущей конструкции.

В настоящем случае высота помещения до низа балки составляет

$$H_{эм.б} := H_{эм} + h_e(0.5 \cdot L_p) - h(0.5 \cdot L_p) = 7.2 \cdot \text{м} .$$

Ниже даны параметры для вычисления предельного прогиба по СП 20.13330.2016.

$$vl := \left(\frac{1}{120} \quad \frac{1}{150} \quad \frac{1}{200} \quad \frac{1}{250} \quad \frac{1}{300} \right)^T \quad vf_{более.6м} := (1\text{м} \quad 3\text{м} \quad 6\text{м} \quad 24\text{м} \quad 36\text{м})^T .$$

$$vf_{менее.6м} := (1\text{м} \quad 3\text{м} \quad 6\text{м} \quad 12\text{м} \quad 24\text{м})^T .$$

$$f_L := \begin{cases} \frac{1}{\text{interp}(vf_{менее.6м}, vl, L_p)} & \text{if } H_{эм.б} \leq 6 \cdot \text{м} = 213 . \\ \frac{1}{\text{interp}(vf_{более.6м}, vl, L_p)} & \text{if } H_{эм.б} > 6 \cdot \text{м} \end{cases}$$

Предельный прогиб составит $f_{пр} := L_p \frac{1}{f_L} = 53.8 \cdot \text{мм} .$

Расчетный прогиб: $f = 13.1 \cdot \text{мм} < f_{пр} = 53.8 \cdot \text{мм} .$

Запас составляет $\left(\frac{f_{пр} - f}{f_{пр}} \right) = 76 \% .$

4.2. Горизонтальное перемещение подвижной опоры

Полное горизонтальное перемещение подвижной опоры Δ следует определять с учетом поворота опорных сечений (рис. 21) на угол $\Delta\theta$. Уточненная формула при этом представляет собой

$$\Delta_1 := 4 \cdot \frac{f}{L_p} \cdot (t + h_{\max}) \quad (1) \quad \text{или} \quad \Delta_2 := f \cdot 2 \tan(\gamma) + 2 \Delta\theta \cdot \frac{h_{ср}}{\cos(\gamma)} \quad (2) .$$

где t - разница в отметках оси балки на опоре и в центре пролета (рис. 21);

γ - угол наклона оси прямолинейной части балки : $\gamma := 0.5 \cdot (\theta_e + \theta_n) = 10.9^\circ .$

$$t := \frac{L_p}{2} \cdot \tan(\gamma) - \frac{h_{\max} - h_o}{2} = 91.2 \cdot \text{см} .$$

$\Delta\theta$ - угол, на который повернулась ось балки при прогибе (рис. 21) вычислим по формуле

$$\Delta\theta := \frac{2 \cdot f}{L_p} \cdot \cos(\gamma) = 0.129^\circ .$$

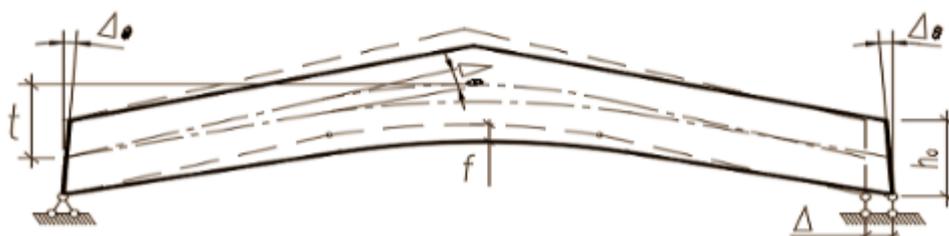


Рис. 21. Поворот опорных сечений при смещении опоры

Тогда горизонтальное смещение по формуле (1) составит

$$\Delta_1 := 4 \cdot \frac{f}{L_p} \cdot (t + h_{\max}) = 10.1 \cdot \text{мм},$$

а по формуле (2)

$$\Delta_2 := f \cdot 2 \tan(\gamma) + 2\Delta\theta \cdot \frac{h_{\text{ср}}}{\cos(\gamma)} = 10.11 \cdot \text{мм}.$$

В предыдущих отечественных нормах проектирования деревянных конструкций (см.[4, п. 6.19]) величина горизонтального смещения ограничивалась предельным значением, равным $\Delta_{\text{пред}} := 40 \text{ мм}$.

В настоящих действующих нормах [1] это ограничение снято, тем не менее величину горизонтального смещения необходимо лимитировать, так как оно может перенести опору за пределы опорной площадки и привести к разрушению сооружения.

На взгляд автора эту величину следует принять как (0.1 - 0.15) от ширины опорной части нижележащей конструкции. При этом следует проверить прочность нижележащей конструкции на венецентричную нагрузку от опорной реакции подвижной опоры гнотоклеенной балки.

С другой стороны, более правильным будет учитывать горизонтальное смещение только от временных нагрузок (например, снеговых), так как от этих периодических нагрузок возникают реальные смещения опоры. Ведь от постоянных нагрузок смещение возникает только первый и последний раз - после выполнения строительно-монтажных работ, то есть создания постоянных нагрузок. Это дает возможность конструктивно перемещать точку опирания, например, путем смещения центрирующего элемента.

Таким образом, определим горизонтальное смещение опоры только от снеговой нагрузки. Для этого сначала следует вычислить прогиб от снеговой нагрузки, причем от её расчетного значения.

Расчетное значение снеговой нагрузки равно $q_{\text{сн}} := 1.4 \cdot S_o \cdot \text{Ш} \cdot \gamma_n = 11.6 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$.

Прогиб от снеговой нагрузки составит

$$f_{\text{сн}} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{сн}} \cdot L_p^4}{E_{\text{дп}} \cdot J_{\text{ср}}} = 12.1 \cdot \text{мм}.$$

Горизонтальное смещение опоры от снеговой нагрузки

$$\Delta_{\text{сн}} := f_{\text{сн}} \cdot 2 \tan(\gamma) + \frac{2 \cdot f_{\text{сн}}}{L_p} \cdot \cos(\gamma) \cdot \frac{h_1}{\cos(\gamma)} = 6.8 \cdot \text{мм}.$$

Это составляет $\frac{\Delta_{\text{сн}}}{h_{\text{см}}} = 1.2\%$ от ширины(высоты) сечения опорной конструкции $h_{\text{см}} = 546 \cdot \text{мм}$.

5. Определение величины распора при закреплении гнотоклеенной балки на опорах

Если предполагается применять гнотоклеенную балку в качестве ригеля в составе балочно-стоечной рамы (см. рис. 22), в которой балка закреплена шарнирно на стойках рамы, то необходимо вычислить величину распора, вызванного распрямлением балки под действующими нагрузками. В этом случае распор в виде горизонтальной силы H передается на стойки, которые должны быть запроектированы с учетом этого распора. Как правило, это вызывает дополнительный изгибающий момент в жестком опорном узле стойки на фундаменте.

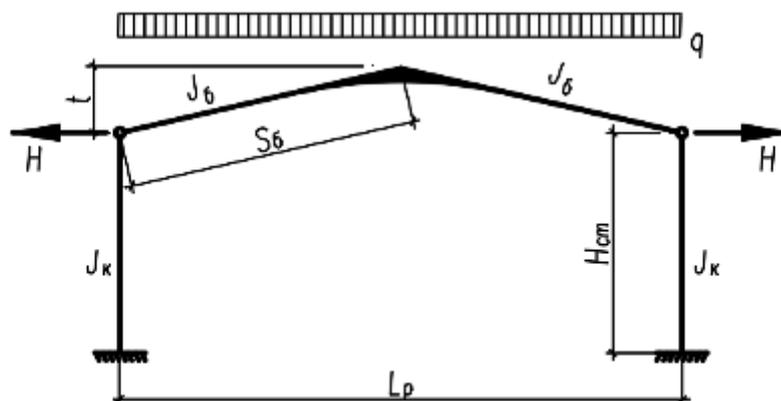


Рис. 22. Расчетная схема балочно-стоечной рамы с ригелем из гнотоклеенной балки

Величина распора определяется по формуле

$$H := \frac{5}{8} \cdot \frac{k \cdot t \cdot q \cdot S_b^2}{H_{cm}^2 + k \cdot t^2}, \quad \text{здесь } k := \frac{J_{cm}}{J_b} \cdot \frac{S_b}{H_{cm}} \cdot \frac{E_{cm}}{E_b};$$

$$S_b := \frac{L_p}{2 \cdot \cos(\theta_e)} = 5.8 \text{ м} - \text{длина полуската балки при уклоне верхнего ската } i = 20.8\%;$$

$H_{cm} := H_{зм} = 6.4 \cdot \text{м}$ - предполагаемая высота стойки с размерами сечения :
высотой сечения $h_{cm} = 546 \cdot \text{мм}$, шириной сечения $b_{cm} := b = 190 \cdot \text{мм}$, которая
обычно принимается равной ширине сечения балки;

$$J_{cm} := \frac{b_{cm} \cdot h_{cm}^3}{12} = 257721 \cdot \text{см}^4 - \text{момент инерции стойки (колонны)};$$

$$J_b := J_{ср} = 2161458 \cdot \text{см}^4 - \text{момент инерции балки (принимается равным среднему } J_{ср} \text{)};$$

$$t = 0.9 \cdot \text{м} - \text{стрела подъема балки в центре пролета, см. рис. 21 и 22};$$

$$q = 16.5 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{полная расчетная погонная нагрузка с учетом снеговой нагрузки};$$

$$q_n := q - S_o \cdot 1.4 \cdot \text{Ш} \cdot \gamma_n = 4.9 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{расчетная погонная постоянная нагрузка (без учета снега)};$$

При этом сосредоточенная нагрузка от постоянной нагрузки составит $N_n := q_n \cdot \frac{L_p}{2} = 27.8 \cdot \text{кН}$,

а сосредоточенная временная нагрузка от снега составит $N_{ер} := S_o \cdot 1.4 \cdot \text{Ш} \cdot \frac{L_p}{2} \cdot \gamma_n = 66.7 \cdot \text{кН}$.

$E_{cm} := E_{др} = 10000 \cdot \text{МПа}$ и $E_b := E_{др} = 10000 \cdot \text{МПа}$, модули упругости материала колонны и балки.
Предполагается, что стойки и балка выполнены из клееной древесины.

Таким образом $k := \frac{J_{cm}}{J_b} \cdot \frac{S_b}{H_{cm}} \cdot \frac{E_{cm}}{E_b} = 0.1$.

Распор при полной расчетной нагрузке $H := \frac{5}{8} \cdot \frac{k \cdot t \cdot q \cdot S_b^2}{H_{cm}^2 + k \cdot t^2} = 0.9 \cdot \text{кН}$.

Распор при расчетной нагрузке без учета снега $H_n := \frac{5}{8} \cdot \frac{k \cdot t \cdot q_n \cdot S_b^2}{H_{cm}^2 + k \cdot t^2} = 0.3 \cdot \text{кН}$.

Полученные значения горизонтального распора H и соответствующие ему параметры следует использовать при расчете стоек и их опорных узлов балочно-стойечной системы.

6. Расчет расхода материалов на конструкцию балки и здание

Объем древесины "в деле" на одну балку, подсчитанный выше, составляет

$$V_{блк} = 2.27 \cdot \text{м}^3.$$

Общий объем клееной древесины "в деле" на все конструкции составит

$$V_{\partial} := V_{блк} \cdot (n_{ш} + 1) = 27.2 \cdot \text{м}^3.$$

Расход клея при механизированном нанесении обычно составляет при этом - $\rho_{кл} := 0.4 \frac{кгс}{м^2}$,

тогда общий расход клея на одну балку составит $P_{кл.1} := \frac{V_{блк}}{\delta_{\partial}} \cdot \rho_{кл} = 27.5 \cdot кгс$.

Общий расход клея на все конструкции $P_{кл} := P_{кл.1} \cdot (n_{ш} + 1) = 329.9 \cdot кгс$.

Расход стали (при плотности $\rho_{ст} := 7850 \cdot \frac{кгс}{м^3}$) на вклеенные стержни на одну балку составит

$$G_{ст.1} := \pi \cdot \frac{d_{шт}^2}{4} \cdot L_{шт} \cdot m_{шт} \cdot \rho_{ст} = 8.2 \cdot кгс.$$

Общий расход стали на все здание $G_{ст} := G_{ст.1} \cdot (n_{ш} + 1) = 98.4 \cdot кгс$.

Монтажный вес балки $G_{блк} := V_{блк} \cdot \rho_{\partial} + P_{кл.1} + G_{ст.1} = 1170 \cdot кгс$. ($K_{блк} := \frac{G_{блк}}{G} = 1.0315$)

Расход основных материалов на 1 кв. м (или на 100 кв. м) перекрываемой площади

Расход древесины балок $v := \frac{V_{блк}}{L \cdot Ш} = 0.042 \cdot \frac{м^3}{м^2}$, $v = 4.2 \cdot \frac{м^3}{100 м^2}$.

Площадь поверхности балки для нанесения лакокрасочных и защитных покрытий

на одну конструкцию $S_{защ.1} := 2 \cdot \left(2 \cdot \frac{L_1}{\cos(\gamma)} + r \cdot 2 \cdot \gamma \right) \cdot (h_{ср} + b) + 2 \cdot \frac{b \cdot h_{ср}}{\cos(\gamma)} = 32.2 \cdot м^2$;

на все конструкции $S_{защ} := S_{защ.1} \cdot (n_{ш} + 1) = 385.9 \cdot м^2$.

Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
6. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.
7. Дмитриев П.А. Деревянные балки и балочные клетки: учебное пособие / П. А. Дмитриев. Новосибирск: НИСИ, 1989. 161 с.
8. Шмидт А.Б., Халтурин Ю.В., Пантюшина Л.Н. 15 примеров расчета деревянных конструкций для курсовых и дипломных проектов: учебное пособие. Барнаул: Изд-во АлтГТУ, 1997. 86 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 3.5. Балка клефанерная двускатная с плоскими стенками

Запроектировать клефанерную двускатную балку покрытия пролетом в осях (при 0-привязке к наружным граням колонн) $L := 15.0 \text{ м}$.

Район строительства - _____, (_____ снеговой район), в котором нормативное значение снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $s_g := 2.5 \text{ кПа}$.

Уклон скатов балки $i := \frac{400 \text{ мм}}{0.5L} = 5.33\%$ (здесь в числителе следует ввести разницу высот сечения балки в центре и на опоре, но не менее 0.1 мм). Тогда угол наклона $\theta := \text{atan}(i) = 3.05^\circ$.

Обычно уклон двускатных балок принимается в пределах $2 - 7\%$. Для балки с параллельными поясами угол ската следует принять равным близким к нулю, то есть в числителе принять малую величину, например $0,1 \text{ мм}$.

Шаг балок $Ш := 4.5 \text{ м}$. Число шагов по длине здания $n_{ш} := 9$. Длина здания $D := n_{ш} \cdot Ш = 40.5 \text{ м}$.

Высота помещения в здании от чистого пола до низа несущей конструкции $H_{эм} := 6.8 \text{ м}$.

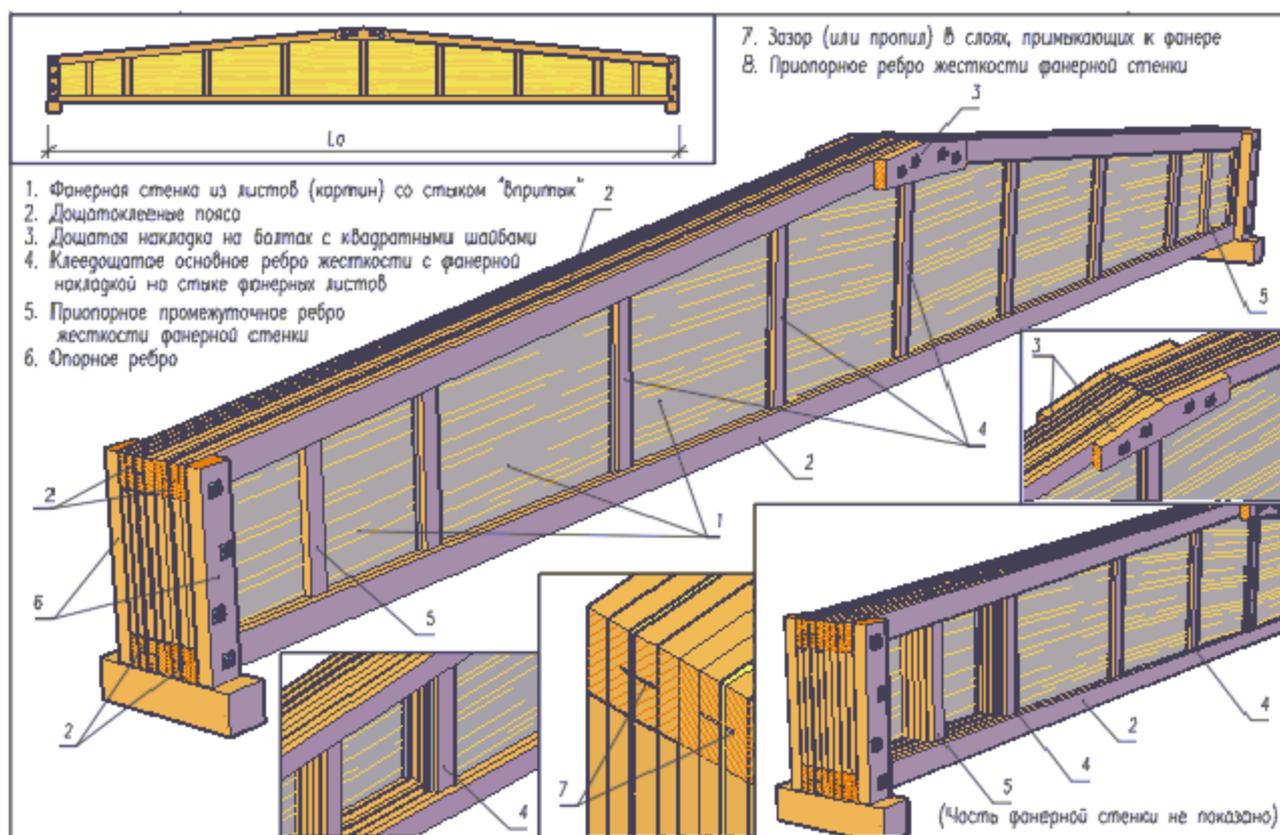


Рис. 1. Общий вид клефанерной балки из дощатых поясов и фанерной стенки

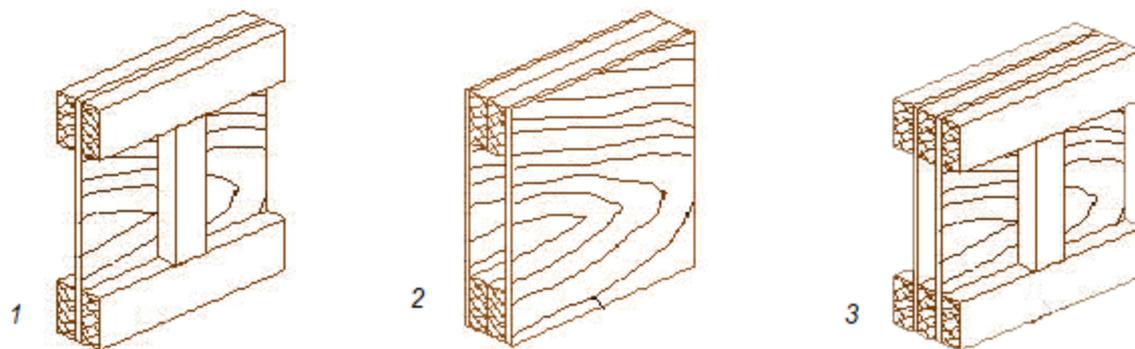


Рис. 2. Виды сечений клефанерных балок :
1 - двутавровое ; 2 - коробчатое ; 3 - двутаврово-коробчатое

Расчетный пролет балки с учетом опирания на стойку (высотой сечения $a_{см} := 400 \text{ мм}$) составляет $L_p := L - a_{см} = 14.6 \text{ м}$.

Принимаем высоту балки в центре пролета $h_{max} := 1300 \text{ мм}$ (но не более размера листа фанеры).

Это примерно соответствует рекомендациям $h = (1/12 - 1/15) \cdot L$ (фактически $\frac{L_p}{h_{max}} = 11.2$).

Высоту опорного сечения принимаем $h_o := h_{max} - 0.5 \cdot L \cdot i = 900 \text{ мм}$. ($h_{max} - h_o = 400.0 \text{ мм}$).

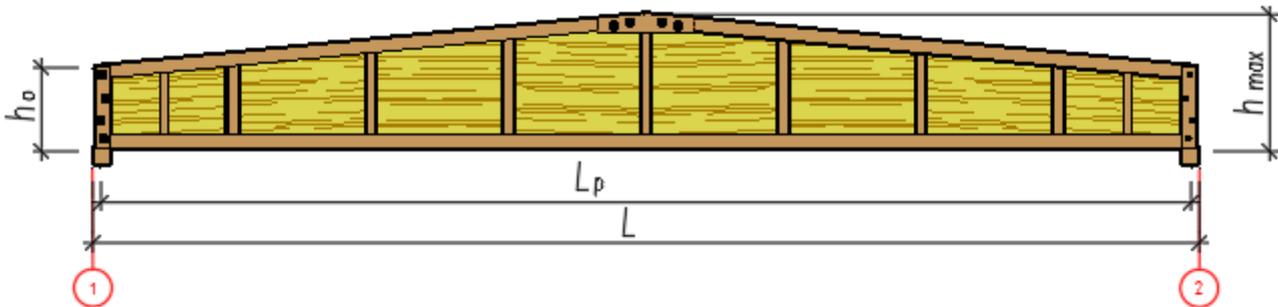


Рис. 3. Общий вид клефанерной балки из дощатых поясов и фанерной стенки

- K26/1
- K24/2
- K16/3

Выберем **Класс/Сорт прочности** применяемой LVL с СП 64.13330.2011 и **уровень ответственности** проектируемого здания

- Повышенный уровень ответственности
- Нормальный уровень ответственности
- Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 1.0$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

Ниже приводим расчетные прочностные характеристики древесины и фанеры из [1].

Модуль упругости **фанеры** вдоль волокон наружных слоев - $E_{ф} := 9000 \text{ МПа}$.

Модуль упругости фанеры поперек волокон наружных слоев - $E_{ф,90} := 6000 \text{ МПа}$.

Кроме того, в соответствии с [п. 6.22, 4] модуль упругости фанеры при изгибе в плоскости листа вдоль волокон принимаем в расчетах с коэффициентом $K_{ф} := 1.2$.

Расчетное сопротивление **фанеры** на растяжение вдоль волокон - $R_{фр} := 14.0 \text{ МПа}$.

То же на **сжатие** вдоль волокон в плоскости листа - $R_{фс} := 12.0 \text{ МПа}$.

То же поперек волокон в плоскости листа - $R_{фр90} := 9.0 \text{ МПа}$.

То же под углом 45 градусов к волокнам в плоскости листа - $R_{фр45} := 4.5 \text{ МПа}$.

Расчетное сопротивление фанеры на **срез** в плоскости листа - $R_{фср} := 6.0 \text{ МПа}$.

Расчетное сопротивление фанеры на **скалывание** между слоями шпона - $R_{фск} := 0.8 \text{ МПа}$.

Плотность применяемой фанеры $\rho_{ф} := 700 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$.

Модуль упругости **древесины** вдоль волокон - $E_{д} := 10000 \text{ МПа}$.

Расчетное сопротивление **древесины** 2-го сорта на **растяжение** - $R_p := 12.0 \text{ МПа}$.

То же на **сжатие** вдоль волокон - $R_c := 15.0 \text{ МПа}$.

То же на **смятие** поперек волокон - $R_{см,90} := 3.0 \text{ МПа}$.

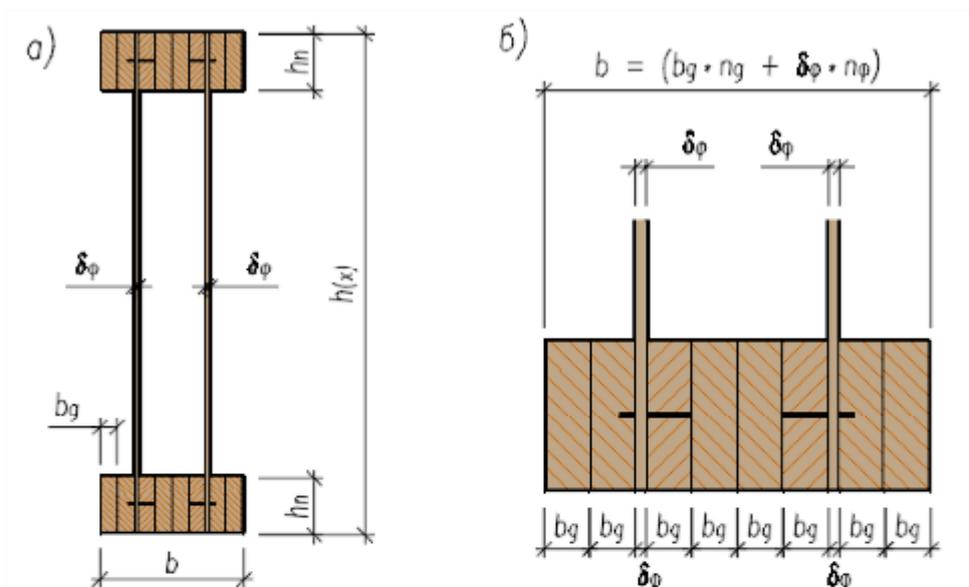


Рис. 4. Параметры поперечного сечения (двухаврово-коробчатого) клефанерной балки : а) рядовое сечение балки; б) сечение пояса с вариантами продольных пропилов

Материалы : для поясов - сосновые (2-го сорта) **ламели** (доски, сращенные на "зубчатый шип" и отфрезерованные под гладкую фугу) высотой сечения $h_n := 150 \text{ мм}$ и шириной сечения $b_\partial := 33 \text{ мм}$ (после фрезерования пластей заготовок).

Количество досок в поясе $n_\partial := 8$. Плотность древесины $\rho_\partial := 500 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$.

Для стенок применяется березовая фанера марки ФФФ сорта В/ВВ толщиной $\delta_\phi := 16 \text{ мм}$.

Размер листа фанеры вдоль волокон $List_\partial := 1500 \text{ мм}$; поперек листа $List_n := 1500 \text{ мм}$.

Число фанерных стенок принимаем - $n_\phi := 2$.

Ширина балки постоянна и равна $b := n_\partial \cdot b_\partial + n_\phi \cdot \delta_\phi = 296 \text{ мм}$.

Фанерные стенки стыкуются "на ус" в местах установки ребер. Дополнительно в месте стыка устанавливаем фанерные накладки шириной в 15 толщин фанеры, то есть $15 \cdot \delta_\phi = 240 \text{ см}$. Если стык фанеры оказывается в центре балки (где также стыкуются верхние пояса), то фанерные накладки следует выполнить шириной 50-75 см с клеевым прижимом на шурупах. Кроме того, в центре балки в стыке верхнего пояса следует установить на саморезах или болтах наружные дощатые накладки длиной не менее 50-60 см.

В местах приклеивания поясов с фанерными стенками в поясах устраиваются продольные пропилы 5x15мм или выполняют разделение на две доски, причем это делают, если высота пояса более 100 мм. Если этого не сделать, то разница в деформациях усушки-разбухания (от небольшого изменения влажности воздуха) пояса и фанерной стенки может привести к скалыванию в клеевом шве "пояс-стенка", так как усушка-разбухание для фанеры практически равно нулю, а для древесины пояса поперек волокон весьма существенна.

Примем по длине балки число расчетных точек $n_x := 150$, тогда расстояние от опоры до каждой расчетной точки определится как $x := 0, \frac{L_p}{n_x} \dots L_p$, а шаг расчетных точек составит $\frac{L_p}{n_x} = 9.7 \text{ см}$.

Высота сечения балки $h(x)$ переменная в зависимости от уклона скатов и расстояния x от опоры, вычисляется как $h(x) := \begin{cases} h_0 + i \cdot x & \text{if } x \leq 0.5 \cdot L_p \\ h_0 + i \cdot (L_p - x) & \text{if } x > 0.5 \cdot L_p \end{cases}$.

1. Сбор нагрузок и статический расчет ригельно-стоечной рамы

1.1. Определение действующих нагрузок

Расчет нагрузок на конструкцию

1. Нормативная нагрузка от вышележащего покрытия составляет

$$q'_{нп} := 0.734 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

2. Расчетная нагрузка от вышележащего покрытия составляет

$$q'_п := 0.842 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Подсчитаем собственный вес балки

$$\text{Объем фанеры "в деле"} - V_{\text{ф}} := L \cdot n_{\text{ф}} \cdot \delta_{\text{ф}} \cdot (h_{\text{о}} + h_{\text{мах}}) \cdot 0.5 = 0.5 \cdot \text{м}^3;$$

$$\text{Объем древесины поясов в деле } V_{\text{д}} := h_{\text{п}} \cdot n_{\text{д}} \cdot b_{\text{д}} \cdot L \cdot \left(1 + \frac{1}{\cos(\theta)}\right) = 1.189 \cdot \text{м}^3;$$

$$\text{Число ребер в балке } n_{\text{р}} := \text{floor}\left(\frac{L}{\text{List}_e}\right) + 1 = 11. \text{ Расстояние до каждого ребра } s := 0, \frac{L}{n_{\text{р}}} \dots L.$$

$$\text{Суммарная длина всех поперечных ребер составит } \text{Sum}_{\text{ребр}} := \sum_s (h(s) - 2 \cdot h_{\text{п}}) = 9.25 \cdot \text{м}.$$

$$\text{Объем древесины ребер в деле } V_{\text{р}} := 4 \cdot h_{\text{п}} \cdot b_{\text{д}} \cdot \text{Sum}_{\text{ребр}} = 0.2 \cdot \text{м}^3.$$

$$\text{Вес балки составляет } G := \rho_{\text{д}} \cdot (V_{\text{д}} + V_{\text{р}}) + \rho_{\text{ф}} \cdot V_{\text{ф}} = 1056 \cdot \text{кгс}.$$

3. Нормативная нагрузка от собственного веса балки на 1 кв. м $q'_{нб} := \frac{G}{L \cdot \text{Ш}} = 0.153 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

В противопожарных целях с наружной стороны фанерную стенку обкладываем эффективным

$$\text{утеплителем плотностью } \rho_{\text{ум}} := 75 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}, \text{ толщиной } t_{\text{ум}} := 0 \text{ мм}.$$

$$\text{Объем этого утеплителя } V_{\text{ум}} := 2 \cdot L \cdot t_{\text{ум}} \cdot (h_{\text{о}} + h_{\text{мах}} - 2 \cdot h_{\text{п}}) \cdot 0.5 = 0.00 \cdot \text{м}^3.$$

4. Нормативная нагрузка от утеплителя огнезащиты

$$q'_{нум} := \frac{V_{\text{ум}} \cdot \rho_{\text{ум}}}{L \cdot \text{Ш}} = 0.00 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

И(или) в тех же целях обшиваем балку листами гипсокартона плотностью $\rho_{\text{зпс}} := 1600 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$.

с толщиной листа $t_{\text{зпс}} := 0 \text{ мм}$ (обычно 10 мм, 12 мм или 16 мм).

5. Нормативная нагрузка от огнезащиты гипсокартонными листами

$$q'_{нозн} := \rho_{\text{зпс}} \cdot \left[\frac{(1 \cdot t_{\text{зпс}}) \cdot L \cdot (h_{\text{о}} + h_{\text{мах}}) + b \cdot L_{\text{р}} \cdot 1 \cdot t_{\text{зпс}}}{L \cdot \text{Ш}} \right] = 0.00 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

6. Нормативная снеговая нагрузка $S_{\text{о}}$ с учетом коэффициента c_e сноса снега ветром и уклона скатов до 12% (а также $k := 0.65$ - для местности типа "_____") и $l_c := \left(2 \cdot L - \frac{L^2}{D}\right) \cdot \frac{1}{\text{м}} = 24.4$)

$$c_e := (1.2 - 0.4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0.8 + 0.002 \cdot l_c) = 0.745. \text{ При } c_t := 1.0 \text{ и } \mu := 1.0 \text{ (так как уклон менее } 30^\circ)$$

$$\text{получаем } S_{\text{о}} := c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot s_{\text{г}} = 1.86 \cdot \text{кПа}.$$

Таблица сбора нагрузок на 1 кв. метр горизонтальной поверхности

	Наименование нагрузки	Нормат. нагрузка, кН/м ²	Козф-т надежн. по нагр.	Расчет. нагрузка, кН/м ²
Постоянная				
1	Конструкция покрытия	0.73		0.84
2	собственный вес балки	0.15	1.1	0.17
3	утеплитель -	0.00	1.2	0.00
4	огнезащита -	0.00	1.2	0.00
	Итого	0.89		1.01
Временная				
1	Снеговая	1.86	1.4	2.61
	Всего	2.75		3.62

Из таблицы получаем нормативная нагрузка на 1 кв. м $q'_н := q'_н \cdot \text{кПа} = 2.75 \cdot \text{кПа}$.

расчетная нагрузка на 1 кв. м $q' := q' \cdot \text{кПа} = 3.62 \cdot \text{кПа}$.

Нормативная погонная нагрузка $q_n := q'_н \cdot Ш \cdot \gamma_n = 12.4 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$. $(q_n = 1.262 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}})$

Расчетная погонная нагрузка $q := q' \cdot Ш \cdot \gamma_n = 16.3 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$. $(q = 1.660 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}})$

Вс сен 16 23:16:23 2018

1.2. Геометрические характеристики сечения проектируемой конструкции

Определим геометрические характеристики сечения, приведенные к древесине поясов или фанере стенок, в зависимости от того, в каком элементе сечения определяются напряжения. Коэффициент

приведения к древесине $m_\partial := \frac{k_\phi \cdot E_\phi}{E_\partial} = 1.08$. Здесь $k_\phi = 1.2$ - коэффициент, учитывающий

повышение модуля упругости фанеры при изгибе в плоскости листа по сравнению с модулем упругости из [1], где модуль упругости дается для изгиба из плоскости листа фанеры.

Очевидно, что коэффициент приведения к фанере $m_\phi := \frac{E_\partial}{k_\phi \cdot E_\phi} = 0.93$.

При расчете поясов площадь их сечения, приведенная к древесине, определяется выражением

$$F_{пр\partial}(x) := 2 \cdot (n_\partial \cdot b_\partial \cdot h_n) + m_\partial \cdot (n_\phi \cdot \delta_\phi) \cdot h(x) .$$

Момент инерции, приведенный к древесине, определяется для любого сечения на расстоянии "х":

$$J_{пр\partial}(x) := 2 \cdot \left[\frac{n_\partial \cdot b_\partial \cdot h_n^3}{12} + n_\partial \cdot b_\partial \cdot h_n \cdot \left(\frac{h(x) - h_n}{2} \right)^2 \right] + m_\partial \cdot \frac{n_\phi \cdot \delta_\phi \cdot h(x)^3}{12} .$$

Момент инерции, приведенный к фанере, определяется для любого сечения на расстоянии "х":

$$J_{\text{прф}}(x) := m_{\text{ф}} \cdot 2 \cdot \left[\frac{n_{\text{д}} \cdot b_{\text{д}} \cdot h_{\text{п}}^3}{12} + n_{\text{д}} \cdot b_{\text{д}} \cdot h_{\text{п}} \cdot \left(\frac{h(x) - h_{\text{п}}}{2} \right)^2 \right] + \frac{n_{\text{ф}} \cdot \delta_{\text{ф}} \cdot h(x)^3}{12}.$$

Очевидно, что $J_{\text{прф}}(x) = m_{\text{ф}} \cdot J_{\text{прд}}(x)$, а $J_{\text{прд}}(x) = m_{\text{д}} \cdot J_{\text{прф}}(x)$.

Статический момент половины сечения, приведенный к фанере для любого сечения на расстоянии "x":

$$S_{\text{оф}}(x) := m_{\text{ф}} \cdot n_{\text{д}} \cdot b_{\text{д}} \cdot h_{\text{п}} \cdot \left(\frac{h(x) - h_{\text{п}}}{2} \right) + n_{\text{ф}} \cdot \delta_{\text{ф}} \cdot \frac{h(x)}{2} \cdot \frac{h(x)}{4}.$$

Для балок с переменным по высоте сечением место с наибольшими напряжениями не совпадает с участком максимального изгибающего момента. Это место называется "опасным сечением X" и для двускатной балки определяется следующим образом. Находим расстояние между центрами поясов в

опорном сечении $h'_{\text{о}} := (h(0_{\text{м}}) - h_{\text{п}}) = 750.0 \text{ мм}$ и коэффициент $\gamma := \frac{h'_{\text{о}}}{i \cdot L_{\text{р}}} = 1.0$.

Тогда опасное сечение $X := L_{\text{р}} \cdot [\sqrt{\gamma \cdot (1 + \gamma)} - \gamma] = 6.0 \text{ м}$.

Высота балки в опасном сечении $h(X) = 1.2 \text{ м}$.

Изгибающий момент в любом сечении "x" по длине балки составляет $M(x) := q \cdot x \cdot \frac{(L_{\text{р}} - x)}{2}$,
 поперечная сила $Q(x) := q \cdot \left(\frac{L_{\text{р}}}{2} - x \right)$.

2. Расчет по первой группе предельных состояний (несущей способности и устойчивости)

2.1. Проверка по крайевым нормальным напряжениям в расчетном сечении

2.1.1. Проверяем растягивающие напряжения в нижнем дощатом поясе в опасном сечении $X = 6.0 \text{ м}$.

Изгибающий момент $M(X) = 420.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Высота сечения $h(X) = 1.2 \text{ м}$,

момент инерции $J_{\text{прд}}(X) = 2808846 \text{ см}^4$.

Нормальные напряжения $\sigma_{\text{рд}}(x) := \frac{M(x) \cdot h(x)}{J_{\text{прд}}(x) \cdot 2}$; при $x = X$ $\sigma_{\text{рд}}(X) = 9.13 \text{ МПа} < R_{\text{р}} = 12.0 \text{ МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_{\text{р}} - \sigma_{\text{рд}}(X)}{R_{\text{р}}} = 24. \%$.

На том же уровне крайевые нормальные напряжения в фанерной стенке составляют

$\sigma_{\text{рф}}(x) := \sigma_{\text{рд}}(x) \cdot \frac{1}{m_{\text{ф}}}$; при $x = X$ $\sigma_{\text{рф}}(X) = 9.86 \text{ МПа} < R_{\text{фр}} = 14.0 \text{ МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_{\text{фр}} - \sigma_{\text{рф}}(X)}{R_{\text{фр}}} = 30. \%$.

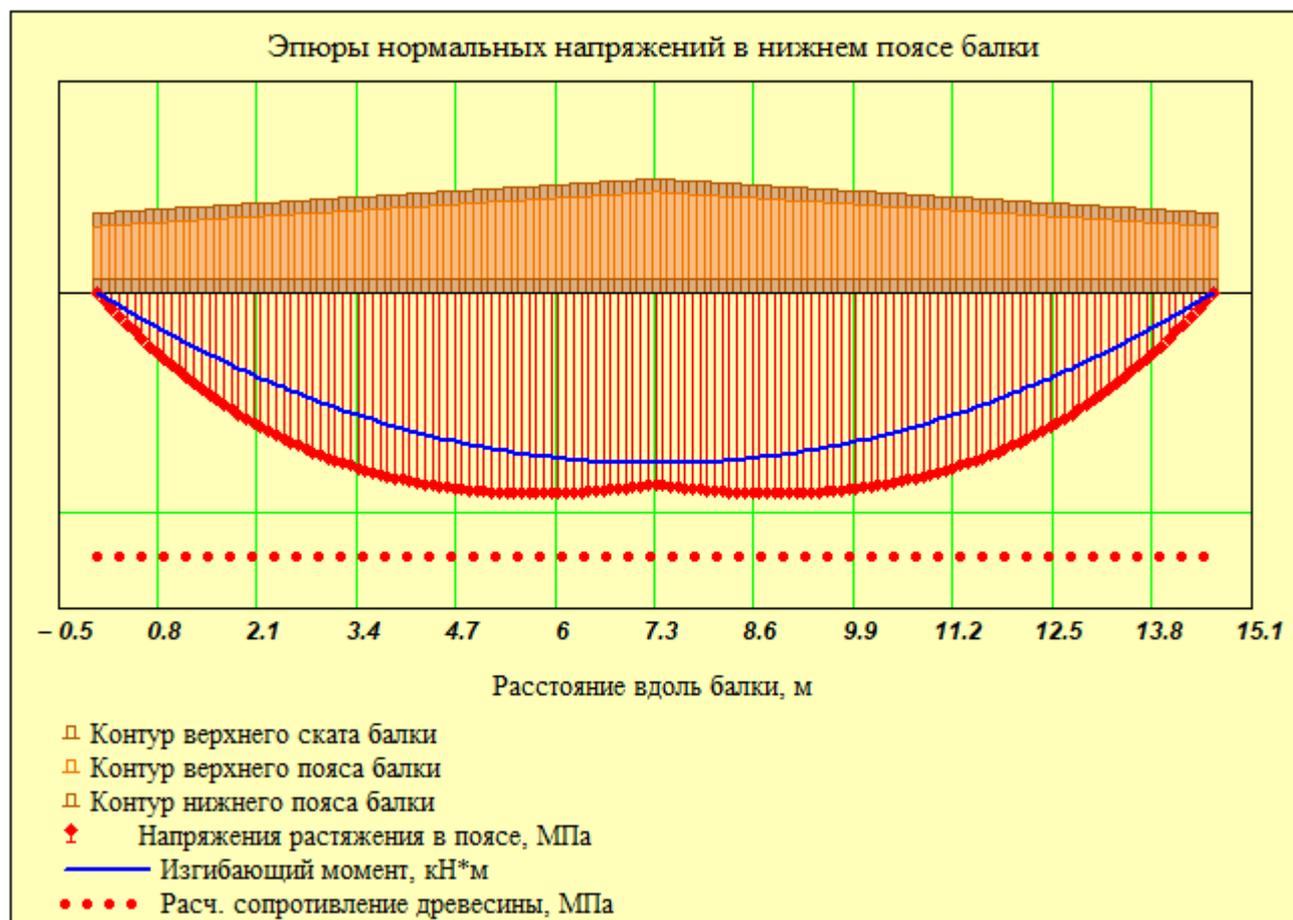
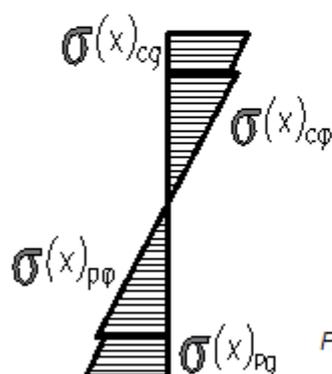


Рис. 5. Эпюры изгибающих моментов M и нормальных напряжений σ по нижней грани балки

Напряжения в нижнем поясе в центре пролета - $\sigma_{pd}(0.5L_p) = 8.7 \cdot \text{МПа}$.

Напряжения в нижнем поясе в "опасном" сечении "X" - $\sigma_{pd}(X) = 9.1 \cdot \text{МПа}$.

Из эпюры рис. 5 видно, что наибольшие напряжения возникают не в центре пролета, где изгибающий момент максимальный, а в "опасном" сечении (за исключением случая, когда уклон скатов практически отсутствует).



На рис. 6 показаны эпюры нормальных напряжений в древесине пояса и фанерной стенке по вертикальным сечениям балки.

- $\sigma(x)_{cd}$ - напряжения в древесине сжатого пояса;
- $\sigma(x)_{cf}$ - напряжения в фанере сжатого пояса;
- $\sigma(x)_{pd}$ - напряжения в древесине растянутого пояса;
- $\sigma(x)_{pf}$ - напряжения в фанере растянутого пояса.

Рис. 6. Эпюры нормальных напряжений в сечении клеефанерной балки

2.1.2. Проверяем растягивающие напряжения в фанерной стенке в "опасном сечении X" с учетом ослабления прочности фанеры в стыке на "ус" с помощью коэффициента $m_{стф} := 0.8$.

Изгибающий момент $M(X) = 420.3 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$. Высота сечения $h(X) = 1.2 \cdot \text{м}$.

Момент инерции в сечении "X" $J_{\text{прф}}(X) = 2600783.3 \cdot \text{см}^4$.

Нормальные напряжения $\sigma_{\text{рф}}(x) := \frac{M(x) \cdot h(x)}{J_{\text{прф}}(x) \cdot 2}$. В сечении "X" - $\sigma_{\text{рф}}(X) = 9.9 \cdot \text{МПа}$.

Прочность фанеры в стыке $R'_{\text{фр}} := R_{\text{фр}} \cdot m_{\text{стф}} = 11.2 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R'_{\text{фр}} - \sigma_{\text{рф}}(X)}{R'_{\text{фр}}} = 12\%$.

2.1.3. Расчет сжатого пояса на устойчивость из плоскости изгиба

Принимаем раскрепление сжатого пояса через $l_p := 4.5 \text{ м}$ (равным шагом связевых распорок в четвертях пролета балки). Тогда гибкость пояса из плоскости балки определим приближенно без учета остальной части балки.

Ширина и высота пояса составляют соответственно $b = 29.6 \cdot \text{см}$ и $h_n = 15.0 \cdot \text{см}$.

Момент инерции пояса из плоскости изгиба $J_y := \frac{h_n \cdot b^3}{12} = 32417.9 \cdot \text{см}^4$ (ввиду невысокой жесткости стенки в поясе коэффициент приведения не используем),

радиус инерции $r_y := \sqrt{\frac{J_y}{h_n \cdot b}} = 8.5 \cdot \text{см}$ и гибкость пояса из плоскости $\lambda_y := \frac{l_p}{r_y} = 52.7$.

Коэффициент продольного изгиба пояса из плоскости балки ϕ_y определяем в зависимости от

гибкости пояса в соответствии с п. 4.3 [1] $\phi_y := \begin{cases} 1 - 0.8 \cdot \left(\frac{\lambda_y}{100}\right)^2 & \text{if } \lambda_y \leq 70 \\ \frac{3000}{\lambda_y^2} & \text{if } \lambda_y > 70 \end{cases} = 0.8$.

Высота сечения $h(X) = 122.1 \cdot \text{см}$, коэффициент $\phi_y = 0.8$ из плоскости балки.

Момент инерции $J_{\text{прд}}(X) = 2808846.0 \cdot \text{см}^4$. Изгибающий момент $M(X) = 420.3 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$.

Напряжения сжатия в верхнем поясе в расчетном опасном сечении "X" составляют:

$\sigma_c(x) := \frac{M(x) \cdot h(x)}{J_{\text{прд}}(x) \cdot 2 \cdot \phi_y}$ Для $x = X$ $\sigma_c(X) = 11.7 \cdot \text{МПа} < R_c = 15.0 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_c - \sigma_c(X)}{R_c} = 22\%$.

2.2. Проверка балки на устойчивость плоской формы деформирования при изгибе (общая устойчивость)

Общую устойчивость балки проверяем при условии $l_p \geq 7 \cdot b$, то есть тогда, когда расстояние l_p между точками раскрепления верхнего пояса больше семикратной ширины сжатого пояса. $b = 29.6 \cdot \text{см}$. В нашем случае $l_p = 4.5 \cdot \text{м}$, что больше, чем $7 \cdot b = 2.1 \cdot \text{м}$.

Вычислим момент сопротивления сечения балки, приведенный к древесине.

$W_{\text{прд}}(x) := \frac{J_{\text{прд}}(x) \cdot 2}{h(x)}$. В точке $x = X$ (опасное сечение) $W_{\text{прд}}(X) = 46018.5 \cdot \text{см}^3$.

Проверяем общую устойчивость балки в месте опасного сечения X , в соответствии с п. 4.15 [1] по

формуле (26), $\sigma_{\text{усм}}(x) := \frac{M(x)}{W_{\text{прд}}(x) \cdot \phi_y}$ Для $x = X$ $\sigma_{\text{усм}}(X) = 11.7 \cdot \text{МПа} < R_c = 15.0 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_c - \sigma_{\text{усм}}(X)}{R_c} = 22\%$.

$\phi_y = 0.8$ коэффициент продольного изгиба пояса из плоскости балки, см. выше в п. 1.1.3.

(Заметим, что этот пункт расчета полностью совпадает с предыдущим при расчете сжатого пояса).

2.3. Проверка фанерной стенки по главным напряжениям (рис. 7)

(в зоне первого от опоры стыка на расстоянии $x_1 := 1.5 \cdot m - 10 \cdot \delta_{\text{ф}} - \frac{h(1.5m)}{2} = 0.9 \cdot m$,
и в центре первой от опоры панели $x_2 := x_1 \cdot 0.5 = 0.4 \cdot m$).

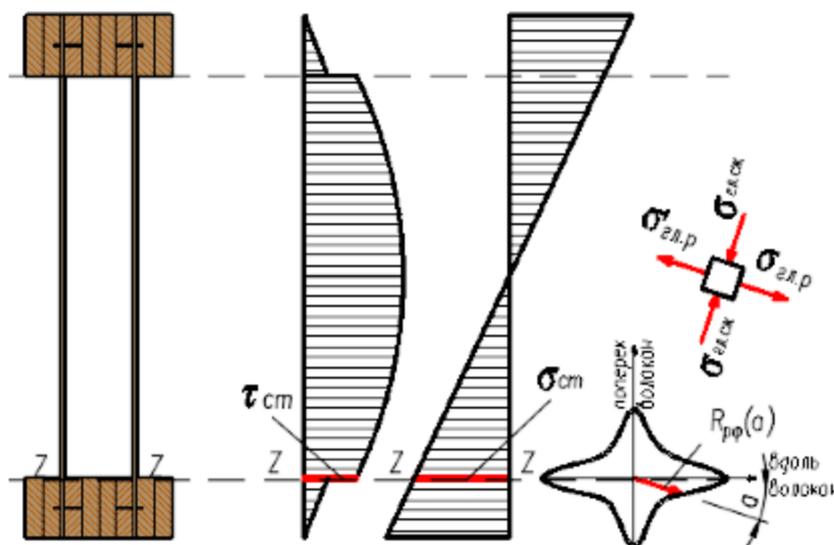


Рис. 7. К расчету главных напряжений в фанерной стенке на уровне Z-Z

2.3.1. Проверка главных напряжений в сечении "x1" $h(x_1) = 94.5 \cdot \text{см}$.

Изгибающий момент в этом сечении $M(x_1) = 95.1 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$ и поперечная сила $Q(x_1) = 105 \cdot \text{кН}$.

Момент инерции сечения $J_{\text{прф}}(x_1) = 1398715 \cdot \text{см}^4$.

Статический момент на уровне внутренней кромки растянутого пояса Z-Z, приведенный к фанере:

$$S_{\text{прф}}(x) := (n_{\text{д}} \cdot b_{\text{д}} \cdot h_{\text{п}} \cdot m_{\text{ф}} + h_{\text{п}} \cdot n_{\text{ф}} \cdot \delta_{\text{ф}}) \cdot \left(\frac{h(x) - h_{\text{п}}}{2} \right), \quad \text{для } x = x_1 \quad - \quad S_{\text{прф}}(x_1) = 16490 \cdot \text{см}^3.$$

Нормальные напряжения в стенке $\sigma_{\text{см}}(x) := \frac{M(x)}{J_{\text{прф}}(x)} \cdot \left(\frac{h(x)}{2} - h_{\text{п}} \right) \quad - \quad \sigma_{\text{см}}(x_1) = 2.19 \cdot \text{МПа}$.

Касательные напряжения в стенке на уровне растянутого пояса Z-Z, приведенные к фанере:

$$\tau_{\text{см}}(x) := \frac{Q(x) \cdot S_{\text{прф}}(x)}{J_{\text{прф}}(x) \cdot (n_{\text{ф}} + 2) \cdot \delta_{\text{ф}}} \quad - \quad \tau_{\text{см}}(x_1) = 1.93 \cdot \text{МПа}.$$

Главные растягивающие напряжения в фанере на уровне Z-Z определяются по формуле

$$\sigma_{\text{зрф}}(x) := \frac{\sigma_{\text{см}}(x)}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\text{см}}(x)}{2} \right)^2 + \tau_{\text{см}}(x)^2}, \quad \text{для } x = x_1 \quad \sigma_{\text{зрф}}(x_1) = 3.3 \cdot \text{МПа}.$$

Угол "α", под которым главные растягивающие напряжения действуют по отношению к волокнам фанеры, равен $\alpha := 0.5 \cdot \text{atan} \left(\frac{2 \cdot \tau_{\text{см}}(x_1)}{\sigma_{\text{см}}(x_1)} \right) = 30.2^\circ$.

Расчетное сопротивление под углом "α" определяется по [1, прил. Ж, рис. Ж1] или по формуле

$$R'_{\text{рф}}(\alpha) := \frac{R_{\text{фр90}}}{\frac{R_{\text{фр90}}}{R_{\text{фр}}} \cdot \cos(\alpha)^4 + 2 \cdot \left[\frac{2 \cdot R_{\text{фр90}}}{R_{\text{фр45}}} - \left(\frac{1}{2} + \frac{R_{\text{фр90}}}{2 \cdot R_{\text{фр}}} \right) \cdot \cos(\alpha)^2 \cdot \sin(\alpha)^2 + \sin(\alpha)^4 \right]} = R'_{\text{рф}}(\alpha) = 5.5 \cdot \text{МПа}.$$

С учетом снижения прочности в стыке на "ус" $R_{рф}(\alpha) := R'_{рф}(\alpha) \cdot m_{смф} = R_{рф}(\alpha) = 4.43 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_{рф}(\alpha) - \sigma_{зрф}(x_1)}{R_{рф}(\alpha)} = 25\%$.

2.3.2. Проверка главных напряжений в сечении "x₂ = 0.4-м,

где высота сечения составляет h(x₂) = 92.3-см.

Изгибающий момент в этом сечении M(x₂) = 49-кН·м и поперечная сила Q(x₂) = 111.9-кН.

Момент инерции сечения J_{прф}(x₂) = 1317736.3-см⁴.

Статический момент на уровне внутренней кромки растянутого пояса Z-Z, приведенный к фанере:

$$S_{прф}(x_2) = 16020.0 \cdot \text{см}^3.$$

Нормальные напряжения в стенке $\sigma_{см}(x_2) = 1.16 \cdot \text{МПа}$;

Касательные напряжения в стенке $\tau_{см}(x_2) = 2.13 \cdot \text{МПа}$;

Главные растягивающие напряжения $\sigma_{зрф}(x_2) = 2.8 \cdot \text{МПа}$.

Угол "α", под которым главные растягивающие напряжения действуют по отношению к волокнам

фанеры, равен $\alpha := 0.5 \cdot \text{atan}\left(2 \cdot \frac{\tau_{см}(x_2)}{\sigma_{см}(x_2)}\right) = 37.4^\circ$.

Расчетное сопротивление под этим углом "α" определяется по формуле [10] $R'_{рф}(\alpha) = 4.8 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R'_{рф}(\alpha) - \sigma_{зрф}(x_2)}{R'_{рф}(\alpha)} = 42\%$.

▼ ОТКРЫТЬ, если п.2.3.1. и п.2.3.2. не удовлетворены и требуется добавление двух опорных стенок, и ЗАКРЫТЬ, если не тре

Добавим по две стенки в опорных зонах на длине 1-й и 2-й панелей

При двутавровом (или двутаврово-коробчатом) сечении можно с боковых сторон у опор приклеить дополнительные фанерные стенки. Это позволит усилить опорные части балки. Обычно приклеивают фанерные "картины" из такой же фанеры (по толщине и размерам), что применялась для основной стенки.

2.3.3. Проверка главных напряжений в сечении "x₁" h(x₁) = 94.5-см

Статический момент половины сечения :

$$S'_{прф}(x) := [n_{\partial} \cdot b_{\partial} \cdot h_{п} \cdot m_{ф} + h_{п} \cdot (n_{ф} + 2) \cdot \delta_{ф}] \cdot \left(\frac{h(x) - h_{п}}{2}\right) = S'_{прф}(x_1) = 18399 \cdot \text{см}^3.$$

Момент инерции, приведенный к фанере :

$$J'_{прф}(x) := m_{ф} \cdot 2 \cdot \left[\frac{n_{\partial} \cdot b_{\partial} \cdot h_{п}^3}{12} + n_{\partial} \cdot b_{\partial} \cdot h_{п} \cdot \left(\frac{h(x) - h_{п}}{2}\right)^2 \right] + \frac{(n_{ф} + 2) \cdot \delta_{ф} \cdot h(x)^3}{12} = J'_{прф}(x_1) = 1623995 \cdot \text{см}^4.$$

Нормальные напряжения в стенке : $\sigma'_{см}(x) := \frac{M(x)}{J'_{прф}(x)} \cdot \left(\frac{h(x)}{2} - h_{п}\right) = \sigma'_{см}(x_1) = 1.89 \cdot \text{МПа}$.

Касательные напряжения в стенке : $\tau'_{см}(x) := \frac{Q(x) \cdot S'_{прф}(x)}{J'_{прф}(x) \cdot (n_{ф} + 2) \cdot \delta_{ф}} = \tau'_{см}(x_1) = 1.86 \cdot \text{МПа}$.

Главные растягивающие напряжения в фанерной стенке :

$$\sigma'_{зрф}(x) := \frac{\sigma'_{см}(x)}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma'_{см}(x)}{2}\right)^2 + \tau'_{см}(x)^2} = \sigma'_{зрф}(x_1) = 3.0 \cdot \text{МПа}.$$

Угол "α", под которым главные растягивающие напряжения действуют по отношению к волокнам

фанеры, равен $\alpha := \frac{1}{2} \cdot \text{atan}\left(\frac{2 \cdot \tau'_{см}(x_1)}{\sigma'_{см}(x_1)}\right) = 31.5^\circ$.

Расчетное сопротивление под углом "α" определяется по формуле

$$R'_{рф}(\alpha) := \frac{R_{фр90}}{\frac{R_{фр90}}{R_{фр}} \cdot \cos(\alpha)^4 + 2 \cdot \left[\frac{2 \cdot R_{фр90}}{R_{фр45}} - \left(\frac{1}{2} + \frac{R_{фр90}}{2 \cdot R_{фр}} \right) \right] \cdot \cos(\alpha)^2 \cdot \sin(\alpha)^2 + \sin(\alpha)^4} = R'_{рф}(\alpha) = 5.4 \cdot \text{МПа} .$$

С учетом снижения прочности в стыке на "ус" $R_{рф}(\alpha) := R'_{рф}(\alpha) \cdot m_{стф}$ $R_{рф}(\alpha) = 4.29 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_{рф}(\alpha) - \sigma'_{зрф}(x_1)}{R_{рф}(\alpha)} = 29\% .$

2.3.4. Проверка главных напряжений в сечении $x_2 = 0.4 \cdot \text{м}$ $h(x_2) = 92.3 \cdot \text{см}$.

Изгибающий момент в этом сечении $M(x_2) = 49 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$ и поперечная сила $Q(x_2) = 111.9 \cdot \text{кН}$.

Момент инерции сечения $J_{прф}(x_2) = 1317736.3 \cdot \text{см}^4$.

Статический момент на уровне внутренней кромки растянутого пояса Z-Z, приведенный к фанере :

$$S'_{прф}(x_2) = 17874.4 \cdot \text{см}^3$$

Нормальные напряжения в стенке

$$\sigma'_{см}(x_2) = 1 \cdot \text{МПа} ;$$

Касательные напряжения в стенке

$$\tau'_{см}(x_2) = 2.05 \cdot \text{МПа} ;$$

Главные растягивающие напряжения

$$\sigma'_{зрф}(x_2) = 2.6 \cdot \text{МПа} .$$

Угол "α", под которым главные растягивающие напряжения действуют по отношению к волокнам фанеры, равен $\alpha := 0.5 \cdot \text{atan} \left(2 \cdot \frac{\tau'_{см}(x_2)}{\sigma'_{см}(x_2)} \right) = 38.1^\circ .$

Расчетное сопротивление под углом "α" определяется по формуле [10] $R'_{рф}(\alpha) = 4.8 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R'_{рф}(\alpha) - \sigma'_{зрф}(x_2)}{R'_{рф}(\alpha)} = 45\% .$

▣ ОТКРЫТЬ, если п.2.3.1. и п.2.3.2. не удовлетворены и требуется добавление двух опорных стенок, и ЗАКРЫТЬ, если не тре

2.4. Проверка местной устойчивости фанерной стенки в опорных зонах

2.4.1. В центре опорной панели

Длина опорной панели $a_{оп} := x_1 = 0.9 \cdot \text{м}$ (расстояние между ребрами в свету, принятое с учетом размеров фанерного листа, стыка на "ус" и ширины опорного ребра). Расстояние до расчетного

сечения $x_{см} := \frac{a_{оп}}{2}$. Высота стенки в свету в сечении " $x_{см}$ " составляет $h_{см} := h(x_{см}) - 2 \cdot h_n = 0.62 \cdot \text{м}$.

Определим величину отношения $\frac{h_{см}}{\delta_{ф}} = 38.9$.

Устойчивость_стенки = "обеспечена, так как $h_{см}/b_{ст} < 50$ " при $\delta_{ф} = 16 \cdot \text{мм}$) .

▣ ОТКРЫТЬ, если устойчивость стенки не обеспечена ($h_{ст}/b_{ст} > 50$), и ЗАКРЫТЬ, если обеспечена ($h_{ст}/b_{ст} < 50$)

2.4.2. В расчетном "опасном сечении X" с максимальными напряжениями изгиба

Высота стенки в свету в "опасном сечении X" составляет $h_{смX} := h(X) - 2 \cdot h_n = 0.9 \cdot \text{м}$.

Расстояние между ребрами в свету в опасном сечении при ширине ребра, равной 10-15 толщинам фанеры : $a_{орX} := 1.5 \cdot \text{м} - 15 \cdot \delta_{ф} = 1.26 \cdot \text{м}$.

Расчетная высота здесь $h_{расчX} := \min(h_{смX}, a_{орX}) = h_{расчX} = 0.9 \cdot \text{м}$. Тогда $\gamma := \frac{a_{орX}}{h_{смX}} = 1.4$.

Так как $\frac{h_{смX}}{\delta_{ф}} = 57.5 > 50$, то устойчивость проверяем по тем же формулам.

Изгибающий момент $M(X) = 420.3 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$, поперечная сила $Q(X) = 20.9 \cdot \text{кН}$.

Момент инерции, приведенный к фанере: $J_{прф}(X) = 2600783.3 \cdot \text{см}^4$.

Статический момент, приведенный к фанере: $S_{прф}(X) = 22200.2 \cdot \text{см}^3$.

Коэффициенты $k_u = 17.5 \cdot \text{МПа}$, $k_T = 3.1 \cdot \text{МПа}$.

Нормальные и касательные напряжения в стенке $\sigma_{см}(X) = 7.4 \cdot \text{МПа}$ и $\tau_{см}(X) = 0.3 \cdot \text{МПа}$:

$$U(X) := \frac{\sigma_{см}(X)}{k_u \cdot \left(\frac{100 \cdot \delta_{ф}}{h_{смX}}\right)^2} + \frac{\tau_{см}(X)}{k_T \cdot \left(\frac{100 \cdot \delta_{ф}}{h_{расчX}}\right)^2} = U(X) = 0.2 < 1.00 .$$

Условие выполнено с запасом. $\frac{1.0 - U(X)}{1.0} = 83. \% .$

2.5. Проверка фанерной стенки на срез в опорном сечении по нейтральной оси

Поперечная сила на опоре составляет $Q(0 \cdot \text{м}) = 118.85 \cdot \text{кН}$.

Статический момент половины сечения, приведенный к фанере на опоре: $S_{оф}(0 \cdot \text{м}) = 16990 \cdot \text{см}^3$.

Момент инерции, приведенный к фанере на опоре: $J_{прф}(0 \cdot \text{м}) = 1239400 \cdot \text{см}^4$.

Если ранее при расчете на устойчивость были добавлены дополнительные опорные стенки, то их здесь следует учесть как $n_{доп.см} := 0$ (или приравнять 0 (нулю), если таких стенок не добавлено).

Касательные напряжения среза определяем по формуле Журавского

$$\tau_{ср} := \frac{Q(0 \cdot \text{м}) \cdot S_{оф}(0 \cdot \text{м})}{J_{прф}(0 \cdot \text{м}) \cdot \delta_{ф} \cdot (n_{ф} + n_{доп.см})} = 5.1 \cdot \text{МПа} .$$

Прочность фанеры на срез $R_{фср} = 6.0 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_{фср} - \tau_{ср}}{R_{фср}} = 15. \% .$

2.6. Проверка прочности клеевых швов на скалывание в местах приклейки фанерных стенок к поясам

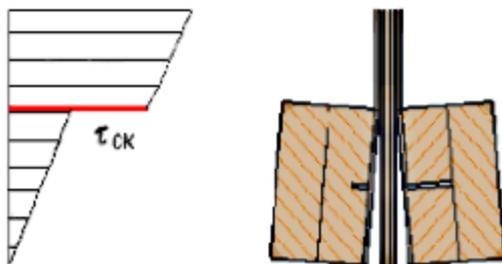


Рис. 8. Разрушение клеевого шва "пояс-стенка" от скалывания между слоями шпона

Поперечная сила на опоре составляет $Q(0 \cdot \text{м}) = 118.85 \cdot \text{кН}$.

Статический момент на уровне кромки пояса Z-Z, приведенный к фанере на опоре:

$$S_{прф}(0 \cdot \text{м}) = 15550 \cdot \text{см}^3 .$$

Момент инерции, приведенный к фанере на опоре: $J_{прф}(0 \cdot \text{м}) = 1239400 \cdot \text{см}^4$.

Касательные напряжения скалывания определяем по формуле Журавского. При этом считается, что эти напряжения распределяются по всем швам "пояс-стенка" равномерно на ширине $h_n = 150.0 \cdot \text{мм}$.

Число швов для нашего сечения определяется $n_{ш} := 2 \cdot n_{ф} = 4$ (с каждой стороны фанерной стенки)

$$\tau_{ск} := \frac{Q(0 \cdot \text{м}) \cdot S_{прф}(0 \cdot \text{м})}{J_{прф}(0 \cdot \text{м}) \cdot (h_n \cdot n_{ш})} = 0.25 \cdot \text{МПа} .$$

Прочность склеивания пояса со стенкой определяется прочностью на скалывание смежных слоев шпона в фанерной стенке на той же площади распределения.

Прочность фанеры на скалывание в плоскости листа $R_{фск} = 0.8 \cdot \text{МПа}$.

$$\text{Запас прочности составляет } \frac{R_{фск} - \tau_{ск}}{R_{фск}} = 69\%.$$

2.7. Расчет опорной площадки балки

Проведем проверку опорной площадки на смятие. Опорная реакция $A := q \cdot \frac{L_p}{2} = 118.8 \cdot \text{кН}$.

Длина опорной площадки принята $l_{оп} := 20.0 \text{ см}$, а ширина ее равна ширине пояса $b = 29.6 \cdot \text{см}$.

$$\text{Напряжения смятия } \sigma_{см} := \frac{A}{l_{оп} \cdot b} = 2.0 \cdot \text{МПа} < R_{см.90} = 3.0 \cdot \text{МПа}.$$

$$\text{Запас прочности составляет } \frac{R_{см.90} - \sigma_{см}}{R_{см.90}} = 33\%.$$

3. Расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям)

Предварительно вычисляем коэффициенты, учитывающие переменность высоты сечения (k) и влияние деформаций сдвига от поперечной силы (c), по прил. 4, табл. 3 [5]

$$\beta := \frac{h_o}{h_{max}} = 0.7 \quad \text{и} \quad \gamma := \frac{2 \cdot (n_{\partial} \cdot h_{п} \cdot b_{\partial})}{n_{\phi} \cdot \delta_{\phi} \cdot (h_{max} - h_{п})} = 2.2.$$

Коэффициент, учитывающий переменность высоты двутаврового сечения балки по длине, составляет $k := 0.4 + 0.6 \cdot \beta = 0.8$.

Коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига для двутаврового сечения:

$$c := (45.3 - 6.9 \cdot \beta) \cdot \gamma = 87.2.$$

Момент инерции, приведенный к древесине, максимального по высоте сечения в центре балки ($0.5 \cdot L_p$)

$$J_{прд}(0.5 \cdot L_p) = 3202338 \cdot \text{см}^4.$$

Прогиб без учета влияния деформаций сдвига по известной формуле для однопролетной балки:

$$f_o := \frac{5 \cdot q_n \cdot L_p^4}{384 \cdot E_{\partial} \cdot J_{прд}(0.5 \cdot L_p)} = 22.9 \cdot \text{мм}.$$

Прогиб с учетом коэффициентов k и c в соответствии с п. 4.33 [1]

$$f := \frac{f_o}{k} \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h_{max}}{L_p} \right)^2 \right] = 47.4 \cdot \text{мм}.$$

Предельный относительный прогиб $f_{пр}$ определяется по [2, прил. Е, табл. Е.1], в соответствии с которым относительная доля от пролета $L_p = 14.6 \cdot \text{м}$ может определяться линейной интерполяцией со следующими данными:

Величина относительного прогиба в зависимости от пролета L_p и высоты до низа $H_{зм}$ несущей конструкции определяется по следующим параметрам:

Относительные прогибы составляют $vl := \left(\frac{1}{120} \quad \frac{1}{150} \quad \frac{1}{200} \quad \frac{1}{250} \quad \frac{1}{300} \right)^T$ для пролетов

$$vf_{\text{более.6м}} := (1 \text{ м} \quad 3 \text{ м} \quad 6 \text{ м} \quad 24 \text{ м} \quad 36 \text{ м})^T, \quad \text{при } H_{зм} < 6 \text{ м}.$$

$$vf_{\text{менее.6м}} := (1 \text{ м} \quad 3 \text{ м} \quad 6 \text{ м} \quad 12 \text{ м} \quad 24 \text{ м})^T, \quad \text{при } H_{зм} > 6 \text{ м}.$$

Тогда предельный относительный прогиб $f_{пр}$ для балки расчетным пролетом $L_p = 14.6 \cdot \text{м}$ определится по линейной интерполяции в зависимости от высоты помещения $H_{зм}$ от чистого пола помещения до низа несущей конструкции (балки).

В настоящем примере высота помещения составляет $H_{зм} = 6.8 \cdot \text{м}$.

По линейной интерполяции определяем $f_L := \begin{cases} \frac{1}{\text{linterp}(vf_{\text{менее.6м}}, vl, L_p)} & \text{if } H_{\text{эм}} \leq 6 \cdot \text{м} = 221 \\ \frac{1}{\text{linterp}(vf_{\text{более.6м}}, vl, L_p)} & \text{if } H_{\text{эм}} > 6 \cdot \text{м} \end{cases}$

Предельный прогиб балки покрытия составит $f_{\text{пр}} := L_p \cdot \frac{1}{f_L} = 66.0 \cdot \text{мм}$.

Расчетный фактический прогиб - $f = 47.4 \cdot \text{мм} < f_{\text{пр}} = 66.0 \cdot \text{мм}$.

Запас составляет $\left(\frac{f_{\text{пр}} - f}{f_{\text{пр}}}\right) = 28\%$.

4. Расчет расхода материалов на конструкцию балки

4.1. Расход древесины и фанеры на продольные и поперечные ребра

Объем фанеры "в деле" - $V_{\text{ф}} := L \cdot n_{\text{ф}} \cdot \delta_{\text{ф}} \cdot (h_o + h_{\text{мах}}) \cdot 0.5 = 0.53 \cdot \text{м}^3$;

Объем древесины поясов "в деле" - $V_{\text{д}} := h_n \cdot n_{\text{д}} \cdot b_{\text{д}} \cdot L \cdot \left(1 + \frac{1}{\cos(\theta)}\right) = 1.19 \cdot \text{м}^3$;

Объем древесины ребер "в деле" - $V_{\text{р}} := 4 \cdot h_n \cdot b_{\text{д}} \cdot \text{Sum}_{\text{ребр}} = 0.18 \cdot \text{м}^3$.

Общий объем древесины "в деле" $V_{\text{др}} := V_{\text{д}} + V_{\text{р}} = 1.37 \cdot \text{м}^3$.

Общий вес балки составляет $G = 1056 \cdot \text{кгс}$.

4.2. Расход основных материалов на 1 кв. м перекрываемой площади

Расход древесины балок - $\frac{V_{\text{др}}}{L \cdot \text{Ш}} = 0.020 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}$. Расход фанеры балок - $\frac{V_{\text{ф}}}{L \cdot \text{Ш}} = 0.008 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}$.

Расход утеплителя на огнезащиту $\frac{2 \cdot L \cdot t_{\text{ым}} \cdot (h_o + h_{\text{мах}} - 2 \cdot h_n) \cdot 0.5}{L \cdot \text{Ш}} = 0.00 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}$.

Расход обшивки на огнезащиту $\frac{(1 \cdot t_{\text{зпс}}) \cdot L \cdot (h_o + h_{\text{мах}}) + b \cdot L_p \cdot 1 \cdot t_{\text{зпс}}}{L \cdot \text{Ш}} = 0.00 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}$.

4.3. Площадь поверхности балки для нанесения лакокрасочных и защитных покрытий

$S_{\text{покр}} := 2 \cdot L \cdot (h_o + h_{\text{мах}}) \cdot 0.5 + L \cdot (b + 2 \cdot b_{\text{д}}) \cdot \left(1 + \frac{1}{\cos(i)}\right) + 2 \cdot (b + 2 \cdot b_{\text{д}}) \cdot h_o = 44.5 \cdot \text{м}^2$.

Литература

- СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
- СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
- ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
- Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
- Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
- Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.
- Дмитриев П.А. Деревянные балки и балочные клетки: учебное пособие / П. А. Дмитриев. Новосибирск: НИСИ, 1989. 161 с.
- Шмидт А.Б., Халтурин Ю.В., Пантюшина Л.Н. 15 примеров расчета деревянных конструкций для курсовых и дипломных проектов: учебное пособие. Барнаул: Изд-во АлтГТУ, 1997. 86 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 3.6. Балка из LVL двускатная прямоугольного сечения

Запроектировать двускатную балку покрытия прямоугольного сечения из LVL-UltraLam пролетом в осях (при 0-привязке к наружным граням колонн) $L := 18.0$ м.

Район строительства - _____, (_____ снеговой район), в котором нормативное значение снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $s_g := 1.5$ кПа.

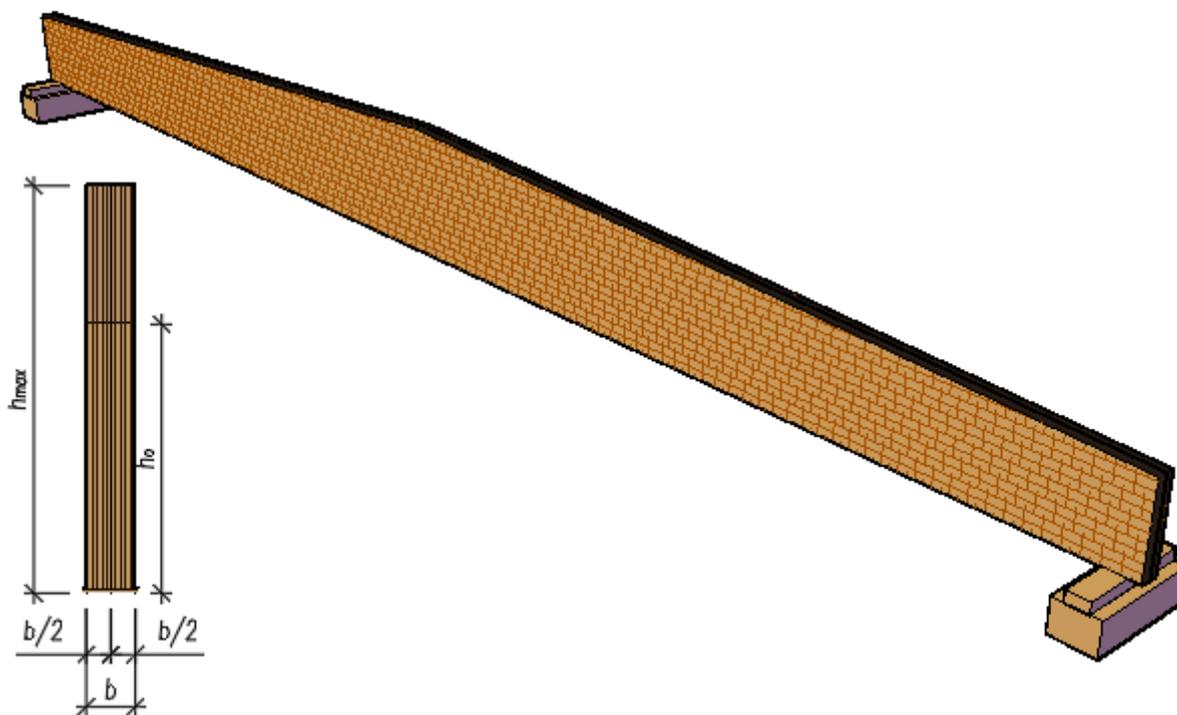


Рис. 1. Общий вид двускатной балки из LVL

Обращаем внимание на то, что балку из LVL следует делать только из цельного листа (или плиты) LVL. При этом надо учитывать габаритные размеры плит от разных производителей. Например, габаритный размер плиты "Ultralam" (г. Торжок, Россия) составляет 20.5×1.25 м. А размеры других производителей (например, "Kerto") составляют $12,5 \times 2.5$ м. Здесь наибольший размер листа соответствует направлению вдоль волокон древесины, наименьший размер - поперек волокон.

Уклон скатов балки $i := \frac{600 \text{ мм}}{0.5L} = 6.7\%$ (здесь в числителе следует ввести разницу высот сечения балки в центре и на опоре, но не менее 0.1 мм). Тогда уклон скатов составит $\theta := \text{atan}(i) = 3.81^\circ$.

Обычно уклон двускатных балок принимается в пределах $2 - 7\%$. Для балки постоянной высоты в числитель следует ввести число, близкое к нулю, например $0,1$ мм.

Шаг балок $Ш := 4.25$ м. Число шагов по длине здания $n_{ш} := 11$. Длина здания $D := n_{ш} \cdot Ш = 46.75$ м.

Высота здания до низа несущей конструкции $H_{эм} := 6.8$ м.

Расчетный пролет балки с учетом опирания на стойки (колонны) размером $a_{ст} := 400$ мм составляет $L_p := L - a_{ст} = 17.6$ м.

Принимаем высоту сечения в середине балки $h_{max} := 1.1$ м. Это примерно соответствует рекомендациям $h = (1/12 - 1/15) \cdot L$ (фактически имеем $\frac{L_p}{h_{max}} = 16$).

Высоту торцового сечения на опоре принимаем $h_{торц} := h_{max} - 0.5 \cdot L \cdot i = 500$ мм.

Высота расчетного сечения на опоре $h_0 := h_{max} - 0.5 \cdot L_p \cdot i = 513$ мм.

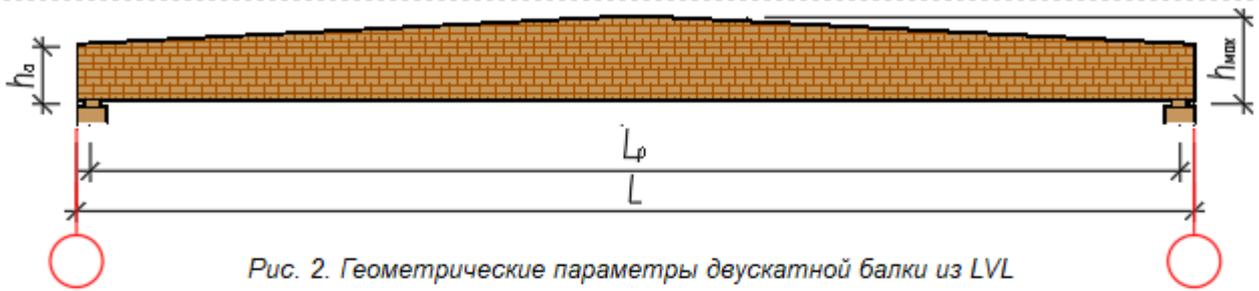


Рис. 2. Геометрические параметры двускатной балки из LVL

1. Подбор расчетного сопротивления LVL сжатию, изгибу и растяжению

1.1. Геометрические параметры сечения конструкции

Выберем тип сечения по схемам рис.3

- А
- Б
- В
- Г

Примем по длине балки число расчетных точек $n_x := 200$, тогда расстояние от опоры до каждой точки - $x := 0, \frac{L_p}{n_x} .. L_p$ и шаг точек - $\frac{L_p}{n_x} = 88 \text{ мм}$.

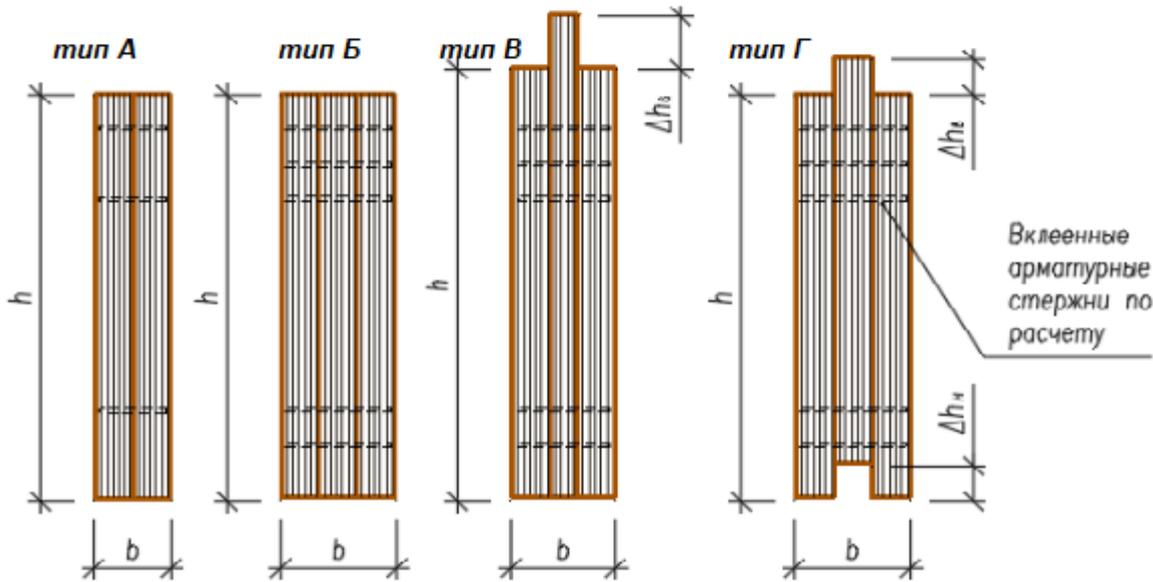


Рис. 3. Возможные типы сечений LVL конструкции

При стандартных толщинах применяемых плит LVL (см. табл.) принимаем ширину элементов сечения конструкции : крайних - $\delta_{LVL,k} := 63 \text{ мм}$ и средних - $\delta_{LVL,c} := 51 \text{ мм}$ (см. рис. 3).

Таблица стандартных размеров Ultralam по СТО 36554501-021-2010 и Kerto по СТО 15481225-001-2014

Высота сечения балки $h(x)$ в зависимости от уклона скатов и расстояния x от опоры

вычисляется -
$$h(x) := \begin{cases} h_0 + i \cdot x & \text{if } x \leq 0.5 \cdot L_p \\ h_0 + i \cdot (L_p - x) & \text{if } x > 0.5 \cdot L_p \end{cases}$$

Для типов сечения В и Г примем размеры выступов среднего элемента :

$\Delta h_s := 60 \text{ мм}$ - для Δh_s допустимо принимать положительные и отрицательные значения;

$\Delta h_n := 0 \text{ мм}$ - для Δh_n принимать только положительные значения ($\Delta h_n := |\Delta h_n|$).

Скрытые вычисления переменных геометрических характеристик (F_0, J_0, y_0, S_0) - В

Ширина сечения для выбранного Типа_сечения = "В" составляет $b = 177 \text{ мм}$.

Отношение высоты сечения к ширине рекомендуется принимать примерно $(1/5 - 1/8) h_{max}$,

фактически имеем :
$$\frac{0.5 \cdot (h_{max} + h_0)}{b} = 4.6$$

Площадь сечения для выбранного $\text{Типа_сечения} = \text{"B"}$ в опоре балки $F_o(0\text{м}) = 939 \cdot \text{см}^2$.
 в центре балки $F_o(0.5 \cdot L_p) = 1978 \cdot \text{см}^2$.
 момент инерции на опоре $J_o(0\text{м}) = 223659 \cdot \text{см}^4$ и в центре $J_o(0.5 \cdot L_p) = 2064104 \cdot \text{см}^4$.
 статический момент на опоре $S_o(0\text{м}) = 6262 \cdot \text{см}^3$ и в центре $S_o(0.5 \cdot L_p) = 27652 \cdot \text{см}^3$.

- | | | |
|--|--|---|
| <input type="radio"/> 1/К45 (LVL)
<input checked="" type="radio"/> 2/К40 (LVL)
<input type="radio"/> 3/К35 (LVL) | Выберем сорт/класс прочности LVL в соответствии с СП 64.13330.2011 и уровень ответственности проектируемого здания | <input type="radio"/> Повышенный уровень ответственности
<input checked="" type="radio"/> Нормальный уровень ответственности
<input type="radio"/> Пониженный уровень ответственности |
|--|--|---|

Коэффициент $\gamma_n = 1$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

В нагрузку для данного расчета входит

- | | |
|--|----------|
| <input type="radio"/> Ветровая или монтажная
<input type="radio"/> Сейсмическая
<input checked="" type="radio"/> не входит вышеуказанная | нагрузка |
|--|----------|

Автоматический выбор РАСЧЕТНЫХ сопротивлений LVL по [1, табл. 4]

Автоматический выбор упругих характеристик LVL по классам прочности 2-й гр. пред. состояний по [1, табл. 13]

Модуль упругости LVL при расчете по 1-й группе предельных состояний $E'_{Ivl.0} = 10000 \cdot \text{МПа}$.
 То же при расчете по 2-й группе предельных состояний принимаем $E''_{Ivl.0} = 11000 \cdot \text{МПа}$.
 Кроме того, в соответствии с [п. 6.22, 4] модуль упругости LVL при изгибе в плоскости листа вдоль волокон принимаем по аналогии с фанерным листом с коэффициентом $k_\phi := 1.2$ то есть:
 Модуль упругости LVL при расчете по 1-й группе $E_{||,Ivl.1} := k_\phi \cdot E'_{Ivl.0} = 12000 \cdot \text{МПа}$.
 То же при расчете по 2-й группе $E_{||,Ivl.2} := k_\phi \cdot E''_{Ivl.0} = 13200 \cdot \text{МПа}$.
 Расчетное сопротивление LVL на изгиб в плоскости листа $R'_{u,Ivl} = 22.5 \cdot \text{МПа}$ (по табл. 4 [1]).
 То же на сжатие в плоскости листа **вдоль** волокон $R'_{сж,||,Ivl} = 20.0 \cdot \text{МПа}$.
 То же на сжатие в плоскости листа **поперек** волокон $R'_{сж,⊥,Ivl} = 3.1 \cdot \text{МПа}$.
 То же на сжатие **из плоскости** листа **поперек** волокон $R'_{сж,⊥,90,Ivl} = 1.5 \cdot \text{МПа}$.
 То же на **смятие** в плоскости листа **поперек** волокон в опорах $R'_{см,||,оп,Ivl} = 4.9 \cdot \text{МПа}$.
 То же на **растяжение** **вдоль** волокон $R'_{p,||,Ivl} = 18.0 \cdot \text{МПа}$.
 То же на **растяжение** в плоскости листа **поперек** волокон $R'_{p,90,Ivl} = 0.3 \cdot \text{МПа}$.
 То же на **скалывание** **вдоль** волокон **поперек** плоскости листа $R'_{ск,||,Ivl} = 2.6 \cdot \text{МПа}$.
 То же на **скалывание** **вдоль** волокон **в плоскости** листа $R'_{ск,||,||,Ivl} = 2.0 \cdot \text{МПа}$.
 То же на **скалывание** **поперек** волокон **в плоскости** листа $R'_{ск,90,||,Ivl} = 1.0 \cdot \text{МПа}$.

1. Сбор нагрузок и статический расчет

1.1. Определение действующих нагрузок

1.1. Расчет нагрузок на конструкцию

- Нормативная нагрузка от вышележащего покрытия составляет: $q'_{нп} := 0.6347 \text{ кПа}$.
- Расчетная нагрузка от вышележащего покрытия составляет: $q'_n := 0.7647 \text{ кПа}$.

Подсчитаем собственный вес балки. Объем LVL "в деле": $V_\partial := L \cdot b \cdot (h_{\text{торц}} + h_{\text{мак}}) \cdot 0.5 = 2.55 \cdot \text{м}^3$.

Плотность многослойного клееного из шпона сосны LVL-Ultralam составляет $\rho_{Ivl} := 550 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$.

Вес балки составляет $G := \rho_{Ivl} \cdot V_\partial = 1402 \cdot \text{кгс}$.

С учетом коэффициента $K_{\text{блнк}} := 1.3182$ усиления опор арматурой (см. п. 4.2)

полный вес балки составляет $G_{\text{б}} := G \cdot K_{\text{блнк}} = 1848 \cdot \text{кгс}$.

3. Нормативная нагрузка от собственного веса балки на 1 кв.м: $q'_{\text{нб}} := \frac{G}{L \cdot \text{Ш}} = 0.18 \cdot \text{кПа}$.

В целях повышения огнестойкости конструкции обшиваем балку листами гипсокартона плотностью $\rho_{\text{зпс}} := 1400 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$ и листов толщиной $t_{\text{зпс}} := 1 \times 10 \text{ мм} = 10 \cdot \text{мм}$.

4. Нормативная нагрузка от огнезащиты

$$q'_{\text{нозн}} := \rho_{\text{зпс}} \cdot \left[\frac{(t_{\text{зпс}}) \cdot L \cdot (h_{\text{торц}} + h_{\text{мах}}) + b \cdot L_p \cdot t_{\text{зпс}}}{L \cdot \text{Ш}} \right] = 0.06 \cdot \text{кПа}.$$

5. Нормативная снеговая нагрузка S_o с учетом коэффициента c_e сноса снега ветром и уклона

скатов до 12% (а также $k := 0.65$ - для местности типа "_____") и $l_c := \left(2 \cdot L - \frac{L^2}{D} \right) \cdot \frac{1}{m} = 29.1$

$c_e := (1.2 - 0.4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0.8 + 0.002 \cdot l_c) = 0.753$. При $c_t := 1.0$ и $\mu := 1.0$ (так как уклон менее 30°) получаем $S_o := c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot s_g = 1.13 \cdot \text{кПа}$.

Таблица сбора нагрузок на 1 кв. м горизонтальной поверхности покрытия

	Наименование нагрузки	Нормат. нагрузка, кН/м ²	Козф-т надежн. по нагр.	Расчет. нагрузка, кН/м ²
Постоянная				
1	Конструкция покрытия	0.63		0.76
2	собственный вес балки	0.18	1.1	0.20
3	огнезащита -	0.06	1.2	0.07
	Итого	0.87		1.03
Временная				
4	Снеговая	1.13	1.4	1.58
	Всего	2.00		2.61

Подсчитаем нагрузки на 1 пог. метр балки с учетом ответственности сооружения ($\gamma_n = 1.0$).

Из таблицы нормативная нагрузка на 1 кв. м: $q'_n := q'_n \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 2 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Нормативная погонная нагрузка: $q_n := q'_n \cdot \text{Ш} \cdot \gamma_n = 8.51 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$. ($q_n = 0.867 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$)

Из таблицы расчетная нагрузка на 1 кв. м: $q' := q' \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 2.61 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Расчетная погонная нагрузка: $q := q' \cdot \text{Ш} \cdot \gamma_n = 11.1 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$. ($q = 1.132 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$)

Опорная реакция при полной нагрузке составляет $A := \frac{q \cdot L}{2} = 99.9 \cdot \text{кН}$.

Геометрические характеристики сечения проектируемой конструкции

Для балок с переменным по высоте сечением место с наибольшими напряжениями не совпадает с участком максимального изгибающего момента. Это место называется "опасным сечением X" и для

двускатной балки определяется как $X := \frac{L_p \cdot h_o}{2 \cdot h_{\text{мах}}} = 4.11 \cdot \text{м}$ для Типа_сечения = "B".

Высота балки в опасном сечении составляет $h(X) = 0.79 \cdot \text{м}$,

изгибающий момент и поперечная сила в сечении "x" $M(x) := \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L_p - x)$, $Q(x) := q \cdot \left(\frac{L_p}{2} - x \right)$.

Площадь сечения в некотором сечении x по длине	$F(x) := b \cdot h(x)$	$F_o(X) = 1424 \cdot \text{см}^2$
Центр тяжести сечения от нижней грани	$y_o(x)$	$y_o(X) = 40.3 \cdot \text{см}$
Момент инерции в сечении x по длине	$J_o(x)$	$J_o(X) = 772681 \cdot \text{см}^4$
Момент сопротивления по нижней грани	$W_n(x) := \frac{J_o(x)}{y_o(x)}$	$W_n(X) = 19189 \cdot \text{см}^3$
Момент сопротивления по верхней грани	$W_e(x) := \frac{J_o(x)}{h_n(x) - y_o(x)}$	$W_e(X) = 17385 \cdot \text{см}^3$
Статический момент сечения выше нейтральной оси	$S_o(x)$	$S_o(X) = 14349 \cdot \text{см}^3$

► определения коэффициента m_b

Ниже приведены все коэффициенты условий работы, имеющие следующие значения :

- $m_e := 1.0$ - для разных условий эксплуатации (температурно-влажностный режим) по таблице 7 [1];
- $m_T := 1.0$ - для конструкций, эксплуатируемых при температуре воздуха до $+35^\circ\text{C}$, - 1.0 , при $+50^\circ\text{C}$, - 0.8 . Для промежуточных температур использовать линейную интерполяцию;
- $m_D := 1.0$ - для конструкций, в которых напряжения в элементах от постоянных и временных длительных нагрузок превышают **80%** суммарного напряжения от всех нагрузок, **0.8**;
- $m_b = 0.90$ - учет снижения прочности при высоте сечения элементов более **50 см** ;
- $m_a := 1.0$ - для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением, **0.9** ;
- $\gamma_{н.сс} := 1.0$ - коэффициент надежности по сроку службы (**1.0** - при сроке до **50 лет**) ;
- $\gamma_n = 1.0$ - коэффициент надежности по ответственности проектируемого здания.

Расчетное сопротивление на изгиб с учетом коэффициентов условия работы :

$$R_{u.lvl} := R'_{u.lvl} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_b \cdot m_a \cdot \gamma_{н.сс} = 20.3 \cdot \text{МПа} .$$

То же на растяжение поперек волокон:

$$R_{p90.lvl} := R_{p90.lvl} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_a \cdot \gamma_{н.сс} = 0.3 \cdot \text{МПа} .$$

То же на скалывание вдоль волокон поперек плоскости плиты LVL при изгибе:

$$R_{ск.lvl} := R_{ск.lvl} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_a \cdot \gamma_{н.сс} = 2.6 \cdot \text{МПа} .$$

То же на **смятие** в плоскости листа **поперек** волокон в опорах

$$R_{см.л.оп.lvl} := R'_{см.л.оп.lvl} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_a \cdot \gamma_{н.сс} = 4.9 \cdot \text{МПа} .$$

2. Расчет по первой группе предельных состояний (конструктивный расчет)

2.1. Проверка прочности по нормальным напряжениям в "опасном сечении X"

Изгибающий момент в опасном сечении "X" составляет $M(X) = 307.6 \cdot \text{кН м}$.

Момент сопротивления равен $W_n(X) = 19189 \cdot \text{см}^3$.

Действующие нормальные напряжения составляют $\sigma(x) := \frac{M(x)}{W_n(x)}$.

Нормальные напряжения в "опасном сечении" при $x = X$ равны

$$\sigma(X) = 16 \cdot \text{МПа} < R_{u.lvl} = 20.34 \cdot \text{МПа} .$$

Для **Типа_сечения = "B"** запас прочности составляет $\frac{R_{u.lvl} - \sigma(X)}{R_{u.lvl}} = 21\%$.



Рис. 4. Эскиз возможного разрушения от нормальных напряжений растяжения в балке

►

Масштабные коэффициенты для эпюр напряжений на рис.

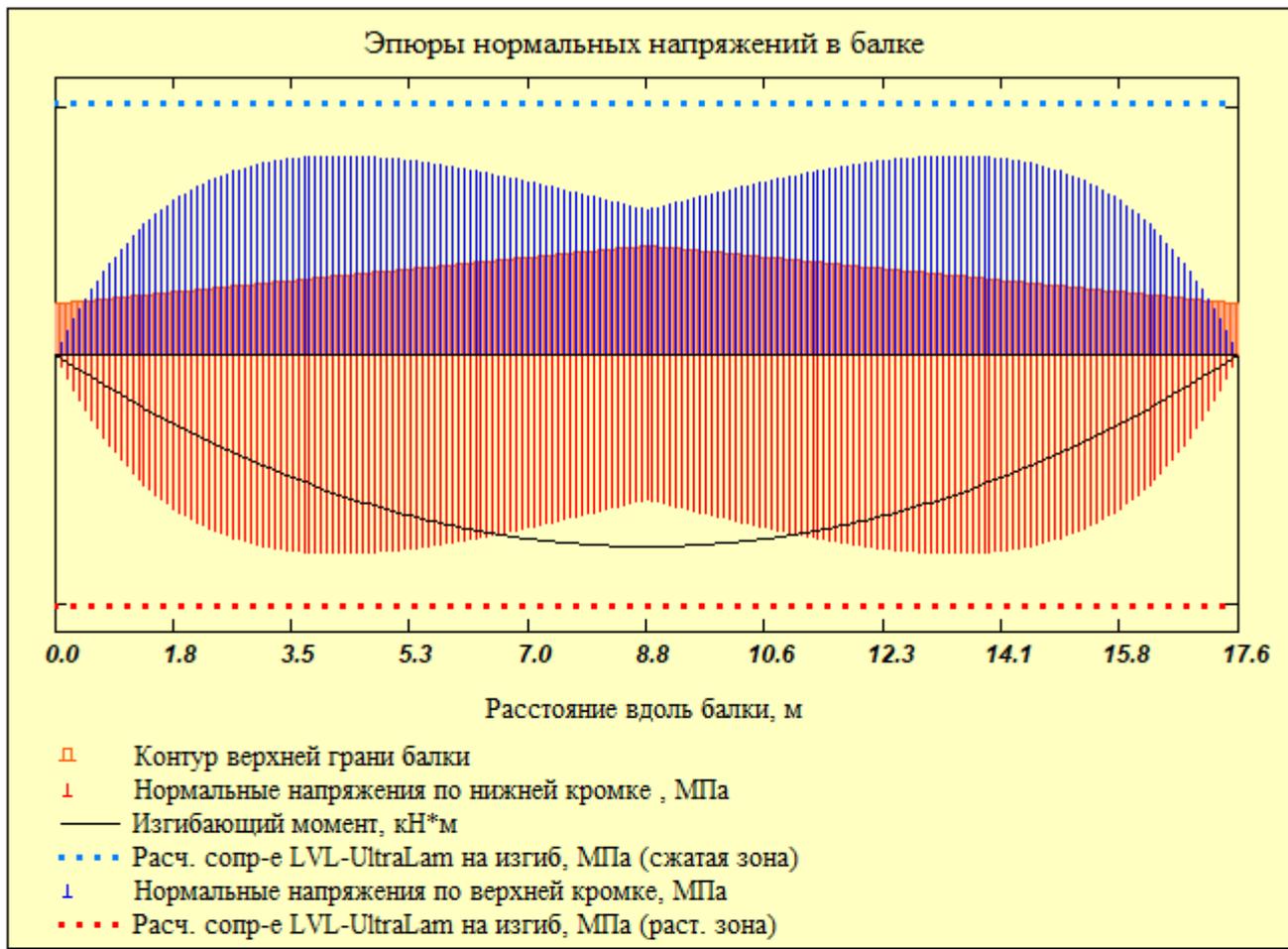


Рис. 5. Эпюры нормальных краевых напряжений от изгиба балок

На эпюре рис. 5 показаны контуры скатной балки, эпюры M (изгибающих моментов), σ (нормальных напряжений) в относительных масштабах для их наглядной сопоставимости.

Здесь же пунктирными линиями сверху и снизу балки показаны расчетные сопротивления в виде своеобразных границ, которые являются предельными для эпюр нормальных напряжений, чтобы наглядно видеть их соотношение. Выход за пределы этих границ означает превышение действующих напряжений соответствующих расчетных сопротивлений.

Из эпюры видно, что наибольшие напряжения возникают не в центре пролета, где изгибающий момент максимальный, а в сечении "X", которое называется "опасным сечением".

2.2. Проверка устойчивости плоской формы деформирования при изгибе

Устойчивость от бокового выпучивания зависит от поперечной жесткости самой балки и от закрепления ее поперечными связями.

Принимаем для начала закрепление сжатой кромки балки только на опорах и связевым коньковым брусом в центре пролета. В этом случае расстояние между точками закрепления из плоскости

$$l_{p\alpha} := 0.5 \cdot L_p = 8.8 \text{ м}.$$

Боковая устойчивость изгибаемых элементов прямоугольного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, оценивается коэффициентом ϕ_M в соответствии с п. 4.14 [1]. Для вычисления этого коэффициента предварительно определим из табл. 2 Прил. 4 [1] величины k_ϕ и $k_{жм}$.

Для нашего случая распределения изгибающего момента при $d := \frac{M(0 \cdot m)}{M(l_{p\alpha})} = 0$

и при $\beta := \frac{h_o}{h(l_{p\alpha})} = 0.47$ величина $k_\phi := 1.75 - 0.75 \cdot d = 1.75$, а величина $k_{жм} := \sqrt{\beta} = 0.68$.

Таким образом, значение $\phi_M := 140 \cdot \frac{b^2}{l_{p_u} \cdot h(l_{p_u})} \cdot k_{\phi} \cdot k_{жм} = 0.54$.

По формуле устойчивости плоской формы деформирования при изгибе [1, (22)]

$$\sigma_{уст} := \frac{M(l_{p_u})}{\phi_M \cdot W_H(l_{p_u})} = 21.49 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности составляет $\frac{R_{u,lvl} - \sigma_{уст}}{R_{u,lvl}} = -6\%$.

Если требуется раскрепить балку чаще, то выполним проверку, раскрепив балку в $n := 5$ точках по длине балки из плоскости в $l_p := \frac{1}{n-1} \cdot L_p = 4.4 \cdot \text{м}$. ($l_{p_u} = 8.8 \cdot \text{м}$) (Здесь n принимать более 3)

При $d := \frac{M(l_{p_u} - l_p)}{M(l_{p_u})} = 0.75$ - $k_{\phi} := 1.75 - 0.75 \cdot d = 1.19$, а при $\beta := \frac{h(l_p)}{h(l_{p_u})} = 0.73$ - $k_{жм} := \sqrt{\beta} = 0.86$

Таким образом, значение $\phi_M := 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h(l_{p_u})} \cdot k_{\phi} \cdot k_{жм} = 0.92$.

По формуле [1, (24)]: $\sigma_{уст} := \frac{M(l_{p_u})}{\phi_M \cdot W_H(l_{p_u})} = 12.63 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_{u,lvl} - \sigma_{уст}}{R_{u,lvl}} = 38\%$.

Таким образом, для обеспечения устойчивости плоской формы изгиба балки необходимо установить раскрепление балки с шагом не более $l_p = 4.4 \cdot \text{м}$.

2.3. Проверка прочности по скалыванию в опорном сечении

Скалывание проверяем по формуле Журавского для касательных напряжений: $\tau(x) := \frac{Q(x) \cdot S_o(x)}{J_o(x) \cdot b}$.

Построим эпюру касательных напряжений по нейтральной оси балки (рис .6).

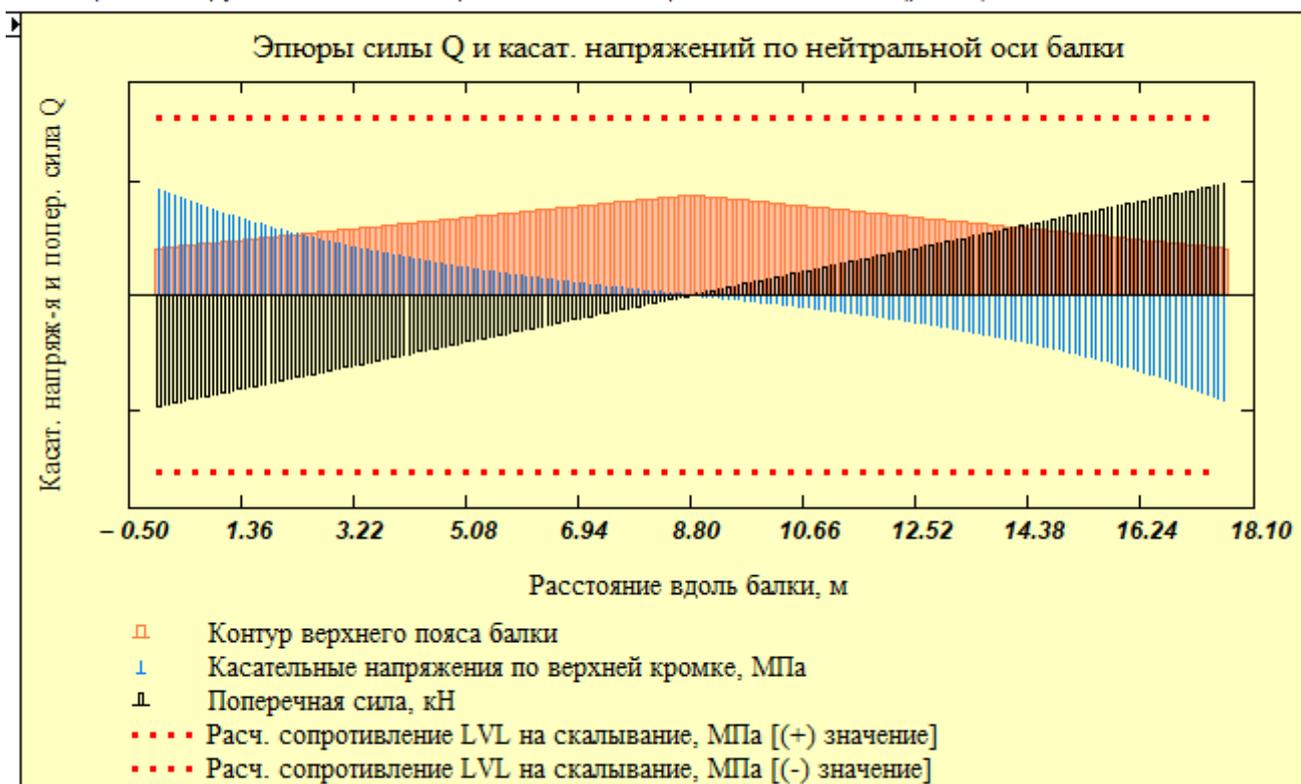


Рис. 6. Касательные напряжения по нейтральной оси балки

Скалывающие напряжения для опорного сечения проектируемой балки равны $\tau(0m) = 1.55 \text{ МПа}$.
 Расчетное сопротивление LVL на скалывание: $R_{ск.lvl} = 2.6 \text{ МПа}$.

Для балки LVL Типа_сечения = "B" запас прочности составляет $\frac{R_{ск.lvl} - \tau(0m)}{R_{ск.lvl}} = 41\%$.



Рис. 7. Эскиз возможного разрушения от скалывания на опорах

2.4. Проверка прочности с учетом совместного действия нормальных и касательных напряжений в расчетном сечении

Теоретическим и опытным путем установлено, что в двускатных дощатоклееных балках возникают касательные напряжения не только по нейтральной оси, но и на верхних наклонных скатах. Так как по верхней кромке статический момент $S(x) := 0 \cdot m^3$, а расстояние от нейтральной оси до верхней кромки $y(x) := 0.5 \cdot h(x)$, то в соответствии с [11] касательные напряжения

$$\tau_{xy}(x, y) := \frac{Q(x) \cdot S(x)}{J_o(x) \cdot b} + \frac{M(x) \cdot h(x)}{4 \cdot J_o(x)} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot y(x)}{h(x)} - \frac{S(x) \cdot h(x)}{J_o(x)} \right) \cdot i$$

Построим эпюры касательных напряжений по верхнему скату балки на основе вышеуказанной зависимости касательных напряжений от величин нормальных поперечных сил.

► Масштабные коэффициенты для графиков

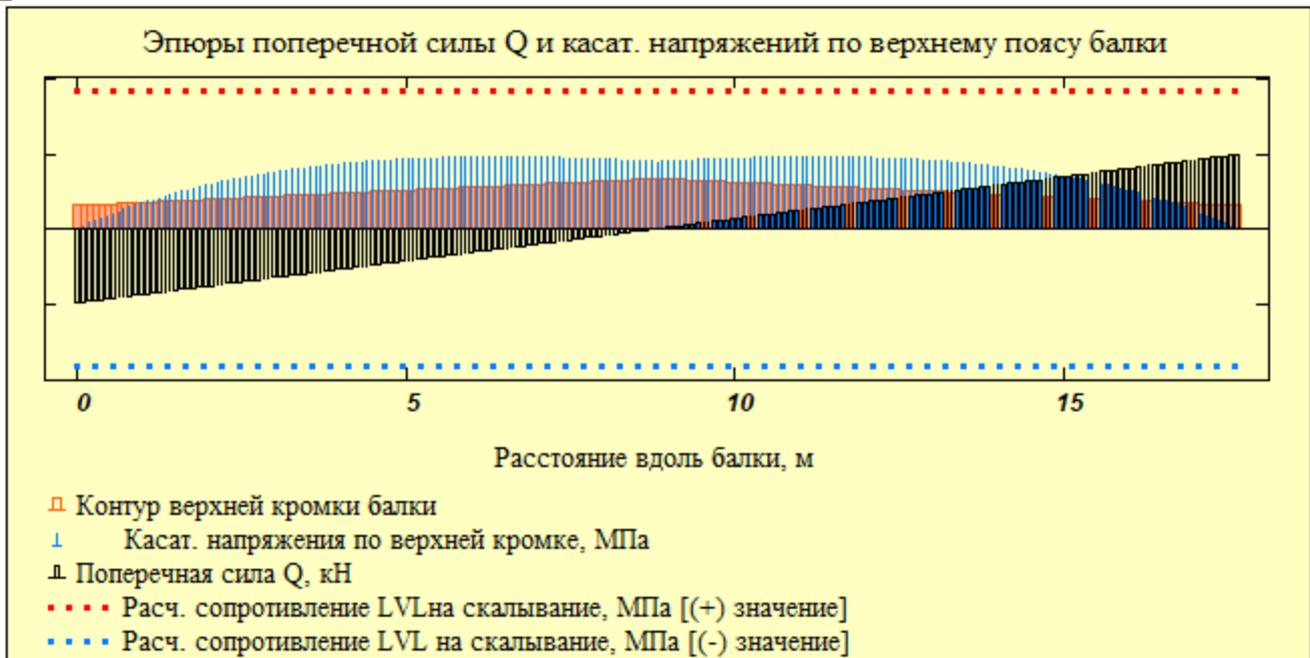


Рис. 8. Эпюры поперечной силы Q и касательных напряжений по верхней грани балок

Ниже на рис. 9 представлена приближенная картина возможного разрушения от совместного действия нормальных и касательных напряжений по верхнему поясу.

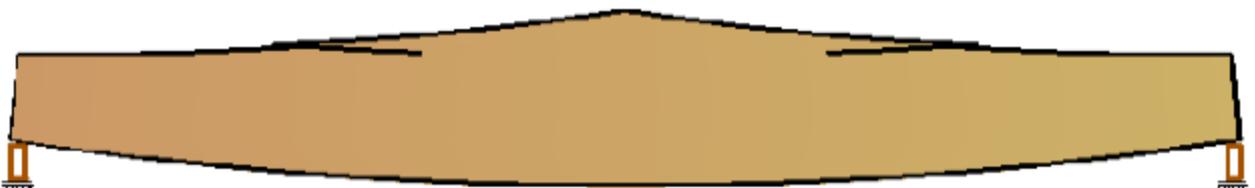


Рис.9. Эскиз возможного разрушения от скалывания по верхней грани балки

Из эюры рис. 8 видно, что наибольшие касательные напряжения по верхней кромке возникают в местах наибольших нормальных напряжений, то есть в опасном сечении "X".

Для вычисления касательных напряжений определим вертикальные сечения по длине балки - $s_0, s_1, s_2, \dots, s_5$ - расстояния от опоры до соответствующего сечения. Зададим также число расчетных точек по высоте сечения h равным 10 , тогда

расстояние от опоры до сечения	$s_0 := 0.00 \text{ м}$	$t_0 := 0, h(s_0) \cdot 0.1 \dots h(s_0)$;
расстояние от опоры до сечения	$s_1 := 0.1 \cdot L_p = 1.76 \cdot \text{м}$,	$t_1 := 0, h(s_1) \cdot 0.1 \dots h(s_1)$;
расстояние от опоры до сечения	$s_2 := 0.2 \cdot L_p = 3.52 \cdot \text{м}$,	$t_2 := 0, h(s_2) \cdot 0.1 \dots h(s_2)$;
расстояние от опоры до сечения	$s_3 := 0.3 \cdot L_p = 5.28 \cdot \text{м}$,	$t_3 := 0, h(s_3) \cdot 0.1 \dots h(s_3)$;
расстояние от опоры до сечения	$s_4 := 0.4 \cdot L_p = 7.04 \cdot \text{м}$,	$t_4 := 0, h(s_4) \cdot 0.1 \dots h(s_4)$;
расстояние от опоры до сечения	$s_5 := 0.5 \cdot L_p = 8.80 \cdot \text{м}$,	$t_5 := 0, h(s_5) \cdot 0.1 \dots h(s_5)$.
В опасном сечении	$X = 4.11 \cdot \text{м}$	$tX := 0, h(X) \cdot 0.1 \dots h(X)$.

Здесь $t_0 \dots t_5$ - расчетные точки по высоте сечения с шагом 0.1 от высоты этого сечения.

Определим расстояние "y" от нейтральной оси до расчетной точки $y(s, t) := \left(\frac{h(s)}{2} - t \right)$ в сечениях "s".

Статические моменты отсеченных частей прямоугольного сечения на разных уровнях с шагом "t" в зависимости от участка расчетного сечения "s" в общем виде вычислим по формуле

$$S(s, t) := b \cdot \left(\frac{h(s)}{2} - |y(s, t)| \right) \cdot \left[|y(s, t)| + 0.5 \cdot \left(\frac{h(s)}{2} - |y(s, t)| \right) \right],$$

здесь $h(s)$ - высота сечения балки на расстоянии "s".

Теперь подсчитаем касательные напряжения, распределенные по высоте сечения, по формуле

$$\tau_{ск}(s, t) := \frac{Q(s) \cdot S(s, t)}{J_o(s) \cdot b} + \frac{M(s) \cdot h(s)}{4 \cdot J_o(s)} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot y(s, t)}{h(s)} - \frac{S(s, t) \cdot h(s)}{J_o(s)} \right) \cdot i.$$

Полученные результаты отображаем на графике рис. 10, где эюры всех сечений совмещены в одном.

Для наглядности вывода на график примем:

$$\begin{aligned} \tau_{ск0} &:= \tau_{ск}(s_0, 0.5 \cdot h(s_0)); & \tau_{ск1} &:= \tau_{ск}(s_1, 0.5 \cdot h(s_1)); & \tau_{ск2} &:= \tau_{ск}(s_2, 0 \text{ мм}); & \tau_{ск30} &:= \tau_{ск}(s_3, 0 \text{ мм}); \\ \tau_{ск3} &:= \tau_{ск}(s_3, h(s_3)); & \tau_{ск40} &:= \tau_{ск}(s_4, 0 \text{ мм}); & \tau_{ск4} &:= \tau_{ск}(s_4, h(s_4)); & \tau_{ск50} &:= \tau_{ск}(s_5, 0 \text{ мм}); \\ \tau_{ск5} &:= \tau_{ск}(s_5, h(s_5)). & \tau_{скX0} &:= \tau_{ск}(X, 0 \text{ мм}) & \tau_{скX} &:= \tau_{ск}(X, 0 \text{ мм}) = 1.04 \cdot \text{МПа}. \end{aligned}$$

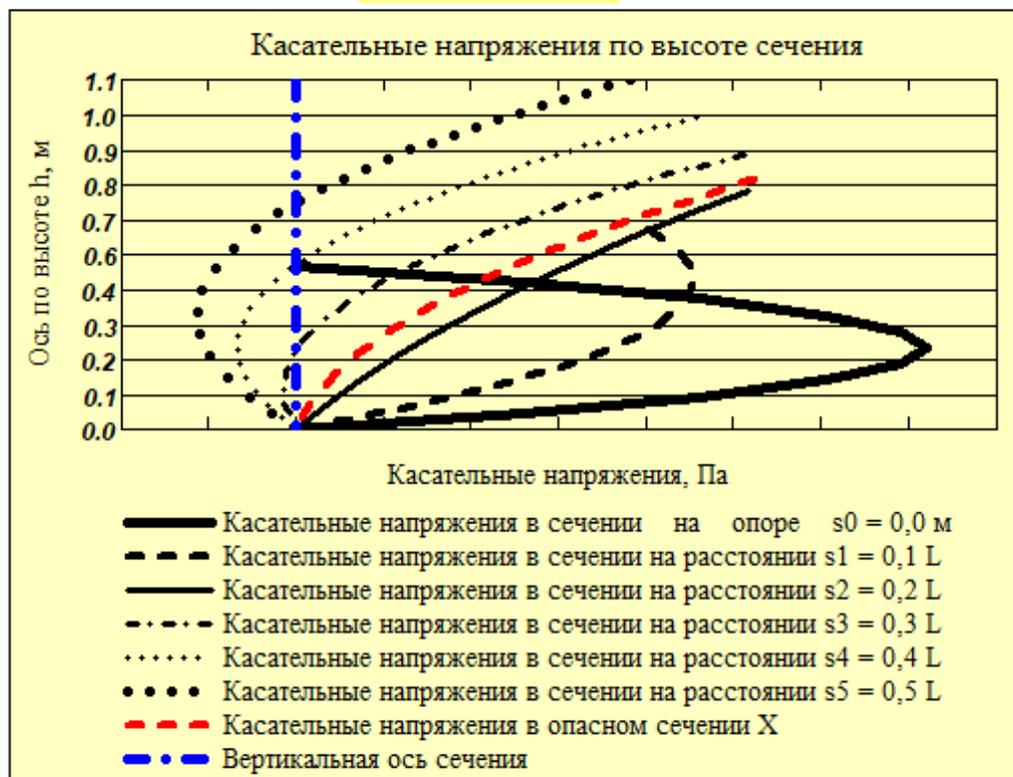


Рис. 10. Распределение касательных напряжений по высоте сечений на различных расстояниях s_0, s_1, s_2, s_3, s_4 и s_5 от опоры, условно "собранные" в одном сечении

Из эпюр рис. 10 видно, что наибольшие касательные напряжения по верхней кромке балки возникают в опасном сечении "X" и равны $\tau_{скX} = 1.045 \cdot \text{МПа}$.

При расчетном сопротивлении на скалывание $R_{ск.lvl} = 2.6 \cdot \text{МПа}$.

Для Типа_сечения = "B" запас прочности составляет

$$\frac{R_{ск.lvl} - \tau_{скX}}{R_{ск.lvl}} = 60\% .$$

Из эпюры (рис. 10) также видно, что наибольшие касательные напряжения на опоре возникают по середине высоты сечения (то есть по нейтральной оси) и составляют $\tau_{ск}(0_m, 0.5 \cdot h_o) = 1.44 \cdot \text{МПа}$ (сравним со значением из п. 2.3).

Отношение максимальных касательных напряжений по нейтральной оси на опоре к максимальным касательным напряжениям на верхней кромке в сечении "X" составляет

$$\frac{\tau_{ск}(0_m, 0.5 \cdot h_o)}{\tau_{скX}} = 1.38 .$$

2.5. Проверка прочности по главным растягивающим напряжениям

Исследованиями [12] показано, что на некотором расстоянии от опоры в районе нейтральной оси возникают главные растягивающие напряжения под углом к волокнам, превышающие соответствующее расчетное сопротивление под таким углом. В соответствии с п. 6.15 [4] проверку по главным растягивающим напряжениям необходимо проводить для балок с относительной высотой $h/L > 0.1$.

Так как в нашем случае $\frac{0.5 \cdot (h_o + h_{max})}{L_p} = 0.05 < 0.1$, то такую проверку не выполняем.

▶ Открыть, если $h_{max}/L_p > 0.1$ и требуется проверка по главным напряжениям

2.6. Проверка совместного действия нормальных и касательных напряжений

При проектировании балок переменного сечения специалисты США используют формулу Норриса, полученную применительно к древесине на основе гипотезы потенциальной энергии формоизменения:

$$\frac{\sigma_x^2}{R_{u.lvl}^2} + \frac{\tau_{xy}^2}{R_{ск.lvl}^2} + \frac{\sigma_y^2}{R_{p90}^2} \leq 1 .$$

Здесь $\sigma_x(s, t) := \frac{M(s) \cdot y(s, t)}{J_o(s)}$ - нормальное напряжение в сечении "s" при изгибе ;

$\sigma_y(s, t) := \sigma_x(s, t) \cdot \tan(i)^2$ - нормальное напряжение в сечении "s" при изгибе;

$\tau_{xy}(s, t) := \frac{Q(s) \cdot S(s, t)}{J_o(s) \cdot b} + \frac{M(s) \cdot h(s)}{4 \cdot J_o(s)} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot y(s, t)}{h(s)} - \frac{S(s, t) \cdot h(s)}{J_o(s)} \right) \cdot i$ - касательные напряжения в

сечении "s" на расстоянии "t" от нейтральной оси.

Проверку выполняем на верхней кромке в опасном сечении "X" с наибольшими нормальными и касательными напряжениями. Положим $s := X$ и $t := 0$ -м, тогда

$$\sigma_x(s, t) = 15.67 \cdot \text{МПа} , \quad \sigma_y(s, t) = 0.07 \cdot \text{МПа} \quad \text{и} \quad \tau_{xy}(s, t) = 1.04 \cdot \text{МПа} .$$

$$\text{Запас составляет} \quad \frac{\sigma_x(s, t)^2}{R_{u.lvl}^2} + \frac{\tau_{xy}(s, t)^2}{R_{ск.lvl}^2} + \frac{\sigma_y(s, t)^2}{R_{p90.lvl}^2} = 0.81 < 1.0 .$$

2.7. Проверка опорной площадки балки на смятие поперек волокон

Напряжения смятия на опоре балки действуют поперек волокон древесины. В этом случае расчетное сопротивление смятию поперек волокон в плоскости листа - $R_{см. ||. оп.lvl} = 4.9 \cdot \text{МПа}$.

Усилие, вызывающее смятие - есть опорная реакция $A = 99.9 \cdot \text{кН}$.

Ширина площадки опирания равна ширине балки $b = 177 \cdot \text{мм}$.

Длину площадки опирания принимаем $a := 200$ мм. Не рекомендуется принимать длину площадки опирания более ширины опираемой конструкции. В силу некоторого поворота балки в опоре (даже при допустимых прогибах) это может привести к неравномерному распределению напряжений давления и смещению оси опорной реакции от центра опорной площадки.

В нашем случае напряжения смятия составляют $\sigma_{см} := \frac{A}{b \cdot a} = 2.82 \cdot \text{МПа}$.

Запас прочности составляет $\frac{R_{см,||,оп,lvl} - \sigma_{см}}{R_{см,||,оп,lvl}} = 42\%$.

Если условие не выполняется и процент расхождения отрицателен, то в опорной площадке имеет место перенапряжение **по смятию поперек волокон** древесины.

Следовательно, необходимо укрепить опорную площадку, например, с помощью вклеенных стержней поперек волокон.

В силу вышеуказанного условия по смятию **УСИЛЕНИЕ_опорной_площадки = "не требуется"**.

▶ ОТКРЫТЬ, если требуется УСИЛИТЬ опорную площадку вклеенными стержнями, или ЗАКРЫТЬ, если не требуется (п. 2.8)

2.9. Подрезка балки на опоре

Если по архитектурно-конструктивным соображениям требуется опустить балку на некоторую величину, а срезать опору не представляется возможным, то обычно применяют подрезку балки на опоре. Но при этом должны быть выполнены требования, которые регламентируются нормами [1].

Подрезка на опоре балки **"требуется"** по архитектурно-конструктивным соображениям.

▼ Подрезка на опоре (открыть, если требуется)

Так как подрезка осуществляется в нижней растянутой зоне изгибаемого элемента, то это может привести к появлению продольной трещины от возникновения растягивающих напряжений поперек волокон (см. рис. 12).

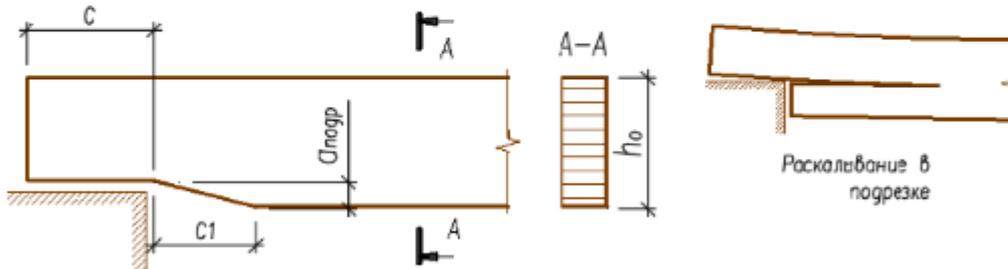


Рис. 12. Подрезка балок на опоре и эскиз возможного разрушения от неправильной подрезки

В соответствии с рекомендациями [1] глубина подрезки на опоре для деревянных балок должна быть не более $0.25 \cdot h_o = 128$ мм. Принимаем $a_{подр} := 50$ мм.

Длина опорной площадки подрезки $C_{подр}$ должна быть не больше высоты сечения $h_o = 513$ мм.

Принимаем $C_{подр} := 180$ мм.

Длина скошенной части должна быть не менее $2 \cdot a_{подр} = 100$ мм. Принимаем $C1 := 100$ мм.

При этом для величины опорной реакции $A = 10.2 \cdot \text{тс}$ должно соблюдаться условие

$$\frac{A}{h_o \cdot b} < 0.4 \text{ МПа}, \quad (*)$$

(где $b = 177$ мм - ширина сечения балки на опоре и $h_o = 513$ мм).

Так как здесь используется не древесина, а LVL, то внесем поправку в виде коэффициента $K_{см,оп}$, равного отношению прочности LVL на смятие поперек волокон в плоскости листа $R_{см,||,оп,lvl} = 4.9 \cdot \text{МПа}$ к прочности древесины на смятие поперек волокон в опорных частях, равного $R_{см90} := 3 \cdot \text{МПа}$.

$$K_{см,оп} := \frac{R_{см,||,оп,lvl}}{R_{см90}} = 1.63$$

Тогда в вышеприведенном условии вместо 0.4 МПа надо использовать $K_{см,оп} \cdot 0.4 \text{ МПа} = 0.65 \cdot \text{МПа}$.

Фактически имеем $\frac{A}{h_o \cdot b} = 1.1 \cdot \text{МПа} > 0.65 \text{ МПа}$, условие равно $1 - \frac{A}{b \cdot h_o \cdot (0.65 \cdot \text{МПа})} = -69\%$.

Если это условие (*) не выполняется (т.е. отрицательное значение), то подрезку на опоре выполнять **не допускается**.

⚠ Подрезка на опоре (открыть, если требуется)

3. Расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям)

Прогиб балки в центре пролета вычисляем с учетом влияния деформаций сдвига по формуле (50) [1]. Коэффициент, учитывающий переменность сечения балки по длине, по прил. 4, п. 3 [1]:

$$k := 0.15 + 0.85 \cdot \frac{h_o}{h_{\max}} = 0.55$$

Коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы, по прил. 4, п.3 [1]:

$$c := 15.4 + 3.8 \cdot \frac{h_o}{h_{\max}} = 17.17$$

Момент инерции максимального по высоте сечения в центре $J_o(0.5L_p) = 2064104 \cdot \text{см}^4$.

Прогиб без учета влияния деформаций сдвига по известной формуле для однопролетной балки

$$f_o := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot L_p^4}{E_{\parallel, \text{I.VI.2}} \cdot J_o(0.5L_p)} = 39 \cdot \text{мм}$$

Прогиб с учетом коэффициентов k и c по п. 4.33 [1]

$$f := \frac{f_o}{k} \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h_{\max}}{L_p} \right)^2 \right] = 76 \cdot \text{мм}$$

Предельный относительный прогиб $f_{\text{пр}}$ определяется по [2, прил. Е, табл. Е.1], в соответствии с которым относительная доля от пролета $L_p = 17.6 \cdot \text{м}$ может определяться линейной интерполяцией со следующими данными:

Величина относительного прогиба в зависимости от пролета L_p и высоты до низа $H_{\text{эм}}$ несущей конструкции определяется по следующим параметрам:

Относительные прогибы составляют $vf := \left(\frac{1}{120} \quad \frac{1}{150} \quad \frac{1}{200} \quad \frac{1}{250} \quad \frac{1}{300} \right)^T$ для пролетов

$$vf_{\text{более.6м}} := (1 \text{ м} \quad 3 \text{ м} \quad 6 \text{ м} \quad 24 \text{ м} \quad 36 \text{ м})^T \quad \text{при } H_{\text{эм}} < 6 \text{ м}$$

$$vf_{\text{менее.6м}} := (1 \text{ м} \quad 3 \text{ м} \quad 6 \text{ м} \quad 12 \text{ м} \quad 24 \text{ м})^T \quad \text{при } H_{\text{эм}} > 6 \text{ м}$$

Тогда предельный прогиб $f_{\text{пр}}$ для балки с расчетным пролетом $L_p = 17.6 \cdot \text{м}$ определится по линейной интерполяции в зависимости от высоты помещения $H_{\text{эм}}$ от чистого пола помещения до низа несущей конструкции.

В настоящем примере высота помещения составляет $H_{\text{эм}} = 6.8 \cdot \text{м}$.

По линейной интерполяции определяем $f_L := \begin{cases} \frac{1}{\text{linterp}(vf_{\text{менее.6м}}, vl, L_p)} & \text{if } H_{\text{эм}} \leq 6 \cdot \text{м} \\ \frac{1}{\text{linterp}(vf_{\text{более.6м}}, vl, L_p)} & \text{if } H_{\text{эм}} > 6 \cdot \text{м} \end{cases} = 230$.

Предельный прогиб для балки покрытия составит $f_{\text{пр}} := L_p \cdot \frac{1}{f_L} = 77 \cdot \text{мм}$.

Расчетный фактический прогиб - $f = 76 \cdot \text{мм} < f_{\text{пр}} = 77 \cdot \text{мм}$.

Запас составляет $\left(\frac{f_{\text{пр}} - f}{f_{\text{пр}}} \right) = 1\%$.

4. Расчет расхода материалов LVL на конструкцию балки

Объем LVL типа "Ultralam" в деле

$$V := L \cdot b \cdot h_o + 0.5 \cdot (L \cdot b) \cdot (h_{\max} - h_o) = 2.57 \cdot \text{м}^3 .$$

Собственный вес балки

$$G_{\text{LVL}} := L_p \cdot b \cdot 0.5 \cdot (h_{\max} + h_o) \rho_{\text{LVL}} = 1382 \cdot \text{кгс} .$$

Вес арматурных стержней **A300** для вертикально вклеенных стержней на опорах балки

диаметром $d = 0 \cdot \text{мм}$ (при плотности стали $\rho_{\text{ст}} := 7850 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$) составит при длине одного стержня

$l_a = 250 \cdot \text{мм}$ и общем их количестве на балку $2 \cdot n_{\text{ст.опор}} = 4$ шт.

$$G_{\text{арм.опор}} := (l_a \cdot F_a \cdot n_{\text{ст.опор}} \cdot 2) \cdot (n_{\text{шт}} + 1) \cdot \rho_{\text{ст}} = 18.9 \cdot \text{кгс} .$$

Вес огнзащитной обшивки балки из листов гипсокартона толщиной $t_{\text{гпс}} = 10 \cdot \text{мм}$

$$G_{\text{огнзащ}} := q'_{\text{огн}} \cdot L \cdot \text{Ш} = 446.8 \cdot \text{кгс}$$

Монтажный вес балки

$$G_{\text{блк}} := G_{\text{LVL}} + G_{\text{арм.опор}} + G_{\text{огнзащ}} = 1847.9 \cdot \text{кгс}$$

$$\left(k_{\text{блк}} := \frac{G_{\text{блк}}}{G} = 1.3182 \right)$$

Площадь поверхности балки для нанесения лакокрасочных и защитных покрытий

$$S_{\text{покр}} := L \cdot [h_o + 0.5 \cdot (h_{\max} - h_o)] \cdot 2 + b \cdot \left[2 \cdot \left(h_o + \frac{L}{\cos(i)} \right) + L \right] = 38.8 \cdot \text{м}^2 .$$

Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
6. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.
7. Дмитриев П.А. Деревянные балки и балочные клетки: учебное пособие / П. А. Дмитриев. Новосибирск: НИСИ, 1989. 161 с.
8. СТО 36554501-021-2010. Деревянные конструкции. Многослойный клееный из шпона материал Ultralam (Ультралам). Общие технические требования. М.: ОАО НИЦ "Строительство", 2010. 14 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 4.1.1. Стойка клеодошчатая балочно-стоечной поперечной рамы (с ригелем из прямолинейной клееной балки)

Запроектировать клеодошчатую стойку для каркасного здания, ригель рамы - клееная балка (прямолинейная или гнутоклееная) пролетом $L := 20.0$ м в координационных осях с нулевой привязкой. Высота стойки $H_{cm} := 9.1$ м. Шаг несущих конструкций $Ш := 6$ м;

Длина здания при числе шагов $n_{шаг} := 11$ составляет $D := n_{шаг} \cdot Ш = 66.0$ м.

Класс условий эксплуатации по [1] _____ (1, 2, 3 или 4).

Срок службы здания - _____ лет, для которого коэффициент надежности по сроку службы составляет $\gamma_{нсс} := 0.9$ (при сроке службы до 50 лет - 1,0; при более 50 до 100 лет - 0,9 и при более 100 лет - 0,8).

Уклон скатов деревянного ригеля $i := 4.50\%$.

Выбранный тип ригеля - **ПРЯМОЛИНЕЙНАЯ ДВУСКАТНАЯ БАЛКА**.

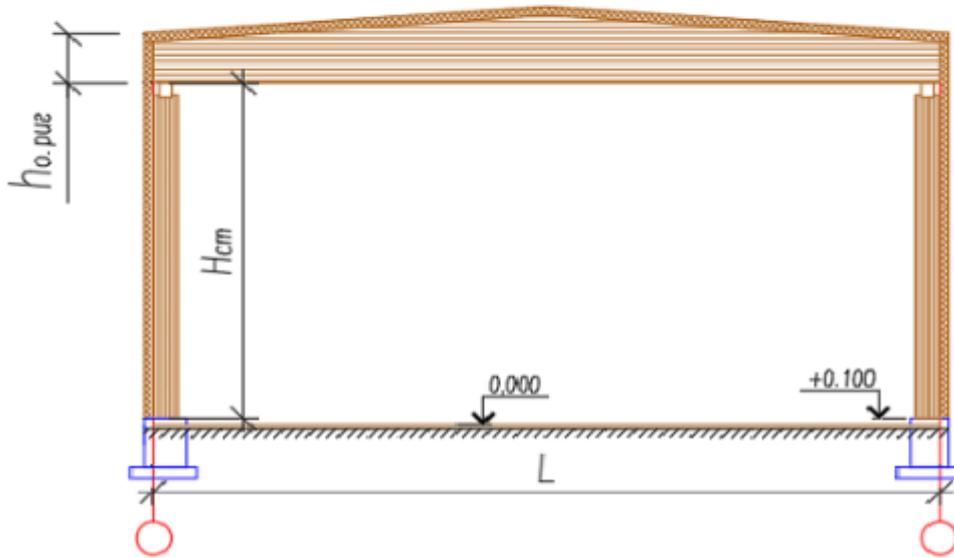


Рис. 1. Схема поперечной балочно-стоечной рамы с ригелем из прямолинейной балки

Стойка прямоугольного постоянного (или переменного) сечения по длине. Задаемся высотой сечения в опоре из условия $h = (1/9 - 1/15)H$. Принимаем предварительно $h := 650$ мм, что составит $\frac{H_{cm}}{h} = 14.0$.

Для изготовления стоек используем сосновые доски толщиной $h_{д} := 50$ мм. После двустороннего фрезерования (острожки $t_o := 4$ мм) толщина досок $\delta_{д} := h_{д} - 2 \cdot t_o = 42.0$ мм. Для этого требуется

$\frac{h}{\delta_{д}} = 15$ досок, принимая $n_{д} := 15$, фактическая высота сечения составит $h := n_{д} \cdot \delta_{д} = 630$ мм.

Высоту сечения по верхнему обрезу стойки (если проектируется стойка переменного сечения) задаем не менее чем 0,65 от высоты сечения на опоре. Принимаем $h_{верх} := 0.70 \cdot h = 441$ мм.

Выбираем ширину сечения в пределах $b = (0,5 - 0,2)h$, получаем $0.4 \cdot h = 252$ мм. Здесь еще обычно учитывают ширину сечения балки, которая опирается на стойку. Как правило, если нет каких-либо конструктивных особенностей, то ширину стойки берут равной ширине вышележащей балки.

Окончательно принимаем сечение стойки: ширина - $b := 205$ мм, высота - $h = 630$ мм.

Высота сечения ригеля на опоре (приблизленно $h_{риг} := 987$ мм = 0,987 м),

а вместе с толщиной покрытия составляет примерно $h_{о,риг} := h_{риг} + 0.3$ м = 1,29 м.

Компоновку сечений клеодошчатых конструкций следует принимать с учетом сортамента пиломатериалов, технологии изготовления и требований унификации.

Рекомендуется принимать ширину сечения клееных конструкций :

- для одинарных блоков, склеенных из досок только по пласти (вариант 1, рис. 2) :
80 мм, 100 мм, 120 мм, 140 мм, 160 мм ;
- для одинарных блоков, склеенных из досок по пласти и по кромке (вариант 2, рис. 2) :
не более 240 мм, причем расстояние между стыками по кромке - не менее толщины слоя δ_g ;
- для спаренного их двух клееных блоков на поперечных вклеенных стержнях (вариант 3, рис. 2)
не более 360 мм .

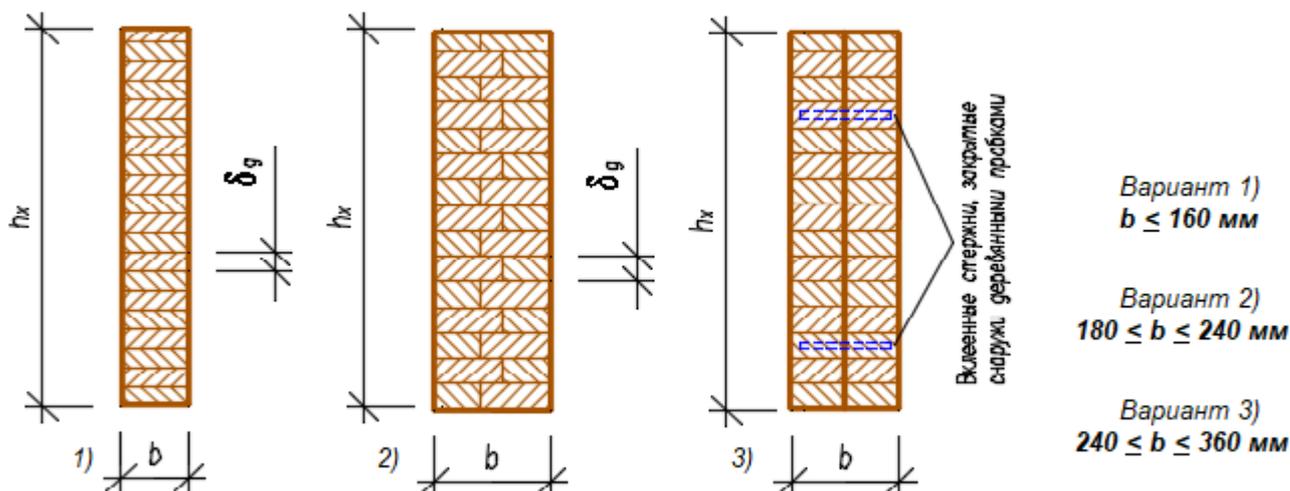


Рис. 2. Возможные виды сечений клеодощатой конструкции

1. Сбор нагрузок на стойку и статический расчет балочно-стоечной рамы

1.1. Определение действующих нагрузок

Постоянные нагрузки

1. Собственный вес стойки

Плотность древесины сосны при влажности $W_{др} = 12\%$ $\rho_{др} := 500 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$

- расчетная нагрузка от собственного веса стойки составляет :

$$N_{се.см} := 1.1 \cdot \left[b \cdot \left(\frac{h + h_{верх}}{2} \right) \cdot H_{см} \cdot \rho_{др} \right] = 5.4 \cdot \text{кН} . \quad (\text{здесь } 1.1 - \text{коэффициент надежности по собственному весу деревянных конструкций})$$

2. Расчетные нагрузки на стойку от веса покрытия (включая ригель) и снега на крышу

- постоянная $N_n := 76.6 \text{ кН}$, - временная (снег) $N_e := 62.69 \text{ кН}$.

3. Постоянная нагрузка на опоре стойки, включая собственную массу стойки:

$$N_{п.см} := N_n + N_{се.см} = 82.0 \cdot \text{кН} .$$

Суммарная (постоянная и временная) нагрузка на опоре стойки: $N := N_{п.см} + N_e = 144.7 \cdot \text{кН}$

4. Расчетная нагрузка от веса стенового ограждения $q_{огр} := 0.25 \text{ кПа}$

Нагрузка от стенового ограждения передается на фундамент либо через рандбалку, либо в виде навесных панелей на стойки. В первом случае эта нагрузка на стойку влияния не оказывает (кроме передачи нагрузки от ветра). В последнем случае, кроме ветровой, панели передают свою нагрузку на стойки.

Выберем вариант устройства стенового ограждения:

- Стеновые панели на рандбалках
 Навесные стеновые панели

Стеновое_ограждение = "Навесные стеновые панели"

▶ определение погонной по стойке стеновой нагрузки

В зависимости от варианта устройства стенового ограждения откорректируем расчетную нагрузку от стен. Расчетную **погонную** нагрузку от стенового ограждения, распределенную по вертикали, принимаем приближенно на 10% больше веса стенового ограждения - $q_{огр.поз} = 1.65 \cdot \frac{kH}{M}$.

Эксцентриситет приложения нагрузки от стен $q_{огр.поз}$ на стойку принимаем равным полусумме высот сечений стойки в опоре и стены: $h_{стен} := 200 \text{ мм}$ $e_{ст} := \frac{h + h_{стен}}{2} = 0.415 \cdot M$.

Погонная горизонтальная ветровая нагрузка на стойку определяется по формуле:

$$q_i = w_o \cdot c_i \cdot \text{Ш} \cdot \gamma_f,$$

где - w_o - нормативное значение ветрового давления, см. ниже табл. 11.1 [1] ;

- c - аэродинамический коэффициент (0.8 - с наветренной стороны, -0.5 - с подветренной стороны);
- Ш - шаг конструкций (поперечных рам) вдоль здания;
- $\gamma_f := 1.4$ - коэффициент надежности по ветровой нагрузке.

Выберем тип местности района строительства и нормативное значение ветрового давления в соответствии с [2] :

- Тип местности А
- Тип местности В
- Тип местности С

- А - Открытые побережья морей, озер и водохранилищ, сельские местности, в том числе с постройками высотой менее 10 м, пустыни, степи, лесостепи, тундра;
- В - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м;
- С - городские районы с плотной застройкой зданиями высотой более 25 м.

Функция интерполяции таблицы

Скрытые вычисления коэф-ов k,ze и ζ,ze

Выберем направление действия ветра по стороне здания.

- на продольные стены
- на торцовый факверк
- на покрытие

Ветер_действует = "на продольные стены"

Скрытые вычисления коэффициента пространственной корреляции ν из табл. 11.6 [2]

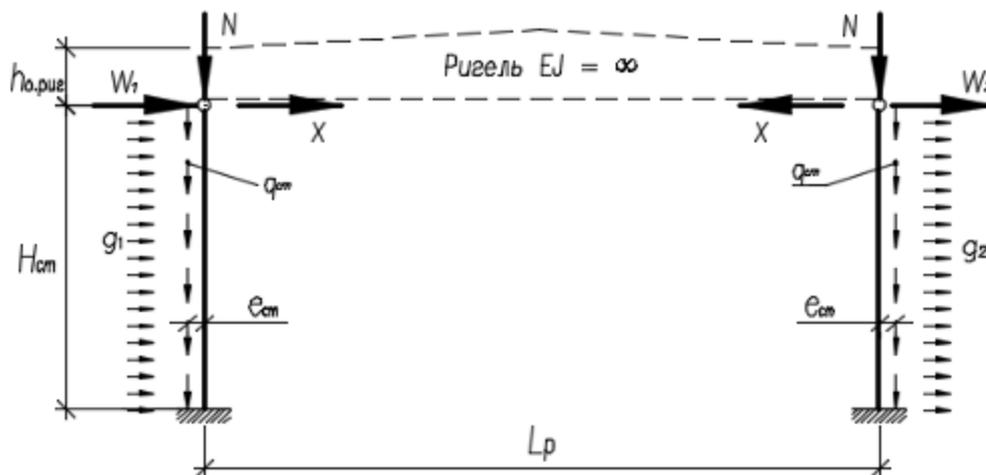


Рис. 3. Расчетная схема балочно-стоечной поперечной рамы

1.2. Статический расчет

Статический расчет стоек заключается в расчете один раз статически неопределимой системы.

g_i - нормативное значение ветровой нагрузки на 1 кв. м, которую следует определять как сумму средней w_m и пульсационной w_p составляющих в соответствии с [2, разд. 11].

$$g_i := w_m + w_p,$$

где $w_m := \omega_0 \cdot k_{ze} \cdot c_1$, - средняя составляющая;

$w_p := \omega_m \cdot \zeta_{ze} \cdot \nu$, - пульсационная составляющая.

Здесь $\omega_0 := 0.30$ кПа - нормативная ветровая нагрузка для района строительства [2, табл. 11.1];

k_{ze} - коэффициент изменения ветрового давления по высоте по [2, табл. 11.2];

ζ_{ze} - коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый по [2, табл. 11.4];

$k_{ze} = 0.62$ - для типа местности В, при высоте $z_e := H_{cm} = 9.1$ м;

$c_1 := 0.8$ - с наветренной стороны, $c_2 := 0.5$ - со стороны отсоса;

$\omega_{m1} := \omega_0 \cdot k_{ze} \cdot c_1 = 0.15$ кПа, $\omega_{m2} := \omega_0 \cdot k_{ze} \cdot c_2 = 0.09$ кПа;

$\zeta_{ze} = 1.09$ - для типа местности В при высоте $z_e = 9.1$ м;

$\nu = 0.661$ - коэффициент пространственной корреляции пульсаций ветра (см. табл. выше).

Кроме того, следует учесть совместное действие постоянной и временной (снеговой и ветровой) нагрузок. Для этого в соответствии с [2] следует ввести коэффициенты сочетаний к временным нагрузкам с учетом степени их влияния на общую нагрузку.

Для стойки наибольшее влияние оказывает ветровая нагрузка, так как изгиб стойки в опоре напрямую зависит от этой нагрузки. А вот снег (без ветра) вообще не вызывает изгиба стойки в опоре. Поэтому к ветровой нагрузке добавляем коэффициент сочетаний $\Psi_{1t} := 1.0$, а к снеговой нагрузке соответственно - $\Psi_{2t} := 0.9$, если учитывается их совместное действие.

▮

Таким образом, погонная ветровая нагрузка (с учетом шага конструкций $Ш = 6.0$ м)

$$\text{с наветренной стороны} \quad q_1 := (\omega_0 \cdot k_{ze} \cdot c_1 + \omega_{m1} \cdot \zeta_{ze} \cdot \nu) \cdot \gamma_f \cdot Ш \cdot \Psi_{1t} = 2.16 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

$$\text{с подветренной стороны} \quad q_2 := (\omega_0 \cdot k_{ze} \cdot c_2 + \omega_{m2} \cdot \zeta_{ze} \cdot \nu) \cdot \gamma_f \cdot Ш \cdot \Psi_{1t} = 1.35 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Сосредоточенная сила от ветровой нагрузки на уровне верха стойки при $h_{o.puz} = 1.3$ м:

$$W_1 := q_1 \cdot h_{o.puz} = 2.78 \cdot \text{кН};$$

$$W_2 := q_2 \cdot h_{o.puz} = 1.74 \cdot \text{кН}.$$

Определим усилия в стойках рамы, приняв следующие сочетания нагрузок: постоянная, снеговая и ветровая. Рама является один раз статически неопределимой системой, за неизвестное усилие принимается продольное усилие "X" в ригеле с условно принятой продольной жесткостью ригеля $EJ \approx \infty$. Известное решение этой статически неопределимой системы дает следующее

$$\text{определение усилия} \quad X := \frac{3}{16} \cdot H_{cm} \cdot (q_1 - q_2) + \frac{W_1 - W_2}{2} = 1.90 \cdot \text{кН}.$$

Вычислим внутренние усилия в сечениях стойки от заделки на опоре ($z = 0$) до верха ($z = H_{cm}$).

Зададим число сечений по высоте стойки $n_{cm} := 30$, тогда шаг вдоль стойки составит

$$\frac{H_{cm}}{n_{cm}} = 303 \cdot \text{мм}, \text{ а расстояние от низа стойки до каждой расчетной точки} - z := 0 \text{ м}, \left(\frac{H_{cm}}{n_{cm}} \right) \cdot H_{cm}$$

Изгибающий момент в стойке с наветренной стороны (слева):

$$M_1(z) := \left(\frac{q_1 \cdot z}{2} + W_1 - X \right) \cdot z - q_{огр.поз} \cdot \frac{e_{cm} \cdot z}{8}.$$

$$\text{В верхнем сечении стойки слева} \quad M_1(0 \text{ м}) = 0.0 \cdot \text{кН м}.$$

$$\text{В сечении стойки на опоре слева} \quad M_1(H_{cm}) = 96.6 \cdot \text{кН м}.$$

Изгибающий момент в стойке с подветренной стороны (справа):

$$M_2(z) := \left(\frac{q_2 \cdot z}{2} + W_2 + X \right) \cdot z + q_{огр.поз} \cdot \frac{e_{cm} \cdot z}{8}.$$

В сечении стойки на опоре справа $M_2(H_{cm}) = 89.8 \cdot kH \text{ м}.$

За расчетный принимаем максимальную величину момента на опоре

$M := \max(M_1(H_{cm}), M_2(H_{cm})) = 96.6 \cdot kH \text{ м}.$

Поперечная сила с наветренной стороны $Q_1(z) := q_1 \cdot z + W_1 - X + \frac{9}{8} \cdot q_{огр.поз} \cdot \frac{e_{cm} \cdot (z + h_{о.пуз})}{H_{cm}}.$

В верхнем сечении стойки слева $Q_1(0M) = 1.0 \cdot kH.$

В сечении стойки на опоре слева $Q_1(H_{cm}) = 21.4 \cdot kH$

Поперечная сила с подветренной стороны $Q_2(z) := q_2 \cdot z + W_2 + X - \left(\frac{9}{8} \cdot q_{огр.поз}\right) \cdot \frac{e_{cm} \cdot (z + h_{о.пуз})}{H_{cm}}.$

В верхнем сечении стойки справа $Q_2(0M) = 3.5 \cdot kH.$

В сечении стойки на опоре справа $Q_2(H_{cm}) = 15.0 \cdot kH.$

За расчетную поперечную силу принимаем максимальную величину

$Q := \max(Q_1(H_{cm}), Q_2(H_{cm})) = 21.4 \cdot kH.$

Нормальная сила в опоре от **постоянных** нагрузок с учетом стенового ограждения

$N_{пп.см}(z) := N_{п.см} + \left(q_{огр.поз} + \frac{N_{осв.см} + q_{огр.поз} \cdot h_{о.пуз}}{H_{cm} + h_{о.пуз}} \right) \cdot z.$ В сечении на опоре $N_{пп.см}(H_{cm}) = 103.6 \cdot kH.$

Нормальная сила в опоре от **постоянных и временных** (снеговых) нагрузок с учетом ограждения

$N_{пе}(z) := N_{п.см} + N_{е} + \left(q_{огр.поз} + \frac{N_{осв.см} + q_{огр.поз} \cdot h_{о.пуз}}{H_{cm} + h_{о.пуз}} \right) \cdot z.$ В сечении на опоре $N_{пе}(H_{cm}) = 166.3 \cdot kH.$

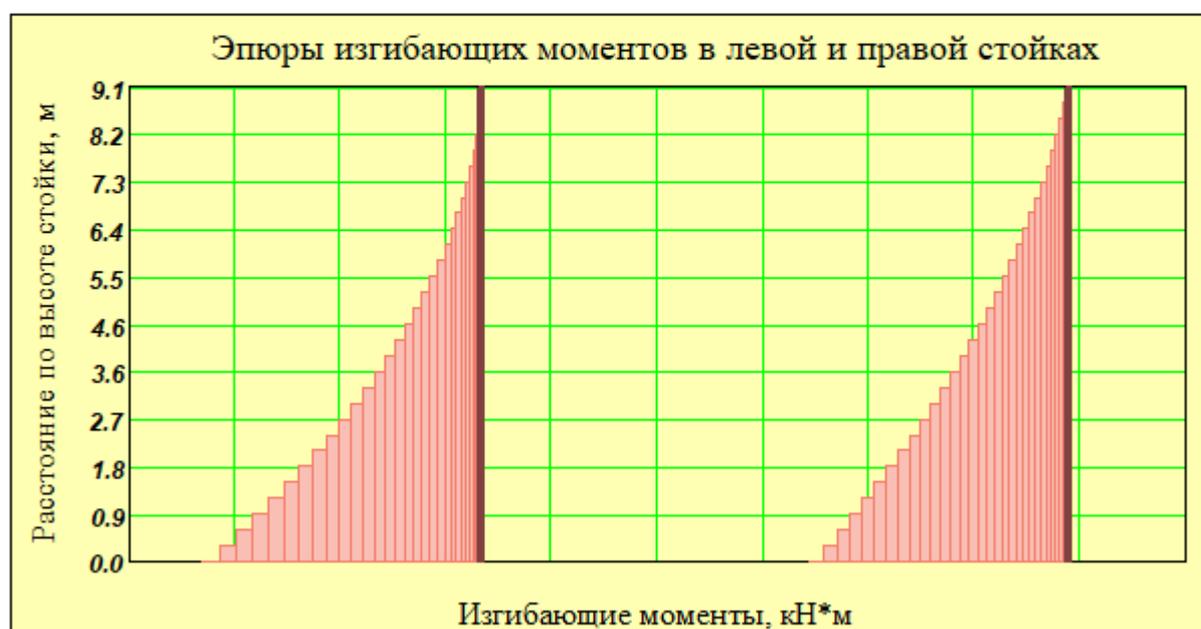


Рис. 4. Эпюры изгибающих моментов в левой и правой стойках



Рис. 5. Эпюры поперечных сил в левой и правой стойках

2. Конструктивный расчет стойки

2.1. Проверка прочности стойки на сжатие с изгибом в плоскости рамы

Проверка производится по следующим геометрическим характеристикам:

Площадь сечения стойки

$$F_{рас} := b \cdot h = 1292 \cdot \text{см}^2;$$

Момент сопротивления сечения стойки

$$W_{рас} := \frac{b \cdot h^2}{6} = 13561 \cdot \text{см}^3;$$

Момент инерции в плоскости поперечной рамы

$$I_{бр.х} := \frac{b \cdot h^3}{12} = 427164 \cdot \text{см}^4;$$

Момент инерции из плоскости поперечной рамы

$$I_{бр.у} := \frac{h \cdot b^3}{12} = 45229 \cdot \text{см}^4.$$

В нагрузку для данного расчета входит

- Ветровая или монтажная
 Сейсмическая
 не входит вышеуказанная

Это означает, что к расчетным сопротивлениям древесины следует добавлять коэффициент условия работы $\gamma_n = 1.2$.

- 1/К26
 2/К24
 3/К16

Выберем **Сорт/Класс прочности** применяемой древесины с СП 64.13330.2011 и **уровень ответственности** проектируемого здания

- Повышенный уровень ответственности
 Нормальный уровень ответственности
 Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 1.0$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

▶ Автоматический выбор РАСЧЕТНЫХ сопротивлений ДРЕВЕСИНЫ по классам прочности и размерам сечения по [1, табл. 3]

▶ Определение коэффициента $m_{сл}$

▶ определения коэффициента $m_{б}$

Соответствующие радиусы инерции

$$r_x := \sqrt{\frac{I_{бр.х}}{F_{рас}}} = 18.2 \cdot \text{см}, \quad r_y := \sqrt{\frac{I_{бр.у}}{F_{рас}}} = 5.9 \cdot \text{см}.$$

Гибкость стойки в плоскости рамы составляет $\lambda_x := \frac{H_{cm} \cdot 2.2}{r_x} = 110$ и $\varphi := \frac{3000}{\lambda_x^2} = 0.25$,

$R'_{сж} = 15.0$ МПа - расчетное сопротивление сжатию для 2-го сорта/класса древесины по [1, табл. 3] при ширине сечения более 15 см;

$m_{анк} = 0.9$ - коэффициент, учитывающий неравномерность работы двух анкеров;

$m_{сл} = 0.95$ - учет влияния толщины слоя (ламели) на прочность древесины вдоль волокон, см. выше;

$m_b = 0.95$ - коэффициент, учитывающий высоту сечения стойки по [1, п.г, табл.9];

$\gamma_{нсс} = 0.9$ - коэффициент надежности по сроку службы [1, табл.12];

$m_H = 1.2$ - коэффициент, учитывающий наличие кратковременной ветровой нагрузки.

Расчетное сопротивление древесины сжатию с учетом этих коэффициентов равно

$$R_c := R'_{сж} \cdot m_{анк} \cdot m_b \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{нсс} \cdot m_H = 13.2 \text{ МПа}.$$

$$\xi := 1 - \frac{N_{пе}(H_{cm})}{F_{рас} \cdot \varphi \cdot R_c} = 0.61 \quad \text{- коэффициент, учитывающий деформированную схему конструкции.}$$

Проверку на прочность стойки выполняем как для сжато-изгибаемого стержня. Тогда нормальные напряжения от сжатия с изгибом составят

$$\sigma_c := \frac{N_{пе}(H_{cm})}{F_{рас}} + \frac{M}{W_{рас} \cdot \xi} = 13.1 \text{ МПа} < R_c = 13.2 \text{ МПа}.$$

Запас по прочности составляет

$$\frac{R_c - \sigma_c}{R_c} = 1.0\%.$$

2.2. Проверка опорной части стойки на скалывание при изгибе

Расчет сжато-изгибаемых элементов на прочность по скалыванию выполняем в соответствии с указаниями [1, п. 6.18] по формуле

$$\tau := \frac{Q \cdot S_{бр}}{b \cdot I_{бр}} + \Delta\tau \leq R_{ск}.$$

$$Q := q_1 \cdot H_{cm} + W_1 - X = 20.5 \text{ кН}; \quad S_{бр} := \frac{b \cdot h^2}{8} = 10170.6 \text{ см}^3; \quad b = 20.5 \text{ см}, \quad h = 63.0 \text{ см};$$

$$\Delta\tau = \frac{0.75 \cdot N \cdot e}{b \cdot h^2} \quad \text{здесь } e \text{ - эксцентриситет передачи усилия } N. \text{ Обычно этот эксцентриситет имеет}$$

место, если стойка имеет переменную высоту сечения и составляет половину разницы высот сечения на опоре и в верхнем сечении оголовка. Например, если в оголовке стойки высота сечения составляет $h_{верх} = 441$ мм, то эксцентриситет $e := 0.5 \cdot (h - h_{верх}) = 95$ мм.

$$\Delta\tau := \frac{0.75 \cdot N \cdot e}{b \cdot h^2} = 0.13 \text{ МПа}.$$

$R'_{ск} = 1.5$ МПа - расчетное сопротивление скалыванию при изгибе клееных элементов древесины 2-го сорта [1, табл. 3].

Расчетное сопротивление древесины скалыванию с учетом коэффициентов условия работ равно $R_{ск} := R'_{ск} \cdot m_{анк} \cdot m_b \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{нсс} \cdot m_H = 1.32$ МПа.

$$\text{Тогда} \quad \tau := \frac{Q \cdot S_{бр}}{b \cdot I_{бр,x}} + \Delta\tau = 0.36 \text{ МПа} < R_{ск} = 1.32 \text{ МПа} \quad \text{- прочность на скалывание обеспечена.}$$

Запас по прочности составляет

$$\frac{R_{ск} - \tau}{R_{ск}} = 72.0\%.$$

2.3. Устойчивость стойки из плоскости изгиба

Проверим устойчивость стойки в плоскости наименьшей жесткости (т.е. из плоскости рамы) в соответствии с указаниями [1, п. 6.2] по формуле:

$$\frac{N_{\text{пе}}(H_{\text{см}})}{\varphi_y \cdot F_{\text{рас}}} \leq R_c .$$

Радиус инерции стойки из плоскости изгиба $r_y = 5.9$ -см (см. выше).

При расчетной длине $l_y := 1.0 \cdot H_{\text{см}} = 9.1$ -м гибкость стойки из плоскости $\lambda_y := \frac{l_y}{r_y} = 154$.

Если полученная гибкость превышает предельную для связей гибкость, равную $\lambda_{\text{пред}} = 120$, то все стойки следует раскрепить из плоскости срединными связевыми распорками. При этом расчетную длину стойки принимать равной расстоянию между этими распорками, разделив стойку на части.

Например, разделим стойку на $k_{\text{се}} := 2$ части ее высоты, то есть $\lambda_y := \frac{1}{k_{\text{се}}} \frac{l_y}{r_y} = 77$.

В зависимости от величины λ_y определим $\varphi_y := \begin{cases} \frac{3000}{\lambda_y^2} & \text{if } \lambda_y > 70 \\ 1 - 0.8 \cdot \left(\frac{\lambda_y}{100}\right)^2 & \text{if } \lambda_y \leq 70 \end{cases} = 0.507$.

Сжимающее напряжение $\sigma_{\text{сж.у}} := \frac{N_{\text{пе}}(H_{\text{см}})}{\varphi_y \cdot F_{\text{рас}}} = 2.5$ -МПа $< R_c = 13.17$ -МПа - устойчивость обеспечена.

Запас по прочности составляет $\frac{R_c - \sigma_{\text{сж.у}}}{R_c} = 81$ -% .

Если расчетная гибкость стойки из плоскости не превышает предельную, то коэффициент $k_{\text{се}}$ следует принять равным 1 (единице).

2.4. Проверка устойчивости плоской формы деформирования стойки как сжато-изгибаемого элемента

Потеря устойчивости из плоскости изгиба проверяется по формуле $\frac{N_{\text{пе}}(H_{\text{см}})}{F_{\text{бр}} \cdot \varphi \cdot R_c} + \left(\frac{M}{W_{\text{бр}} \cdot \varphi_M \cdot R_u \cdot \xi} \right)^n \leq 1$.

Здесь $\varphi_M := 140 \cdot \frac{b^2}{l_0 \cdot h} \cdot k_{\text{ф}}$, где $l_0 := \frac{1}{k_{\text{се}}} H_{\text{см}} \cdot 2.2 = 10.01$ -м и $k_{\text{ф}} := 2.54$ - коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке всей высоты стойки $H_{\text{см}} = 9.1$ -м по [1, табл. E2].

$$\varphi_M := 140 \cdot \frac{b^2}{l_0 \cdot h} \cdot k_{\text{ф}} = 2.37$$
 .

Принимаем показатель степени $n := 1$, так как раскрепляем стойку связевыми распорками из плоскости рамы со стороны растянутой кромки стойки. При раскреплении стойки по сжатой кромке показатель степени n следует принять равным 2 .

$R_u := 15$ МПа - расчетное сопротивление изгибу для древесины по [1, табл.3] ;

Расчетное сопротивление древесины изгибу с учетом коэффициентов условия работ равно

$$R_u := R_u \cdot (m_{\text{анк}} \cdot m_{\text{б}} \cdot m_{\text{сл}} \cdot \gamma_{\text{нсс}} \cdot m_{\text{н}}) = 13.2$$
-МПа .

Тогда $K_{\text{уст}} := \frac{N_{\text{пе}}(H_{\text{см}})}{F_{\text{рас}} \cdot \varphi \cdot R_c} + \left(\frac{M}{W_{\text{рас}} \cdot \varphi_M \cdot R_u \cdot \xi} \right)^n = 0.77 < 1.0$ - устойчивость обеспечена.

Запас составляет $\frac{1 - K_{\text{уст}}}{1} = 23$ -% .

Если это условие не выполняется, то следует пересмотреть геометрические параметры сечения стойки, способы устройства стенового ограждения, условия раскреплений стойки связевыми распорками или др.

3. Расчет расхода материалов на конструкцию стойки и здание

3.1. Общий объем клееной древесины "в деле" на одну стойку -

$$V_{д.см} := 1.1 \cdot \left[b \cdot \left(\frac{h + h_{верх}}{2} \right) \cdot H_{см} \right] = 1.10 \cdot \text{м}^3.$$

Монтажный вес балки $G_{блк} := N_{св.см} = 549 \cdot \text{кгс}$.

3.2. Расход основных материалов на 1 кв. м (или на 100 кв. м) перекрываемой площади

Расход клееной древесины стоек $\frac{V_{д.см}}{L \cdot Ш} = 0.9 \cdot \frac{\text{м}^3}{100 \cdot \text{м}^2}$.

3.3. Площадь поверхности балки для нанесения лакокрасочных и защитных покрытий

на одну конструкцию $S_{защ.1} := 2 \cdot H_{см} \cdot (h + h_{верх}) \cdot 0.5 + L \cdot b \cdot \left(1 + \frac{1}{\cos(i)} \right) + 2 \cdot b \cdot h_{верх} = 18.1 \cdot \text{м}^2$;

на все конструкции $S_{защ} := S_{защ.1} \cdot (n_{шаз} + 1) = 217.6 \cdot \text{м}^2$.

Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартиформ, 2015.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
6. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.
7. Расчет стоек деревянного каркасного здания: метод. указания / Л. П. Каратеев. СПб.: СПбГАСУ, 2013. 52 с.
8. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. М.: Минстрой России, 2017. 140 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 4.1.2. Стойка клеодощатая балочно-стоечной поперечной рамы (с ригелем из гнутоклееной балки)

Запроектировать клеодощатую стойку для каркасного здания, ригель рамы - клееная балка (прямолинейная или гнутоклееная) пролетом $L := 12.0$ м в координационных осях с нулевой привязкой. Высота стойки $H_{cm} := 6.4$ м. Шаг несущих конструкций $Ш := 6$ м;

Длина здания при числе шагов $n_{шаг} := 13$ составляет $D := n_{шаг} \cdot Ш = 78.0$ м.

Класс условий эксплуатации по [1] _____ (1, 2, 3 или 4).

Срок службы здания - _____ лет, для которого коэффициент надежности по сроку службы составляет $\gamma_{нсс} := 0.9$ (при сроке службы до 50 лет - 1,0; при более 50 до 100 лет - 0.9 и при более 100 лет - 0.8).

Уклон скатов деревянного ригеля $i := 10.83\%$. Выбранный тип ригеля - ГНУТОКЛЕЕНАЯ БАЛКА.

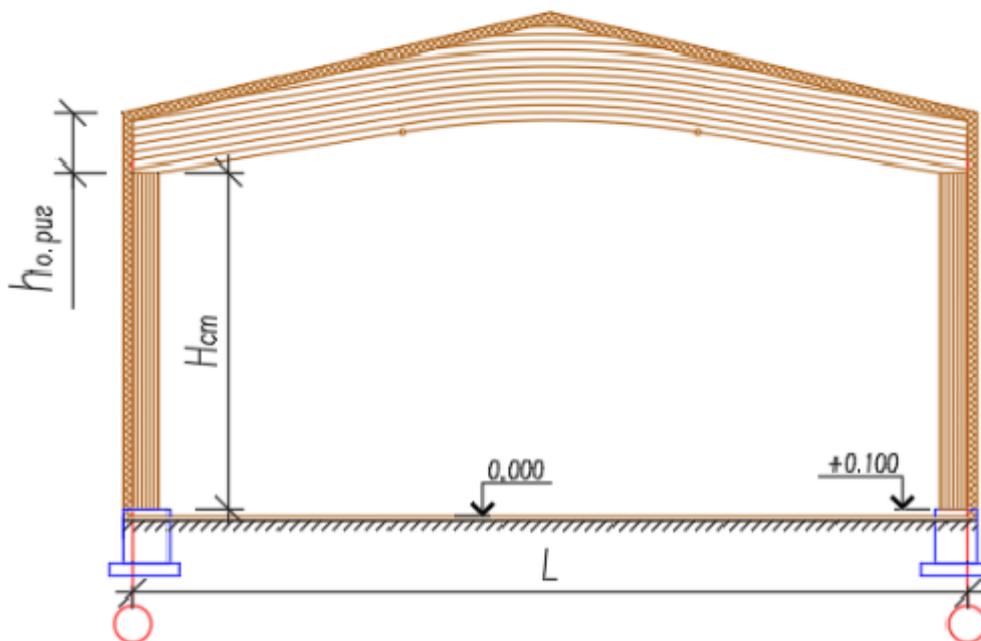


Рис. 1. Схема поперечной балочно-стоечной рамы с ригелем из гнутоклееной балки

Стойка прямоугольного постоянного (или переменного) сечения по длине. Задаемся высотой сечения в опоре из условия $h = (1/9 - 1/15)H$. Принимаем предварительно $h := 450$ мм, что составит $\frac{H_{cm}}{h} = 14.2$.

Для изготовления стоек используем сосновые доски толщиной $h_{\partial} := 50$ мм. После двустороннего фрезерования (острожки $t_o := 4$ мм) толщина досок $\delta_{\partial} = h_{\partial} - 2 \cdot t_o = 42.0$ мм. Для этого требуется $\frac{h}{\delta_{\partial}} = 11$ досок, принимая $n_{\partial} := 11$, фактическая высота сечения составит $h := n_{\partial} \cdot \delta_{\partial} = 462$ мм.

Высоту сечения по верхнему обрезу стойки (если проектируется стойка переменного сечения) задаем не менее чем 0,65 от высоты сечения на опоре. Принимаем $h_{верх} := 1.0 \cdot h = 462$ мм.

Выбираем ширину сечения в пределах $b = (0,5 - 0,2)h$, получаем $0.33 \cdot h = 152$ мм. Здесь еще обычно учитывают ширину сечения балки, которая опирается на стойку. Как правило, если нет каких-либо конструктивных особенностей, то ширину стойки берут равной ширине вышележащей балки.

Окончательно принимаем сечение стойки : ширина - $b := 180$ мм, высота - $h = 462$ мм.

Высота сечения ригеля на опоре (приблизительно $h_{пуз} := 0.056 \cdot L = 0.672$ м),

а вместе с толщиной покрытия составляет примерно $h_{o,пуз} := h_{пуз} + 0.3 = 0.97$ м.

Компоновку сечений клеодошатых конструкций следует принимать с учетом сортамента пиломатериалов, технологии изготовления и требований унификации.

Рекомендуется принимать ширину сечения клееных конструкций :

- для одинарных блоков, склеенных из досок только по пласти (вариант 1, рис. 2) :
80 мм, 100 мм, 120 мм, 140 мм, 160 мм ;
- для одинарных блоков, склеенных из досок по пласти и по кромке (вариант 2, рис. 2) :
не более 240 мм, причем расстояние между стыками по кромке - не менее толщины слоя δ_g ;
- для спаренного их двух клееных блоков на поперечных вклеенных стержнях (вариант 3, рис. 2):
не более 360 мм .

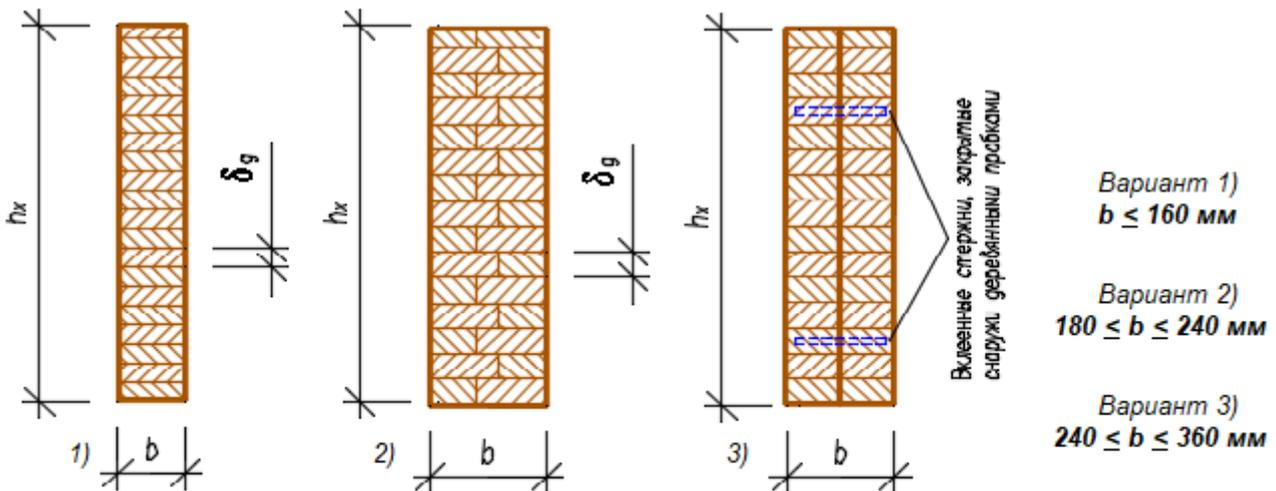


Рис. 2. Возможные виды сечений клеодошатай конструкции

1. Сбор нагрузок на стойку и статический расчет балочно-стоечной рамы

1.1. Определение действующих нагрузок

Постоянные нагрузки

1. Собственный вес стойки

Плотность древесины сосны при влажности $W_{др} = 12\%$ $\rho_{др} := 500 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$

- расчетная нагрузка от собственного веса стойки составляет :

$$N_{се.ст} := 1.1 \cdot \left[b \cdot \left(\frac{h + h_{верх}}{2} \right) \cdot H_{ст} \cdot \rho_{др} \right] = 2.9 \cdot \text{кН}.$$

(здесь 1.1 - коэффициент надежности по собственному весу деревянных конструкций)

2. Расчетные нагрузки на стойку от веса покрытия (включая ригель) и снега на крышу

- постоянная $N_n := 27.62 \text{ кН}$ - временная (снег) $N_e := 66.66 \text{ кН}$

3. Постоянная нагрузка на опоре стойки, включая собственную массу стойки:

$$N_{п.ст} := N_n + N_{се.ст} = 30.5 \cdot \text{кН}.$$

Суммарная (постоянная и временная) нагрузка на опоре стойки: $N := N_{п.ст} + N_e = 97.2 \cdot \text{кН}.$

4. Расчетная нагрузка от веса стенового ограждения $q_{огр} := 0.25 \text{ кПа}.$

1.2. Расчет распора H_n от гнутоклееной балки, действующего на опорные стойки

Распор H_n действует на стойку рамы и вызывает дополнительный изгиб. момент в опоре стойки.

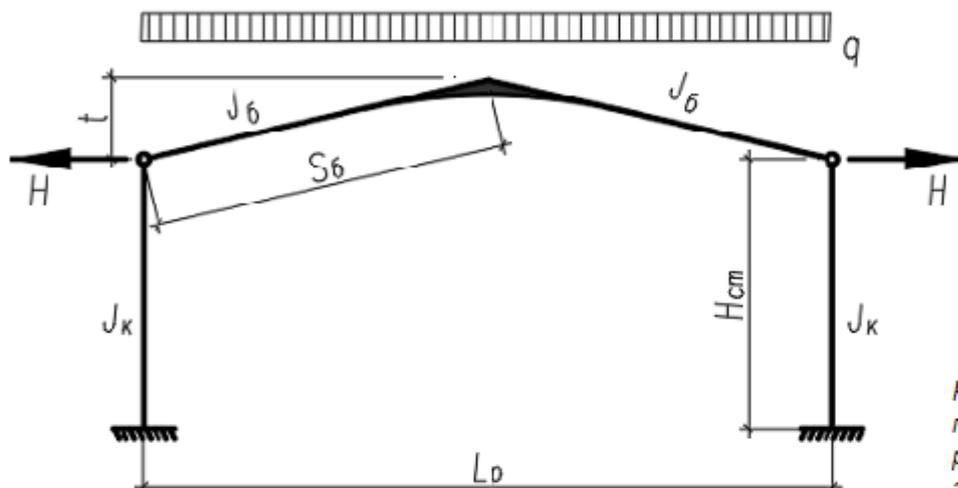


Рис. 3. Расчетная схема поперечной рамы с ригелем в виде гнутоклееной балки

Величину распора определяем по формуле

$$H := \frac{5}{8} \cdot \frac{k \cdot t \cdot q \cdot S_6^2}{H_{cm}^2 + k \cdot t^2},$$

здесь $k := \frac{J_{cm}}{J_6} \cdot \frac{S_6}{H_{cm}} \cdot \frac{E_k}{E_6}$;

$S_6 := \frac{L - h}{2 \cdot \cos(i)} = 5.80 \cdot \text{м}$ - длина полуската балки при уклоне верхнего ската $i = 10.8 \cdot \%$;

$H_{cm} = 6.4 \cdot \text{м}$ - высота стойки с размерами сечения: высотой $h = 462 \cdot \text{мм}$, шириной $b = 180 \cdot \text{мм}$;

$J_{cm} := \frac{b \cdot h^3}{12} = 147917 \cdot \text{см}^4$ - момент инерции стойки (колонны);

$J_6 := 2161458 \cdot \text{см}^4$ - момент инерции балки (принимается равным среднему J_{cp} из расчета балки);

$t := 1.00 \text{ м}$ - стрела подъема балки в центре пролет (принимается из расчета балки);

$q := 16.46 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ - полная расчетная погонная нагрузка с учетом снеговой нагрузки (из расчета балки);

$q_n := 4.82 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ - расчетная погонная постоянная нагрузка без учета снега (из расчета балки);

$E_{cm} := 10000.00 \text{ МПа}$ и $E_6 := 10000.00 \text{ МПа}$, модули упругости материала колонны и балки.

Таким образом $k := \frac{J_{cm}}{J_6} \cdot \frac{S_6}{H_{cm}} \cdot \frac{E_{cm}}{E_6} = 0.06$.

Распор при полной расчетной нагрузке $H := \frac{5}{8} \cdot \frac{k \cdot t \cdot q \cdot S_6^2}{H_{cm}^2 + k \cdot t^2} = 0.52 \cdot \text{кН}$;

Распор при расчетной постоянной нагрузке без учета снега

$$H_n := \frac{5}{8} \cdot \frac{k \cdot t \cdot q_n \cdot S_6^2}{H_{cm}^2 + k \cdot t^2} = 0.15 \cdot \text{кН}.$$

Полученные значения горизонтального распора H_n и соответствующие ему параметры следует использовать при расчете стоек и их опорных узлов балочно-стоечной системы.

Нагрузка от стенового ограждения передается на фундамент либо через рандбалку, либо в виде навесных панелей на стойки. В 1-м случае эта нагрузка на стойку влияния не оказывает (кроме передачи нагрузки от ветра). Во 2-м случае, кроме ветровой, панели передают свою нагрузку на стойки.

Выберем вариант устройства стенового ограждения:

- Стеновые панели на рандбалках
 Навесные стеновые панели

Стеновое_ограждение = "Навесные стеновые панели"

В зависимости от варианта устройства стенового ограждения откорректируем расчетную нагрузку от стен. Расчетную **погонную** нагрузку от стенового ограждения, распределенную по вертикали, принимаем приближенно на **10%** больше веса стенового ограждения - $q_{огр.пог} = 1.65 \cdot \frac{кН}{м}$.

Эксцентриситет приложения нагрузки от стен $q_{ст.пог}$ на стойку принимаем равным полусумме высот сечений стойки в опоре и стены: $h_{стен} := 200 \cdot мм$ $e_{ст} := \frac{h + h_{стен}}{2} = 0.331 \cdot м$.

Погонная горизонтальная ветровая нагрузка на стойку определяется по формуле:

$$q_i = w_o \cdot c_i \cdot W \cdot \gamma_f$$

где - w_o - нормативное значение ветрового давления, см. ниже табл. 11.1 [1];

- c - аэродинамический коэффициент (0.8 - с наветренной стороны, -0.5 - с подветренной стороны);
- W - шаг конструкций (поперечных рам) вдоль здания;
- $\gamma_f := 1.4$ - коэффициент надежности по ветровой нагрузке.

Выберем тип местности района строительства и нормативное значение ветрового давления в соответствии с [2]:

- Тип местности А.
 Тип местности В.
 Тип местности С.

- А - Открытые побережья морей, озер и водохранилищ, сельские местности, в том числе с постройками высотой менее 10 м, пустыни, степи, лесостепи, тундра;
 В - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м;
 С - городские районы с плотной застройкой зданиями высотой более 25 м.

Функция интерполяции таблицы и Скрытые вычисления коэф-ов k_{ze} и ζ_{ze} - Вс авг 26 18:41:07 2018

Выберем направление действия ветра по стороне здания.

- на продольные стены
 на торцовый факверк
 на покрытие

Ветер_действует = "на продольные стены"

Скрытые вычисления коэффициента пространственной корреляции ν из табл. 11.6 [2]

1.3. Статический расчет

Статический расчет стоек заключается в расчете один раз статически неопределимой системы. Вначале условно принимаем, что ригель является прямолинейным с продольной жесткостью, равной бесконечности. Затем в дальнейшем учтем наличие распора от распрямления гнуктоклееной балки под нагрузкой, полученного выше.

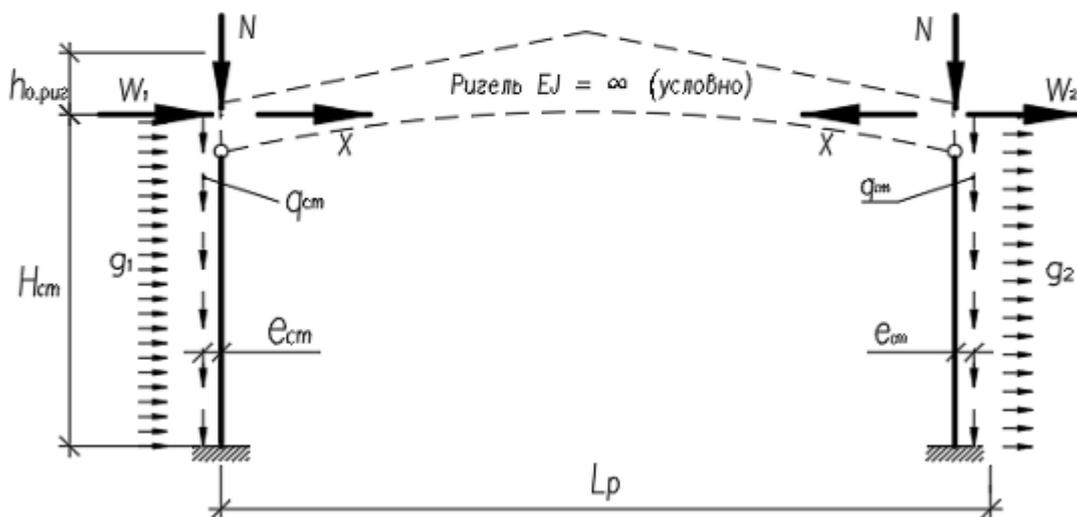


Рис. 4. Расчетная схема балочно-стоечной поперечной рамы

g_i - нормативное значение ветровой нагрузки на 1 кв. м, которую следует определять как сумму средней w_m и пульсационной w_p составляющих в соответствии с [2, разд. 11].

$$g_i := w_m + w_p,$$

где $w_m := \omega_0 \cdot k_{ze} \cdot c_i$ - средняя составляющая ;

$w_p := \omega_m \cdot \zeta_{ze} \cdot v$ - пульсационная составляющая .

Здесь $\omega_0 := 0.30$ кПа - нормативная ветровая нагрузка для района строительства [2, табл. 11.1];

k_{ze} - коэффициент изменения ветрового давления по высоте по [2, табл. 11.2];

ζ_{ze} - коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый по [2, табл. 11.4];

$k_{ze} = 0.54$ - для типа местности В, при высоте $z_e := H_{cm} = 6.4$ м;

$c_1 := 0.8$ - с наветренной стороны, $c_2 := 0.5$ - со стороны отсоса;

$\omega_{m1} := \omega_0 \cdot k_{ze} \cdot c_1 = 0.13$ кПа, $\omega_{m2} := \omega_0 \cdot k_{ze} \cdot c_2 = 0.08$ кПа ;

$\zeta_{ze} = 1.18$ - для типа местности В при высоте $z_e = 6.4$ м;

$v = 0.635$ - коэффициент пространственной корреляции пульсаций ветра (см. табл. выше).

Кроме того, следует учесть совместное действие постоянной и временной (снеговой и ветровой) нагрузок. Для этого в соответствии с [2] следует ввести коэффициенты сочетаний к временным нагрузкам с учетом степени их влияния на общую нагрузку.

Для стойки наибольшее влияние оказывает ветровая нагрузка, так как изгиб стойки в опоре напрямую зависит от этой нагрузки. А вот снег (без ветра) вообще не вызывает изгиба стойки в опоре. Поэтому к ветровой нагрузке добавляем коэффициент сочетаний $\Psi_{1t} := 1.0$, а к снеговой нагрузке соответственно - $\Psi_{2t} := 0.9$, если учитывается их совместное действие.

Таким образом, погонная ветровая нагрузка (с учетом шага конструкций $Ш = 6.0$ м)

$$\text{с наветренной стороны} \quad q_1 := (\omega_0 \cdot k_{ze} \cdot c_1 + \omega_{m1} \cdot \zeta_{ze} \cdot v) \cdot \gamma_f \cdot Ш \cdot \Psi_{1t} = 1.91 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

$$\text{с подветренной стороны} \quad q_2 := (\omega_0 \cdot k_{ze} \cdot c_2 + \omega_{m2} \cdot \zeta_{ze} \cdot v) \cdot \gamma_f \cdot Ш \cdot \Psi_{1t} = 1.19 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Сосредоточенная сила от ветровой нагрузки на уровне верха стойки при $h_{o,puz} = 1.0$ м :

$$W_1 := q_1 \cdot h_{o,puz} = 1.85 \cdot \text{кН};$$

$$W_2 := q_2 \cdot h_{o,puz} = 1.16 \cdot \text{кН}.$$

Определим усилия в стойках рамы, приняв следующие сочетания нагрузок: постоянная, снеговая и ветровая. Рама является один раз статический неопределимой системой, за неизвестное усилие принимается продольное усилие "X" в ригеле с условно принятой продольной жесткостью ригеля $EJ \approx \infty$. Известное решение этой статически неопределимой системы дает следующее определение

$$\text{усилия} \quad X := \frac{3}{16} \cdot H_{cm} \cdot (q_1 - q_2) + \frac{W_1 - W_2}{2} = 1.21 \cdot \text{кН}.$$

Так как ригелем рамы является гнутоклееная балка, то учитывается величина распора H_n при отсутствии снеговой нагрузки, то есть $X := X + (-H_n) = 1.05 \cdot \text{кН}$

Вычислим внутренние усилия в сечениях стойки от заделки на опоре ($z = 0$) до верха ($z = H_{cm}$).

Зададим число сечений по высоте стойки $n_{cm} := 20$, тогда шаг вдоль стойки составит

$$\frac{H_{cm}}{n_{cm}} = 320 \text{ мм}, \quad \text{а расстояние от низа стойки до каждой расчетной точки} - z := 0 \text{ м}, \left(\frac{H_{cm}}{n_{cm}} \right) \dots H_{cm}.$$

Изгибающий момент в стойке с наветренной стороны (слева) :

$$M_1(z) := \left(\frac{q_1 \cdot z}{2} + W_1 - X \right) \cdot (z) - q_{oзр.поз} \cdot \frac{e_{cm} \cdot z}{8}.$$

$$\text{В верхнем сечении стойки слева} \quad M_1(0 \text{ м}) = 0.0 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}.$$

$$\text{В сечении стойки на опоре слева} \quad M_1(H_{cm}) = 43.8 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$$

Изгибающий момент в стойке с подветренной стороны (справа):

$$M_2(z) := \left(\frac{q_2 \cdot z}{2} + W_2 + X \right) \cdot z + q_{\text{озгр.поз}} \cdot \frac{e_{\text{см}} \cdot z}{8}.$$

В верхнем сечении стойки справа $M_2(0\text{м}) = 0.0 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$.

В сечении стойки на опоре справа $M_2(H_{\text{см}}) = 39.0 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$.

За расчетный принимаем максимальную величину момента на опоре

$$M := \max(M_1(H_{\text{см}}), M_2(H_{\text{см}})) = 43.8 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила с наветренной стороны $Q_1(z) := q_1 \cdot z + W_1 - X + \frac{9}{8} \cdot q_{\text{озгр.поз}} \cdot \frac{e_{\text{см}} \cdot (z + h_{\text{о.пуз}})}{H_{\text{см}}}$.

В верхнем сечении стойки слева $Q_1(0\text{м}) = 0.9 \cdot \text{кН}$.

В сечении стойки на опоре слева $Q_1(H_{\text{см}}) = 13.7 \cdot \text{кН}$.

Поперечная сила с подветренной стороны $Q_2(z) := q_2 \cdot z + W_2 + X - \left(\frac{9}{8} \cdot q_{\text{озгр.поз}} \right) \cdot \frac{e_{\text{см}} \cdot (z + h_{\text{о.пуз}})}{H_{\text{см}}}$.

В верхнем сечении стойки справа $Q_2(0\text{м}) = 2.1 \cdot \text{кН}$.

В сечении стойки на опоре справа $Q_2(H_{\text{см}}) = 9.1 \cdot \text{кН}$.

За расчетную поперечную силу принимаем максимальную величину

$$Q := \max(Q_1(H_{\text{см}}), Q_2(H_{\text{см}})) = 13.7 \cdot \text{кН}.$$

Нормальная сила в опоре от постоянных нагрузок с учетом стенового ограждения

$$N_{\text{пп.см}}(z) := N_{\text{п.см}} + \left(q_{\text{озгр.поз}} + \frac{N_{\text{св.см}} + q_{\text{озгр.поз}} \cdot h_{\text{о.пуз}}}{H_{\text{см}} + h_{\text{о.пуз}}} \right) \cdot z. \quad \text{В сечении на опоре } N_{\text{пп.см}}(H_{\text{см}}) = 44.9 \cdot \text{кН}$$

Нормальная сила в опоре от **постоянных и временных** (снеговых) нагрузок с учетом ограждения

$$N_{\text{пе}}(z) := N_{\text{п.см}} + N_{\text{е}} + \left(q_{\text{озгр.поз}} + \frac{N_{\text{св.см}} + q_{\text{озгр.поз}} \cdot h_{\text{о.пуз}}}{H_{\text{см}} + h_{\text{о.пуз}}} \right) \cdot z. \quad \text{В сечении на опоре } N_{\text{пе}}(H_{\text{см}}) = 111.6 \cdot \text{кН}.$$

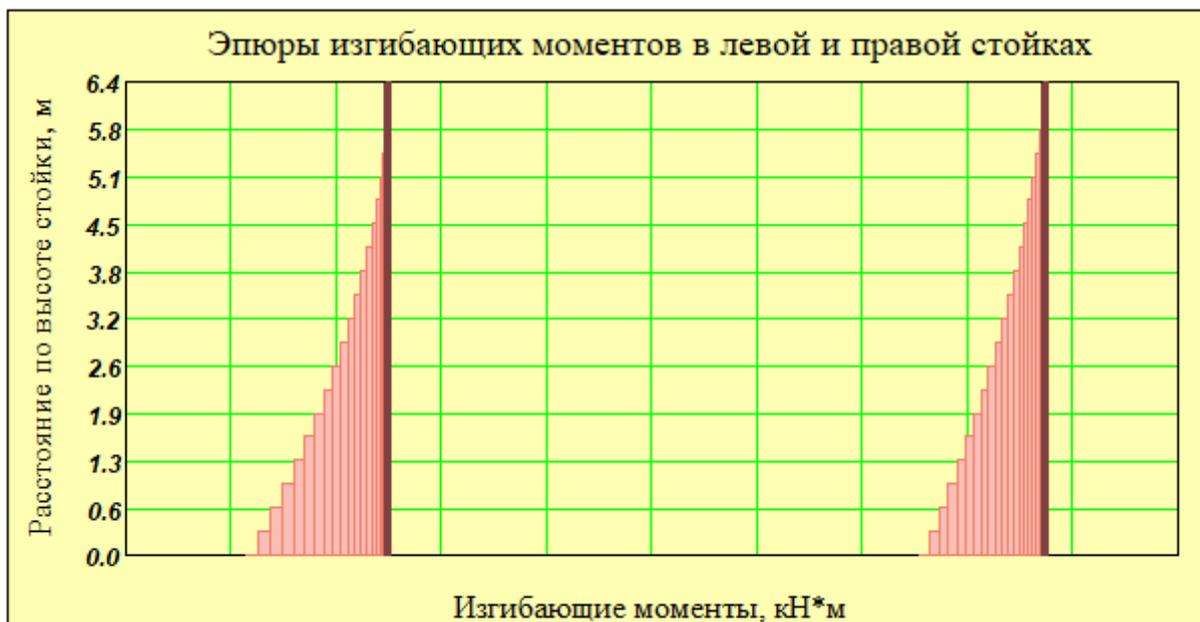


Рис. 5. Эпюры изгибающих моментов в левой и правой стойках

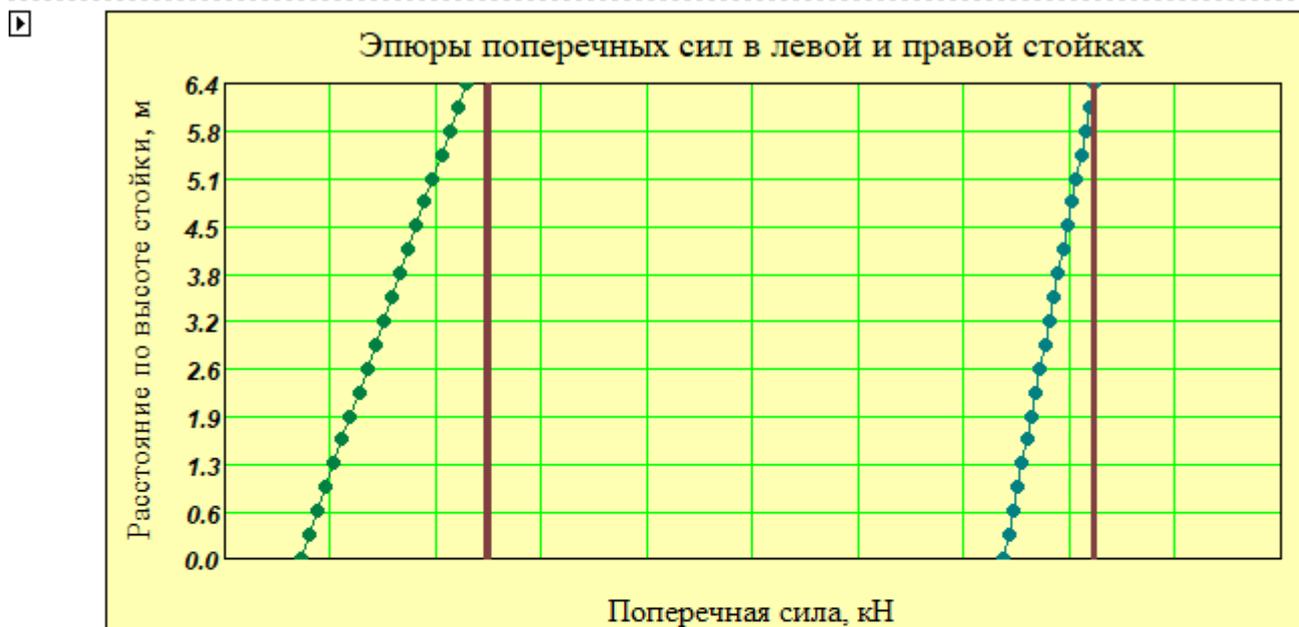


Рис. 6. Эпюры поперечных сил в левой и правой стойках

2. Конструктивный расчет стойки

2.1. Проверка прочности стойки на сжатие с изгибом в плоскости рамы

Проверка производится по следующим геометрическим характеристикам:

Площадь сечения стойки

$$F_{рас} := b \cdot h = 832 \cdot \text{см}^2;$$

Момент сопротивления сечения стойки

$$W_{рас} := \frac{b \cdot h^2}{6} = 6403 \cdot \text{см}^3;$$

Момент инерции в плоскости поперечной рамы

$$I_{бр,x} := \frac{b \cdot h^3}{12} = 147917 \cdot \text{см}^4;$$

Момент инерции из плоскости поперечной рамы

$$I_{бр,y} := \frac{h \cdot b^3}{12} = 22453 \cdot \text{см}^4.$$

В нагрузку для данного расчета входит

- Ветровая или монтажная
 Сейсмическая
 не входит вышеуказанная

Это означает, что к расчетным сопротивлениям древесины следует добавлять коэффициент условия работы $m_n = 1.2$.

- 1/К26
 2/К24
 3/К16

Выберем **Сорт/Класс прочности** применяемой древесины с СП 64.13330.2011 и **уровень ответственности** проектируемого здания

- Повышенный уровень ответственности
 Нормальный уровень ответственности
 Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 1.0$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

▶ Автоматический выбор РАСЧЕТНЫХ сопротивлений ДРЕВЕСИНЫ по классам прочности и размерам сечения по [1, табл. 3]

▶ Определение коэффициента $m_{сл}$

▶ определения коэффициента $m_{б}$

Соответствующие радиусы инерции $r_x := \sqrt{\frac{I_{бр,x}}{F_{рас}}} = 13.3 \cdot \text{см},$

$r_y := \sqrt{\frac{I_{бр,y}}{F_{рас}}} = 5.2 \cdot \text{см}.$

Гибкость стойки в плоскости рамы составляет $\lambda_x := \frac{H_{cm} \cdot 2.2}{r_x} = 106$ и $\varphi := \frac{3000}{\lambda_x^2} = 0.27$,

$R'_{сж} = 15.0 \cdot \text{МПа}$ - расчетное сопротивление сжатию для 2-го сорта/класса древесины по [1, табл. 3] при ширине сечения более 15 см;

$m_{анк} = 0.9$ - коэффициент, учитывающий неравномерность работы двух анкеров;

$m_{сл} = 0.95$ - учет влияния толщины слоя (ламели) на прочность древесины вдоль волокон, см. выше;

$m_b = 1.02$ - коэффициент, учитывающий высоту сечения стойки по [1, п.г, табл.9];

$\gamma_{нсс} = 0.9$ - коэффициент надежности по сроку службы [1, табл.12];

$m_H = 1.2$ - коэффициент, учитывающий наличие кратковременной ветровой нагрузки.

Расчетное сопротивление древесины сжатию с учетом этих коэффициентов равно

$$R_c := R'_{сж} \cdot m_{анк} \cdot m_b \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{нсс} \cdot m_H = 14.1 \cdot \text{МПа}.$$

$\xi := 1 - \frac{N_{пе}(H_{cm})}{F_{рас} \cdot \varphi \cdot R_c} = 0.65$ - коэффициент, учитывающий деформированную схему конструкции.

Проверку на прочность стойки выполняем как для сжато-изгибаемого стержня. Тогда нормальные напряжения от сжатия с изгибом составят

$$\sigma_c := \frac{N_{пе}(H_{cm})}{F_{рас}} + \frac{M}{W_{рас} \cdot \xi} = 11.9 \cdot \text{МПа} < R_c = 14.1 \cdot \text{МПа}.$$

Запас по прочности составляет $\frac{R_c - \sigma_c}{R_c} = 15. \%$.

2.2. Проверка опорной части стойки на скалывание при изгибе

Расчет сжато-изгибаемых элементов на прочность по скалыванию выполняем в соответствии с указаниями [1, п. 6.18] по формуле

$$\tau := \frac{Q \cdot S_{бр}}{b \cdot I_{бр}} + \Delta\tau \leq R_{ск}.$$

$$Q := q_1 \cdot H_{cm} + W_1 - X = 13.0 \cdot \text{кН}; \quad S_{бр} := \frac{b \cdot h^2}{8} = 4802 \cdot \text{см}^3; \quad b = 18.0 \cdot \text{см}, \quad h = 46.2 \cdot \text{см};$$

$$\Delta\tau = \frac{0.75 \cdot N \cdot e}{b \cdot h^2} \quad \text{здесь } e - \text{ эксцентриситет передачи усилия } N. \text{ Обычно этот эксцентриситет}$$

имеет место, если стойка имеет переменную высоту сечения и составляет половину разницы высот сечения на опоре и в верхнем сечении оголовка. Например, если в оголовке стойки высота сечения составляет $h_{верх} = 462 \cdot \text{мм}$, то эксцентриситет $e := 0.5 \cdot (h - h_{верх}) = 0 \cdot \text{мм}$.

$$\Delta\tau := \frac{0.75 \cdot N \cdot e}{b \cdot h^2} = 0.00 \cdot \text{МПа}.$$

$R'_{ск} = 1.5 \cdot \text{МПа}$ - расчетное сопротивление скалыванию при изгибе клееных элементов древесины 2-го сорта [1, табл.3].

Расчетное сопротивление древесины скалыванию с учетом коэффициентов условия работ равно

$$R_{ск} := R'_{ск} \cdot m_{анк} \cdot m_b \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{нсс} \cdot m_H = 1.41 \cdot \text{МПа}.$$

Тогда $\tau := \frac{Q \cdot S_{бр}}{b \cdot I_{бр,x}} + \Delta\tau = 0.23 \cdot \text{МПа} < R_{ск} = 1.41 \cdot \text{МПа}$ - прочность на скалывание обеспечена

Запас по прочности составляет $\frac{R_{ск} - \tau}{R_{ск}} = 83. \%$.

2.3. Устойчивость стойки из плоскости изгиба

Проверим устойчивость стойки в плоскости наименьшей жесткости (т.е. из плоскости рамы) в соответствии с указаниями [1, п. 6.2] по формуле :

$$\frac{N_{\text{пе}}(H_{\text{см}})}{\varphi_y \cdot F_{\text{рас}}} \leq R_c.$$

Радиус инерции стойки из плоскости изгиба $r_y = 5.2$ см (см. выше).

При расчетной длине $l_y := 1.0 \cdot H_{\text{см}} = 6.4$ м гибкость стойки из плоскости $\lambda_y := \frac{l_y}{r_y} = 123$.

Если полученная гибкость превышает предельную для связей гибкость, равную $\lambda_{\text{пред}} = 120$, то все стойки следует раскрепить из плоскости срединными связевыми распорками. При этом расчетную длину стойки принимать равной расстоянию между этими распорками, разделив стойку на части.

Например, разделим стойку на $k_{\text{се}} := 2$ части ее высоты, то есть $\lambda_y := \frac{1}{k_{\text{се}}} \frac{l_y}{r_y} = 62$.

В зависимости от величины λ_y определим $\varphi_y := \begin{cases} \frac{3000}{\lambda_y^2} & \text{if } \lambda_y > 70 \\ 1 - 0.8 \cdot \left(\frac{\lambda_y}{100}\right)^2 & \text{if } \lambda_y \leq 70 \end{cases} = 0.697$.

Сжимающее напряжение $\sigma_{\text{сж.у}} := \frac{N_{\text{пе}}(H_{\text{см}})}{\varphi_y \cdot F_{\text{рас}}} = 1.9$ МПа $< R_c = 14.06$ МПа - устойчивость обеспечена.

Запас по прочности составляет $\frac{R_c - \sigma_{\text{сж.у}}}{R_c} = 86\%$.

Если расчетная гибкость стойки из плоскости не превышает предельную, то коэффициент $k_{\text{се}}$ следует принять равным 1 (единице).

2.4. Проверка устойчивости плоской формы деформирования стойки как сжато-изгибаемого элемента

$$\frac{N_{\text{пе}}(H_{\text{см}})}{F_{\text{бр}} \cdot \varphi \cdot R_c} + \left(\frac{M}{W_{\text{бр}} \cdot \varphi_M \cdot R_u \cdot \xi} \right)^n \leq 1.$$

Здесь $\varphi_M := 140 \cdot \frac{b^2}{l_0 \cdot h} \cdot k_{\text{ф}}$, где $l_0 := \frac{1}{k_{\text{се}}} H_{\text{см}} \cdot 2.2 = 7.04$ м и $k_{\text{ф}} := 2.54$ - коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке всей высоты стойки $H_{\text{см}} = 6.4$ м по [1, табл. E2].

$$\varphi_M := 140 \cdot \frac{b^2}{l_0 \cdot h} \cdot k_{\text{ф}} = 3.54.$$

Принимаем показатель степени $n := 1$, так как раскрепляем стойку связевыми распорками из плоскости рамы со стороны растянутой кромки стойки. При раскрепления стойки по сжатой кромке показатель степени n следует принять равным 2.

$R_u := 15$ МПа - расчетное сопротивление изгибу для древесины по [1, табл.3];

Расчетное сопротивление древесины изгибу с учетом коэффициентов условия работ равно

$$R_u := R_u \cdot (m_{\text{анк}} \cdot m_{\text{б}} \cdot m_{\text{сл}} \cdot \gamma_{\text{нсс}} \cdot m_{\text{н}}) = 14.1 \text{ МПа}.$$

Тогда
$$K_{уст} := \frac{N_{пе}(H_{см})}{F_{рас} \cdot \varphi \cdot R_c} + \left(\frac{M}{W_{рас} \cdot \varphi_M \cdot R_u \cdot \xi} \right)^n = 0.57 < 1.0$$
 - устойчивость обеспечена.

Запас составляет
$$\frac{1 - K_{уст}}{1} = 43\%$$

Если это условие не выполняется, то следует пересмотреть геометрические параметры сечения стойки, способы устройства стенового ограждения, условия раскрепления стойки связевыми распорками или др.

3. Расчет расхода материалов на конструкцию балки и здание

3.1. Общий объем клееной древесины "в деле" на одну стойку

$$V_{\partial} := 1.1 \cdot \left[b \cdot \left(\frac{h + h_{верх}}{2} \right) \cdot H_{см} \right] = 0.6 \cdot \text{м}^3.$$

Монтажный вес балки $G_{блк} := N_{се.см} = 293 \cdot \text{кгс}$.

3.2. Расход основных материалов на 1 кв. м (или на 100 кв. м) перекрываемой площади

Расход клееной древесины стоек
$$\frac{V_{\partial}}{L \cdot Ш} = 0.8 \cdot \frac{\text{м}^3}{100 \cdot \text{м}^2}$$

3.3. Площадь поверхности балки для нанесения лакокрасочных и защитных покрытий

на одну конструкцию $S_{защ.1} := 2 \cdot H_{см} \cdot (h + h_{верх}) \cdot 0.5 + L \cdot b \cdot \left(1 + \frac{1}{\cos(i)} \right) + 2 \cdot b \cdot h_{верх} = 10.4 \cdot \text{м}^2$;

на все конструкции $S_{защ} := S_{защ.1} \cdot (n_{шаз} + 1) = 145.8 \cdot \text{м}^2$.

Литература

- СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
- СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
- ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
- Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
- Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
- Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.
- Расчет стоек деревянного каркасного здания: метод. указания / Л. П. Каратеев. СПб.: СПбГАСУ, 2013. 52 с.
- СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. М.: Минстрой России, 2017. 140 с.

Пример 4.4.1. Жесткий узел крепления стойки к фундаменту конструкции НИСИ (1-й вариант)

▶ Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

(пункты расчета 1 - 3 см. в примерах 4.1.1 и 4.1.2)

4. Расчет жесткого опорного узла стойки в фундаменте

Запроектировать вариант жесткого зацебления в фундаменте клеudoщатой стойки поперечной рамы каркасного здания балочно-стоечной системы с ригелем : Тип балки = "Прямослойная" балка.

Пролет ригеля в осях $L := 20.0$ м. Шаг поперечных рам $Ш := 6.0$ м при числе шагов $n_{шаг} := 11$.

Конструкция узла зацебления стойки представлена на рис. 1. Узел предложен и разработан в Новосибирском инженерно-строительном институте (НИСИ - "СИБСТРИН").

Действующие на стойку усилия, геометрические габариты и размеры сечения стойки принимаем из расчета стойки в составе поперечной рамы.

Сечение стойки в опоре $b := 205$ мм и $h := 630$ мм. Высота верхнего сечения стойки $h_{верх} := 441$ мм ;

Высота (длина) стойки $H_{ст} := 9.1$ м .

Площадь сечения стойки в опорной части

$$F_{рас} := b \cdot h = 1292 \cdot \text{см}^2 ;$$

Момент сопротивления сечения стойки

$$W_{рас} := \frac{b \cdot h^2}{6} = 13561 \cdot \text{см}^3 ;$$

Момент инерции в плоскости поперечной рамы

$$I_{др.х} := \frac{b \cdot h^3}{12} = 427164 \cdot \text{см}^4 .$$

Нормальная сила в опоре стойки от постоянных и временной нагрузок (снега) с учетом бокового стенового ограждения составляет: $N_{пе} := 166.3$ кН .

При этом временная составляющая этой нагрузки (снеговая) равна $N_e := 66.66$ кН ,

а постоянная $N_{п.ст} := N_{пе} - N_e = 99.6$ кН .

Изгибающий момент у основания стойки с учетом ранее принятого варианта крепления стенового ограждения составляет: $M := 96.6$ кН м .

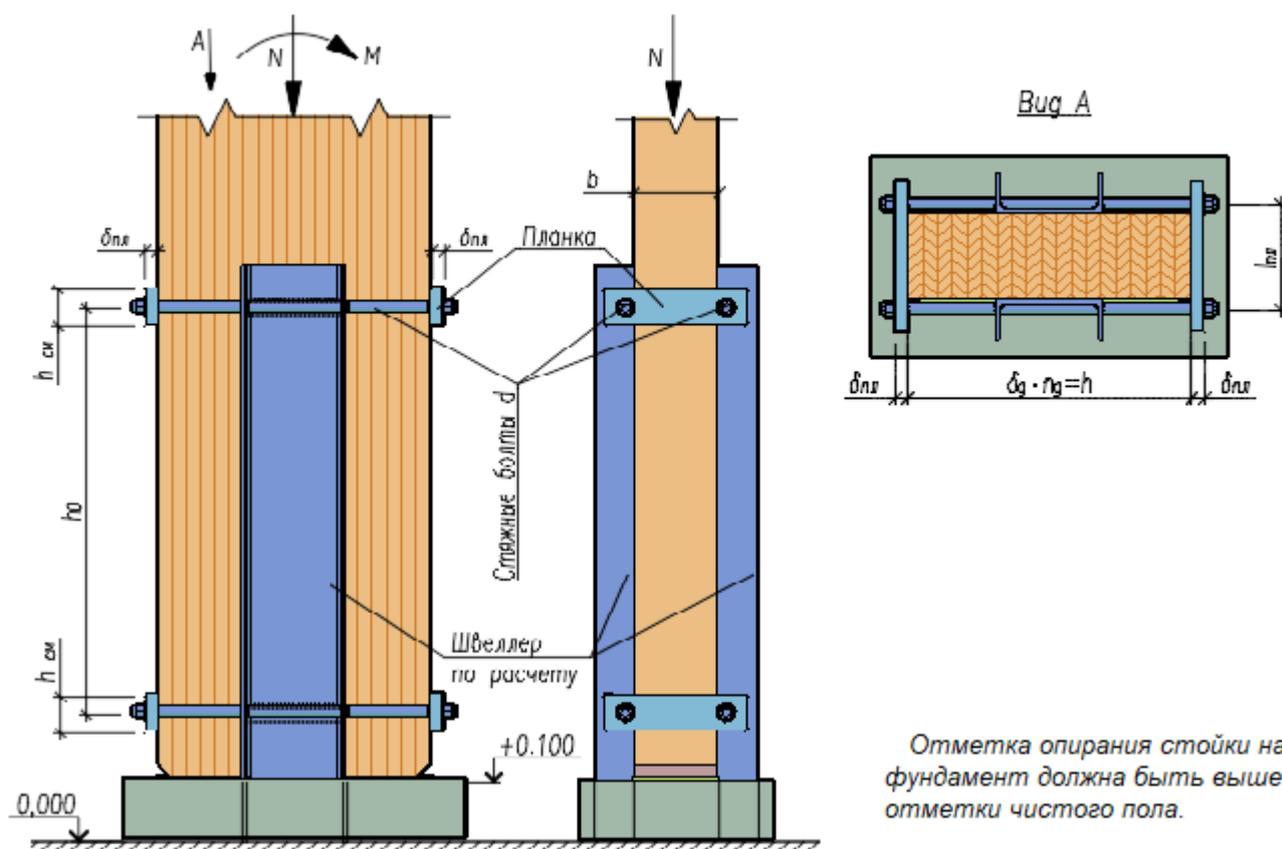


Рис. 1. Клеudoщатая стойка с жестким опорным узлом конструкции НИСИ

4.1. Определение параметров швеллеров, заземленных в бетонный фундамент

$R_{\text{сталь}} := 280 \cdot \text{МПа}$ - расчетное сопротивление стали прокатного профиля.

Гибкость стойки в плоскости рамы составляет $\lambda_x := \frac{H_{\text{см}} \cdot 2.2}{0.289 \cdot h} = 110$ и $\varphi := \frac{3000}{\lambda_x^2} = 0.25$.

При расчетном сопротивлении древесины стойки на сжатие вдоль волокон $R_c := 13.2 \text{ МПа}$

коэффициент $\xi := 1 - \frac{N_{\text{пе}}}{F_{\text{рас}} \cdot \varphi \cdot R_c} = 0.61$, учитывающий деформированную схему конструкции.

Требуемый момент сопротивления швеллера: $W_{y, \text{шв}} := \frac{M}{2 \cdot R_{\text{сталь}} \cdot \xi} = 284.3 \cdot \text{см}^3$.

Назначим **предварительно** расстояние между осями стяжных болтов $h_o := 0.95 \text{ м}$.

По ГОСТ 8240-89 выбираем № швеллера с $W_{y, \text{шв}} > W_{y, \text{шв}}$ с таким расчетом, чтобы выполнялось условие сопряжения жесткостей деревянной стойки и металлической опоры:

$$2 \cdot E_{\text{см}} \cdot J_{y, \text{шв}} / h_o \geq E_{\text{др}} \cdot J_{\text{бр.х}} / H_{\text{см}}.$$

Таким швеллером будет № 20 с толщиной полок $t_{\text{шв}} := 9.0 \text{ мм}$, толщиной и высотой стенки

$s_{\text{шв}} := 5.2 \text{ мм}$ и $h_{\text{шв}} := 200 \text{ мм}$, с массой погонного метра $P_{\text{шв}} := 18.4 \frac{\text{кгс}}{\text{м}}$.

Момент сопротивления $W_{y, \text{шв}} := 152 \text{ см}^3$ и момент инерции швеллера $J_{y, \text{шв}} := 1520 \text{ см}^4$.

Модуль упругости стали $E_{\text{см}} := 210000 \text{ МПа}$.

Модуль упругости древесины $E_{\text{др}} := 10000 \text{ МПа}$.

$$\frac{2 \cdot E_{\text{см}} \cdot J_{y, \text{шв}}}{h_o} = 6720 \cdot \text{кН} \cdot \text{м} > \frac{E_{\text{др}} \cdot I_{\text{др.х}}}{H_{\text{см}}} = 4694 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Условие выполняется с запасом

$$\frac{\frac{2 \cdot E_{\text{см}} \cdot J_{y, \text{шв}}}{h_o} - \frac{E_{\text{др}} \cdot I_{\text{др.х}}}{H_{\text{см}}}}{\frac{2 \cdot E_{\text{см}} \cdot J_{y, \text{шв}}}{h_o}} = 30. \%$$

4.2. Расчет стяжных болтов

Принятое выше расстояние между осями тяжей h_o должно удовлетворять условию:

$$h_o > (0.1 \cdot H_{\text{см}} = 0.91 \cdot \text{м}) \text{ и не менее } (2 \cdot b = 0.41 \cdot \text{м}).$$

С округлением, кратным 50 мм в большую сторону, **принимаем** $h_o := 1.0 \text{ м}$, что $> 0.1 \cdot H_{\text{см}} = 0.91 \cdot \text{м}$.

Определим растягивающее усилие в болтах, стягивающих стойку с опорным швеллером:

$$N_m := \frac{M}{h_o \cdot \xi} = 159.2 \cdot \text{кН}.$$

Это же усилие вызывает смятие древесины поперек волокон под планками $N_{\text{см}} := N_m = 159.2 \cdot \text{кН}$.

Определим площадь сечения одного стального тяга в ослабленном сечении:

$m_{\text{анк}} := 0.9$ - коэффициент, учитывающий неравномерность работы двух стяжных болтов;

$m_o := 0.8$ - коэффициент, учитывающий ослабление и концентрацию напряжений в зоне резьбы.

Требуемая площадь сечения тяга $F_{\text{нт.пр}} := \frac{N_m}{2 \cdot R_{\text{сталь}} \cdot m_o \cdot m_{\text{анк}}} = 3.9 \cdot \text{см}^2$.

Примем диаметр тяжей $d_{\text{см}} := 25 \text{ мм}$. Тогда площадь сечения тяга - $F_{\text{нт}} := \pi \cdot \frac{d_{\text{см}}^2}{4} = 4.91 \cdot \text{см}^2$.

Запас составляет $\frac{F_{нп} - F_{нп.пр}}{F_{нп.пр}} = 24\%$.

4.3. Расчет стальных планок, передающих усилия через стяжные болты на швеллеры

4.3.1. Вариант применения планок из листовой стали

Определим ширину стальных планок из условия смятия древесины поперек волокон:

Расчетное сопротивление древесины на смятие поперек волокон составляет $R_{см90} := 4.3 \text{ МПа}$.

Так как в действующую нагрузку входит ветровая составляющая, то к расчетному сопротивлению

на смятие следует ввести коэффициент $m_H := 1.4$. Тогда $h_{см} := \frac{N_{см}}{R_{см90} \cdot m_H \cdot b} = 129 \text{ мм}$.

Принимаем ширину планок равной $h_{см} := 100 \text{ мм}$.

Определим толщину планки $\delta_{пл}$ из расчета ее работы на изгиб как однопролетной свободно опертой "балки", загруженной равномерно распределенной нагрузкой q с расчетным пролетом $l_{пл}$, равным расстоянию между осями тяжей:

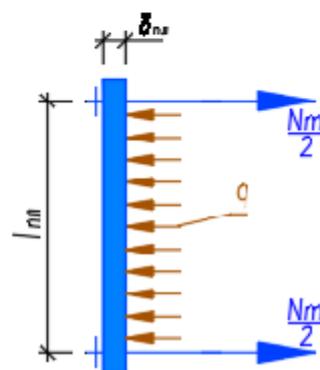
Толщина стенки швеллера, заданная при выборе швеллера, $s_{шв} = 5.2 \text{ мм}$.

Расстояние между осями тяжей $l_{пл} := b + d_{см} + 2 \cdot s_{шв} = 240 \text{ мм}$.

Опорные реакции в этой "балке" равны $A := \frac{N_m}{2} = 79.6 \text{ кН}$.

Распределенная нагрузка на "балку" составит $q := 2 \cdot \frac{A}{l_{пл}} = 662.2 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$.

Расчетный изгибающий момент: $M_{расч} := \frac{q \cdot l_{пл}^2}{8} = 4.8 \text{ кН} \cdot \text{м}$.



Требуемую толщину планок определим по формуле: $\delta_{пл.пр} := \sqrt{\frac{6 \cdot M_{расч}}{R_{сталь} \cdot h_{см}}} = 32.0 \text{ мм}$.

Принимаем толщину планки в соответствии с сортаментом $\delta_{пл} := 35 \text{ мм}$.

В случае, если толщина планки окажется слишком большой (более 30 мм), целесообразно вместо листовых планок применить прокатные уголки или даже швеллеры малого размера.

Возможно, проще будет увеличить высоту h_o , если уголки и швеллеры мешают креплению навесных панелей или не устраивают Заказчика проекта по иным соображениям.

▼ ОТКРЫТЬ, если толщина планки более 30 мм и требуется применить уголок или швеллер

4.3.2. Вариант применения неравнополочных уголков

Требуемый момент сопротивления уголка составит $W_{пр.z.L} := \frac{M_{расч}}{R_{сталь}} = 17.1 \text{ см}^3$.

Примем уголок № 140 x 90 x 10 по ГОСТ-8510-86 с моментом сопротивления $W_{z.L} := 21.14 \text{ см}^3$, высотой и толщиной упорного пера $h_{z.L} := 140 \text{ мм}$ $t_{z.L} := 10 \text{ мм}$ и площадью сечения $A_{z.L} := 22.24 \text{ см}^2$.

Запас уголка по прочности на изгиб составит $\frac{W_{z.L} - W_{пр.z.L}}{W_{z.L}} = 19\%$.

Напряжения смятия древесины поперек волокон под полкой уголка составит $\sigma_{см} := \frac{N_{см}}{h_{z.L} \cdot b} = 5.5 \text{ МПа}$

При этом запас по прочности древесины на смятие поперек волокон составит

$$\frac{R_{см90} \cdot m_H - \sigma_{см}}{R_{см90} \cdot m_H} = 8\%$$

4.3.3. Вариант применения швеллеров малого размера

Требуемый момент сопротивления швеллера составит $W_{пр.з.ш} := \frac{M_{расч}}{R_{сталь}} = 17.1 \cdot см^3$.

Примем швеллер № 18а по ГОСТ-8240-97 с моментом сопротивления $W_{з.ш} := 20.00 см^3$, высотой сечения $h_{з.ш} := 180 мм$ толщиной стенки $s_{з.ш} := 5.1 мм$ и площадью сечения $A_{шв} := 22.2 см^2$.

Запас швеллера по прочности на изгиб составит $\frac{W_{з.ш} - W_{пр.з.ш}}{W_{з.ш}} = 15\%$.

Напряжения смятия древесины поперек волокон под швеллером составят $\sigma_{см} := \frac{N_{см}}{h_{з.ш} \cdot b} = 4.3 \cdot МПа$.

При этом запас по прочности древесины на смятие поперек волокон составит

$$\frac{R_{см90} \cdot m_H - \sigma_{см}}{R_{см90} \cdot m_H} = 28\%$$

Расход стали для конструктивных вариантов планки сравним по площади сечения для листовой планки $A_{пл} := \delta_{пл} \cdot h_{см} = 35.0 \cdot см^2$; для планки из уголка $A_{зЛ} = 22.2 \cdot см^2$;

для планки из швеллера $A_{шв} = 22.2 \cdot см^2$.

Длину планки получаем равной $l_{пл} := b + d_{см} + 2 \cdot s_{шв} + 5 \cdot d_{см} = 365 \cdot мм$.

▲ ОТКРЫТЬ, если толщина планки более 30 мм и требуется применить уголок или швеллер

Теперь следует сделать выбор варианта конструктивного решения распределительной планки

- Планка из листовой стали
- Планка из неравнополчного уголка
- Планки из малоразмерного швеллера

Принимаем конструктивное решение для варианта = "Планки из малоразмерного швеллера"

4.4. Расчет сварных швов, соединяющих тяжи с опорными швеллерами

По усилию в одном тяже рассчитаем сварные швы крепления каждого тяжа к швеллерам:

$$N := \frac{N_m}{2 \cdot m_0} = 99.5 \cdot кН$$

Катет сварного шва принимается не более $1.2 \cdot t$, где t - наименьшая толщина соединяемых элементов согласно [8, п.14.1.7а)], но не менее $4 мм$ по [8, табл.38].

Толщина стенки швеллера $s_{шв} = 5.2 \cdot мм$, диаметр тяжей $d_{см} = 25 \cdot мм$.

Тогда предельный катет сварного шва составит $k_f := 1.2 \cdot s_{шв} = 6.2 \cdot мм$.

Принимаем катет углового шва $k_f := 5 мм$. Привариваем тяжи ручной сваркой электродом Э42.

$\beta_f := 0.7$ и $\beta_z := 1$ - коэффициенты, принимаемые при ручной сварке по [8, табл.39];

Привариваем тяжи ручной сваркой электродом, для которого расчетное сопротивление углового шва условному срезу по металлу шва составляет $R_{wf} := 200 МПа$ (по [8, прил. Г, табл. Г2]);

- для электродов типа Э42 - $R_{wf} = 180 МПа$;

- Э46 - $R_{wf} = 200 МПа$;

- Э50 - $R_{wf} = 215 МПа$;

- Э60 - $R_{wf} = 240 МПа$;

$R_{un} := 370 МПа$ - временное сопротивление стали по [8, прил. В, табл.В5];

$R_{wz} := 0.45 \cdot R_{un} = 166.5 \cdot МПа$ - расчетное сопротивление углового шва условному срезу по границе сплавления по [8, табл.4];

$\gamma_c := 1$ - коэффициент условий работы по [8, табл.1].

Согласно [8, п.14.1.8] при ручной сварке для элементов с пределом текучести до $285 МПа$

должно выполняться условие: $1.1 \cdot R_{wz} \leq R_{wf} \leq \frac{R_{wz} \cdot \beta_z}{\beta_f}$,

$$1.1 \cdot R_{wz} = 183.2 \cdot \text{МПа} < R_{wf} = 200.0 \cdot \text{МПа} < \left(\frac{R_{wz} \cdot \beta_z}{\beta_f} = 237.9 \cdot \text{МПа} \right).$$

Запас составляет $\frac{R_{wf} - 1.1 \cdot R_{wz}}{R_{wf}} = 8.4\%$.

Если это условие не выполняется, то следует применить электродный материал с большим расчетным сопротивлением металла шва R_{wf} (см. выше).

Определим длину угловых швов из условия прочности по металлу шва:

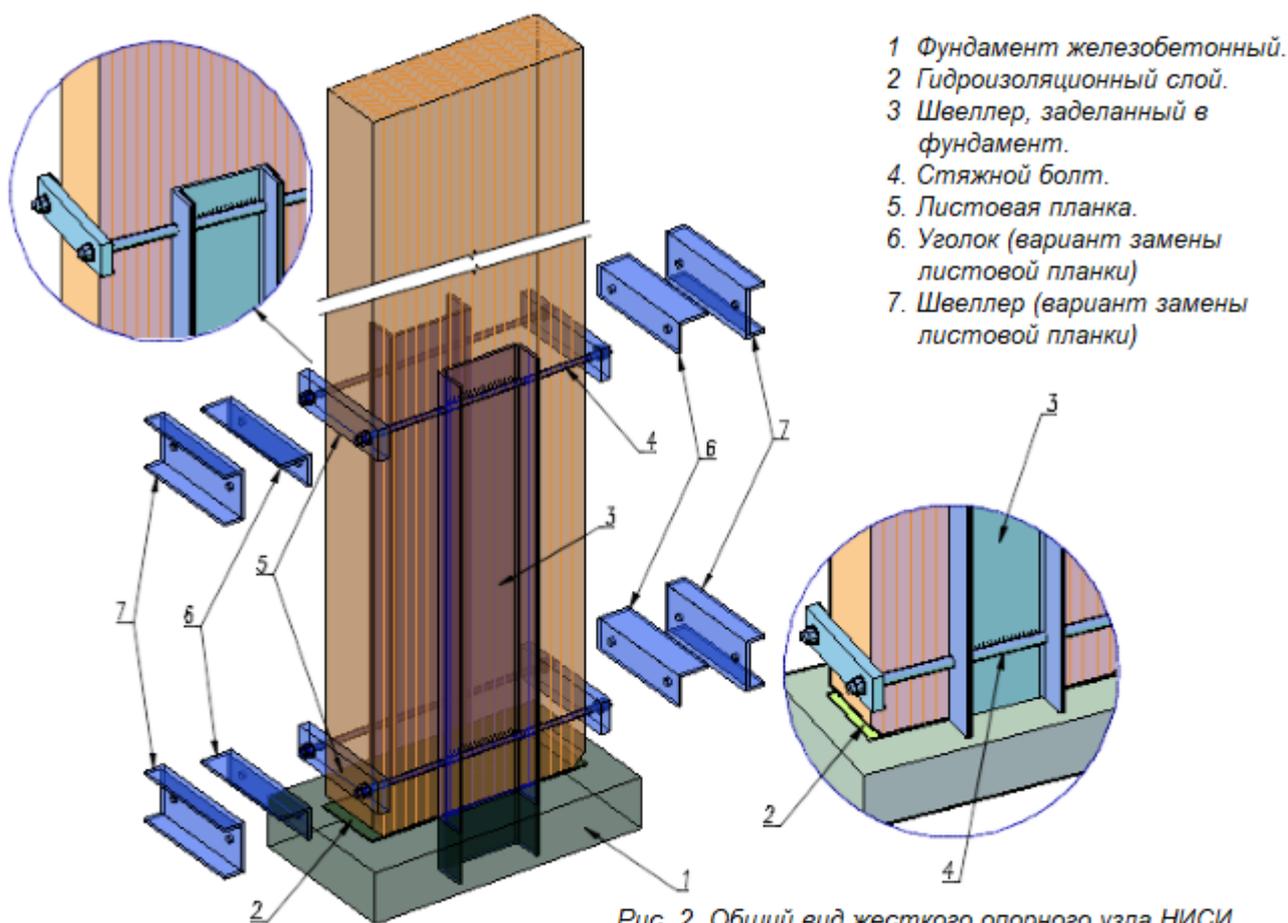
$$l_{w,m} := \frac{N}{k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c)} = 142.1 \cdot \text{мм} \quad (\text{по полудлине } 0.5 \cdot l_{w,m} = 71.1 \cdot \text{мм} \text{ с каждой стороны}).$$

Определим длину угловых швов из условия прочности по границе сплавления:

$$l_{w,zc} := \frac{N}{k_f \cdot (\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c)} = 119.5 \cdot \text{мм}.$$

Расчетная длина шва составит максимум из вычисленных $l_w := \max(l_{w,m}, l_{w,zc}) = 142 \cdot \text{мм}$.

Принимаем в "дело" 2 шва с катетом $k_f = 5.0 \cdot \text{мм}$ и длиной каждого шва, равной расстоянию между полками швеллера за вычетом 10 мм, то есть $L_{ше} := h_{ше} - 2 \cdot t_{ше} - 10 \text{ мм} = 172 \cdot \text{мм}$.



5. Расчет расхода материалов на конструкцию опорного узла стойки

5.1. Общий объем клееной древесины "в деле" на одну стойку

$$V_{д,см} := 1.1 \cdot \left[b \cdot \left(\frac{h + h_{еерх}}{2} \right) \cdot H_{см} \right] = 1.10 \cdot \text{м}^3.$$

Монтажный вес стойки при плотности древесины сосны (ели) $\rho_{др} := 500 \frac{кгс}{м^3}$ составляет

$$G_{блк} := V_{д.см} \cdot \rho_{др} = 549 \cdot кгс$$

5.2. Масса металлических элементов на 1 стойку (плотность стали $\rho_{ст} := 7850 \frac{кгс}{м^3}$)

Масса заземленных в фундамент швеллеров (с учетом длины $L_{зщмл} := 0.6$ м заземленной части и участка крепления горизонтальных тяжей $L_{швел.тяж} := 1.5 \cdot h_o$) при массе 1 пог. метра $P_{швел} = 18.4 \frac{кгс}{м}$

$$G_{швел} := 2 \cdot (h_o + L_{зщмл} + L_{швел.тяж}) \cdot P_{швел} = 114.1 \cdot кгс$$

Масса стяжных болтов диаметром $d_{см} = 25$ -мм длиной $l_{см} := h + 2 \cdot t_{см} + 5 \cdot d_{см} = 0.77 \cdot м$.

$$G_{см} := 1.05 \cdot 4 \cdot (\pi \cdot 0.25 \cdot d_{см}^2 \cdot l_{см} \cdot \rho_{ст}) = 12.4 \cdot кгс \quad (\text{с учетом запаса } 5\%)$$

Масса распределительных "планок" для варианта = "Планки из малоразмерного швеллера"

$$G_{пл} := 4 \cdot l_{пл} \cdot F_{пл} \cdot \rho_{ст} = 25.5 \cdot кгс$$

Тогда полная масса металла $G_{мет.1} := 1.02 \cdot (G_{швел} + G_{см} + G_{пл}) = 155 \cdot кгс$ (с учетом 2% на сварку).

5.3. Расход основных материалов на 1 кв. м (или на 100 кв. м) перекрываемой площади

Расход клееной древесины на стойки при числе рам $(n_{шаз} + 1) = 12$:

$$\text{всего } V_{д} := V_{д.см} \cdot (n_{шаз} + 1) = 13.2 \cdot м^3 \quad - \quad \frac{V_{д.см}}{L \cdot Ш} = 0.916 \cdot \frac{м^3}{100 \cdot м^2}$$

Расход стали на все опоры здания :

$$\text{всего } G_{мет} := G_{мет.1} \cdot (n_{шаз} + 1) = 1860 \cdot кгс \quad - \quad \frac{G_{мет.1}}{L \cdot Ш} = 129 \cdot \frac{кгс}{100 \cdot м^2}$$

Литература

- СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
- СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
- ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
- Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
- Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
- Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.
- Расчет стоек деревянного каркасного здания: метод. указания / Л. П. Каратеев. СПб.: СПбГАСУ, 2013. 52 с.
- СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. М.: Минстрой России, 2017. 140 с.

Пример 4.4.2. Жесткий узел крепления стойки к фундаменту деревянными накладками на нагелях конструкции ЛИСИ (2-й вариант)

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

(пункты расчета 1 - 3 см. в примерах 4.1.1 и 4.1.2)

4. Расчет жесткого опорного узла стойки в фундаменте

Запроектировать вариант жесткого заземления клееной стойки в фундаменте с помощью деревянных накладок, прикрепленных к стойке горизонтальными болтами и передающих изгибающий момент M в стойке на фундамент через анкерные болты, рис. 1.

На стойки в поперечной раме опирается ригель : Тип балки = "Прямослойная" балка .

Пролет ригеля в осях $L := 12.0$ м. Шаг поперечных рам $Ш := 6.0$ м при числе шагов $n_{шаг} := 11$.

Узел предложен и разработан в Ленинградском инженерно-строительном институте (ЛИСИ).

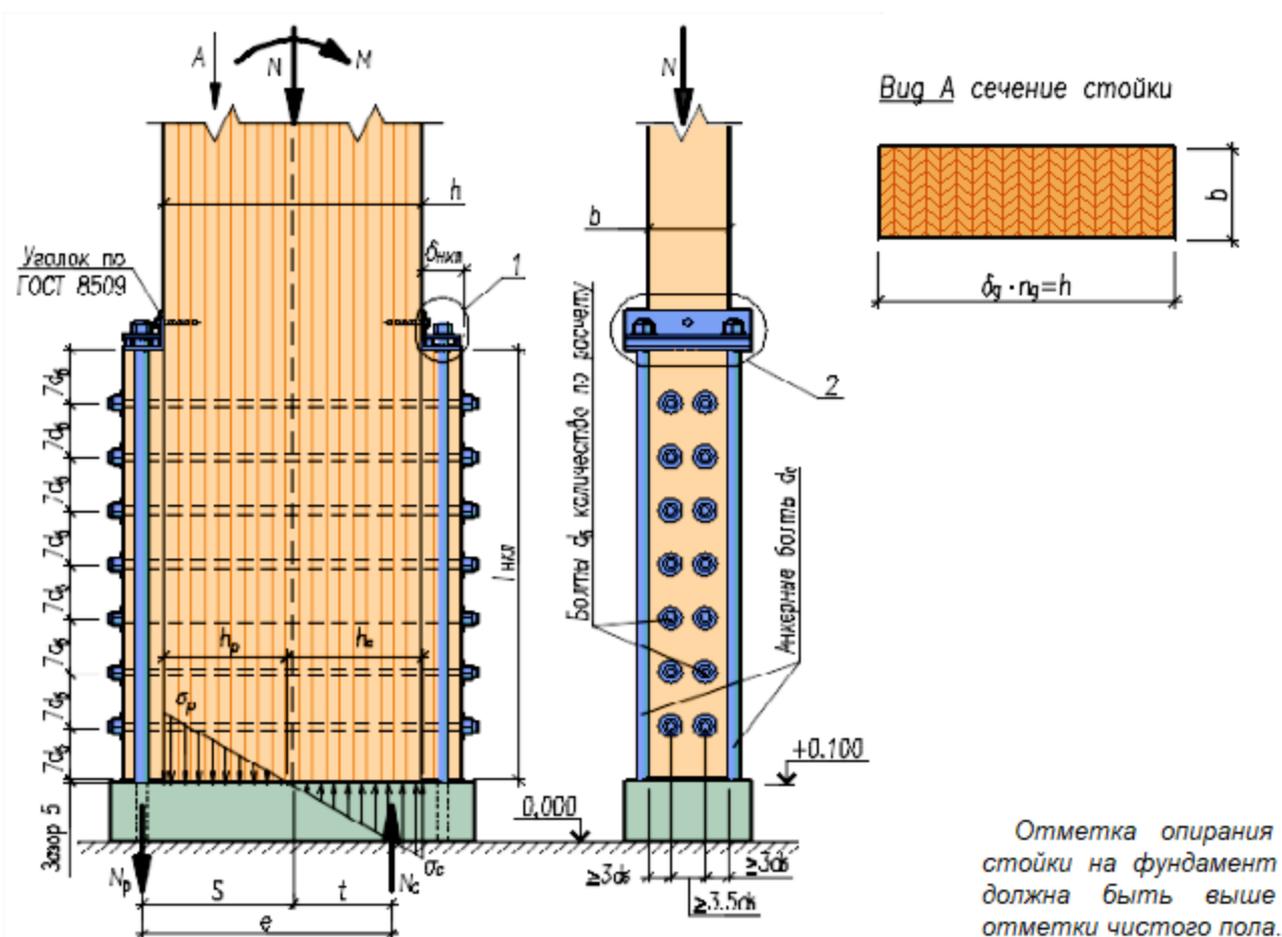
Усилия в анкерах рассчитываем только на постоянные вертикальные и временные горизонтальные нагрузки (ветер) без учета временной снеговой нагрузки, действующей на ригель и передающейся на стойку. При таком сочетании нагрузок доля опрокидывающих стойку усилий превышает долю прижимающих, ведь снеговая нагрузка увеличивает нормальную силу и не увеличивает изгибающий момент. Это означает, например, то, что в летний период, когда снега нет, ветер вызывает только опрокидывающие усилия. А зимой дополнительно к этому возникают прижимающие вертикальные усилия, предотвращающие опрокидывание.

Действующие на стойку усилия, геометрические габариты и размеры сечения стойки принимаем из расчета стойки в составе поперечной рамы.

Сечение стойки: ширина $b := 180$ мм и $h := 546$ мм . Высота верхнего сечения стойки $h_{верх} := 441$ мм .

Длина (высота) стойки $H_{ст} := 6.4$ м .

Площадь сечения стойки в опорной части $F_{рас} := b \cdot h = 983 \cdot \text{см}^2$.



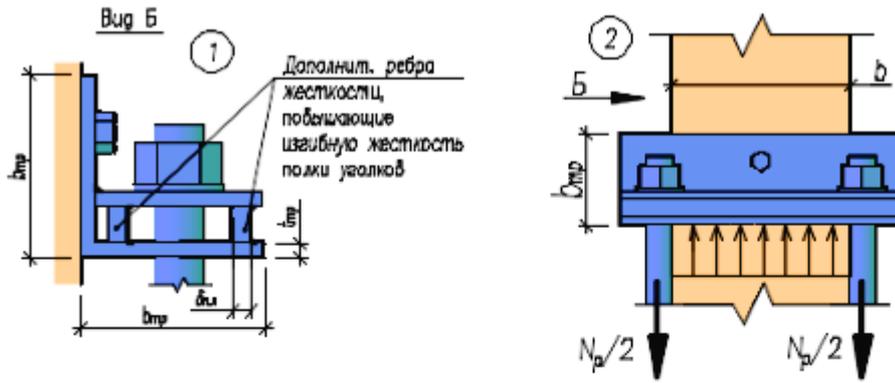


Рис. 1. Клеещитая стойка с узлом крепления с помощью деревянных накладок

Момент сопротивления сечения стойки

$$W_{рас} := \frac{b \cdot h^2}{6} = 8943 \cdot \text{см}^3;$$

Нормальная сила в опоре стойки от постоянных нагрузок с учетом ограждения: $N_{пп.см} := 45.9 \text{ кН}$.

Изгибающий момент у основания стойки: $M := 44.3 \text{ кНм}$

4.1. Определение размеров анкерки и усилий в опорном узле

Накладки принимаем толщиной $\delta_{нкп} := 100 \text{ мм}$. Подсчитаем напряжения растяжения и сжатия у основания стойки: при расчетном сопротивлении древесины стойки $R_c := 13.6 \text{ МПа}$, ее гибкости в

плоскости рамы $\lambda_x := \frac{H_{см} \cdot 2.2}{0.289 \cdot h} = 89$ и коэффициенте продольного изгиба $\varphi := \frac{3000}{\lambda_x^2} = 0.38$.

коэффициент $\xi_p := 1 - \frac{N_{пп.см}}{F_{рас} \cdot \varphi \cdot R_c} = 0.91$;

Растягивающие напряжения $\sigma_p := \frac{M}{W_{рас} \cdot \xi_p} - \frac{N_{пп.см}}{F_{рас}} = 5.0 \cdot \text{МПа}$;

Сжимающие напряжения $\sigma_c := \frac{M}{W_{рас} \cdot \xi_p} + \frac{N_{пп.см}}{F_{рас}} = 5.9 \cdot \text{МПа}$.

Длина зоны сжатия $h_c := \frac{\sigma_c \cdot h}{\sigma_c + \sigma_p} = 29.6 \cdot \text{см}$, расстояния $S := \frac{h + \delta_{нкп}}{2} = 32.3 \cdot \text{см}$.

Длина зоны растяжения $h_p := \frac{\sigma_p \cdot h}{\sigma_c + \sigma_p} = 25.0 \cdot \text{см}$,

Плечо сил сжатия и растяжения $e := \frac{\delta_{нкп}}{2} + h_p + \frac{2}{3} \cdot h_c = 49.7 \cdot \text{см}$; $t := e - S = 17.4 \cdot \text{см}$.

Подсчитаем растягивающее N_p усилие в анкерных тяжах : $N_p := \frac{M}{e \cdot \xi_p} - \frac{N_{пп.см} \cdot t}{e} = 82.0 \cdot \text{кН}$.

4.2. Расчет анкерных болтов и траверсы

Сечение двух анкерных болтов находим из условия несущей способности:

$$N_p \leq 2 \cdot F_{а_тп} \cdot R_{р.см} \cdot m_{осл} \cdot m_0 \cdot m_{анк} ,$$

где $m_{осл} := 0.85$ - коэффициент, учитывающий ослабление резьбой;

$m_0 := 0.8$ - коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений в зоне резьбы;

$m_{\text{анк}} := 0.9$ - коэффициент, учитывающий неравномерность работы двух анкеров;
 $m_H := 1.2$ - коэффициент, учитывающий наличие кратковременной ветровой нагрузки.
 $R_{p,ст} := 255.0 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление для стали С 255.

Требуемая площадь сечения анкерного болта равна

$$F_{a,тр} := \frac{N_p}{2 \cdot R_{p,ст} \cdot m_{осл} \cdot m_0 \cdot m_{анк} \cdot m_H} = 2.2 \cdot \text{см}^2,$$

Тогда требуемый диаметр:

$$d_a := \sqrt{\frac{4 \cdot F_{a,тр}}{\pi}} = 16.7 \cdot \text{мм}.$$

Принимаем по сортаменту диаметр анкерных болтов

$$d_a := 18 \text{ мм}.$$

В качестве **траверсы, воспринимающей усилие анкеров**, принимаем уголок по сортаменту

ГОСТ 8509 L 100x8. Ширина полки уголка $b_{тр} := 100 \text{ мм}$. Толщина пера $t_{тр} := 8 \text{ мм}$.

Момент сопротивления $W_y := 24.77 \text{ см}^3$; расстояние до центра тяжести $y_0 := 30.0 \text{ мм}$;

Площадь сечения уголка траверсы $A_a := 15.6 \text{ см}^2$.

Расстояние $z_{\text{max}} := b_{тр} - y_0 = 7.00 \cdot \text{см}$.

Погонная нагрузка на уголок от отвода накладки

$$q := \frac{N_p}{b} = 4.6 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{см}}.$$

Расчетный изгибающий момент в уголке

$$M := \frac{N_p \cdot (b + d_a)^2}{b \cdot 8} = 2.2 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Напряжение в уголке:

$$\sigma := \frac{M}{W_y} = 90.1 \cdot \text{МПа} < R_{p,ст} \cdot m_{анк} = 229.5 \cdot \text{МПа}.$$

Запас составляет

$$\frac{R_{p,ст} \cdot m_{анк} - \sigma}{R_{p,ст} \cdot m_{анк}} = 61\%.$$

Для того чтобы исключить местный изгиб горизонтальной полки, производим ее усиление с помощью приварки двух вертикально поставленных пластин-ребер толщиной $\delta_{пл} := 10 \text{ мм}$ (рис.1).

► Выдержки из СП 64, 13330, 2011 (Расчет нагелей)

4.3. Расчет болтов-нагелей крепления накладок к стойке

Максимальный диаметр горизонтальных болтов-нагелей для крепления накладок с учетом правил расстановки нагелей поперек волокон составляет

$$d_{б, \text{max}} := \frac{b}{3 + 3.5 + 3} = 18.9 \cdot \text{мм}.$$

Принимаем диаметр болтов $d_b := 18 \text{ мм}$.

Соединение рассматриваем как "односрезное" несимметричное при двухрядной расстановке.

Введем размерный коэффициент $K_{нг} := \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$, в формулах несущей способности 1-го среза нагеля.

Несущая способность одного среза болта из условия СМЯТИЯ в крайнем ($\delta_{нкп}$) элементе.

$$T_a := 0.8 \cdot K_{нг} \cdot \delta_{нкп} \cdot d_b = 14.4 \cdot \text{кН};$$

Несущая способность одного среза болта из условия СМЯТИЯ в среднем (h) элементе.

$$T_c := 0.25 \cdot K_{нг} \cdot h \cdot d_b = 24.6 \cdot \text{кН};$$

Несущая способность одного среза болта из условия изгиба нагеля.

$$T_u := 1.8 \cdot K_{нг} \cdot d_b^2 + 0.02 \cdot K_{нг} \cdot \delta_{нкп}^2 = 7.8 \cdot \text{кН}.$$

Расчетная несущая способность одного среза болта определяется как минимум из вычисленных выше значений

$$T_H := \min(T_a, T_c, T_u) = 7.8 \cdot \text{кН}.$$

Количество болтов для крепления накладок: $\frac{N_p}{T_H} = 10.5$. Принимаем $n_b := 12$ болтов и устанавливаем их в два ряда, тогда длина накладки составит: $l_{\text{накл}} := 7 \cdot d_b \cdot (0.5 \cdot n_b + 1) = 88 \cdot \text{см}$.

Важным элементом этого конструктивного решения узла является наличие 5-мм зазора между подошвой деревянной накладки и верхним обрезом ж/б фундамента. Это необходимо для включения в работу основных горизонтальных нагелей путем завинчивания гаек на анкерных тяжах.

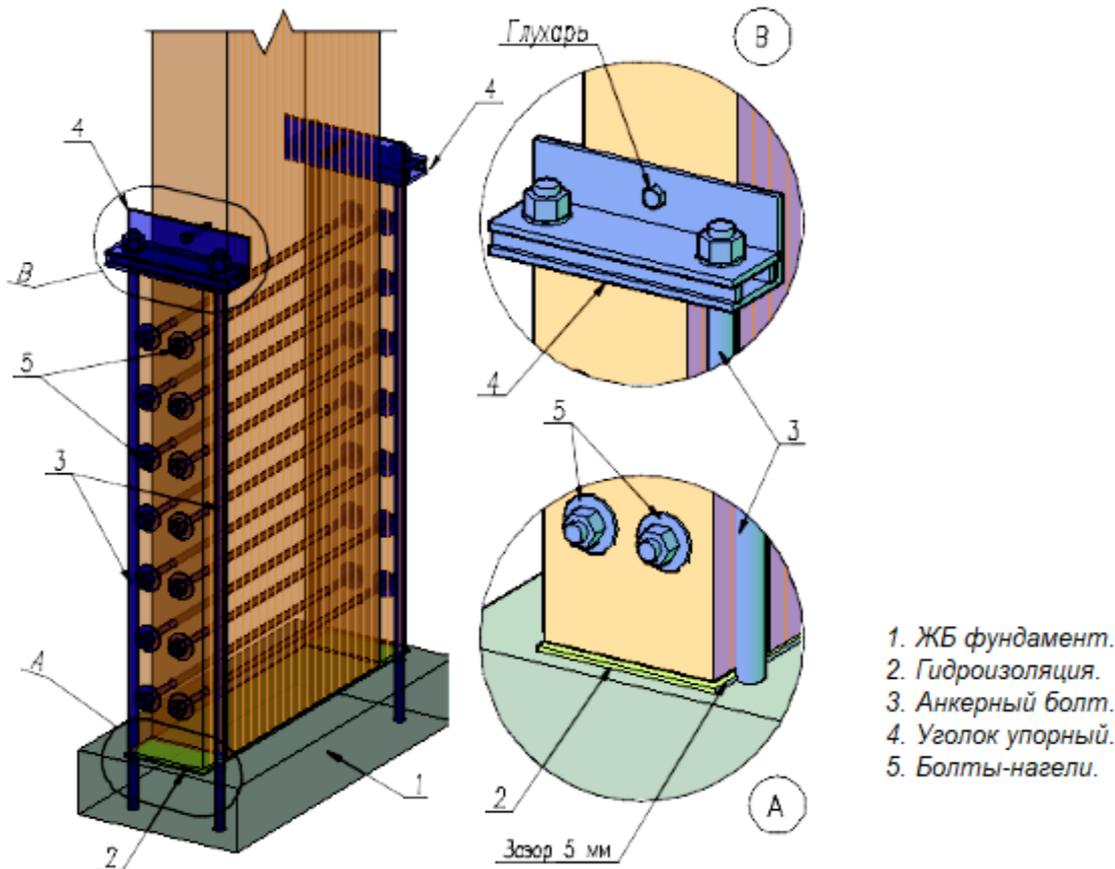


Рис. 2. Общий вид опорного узла стойки с деревянными накладками и стальными нагелями

5. Расчет расхода материалов на конструкцию опорного узла стойки

5.1. Общий объем древесины "в деле" на одну стойку - (плотность древесины $\rho_{др} := 500 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$).

Объем древесины на одну стойку $V_{д.см} := 1.1 \cdot b \cdot \left(\frac{h + h_{\text{верх}}}{2} \right) \cdot H_{см} = 0.63 \cdot \text{м}^3$.

Объем деревянных накладок на одну стойку $V_{д.нкл} := 2 \cdot \delta_{нкл} \cdot l_{\text{накл}} \cdot b = 0.032 \cdot \text{м}^3$.

Монтажный вес стойки составляет $G_{\text{блок}} := (V_{д.см} + V_{д.нкл}) \cdot \rho_{др} = 329 \cdot \text{кгс}$.

5.2. Масса металлических элементов на 1 стойку (плотность стали $\rho_{ст} := 7850 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$)

Масса анкерных болтов (с учетом их длины $l_b := l_{\text{накл}} + \delta_{пл} + t_{пр} + 3 \cdot d_a = 95.4 \cdot \text{см}$).

$$G_{a,б} := 4 \cdot l_б \cdot \pi \cdot 0.25 \cdot d_a^2 \cdot \rho_{ст} = 7.6 \cdot \text{кгс}.$$

Масса болтов-нагелей диаметром $d_б = 18 \cdot \text{мм}$ длиной $l_б := h + 2 \cdot \delta_{нкл} + 5 \cdot d_б = 83.6 \cdot \text{см}$.

$$G_{ст} := 1.05 \cdot n_б \left(\pi \cdot 0.25 \cdot d_б^2 \cdot l_б \cdot \rho_{ст} \right) = 21.0 \cdot \text{кгс}. \quad (\text{с учетом запаса } 5\%)$$

Масса уголков траверсы при их длине $l_{тр} := b + d_a + 5 \cdot d_a = 28.8 \cdot \text{см}$ и высоте дополнительных листовых ребер высотой $h_{пл} := 20 \cdot \text{мм}$

$$G_{тр} := 2 \cdot l_{тр} \cdot A_a \cdot \rho_{ст} = 7.1 \cdot \text{кгс} \quad \text{и} \quad G_{пл} := 2 \cdot l_{тр} \cdot \delta_{пл} \cdot h_{пл} \cdot \rho_{ст} = 0.9 \cdot \text{кгс}.$$

Тогда полная масса металла

$$G_{мет.1} := 1.02 \cdot (G_{a,б} + G_{ст} + G_{тр} + G_{пл}) = 37.4 \cdot \text{кгс} \quad (\text{с учетом } 2\% \text{ на сварку}).$$

5.3. Расход основных материалов на 1 кв. м (или на 100 кв. м) перекрываемой площади

Расход клееной древесины на стойки при числе рам $(n_{шаз} + 1) = 12$:

$$\text{всего} \quad V_d := (V_{d,ст} + V_{d,нкл}) \cdot (n_{шаз} + 1) = 7.9 \cdot \text{м}^3 \quad - \quad \frac{V_{d,ст} + V_{d,нкл}}{L \cdot Ш} = 0.913 \cdot \frac{\text{м}^3}{100 \cdot \text{м}^2}.$$

Расход стали на все опоры здания :

$$\text{всего} \quad G_{мет} := G_{мет.1} \cdot (n_{шаз} + 1) = 448 \cdot \text{кгс} \quad - \quad \frac{G_{мет.1}}{L \cdot Ш} = 52 \cdot \frac{\text{кгс}}{100 \cdot \text{м}^2}.$$

Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
6. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.
7. Расчет стоек деревянного каркасного здания: метод. указания / Л. П. Каратеев. СПб.: СПбГАСУ, 2013. 52 с.
8. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. М.: Минстрой России, 2017. 140 с.

Пример 4.4.3. Жесткий узел крепления стойки к фундаменту анкерными ст. тяжами на приклеенных деревянных накладках (3-й вариант)

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

(пункты расчета 1 - 3 см. в примерах 4.1.1 и 4.1.2)

4. Расчет жесткого опорного узла стойки в фундаменте

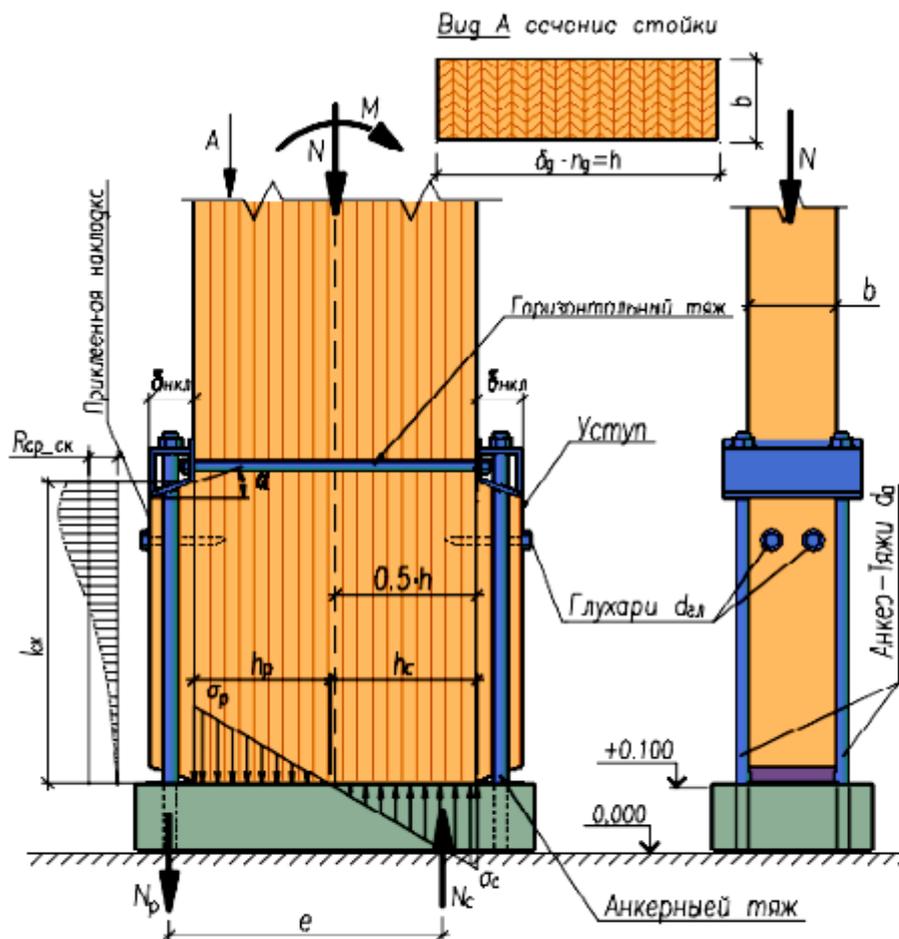
Запроектировать вариант жесткого зацементирования в фундаменте клеодошчатой стойки с помощью анкерных стальных тяжей и деревянных накладок, которые приклеены к стойке фенольным или аналогичным клеем. Приклеивание накладок должно выполняться с прижимом примерно в $2-4 \text{ кгс/см}^2$.

Конструкцию узла см. на рис. 1. На стойку опирается ригель : Тип ригеля = "Прямослойная" балка . Пролет ригеля в осях $L := 20.0 \text{ м}$. Шаг поперечных рам $Ш := 6.0 \text{ м}$ при числе шагов $n_{шаг} := 11$.

Усилия в анкерах рассчитываем только на постоянные вертикальные и временные горизонтальные нагрузки (ветер) без учета временной снеговой нагрузки, действующей на ригель и передающейся на стойку. При таком сочетании нагрузок доля опрокидывающих стойку усилий превышает долю прижимающих, ведь снеговая нагрузка увеличивает нормальную силу и не увеличивает изгибающий момент. Это означает, например, то, что в летний период, когда снега нет, ветер вызывает только опрокидывающие усилия. А зимой дополнительно к этому возникают прижимающие вертикальные усилия, предотвращающие опрокидывание.

Действующие усилия и геометрические характеристики сечения стойки принимаем из предыдущего расчета клеодошчатой стойки в составе поперечной ригельно-стойечной рамы.

Сечение стойки в опоре: $b := 180 \text{ мм}$ и $h := 546 \text{ мм}$. Высота верхнего сечения стойки $h_{верх} := 441 \text{ мм}$. Длина (высота) стойки $H_{ст} := 6.4 \text{ м}$.



Отметка опирания стойки на фундамент должна быть выше отметки чистого пола.

Рис. 1. Узел крепления стойки к фундаменту с помощью приклеенных деревянных накладок

Площадь сечения стойки в опорной части

$$F_{рас} := b \cdot h = 983 \cdot \text{см}^2$$

Момент сопротивления сечения стойки

$$W_{рас} := \frac{b \cdot h^2}{6} = 8943 \cdot \text{см}^3$$

Нормальная сила в опоре стойки от постоянных нагрузок с учетом ограждения: $N_{пп.см} := 45.9 \text{ кН}$

Изгибающий момент у основания стойки: $M := 44.3 \text{ кНм}$

4.1. Определение размеров анкерки и усилий в опорном узле

Накладки принимаем толщиной $\delta_{нкл} := 100 \text{ мм}$. Подсчитаем напряжения растяжения и сжатия у основания стойки: при расчетном сопротивлении древесины стойки $R_c := 13.6 \text{ МПа}$, ее гибкости в

плоскости рамы $\lambda_x := \frac{H_{см} \cdot 2.2}{0.289 \cdot h} = 89$ и коэффициенте продольного изгиба $\varphi := \frac{3000}{\lambda_x^2} = 0.38$

Коэффициент, учитывающий деформированную схему конструкции $\xi_p := 1 - \frac{N_{пп.см}}{F_{рас} \cdot \varphi \cdot R_c} = 0.91$

Растягивающие напряжения - $\sigma_p := \frac{M}{W_{рас} \cdot \xi_p} - \frac{N_{пп.см}}{F_{рас}} = 5.0 \cdot \text{МПа}$

Сжимающие напряжения - $\sigma_c := \frac{M}{W_{рас} \cdot \xi_p} + \frac{N_{пп.см}}{F_{рас}} = 5.9 \cdot \text{МПа}$

Длина зоны сжатия $h_c := \frac{\sigma_c \cdot h}{\sigma_c + \sigma_p} = 29.6 \cdot \text{см}$, расстояния $S := \frac{h + \delta_{нкл}}{2} = 32.3 \cdot \text{см}$

Длина зоны растяжения $h_p := \frac{\sigma_p \cdot h}{\sigma_c + \sigma_p} = 25.0 \cdot \text{см}$

Плечо сил сжатия и растяжения $e := \frac{\delta_{нкл}}{2} + h_p + \frac{2}{3} \cdot h_c = 49.7 \cdot \text{см}$; $t := e - S = 17.4 \cdot \text{см}$

Подсчитаем растягивающее усилие: при $\lambda_y = 0.608$ и $\xi := 1 - \frac{\lambda_y^2 \cdot N_{пп.см}}{3000 F_{рас} \cdot R_c} = 1.00$

Это усилие в анкерных тяжах составляет $N_p := \frac{M}{e \cdot \xi} - \frac{N_{пп.см} \cdot t}{e} = 73.0 \cdot \text{кН}$

4.2. Расчет анкерных болтов и траверсы

Сечение двух анкерных болтов находим из условия несущей способности:

$$N_p \leq 2 \cdot F_{а_мр} \cdot R_{р.см} \cdot m_{осл} \cdot m_0 \cdot m_{анк}$$

где $m_{осл} := 0.85$ - коэффициент, учитывающий ослабление резьбой;

$m_0 := 0.8$ - коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений в зоне резьбы;

$m_{анк} := 0.9$ - коэффициент, учитывающий неравномерность работы двух анкеров;

$m_H := 1.2$ - коэффициент, учитывающий наличие кратковременной ветровой нагрузки;

$R_{р.см} := 255 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление для стали С 255.

Требуемая площадь анкерного болта: $F_{а_мр} := \frac{N_p}{2 \cdot R_{р.см} \cdot m_{осл} \cdot m_0 \cdot m_{анк} \cdot m_H} = 1.9 \cdot \text{см}^2$

Тогда требуемый диаметр: $d_a := \sqrt{\frac{4 \cdot F_{a_тр}}{\pi}} = 15.8 \cdot \text{мм}$.

Принимаем по сортаменту диаметр анкерных болтов $d_a := 16 \text{ мм}$.

В качестве **траверсы, воспринимающей усилие анкеров**, принимаем два уголка по сортаменту ГОСТ 8509 _____, один из которых (нижний) разогнут полками на угол α для создания прижимных усилий на боковую деревянную накладку. Вторым уголком развернут навстречу и приварен к первому так, что вместе они образуют четырехугольную траверсу, см. рис. 1. Верхний уголок прижимает перо нижнего уголка к скошенной части боковой накладки и тем самым создается прижим самой накладки к телу стойки. Ширина полки верхнего уголка $b_{тр} := 100 \text{ мм}$. Толщина полки $t_{тр} := 7 \text{ мм}$.

Момент сопротивления $W_y := 17.90 \text{ см}^3$; расстояние до центра тяжести $y_0 := 27.1 \text{ мм}$;

Площадь сечения уголка траверсы $A_a := 13.75 \text{ см}^2$. Расстояние $z_{\max} := b_{тр} - y_0 = 7.29 \cdot \text{см}$.

Погонная нагрузка на уголок от отвода накладки $q := \frac{N_p}{b} = 4.1 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{см}}$.

Расчетный изгибающий момент в уголке $M := \frac{N_p \cdot (b + d_a)^2}{b \cdot 8} = 1.9 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}$.

Напряжение в уголке: $\sigma := \frac{M}{W_y} = 108.8 \cdot \text{МПа} < R_{р.ст} \cdot m_{анк} = 229.5 \cdot \text{МПа}$.

Запас по несущей способности составляет $\frac{R_{р.ст} \cdot m_{анк} - \sigma}{R_{р.ст} \cdot m_{анк}} = 53 \cdot \%$.

Сваренные вместе уголки обладают еще большей несущей способностью, и поэтому их совместную работу не рассматриваем.

4.3. Расчет прочности приклейки деревянных накладок к стойке

Накладки, приклеенные к стойке в зоне опирания траверсы, подрезаются под углом $\alpha := 20^\circ$.

Это сделано для создания "прижимной" составляющей усилия накладок к стойке.

Расчетное сопротивление клеевых соединений на скалывание вдоль волокон $R_{ск} := 2.1 \text{ МПа}$ по [1, табл. 3]. Предварительно зададимся длиной накладки $l_{ск} := 70 \text{ см}$.

Подсчитаем среднюю величину расчетного сопротивления на скалывание $R_{ср.ск}$ по длине площадки скалывания: $\beta := 0.25$ - одностороннее скалывание по схеме а) [1, п.7.3],

$m_{анк} := 0.9$ - коэффициент, учитывающий неравномерность работы двух анкеров;

$m_{сл} := 0.95$ - учет влияния толщины слоя (ламели) на прочность древесины вдоль волокон;

$\gamma_{нсс} := 0.9$ - коэффициент надежности по сроку службы [1, табл.12];

$m_n := 1.2$ - коэффициент, учитывающий наличие кратковременной ветровой нагрузки.

$$R_{ср.ск} := \frac{R_{ск}}{1 + \beta \cdot \frac{l_{ск}}{e}} \cdot (m_{анк} \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{нсс} \cdot m_n) = 1.43 \cdot \text{МПа}.$$

Воспринимаемое усилие: $N := R_{ср.ск} \cdot l_{ск} \cdot b = 180.7 \cdot \text{кН} > N_p = 73.0 \cdot \text{кН}$.

Условие прочности приклейки накладок на скалывание составляет $\frac{N - N_p}{N_p} = 148 \cdot \%$.

Отношение $\frac{l_{ск}}{e} = 1.4 < 3$, однако в соответствии с [1, п.7.3] это отношение должно быть более 3.0. Это говорит о некорректности полученной величины $R_{ср.ск}$. Поэтому для повышения надежности работы клеевого шва (с целью восприятия возможных отрывающих напряжений в нем) устанавливаем в краевых зонах по два глухаря диаметром $d_{зп} := 16 \text{ мм}$ и длиной $l_{зп} := 150 \text{ мм}$.

Для создания наибольших обжимающих усилий N_c на участок клевого шва с максимальными значениями касательных напряжений поставлены упорные траверсы, которые опираются на торцы уступов под углом $\alpha = 20.0^\circ$ к горизонтالي.

Усилие прижима, равное $N_c := N_p \cdot \tan(\alpha) = 26.6 \text{ кН}$, воспринимается горизонтальными тяжами, площадь сечения брута и диаметр которых вычисляются следующим образом по условию :

$$A_{бр} \geq \frac{N_c}{2 \cdot R_{см} \cdot m_0 \cdot m_k}, \quad \text{где } m_k = 0.8, [5]; \quad m_0 = 0.8 [5] \text{ и прочность стали - } R_{см} := 210 \text{ МПа}.$$

$$A_{бр} := \frac{N_c}{2 \cdot R_{см} \cdot m_0 \cdot m_k} = 0.99 \cdot \text{см}^2, \quad d \geq \sqrt{\frac{A_{бр} \cdot 4}{\pi}}. \quad \text{Диаметр тяжа } d := \sqrt{\frac{A_{бр} \cdot 4}{\pi}} = 11.22 \text{ мм}.$$

Принимаем $d_{з.тяж} := 12 \text{ мм}$, а размер упорного уступа ($\frac{\delta_{нкл}}{\cos(\alpha)} = 106 \text{ мм}$) принимаем $a := 105 \text{ мм}$.

Длина горизонтального стяжного болта $l_{з.тяж} := h + 2 \cdot t_{тр} + 5 \cdot d_{з.тяж} = 62.0 \text{ см}$.

Проверим площадь уступа на смятие от усилия $N_{см} := N_p \cdot \cos(\alpha) = 68.6 \text{ кН}$.

Расчетное сопротивление древесины на смятие под углом $\alpha = 20.0^\circ$ к волокнам по [1, табл.3, п.2]:

при $R_{см,0} := 15 \text{ МПа}; \quad R_{см,90} := 3 \text{ МПа} - R_{см,\alpha} := \frac{R_{см,0}}{1 + \left(\frac{R_{см,0}}{R_{см,90}} - 1\right) \cdot \sin(\alpha)^3} \cdot (m_{анк} \cdot \gamma_{нсс} \cdot m_n) = 12.6 \text{ МПа}.$

Площадь смятия $F_{см} := \frac{a \cdot b}{\cos(\alpha)} = 201.1 \text{ см}^2.$

Напряжения смятия $\sigma_{см} := \frac{N_{см}}{F_{см}} = 3.4 \text{ МПа} < R_{см,\alpha} = 12.6 \text{ МПа}.$

Запас составляет $\frac{R_{см,\alpha} - \sigma_{см}}{R_{см,\alpha}} = 73\%.$

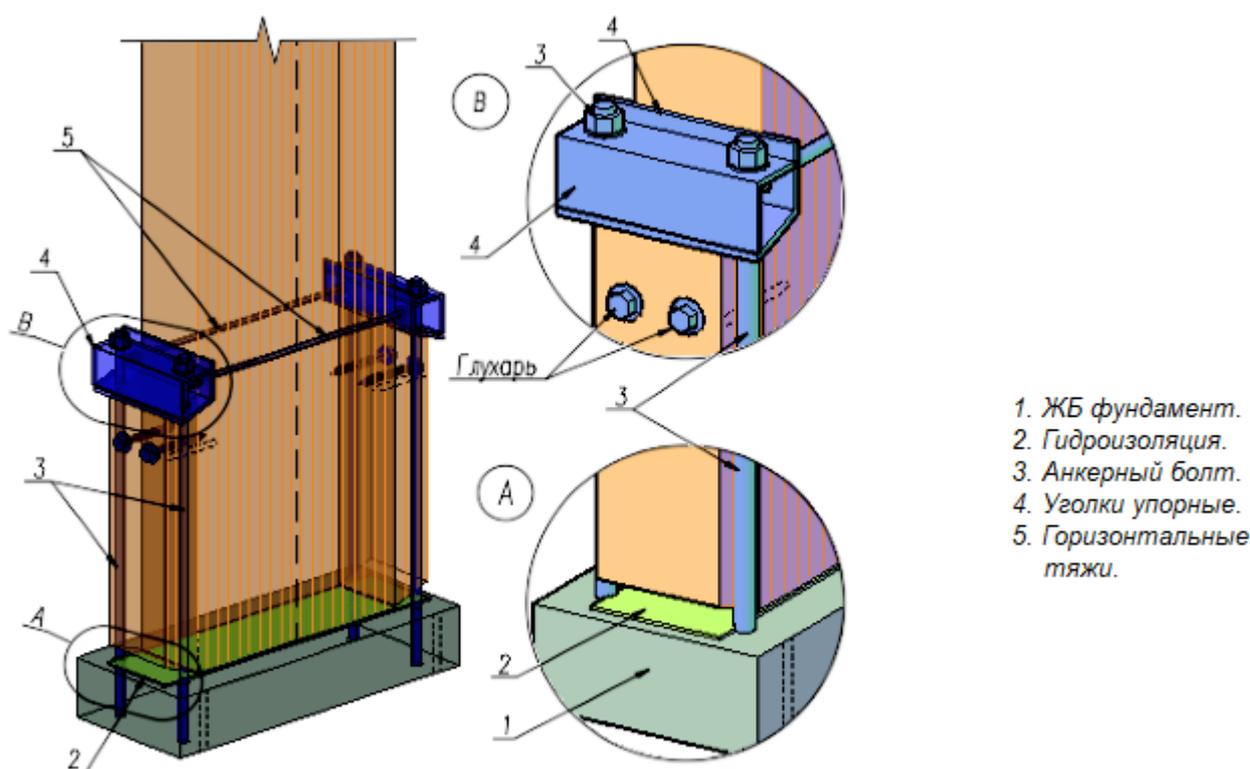


Рис. 2. Общий вид опорного узла стойки на приклеенных деревянных накладках

5. Расчет расхода материалов на конструкцию опорного узла стойки

5.1. Общий объем древесины "в деле" на одну стойку - (плотность древесины $\rho_{др} := 500 \frac{кгс}{м^3}$).

Объем древесины на одну стойку $V_{д.ст} := 1.1 \cdot \left[b \cdot \left(\frac{h + h_{верх}}{2} \right) \cdot H_{ст} \right] = 0.63 \cdot м^3$.

Объем деревянных накладок на одну стойку $V_{д.нкл} := 2 \cdot \delta_{нкл} \cdot l_{ск} \cdot b = 0.025 \cdot м^3$

Монтажный вес стойки составляет $G_{блк} := (V_{д.ст} + V_{д.нкл}) \cdot \rho_{др} = 325 \cdot кгс$.

5.2. Масса металлических элементов на 1 стойку (плотность стали $\rho_{ст} := 7850 \frac{кгс}{м^3}$).

Масса анкерных болтов (с учетом их длины $l_б := l_{ск} + b_{мр} + t_{мр} + 3 \cdot d_а = 85.5 \cdot см$)

$$G_{а.б} := 4 \cdot l_б \cdot \pi \cdot 0.25 \cdot d_а^2 \cdot \rho_{ст} = 5.4 \cdot кгс$$

Масса болтов-глухарей диаметром $d_{зл} = 16 \cdot мм$ длиной $l_{зл} = 150 \cdot мм$

$$G_{ст} := 1.05 \cdot 4 \cdot \left(\pi \cdot 0.25 \cdot d_{зл}^2 \cdot l_{зл} \cdot \rho_{ст} \right) = 1.0 \cdot кгс \quad (\text{с учетом запаса } 5\%)$$

Масса уголков траверсы при их длине $l_{мр} := b + d_а + 5 \cdot d_а = 27.6 \cdot см$

$$G_{мр} := 2 \cdot l_{мр} \cdot A_а \cdot \rho_{ст} = 6.0 \cdot кгс$$

Масса горизонтальных тяжей

$$G_{з.тяж} := 1.05 \cdot 2 \cdot \left(\pi \cdot 0.25 \cdot d_{з.тяж}^2 \cdot l_{з.тяж} \cdot \rho_{ст} \right) = 1.2 \cdot кгс$$

Тогда полная масса металлических деталей

$$G_{мет.1} := 1.02 \cdot (G_{а.б} + G_{ст} + G_{мр} + G_{з.тяж}) = 13.8 \cdot кгс \quad (\text{с учетом } 2\% \text{ на сварку})$$

5.3. Расход основных материалов на 1 кв. м (или на 100 кв. м) перекрываемой площади

Расход клееной древесины на стойки при числе рам $(n_{шаз} + 1) = 12$:

всего $V_{д} := 2 \cdot (V_{д.ст} + V_{д.нкл}) \cdot (n_{шаз} + 1) = 15.6 \cdot м^3$ - $\frac{(V_{д.ст} + V_{д.нкл}) \cdot 2}{L \cdot Ш} = 1.084 \cdot \frac{м^3}{100 \cdot м^2}$

Расход стали на все опоры здания :

всего $G_{мет} := 2 \cdot G_{мет.1} \cdot (n_{шаз} + 1) = 331 \cdot кгс$ - $\frac{2 \cdot G_{мет.1}}{L \cdot Ш} = 23.0 \cdot \frac{кгс}{100 \cdot м^2}$

Литература

- СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
- СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
- ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
- Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
- Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
- Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.
- Расчет стоек деревянного каркасного здания: метод. указания / Л. П. Каратеев. СПб.: СПбГАСУ, 2013. 52 с.
- СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. М.: Минстрой России, 2017. 140 с.

Пример 4.4.4. Жесткий узел крепления стойки к фундаменту с приклеенными деревянными накладками и анкерными болтами (4-й вариант)

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

(пункты расчета 1 - 3 см. в примерах 4.1.1 и 4.1.2)

4. Расчет жесткого опорного узла стойки в фундаменте

Запроектировать вариант жесткого зацебления в фундаменте клеодощатой стойки с помощью приклеенных деревянных накладок и анкерных болтов, передающих опорный изгибающий момент на фундамент. На стойки в поперечной раме опирается ригель: Тип ригеля = "Прямослойная" балка.

Пролет ригеля в осях $L := 20.0$ м. Шаг поперечных рам $Ш := 6.0$ м при числе шагов $n_{шаг} := 11$.

Усилия в анкерах рассчитываем только на постоянные вертикальные и временные горизонтальные нагрузки (ветер) без учета временной снеговой нагрузки, действующей на ригель и передающейся на стойку. При таком сочетании нагрузок доля опрокидывающих стойку усилий превышает долю прижимающих, ведь снеговая нагрузка увеличивает нормальную силу и не увеличивает изгибающий момент. Это означает, например, то, что в летний период, когда снега нет, ветер вызывает только опрокидывающие усилия. А зимой дополнительно к этому возникают прижимающие вертикальные усилия, предотвращающие опрокидывание.

Для уменьшения скалывающих напряжений на подошве стойки здесь применяются приклеенные накладки, причем они выполняются заподлицо с основанием стойки (рис. 1).

Действующие усилия и геометрические характеристики сечения стойки принимаем из расчета клеодощатой стойки в составе поперечной ригельно-стойечной рамы.

Сечение стойки в опоре : $b := 180$ мм и $h := 546$ мм. Высота верхнего сечения стойки $h_{верх} := 441$ мм.

Длина (высота) стойки $H_{ст} := 6.4$ м.

Площадь сечения стойки в опорной части $F_{рас} := b \cdot h = 983 \cdot \text{см}^2$;

Момент сопротивления сечения стойки $W_{рас} := \frac{b \cdot h^2}{6} = 8943 \cdot \text{см}^3$;

Нормальная сила в опоре стойки от постоянных нагрузок с учетом ограждения: $N_{п.ст} := 45.9$ кН.

Изгибающий момент у основания стойки: $M := 44.3$ кН·м.

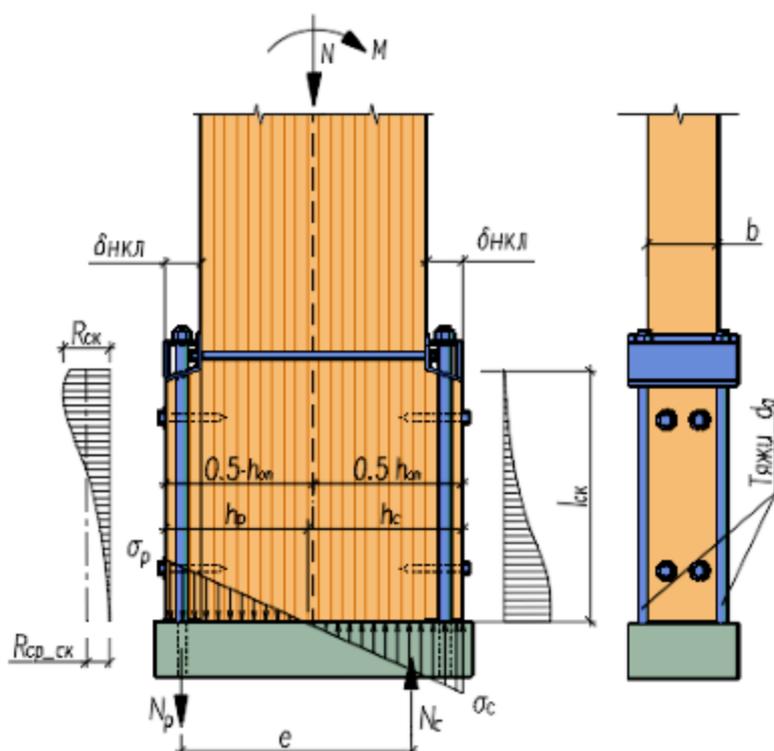


Рис. 1. Узел крепления стойки с уширением опорной части стойки

4.1. Определение усилий и напряжений в опорном узле

Толщину накладок принимаем одинаковой с каждой стороны $\delta_{\text{нкл}} := 100 \text{ мм}$.

Таким образом, общая высота опорного сечения стойки с учетом накладок составит

$$h_{\text{оп}} := h + (2 \cdot \delta_{\text{нкл}}) = 74.6 \text{ см}, \text{ ширина сечения } b = 18.0 \text{ см}.$$

Анкерные тяжи располагаем по центру толщины накладок.

Геометрические характеристики опорного сечения:

Площадь сечения $F := b \cdot h_{\text{оп}} = 1343 \text{ см}^2$, момент сопротивления $W := \frac{b \cdot h_{\text{оп}}^2}{6} = 16695 \text{ см}^3$.

Подсчитаем напряжения растяжения и сжатия у основания стойки при расчетном сопротивлении древесины $R_c := 13.6 \text{ МПа}$, гибкости в плоскости рамы $\lambda_x := \frac{H_{\text{см}} \cdot 2.2}{0.289 \cdot h} = 89$ и коэффициенте

продольного изгиба $\varphi := \frac{3000}{\lambda_x^2} = 0.38$ коэффициент $\xi_p := 1 - \frac{N_{\text{пп.см}}}{F \cdot \varphi \cdot R_c} = 0.93$.

Напряжения на подошве стойки определим по формуле: $\sigma_{\text{с.р.}} = \frac{-N_{\text{пп.см}}}{F} \pm \frac{M_{\partial}}{W \cdot \xi_p}$;

Напряжения "отрыва" подошвы в зоне растяжения - $\sigma_{\text{р.уш}} := \frac{-N_{\text{пп.см}}}{F} + \frac{M}{W \cdot \xi_p} = 2.5 \text{ МПа}$.

Сжимающие напряжения подошвы уширения - $\sigma_{\text{с.уш}} := \frac{-N_{\text{пп.см}}}{F} - \frac{M}{W \cdot \xi_p} = -3.2 \text{ МПа}$.

Размер сжатой зоны по подошве стойки: $h_c := \frac{h_{\text{оп}} \cdot |\sigma_{\text{с.уш}}|}{|\sigma_{\text{с.уш}}| + \sigma_{\text{р.уш}}} = 41.8 \text{ см}$.

Размер растянутой зоны по подошве стойки $h_p := \frac{\sigma_{\text{р.уш}} \cdot h_{\text{оп}}}{|\sigma_{\text{с.уш}}| + \sigma_{\text{р.уш}}} = 32.8 \text{ см}$.

Подсчитаем усилие растяжения в анкерных тяжах: плечо $e := h_p - \frac{\delta_{\text{нкл}}}{2} + \frac{2}{3} \cdot h_c = 55.7 \text{ см}$.

при $\lambda_y := 60$, $\xi := 1 - \frac{\lambda_y^2 \cdot N_{\text{пп.см}}}{3000 F \cdot R_c} = 0.97$.

Это усилие в анкерных тяжах составляет $N_p := \frac{M}{e \cdot \xi} - \frac{N_{\text{пп.см}} \cdot \left(0.5 \cdot h_{\text{оп}} - \frac{h_c}{3}\right)}{e} = 62.8 \text{ кН}$.

4.2. Расчет анкерных болтов и траверсы

Подсчитаем требуемую площадь сечения брутто двух анкерных тяжей:

$$2 \cdot F_{\text{а_мр}} \geq \frac{N_p}{R_{\text{р.см}} \cdot m_{\text{о}} \cdot m_{\text{к}}},$$

где $m_{\text{осп}} := 0.85$ - коэффициент, учитывающий ослабление резьбой;

$m_{\text{к}} := 0.8$ - коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений в зоне резьбы;

$m_{\text{анк}} := 0.9$ - коэффициент, учитывающий неравномерность работы двух анкеров;

$m_{\text{н}} := 1.2$ - коэффициент, учитывающий наличие кратковременной ветровой нагрузки;

$R_{\text{р.см}} := 255 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление для стали С 255.

Из этого условия получим требуемый диаметр анкерного болта:

Требуемая площадь анкерного болта: $F_{\text{а_мр}} := \frac{N_p}{2 \cdot R_{\text{р.см}} \cdot m_{\text{осп}} \cdot m_{\text{к}} \cdot m_{\text{анк}} \cdot m_{\text{н}}} = 1.7 \text{ см}^2$,

Требуемый диаметр $d \geq \sqrt{\frac{F_{a_mp} \cdot 4}{\pi}}$. Принимаем диаметр анкерных болтов $d_a := 16 \text{ мм}$.

В качестве **траверсы, воспринимающей усилие анкеров**, принимаем два уголка по сортаменту ГОСТ 8509 _____, один из которых (нижний) разогнут полками на угол α для создания прижимных усилий на боковую деревянную накладку. Вторым уголком развернут навстречу и приварен к первому так, что вместе они образуют четырехугольную траверсу, см. рис. 1. Верхний уголок прижимает перо нижнего уголка к скошенной части боковой нагрузки и тем самым создается прижим накладки к телу стойки.

Ширина полки верхнего стального уголка $b_{mp} := 100 \text{ мм}$. Толщина полки $t_{mp} := 7 \text{ мм}$.

Момент сопротивления $W_y := 17.90 \text{ см}^3$; расстояние до центра тяжести $y_0 := 27.1 \text{ мм}$.

Площадь сечения уголка траверсы $A_a := 15.60 \text{ см}^2$. Расстояние $z_{max} := b_{mp} - y_0 = 7.29 \text{ см}$.

Погонная нагрузка на уголок от отвода накладки $q := \frac{N_p}{b} = 3.5 \frac{\text{кН}}{\text{см}}$.

Расчетный изгибающий момент в уголке $M := \frac{N_p \cdot (b + d_a)^2}{b \cdot 8} = 1.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Напряжение в уголке: $\sigma := \frac{M}{W_y} = 93.6 \text{ МПа} < R_{p,cm} \cdot m_k = 204.0 \text{ МПа}$.

Запас по несущей способности составляет $\frac{R_{p,cm} \cdot m_k - \sigma}{R_{p,cm} \cdot m_k} = 54\%$.

Сваренные вместе уголки обладают еще большей несущей способностью, и поэтому их совместную работу не рассматриваем.

Конструктивно с каждой стороны упорных уступов в краевых зонах поставлены глухари диаметром 12 мм, длиной 190 мм с целью повышения надежности работы клеевых швов (погашения возможных отрывающих - растягивающих напряжений поперек волокон).

4.3. Расчет прочности приклейки деревянных накладок к стойке

Накладки, приклеенные к стойке в зоне опирания траверсы, подрезаются под углом $\alpha := 25^\circ$. Это сделано для создания "прижимной" составляющей усилия накладок к стойке.

Расчетное сопротивление клеевых соединений на скалывание вдоль волокон $R_{ск} := 2.1 \text{ МПа}$ по [1, табл. 3]. Предварительно зададимся длиной накладки $l_{ск} := 70 \text{ см}$.

Подсчитаем среднюю величину расчетного сопротивления на скалывание по длине площадки скалывания: $\beta := 0.25$ - одностороннее скалывание по схеме г) [1, п. 7.3],

$m_{анк} := 0.9$ - коэффициент, учитывающий неравномерность работы двух анкеров;

$m_{сл} := 0.95$ - учет влияния толщины слоя (ламель) на прочность древесины вдоль волокон;

$\gamma_{нсс} := 0.9$ - коэффициент надежности по сроку службы [1, табл. 12];

$m_n := 1.2$ - коэффициент, учитывающий наличие кратковременной ветровой нагрузки.

$$R_{ср,ск} := \frac{R_{ск}}{1 + \beta \cdot \frac{l_{ск}}{e}} \cdot (m_{анк} \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{нсс} \cdot m_n) = 1.48 \text{ МПа}.$$

Воспринимаемое усилие: $N := R_{ср,ск} \cdot l_{ск} \cdot b = 185.9 \text{ кН}$ $N_p = 62.8 \text{ кН}$.

Условие прочности приклейки накладок на скалывание составляет $\frac{N - N_p}{N_p} = 196\%$.

Отношение $\frac{l_{ск}}{e} = 1.3 < 3$, однако в соответствии с [1, п. 7.3] это отношение должно быть более 3.0. Это говорит о некорректности полученной величины $R_{ср,ск}$. Поэтому для повышения надежности работы клеевого шва (с целью восприятия возможных отрывающих напряжений в нем)

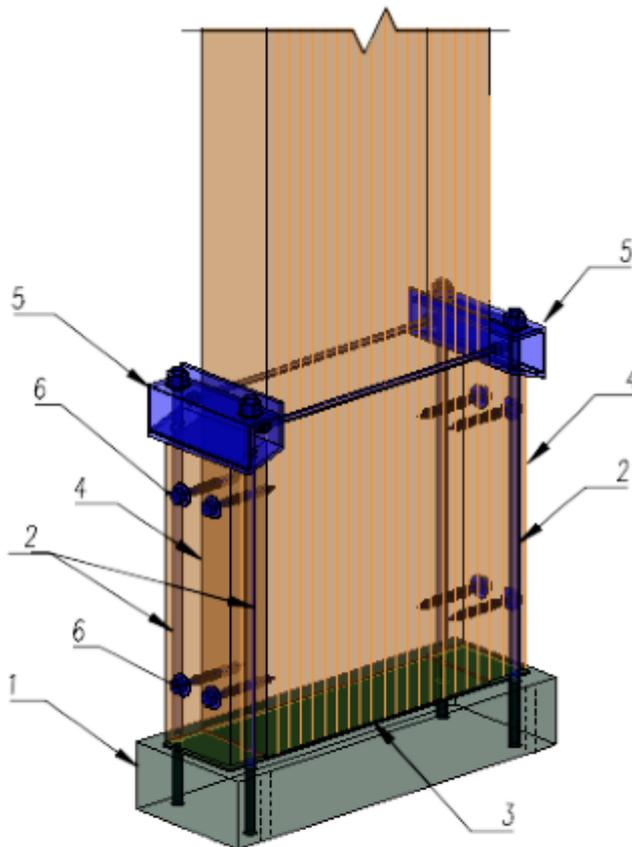
устанавливаем в краевых зонах по два глухаря диаметром $d_{зп} := 16\text{ мм}$ и длиной $l_{зп} := 150\text{ мм}$.

Для создания наибольших обжимающих усилий N_c на участок клевого шва с максимальными значениями касательных напряжений поставлены упорные траверсы, которые опираются на торцы уступов под углом $\alpha = 25.0^\circ$ к горизонтали.

Усилие прижима, равное $N_c := N_p \cdot \tan(\alpha) = 29.3 \cdot \text{кН}$, воспринимается горизонтальными тяжами, площадь сечения брутто и диаметр которых вычисляются следующим образом по условию:

$$A_{бр} \geq \frac{N_c}{2 \cdot R_{см} \cdot m_0 \cdot m_k}, \quad \text{где } m_k := 0.8, [5]; \quad m_0 := 0.8 [5] \text{ и прочность стали - } R_{см} := 210 \text{ МПа}.$$

$$A_{бр} := \frac{N_c}{2 \cdot R_{см} \cdot m_0 \cdot m_k} = 1.09 \cdot \text{см}^2, \quad d \geq \sqrt{\frac{A_{бр} \cdot 4}{\pi}}. \quad \text{Диаметр тяжа } d := \sqrt{\frac{A_{бр} \cdot 4}{\pi}} = 11.8 \cdot \text{мм}.$$



1. ЖБ фундамент.
2. Анкерные болты (тяги).
3. Гидроизоляция.
4. Приклеенные деревянные накладки.
5. Траверса из стальных уголков.
6. Винты-глухаря для прижима деревянных накладок.

Отметка опирания стойки на фундамент должна быть выше отметки чистого пола.

Рис. 2. Общий вид опорного узла стойки с уширением опорной части

Принимаем $d_{з.тяги} := 12\text{ мм}$, а размер упорного уступа ($\frac{\delta_{нкп}}{\cos(\alpha)} = 110 \cdot \text{мм}$) принимаем $a := 105\text{ мм}$.

Длина горизонтального стяжного болта $l_{з.тяги} := h + 2 \cdot t_{тр} + 5 \cdot d_{з.тяги} = 62.0 \cdot \text{см}$.

Проверим площадь уступа на смятие от усилия $N_{см} := N_p \cdot \cos(\alpha) = 56.9 \cdot \text{кН}$.

Расчетное сопротивление древесины на смятие под углом $\alpha = 25.0^\circ$ к волокнам по [1, табл.3, п.2]:

при $R_{см,0} := 15\text{ МПа}; \quad R_{см,90} := 3\text{ МПа} - R_{см,\alpha} := \frac{R_{см,0}}{1 + \left(\frac{R_{см,0}}{R_{см,90}} - 1\right) \cdot \sin(\alpha)^3} \cdot (m_{анк} \cdot \gamma_{нсс} \cdot m_n) = 11.2 \cdot \text{МПа}.$

Площадь смятия $F_{см} := \frac{a \cdot b}{\cos(\alpha)} = 208.5 \cdot \text{см}^2.$

Напряжения смятия $\sigma_{см} := \frac{N_{см}}{F_{см}} = 2.7 \cdot \text{МПа} < R_{см,\alpha} = 11.2 \cdot \text{МПа}.$

Запас составляет $\frac{R_{см,\alpha} - \sigma_{см}}{R_{см,\alpha}} = 76 \cdot \%$.

5. Расчет расхода материалов на конструкцию опорного узла стойки

5.1. Общий объем древесины "в деле" на одну стойку - (плотность древесины $\rho_{др} := 500 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$)

Объем древесины на одну стойку $V_{д.ст} := 1.1 \cdot b \cdot \left(\frac{h + h_{верх}}{2} \right) \cdot H_{ст} = 0.63 \cdot \text{м}^3$.

Объем деревянных накладок на одну стойку $V_{д.нкл} := 2 \cdot \delta_{нкл} \cdot l_{ск} \cdot b = 0.025 \cdot \text{м}^3$.

Монтажный вес стойки составляет $G_{блк} := (V_{д.ст} + V_{д.нкл}) \cdot \rho_{др} = 325 \cdot \text{кгс}$.

5.2. Масса металлических элементов на 1 стойку (плотность стали $\rho_{ст} := 7850 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$)

Масса анкерных болтов (с учетом их длины $l_б := l_{ск} + b_{тр} + t_{тр} + 3 \cdot d_а = 85.5 \text{ см}$)

$$G_{а.б} := 4 \cdot l_б \cdot \pi \cdot 0.25 \cdot d_а^2 \cdot \rho_{ст} = 5.4 \cdot \text{кгс}.$$

Масса болтов-глухарей диаметром $d_{зп} = 16 \text{ мм}$ длиной $l_{зп} = 150 \text{ мм}$

$$G_{ст} := 1.05 \cdot 4 \cdot \left(\pi \cdot 0.25 \cdot d_{зп}^2 \cdot l_{зп} \cdot \rho_{ст} \right) = 1.0 \cdot \text{кгс} \quad (\text{с учетом запаса } 5\%)$$

Масса уголков траверсы при их длине $l_{тр} := b + d_а + 5 \cdot d_а = 27.6 \text{ см}$.

$$G_{тр} := 2 \cdot l_{тр} \cdot A_а \cdot \rho_{ст} = 6.8 \cdot \text{кгс}.$$

Масса горизонтальных тяжей

$$G_{з.тяж} := 1.05 \cdot 2 \cdot \left(\pi \cdot 0.25 \cdot d_{з.тяж}^2 \cdot l_{з.тяж} \cdot \rho_{ст} \right) = 1.2 \cdot \text{кгс}.$$

Тогда полная масса металла

$$G_{мет.1} := 1.02 \cdot (G_{а.б} + G_{ст} + G_{тр}) = 13.4 \cdot \text{кгс} \quad (\text{с учетом } 2\% \text{ на сварку}).$$

5.3. Расход основных материалов на 1 кв. м (или на 100 кв. м) перекрываемой площади

Расход клееной древесины на стойки при числе рам $(n_{шаз} + 1) = 12$:

всего $V_{д} := 2 \cdot (V_{д.ст} + V_{д.нкл}) \cdot (n_{шаз} + 1) = 15.6 \cdot \text{м}^3$ - $\frac{(V_{д.ст} + V_{д.нкл}) \cdot 2}{L \cdot Ш} = 1.084 \cdot \frac{\text{м}^3}{100 \cdot \text{м}^2}$

Расход стали на все опоры здания :

всего $G_{мет} := 2 \cdot G_{мет.1} \cdot (n_{шаз} + 1) = 322 \cdot \text{кгс}$ - $\frac{2 \cdot G_{мет.1}}{L \cdot Ш} = 22.4 \cdot \frac{\text{кгс}}{100 \cdot \text{м}^2}$

Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
6. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.
7. Расчет стоек деревянного каркасного здания: метод. указания / Л. П. Каратеев. СПб.: СПбГАСУ, 2013. 52 с.
8. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. М.: Минстрой России, 2017. 140 с.

Пример 4.4.5. Жесткий узел крепления стойки к фундаменту с помощью клеенных стержней в уширения опорной части (5-й вариант)

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

(пункты расчета 1 - 3 см. в примерах 4.1.1 и 4.1.2)

4. Расчет жесткого опорного узла стойки в фундаменте

Запроектировать вариант жесткого заземления в фундаменте клеодощатой стойки с помощью клеенных стержней в уширениях опорной части.

На стойки в поперечной раме опирается ригель : Тип ригеля = "Прямослойная" балка .

Пролет ригеля в осях $L := 20.0\text{м}$. Шаг поперечных рам $Ш := 6.0\text{м}$ при числе шагов $n_{шаг} := 11$.

Усилия в анкерах рассчитываем только на постоянные вертикальные и временные горизонтальные нагрузки (ветер) без учета временной снеговой нагрузки, действующей на ригель и передающейся на стойку. При таком сочетании нагрузок доля опрокидывающих стойку усилий превышает долю прижимающих, ведь снеговая нагрузка увеличивает нормальную силу и не увеличивает изгибающий момент. Это означает, например, то, что в летний период, когда снега нет, ветер вызывает только опрокидывающие усилия. А зимой дополнительно к этому возникают прижимающие вертикальные усилия, предотвращающие опрокидывание.

На рис. 1 приведена конструкция опорного узла на клеенных в уширениях стойки анкерных тяжах. Анкерные стержни выполнены из арматуры периодического профиля класса А-300, предварительно очищены, обезжирены и клеены на эпоксидном компаунде в профрезерованные пазы в процессе изготовления стойки.

Действующие усилия и геометрические характеристики сечения стойки принимаем из расчета клеодощатой стойки в составе поперечной ригельно-стойечной рамы.

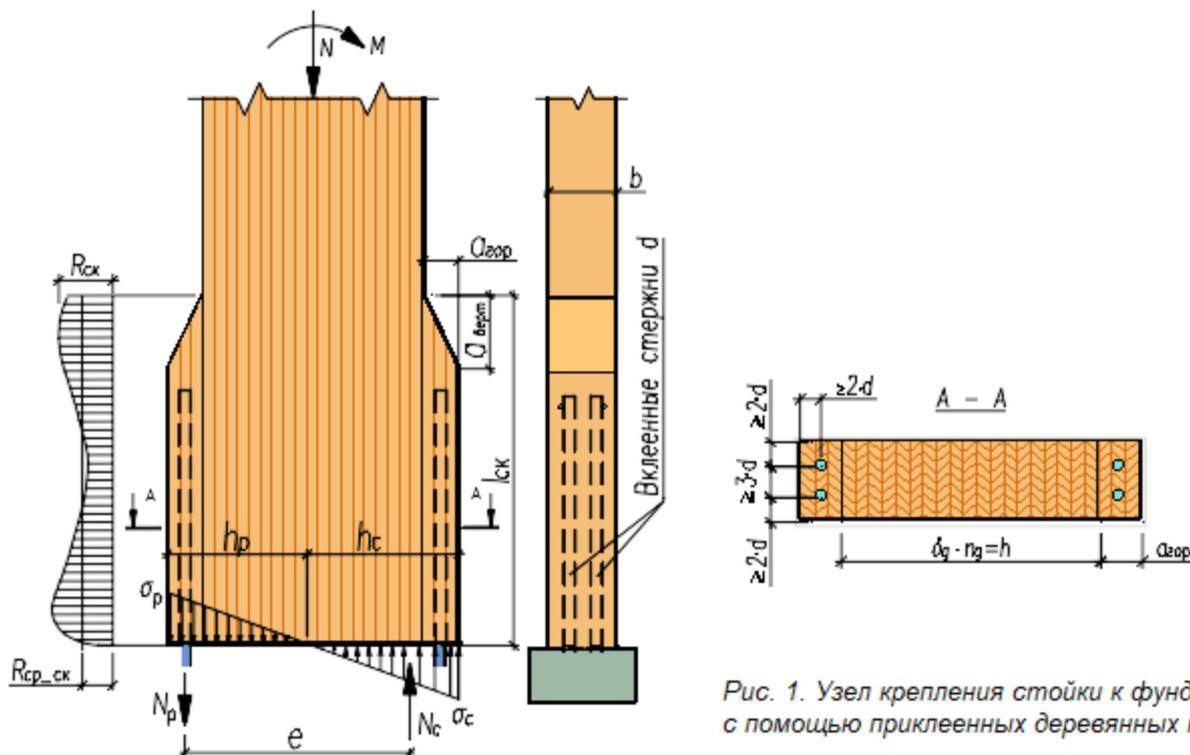


Рис. 1. Узел крепления стойки к фундаменту с помощью приклеенных деревянных накладок

Действующие усилия и геометрические характеристики сечения стойки принимаем из расчета клеодощатой стойки в составе поперечной ригельно-стойечной рамы.

Сечение стойки в опоре: $b := 200\text{ мм}$ и $h := 600\text{ мм}$. Высота верхнего сечения стойки $h_{верх} := 441\text{ мм}$.
 Высота (длина) стойки $H_{см} := 6.4\text{ м}$.

Площадь сечения стойки в опорной части

$$F_{рас} := b \cdot h = 1200 \cdot \text{см}^2;$$

Момент сопротивления сечения стойки

$$W_{рас} := \frac{b \cdot h^2}{6} = 12000 \cdot \text{см}^3;$$

Нормальная сила в опоре стойки от постоянных нагрузок с учетом ограждения: $N_{\text{нп.см}} := 45.9 \text{ кН}$.
 Изгибающий момент при тех же нагрузках у основания стойки: $M := 44.3 \text{ кНм}$.

4.1. Определение усилий и напряжений в опорном узле

Уширение принимаем толщиной по $a_{\text{зоп}} := 100 \text{ мм}$ с каждой стороны, но не более $0.25 \cdot h = 15.0 \cdot \text{см}$.
 Таким образом, общая высота опорного сечения стойки $h_{\text{оп}} := h + (2 \cdot a_{\text{зоп}}) = 800.0 \cdot \text{мм}$. Анкерные тяжи клеиваем по центру толщины уширенных частей.

Геометрические характеристики опорного сечения:

Площадь сечения на обресе фундамента составит $F := b \cdot h_{\text{оп}} = 1600.0 \cdot \text{см}^2$.

Момент сопротивления соответственно $W := \frac{b \cdot h_{\text{оп}}^2}{6} = 21333.3 \cdot \text{см}^3$.

Подсчитаем напряжения растяжения и сжатия у основания стойки при $R_c := 13.6 \text{ МПа}$, гибкости в плоскости рамы $\lambda_x := \frac{H_{\text{см}} \cdot 2.2}{0.289 \cdot h} = 81$ и коэффициенте продольного изгиба $\varphi := \frac{3000}{\lambda_x^2} = 0.46$

коэффициент $\xi_p := 1 - \frac{N_{\text{нп.см}}}{F \cdot \varphi \cdot R_c} = 0.95$.

Напряжения на подошве стойки определим по формуле: $\sigma_{\text{с.р.}} = \frac{-N_{\text{нп.см}}}{F} \pm \frac{M_{\theta}}{W \cdot \xi_p}$.

Напряжения "отрыва" подошвы в зоне растяжения - $\sigma_{\text{р.уш}} := \frac{-N_{\text{нп.см}}}{F} + \frac{M}{W \cdot \xi_p} = 1.9 \cdot \text{МПа}$.

Сжимающие напряжения подошвы уширения - $\sigma_{\text{с.уш}} := \frac{-N_{\text{нп.см}}}{F} - \frac{M}{W \cdot \xi_p} = -2.5 \cdot \text{МПа}$.

Размер сжатой зоны по подошве стойки:

$$h_c := \frac{h_{\text{оп}} \cdot |\sigma_{\text{с.уш}}|}{|\sigma_{\text{с.уш}}| + \sigma_{\text{р.уш}}} = 45.3 \cdot \text{см}.$$

Размер растянутой зоны по подошве стойки:

$$h_p := \frac{\sigma_{\text{р.уш}} \cdot h_{\text{оп}}}{|\sigma_{\text{с.уш}}| + \sigma_{\text{р.уш}}} = 34.7 \cdot \text{см}.$$

Расстояние от центральной оси до оси анкерного тяжа составляет $s := \frac{h_{\text{оп}}}{2} - \frac{a_{\text{зоп}}}{2} = 35.0 \cdot \text{см}$.

При диаметре клеенных стержней $d_a := 18 \text{ мм}$, плечо действующих сил (растягивающего в тяже и равнодействующей сжимающей эпюры) $e := \left(h_p - \frac{a_{\text{зоп}}}{2} \right) + \frac{2}{3} \cdot h_c = 59.9 \cdot \text{см}$; расстояние от центральной оси до равнодействующей сжимающей эпюры составит $t := e - s = 24.9 \cdot \text{см}$.

Подсчитаем растягивающее усилие при $\lambda_x = 81.2$ и $\xi := 1 - \frac{\lambda_x^2 \cdot N_{\text{нп.см}}}{3000 F \cdot R_c} = 0.95$.

Это усилие в анкерных стержнях составляет

$$N_p := \frac{M}{e \cdot \xi} - \frac{N_{\text{нп.см}} \cdot t}{e} = 58.5 \cdot \text{кН}.$$

Расчетное сопротивление арматурной стали **A300** составляет $R_s := 295 \text{ МПа}$.

В двух тросах возникают растягивающие напряжения $\sigma_{\text{тяж}} := \frac{N_p}{2 \cdot \pi \cdot 0.25 \cdot d_a^2} = 114.9 \cdot \text{МПа}$.

Запас по прочности стержней на **растяжение** составляет $\frac{R_s - \sigma_{\text{тяж}}}{R_s} = 61\%$.

4.2. Расчет на скалывание участков уширения

Длина клеиваемого стержня должна быть в пределах $10 \cdot d \leq l_{\text{см}} \leq 30 \cdot d$
 ($10 \cdot d_a = 180 \cdot \text{мм} < l_{\text{см}} < 30 \cdot d_a = 540 \cdot \text{мм}$).

Примем длину клеенного стержня $l_{\text{анк.см}} := 750 \text{ мм}$. Предварительно зададимся длиной накладки $l_{\text{ск}} := 850 \text{ мм}$ на $100 - 200 \text{ мм}$ больше длины клеенного стержня.

Подсчитаем среднюю величину расчетного сопротивления на скалывание $R_{\text{ср.ск}}$ по длине площадки скалывания: коэффициент $\beta := 0.125$ - промежуточное скалывание по схеме в) [1, п. 7.3],

$e = 59.9 \cdot \text{см}$ - плечо момента сил скалывания;

$\frac{l_{\text{ск}}}{e} = 1.4$ - это отношение не должно быть меньше 3.0. Если оно не выполняется, то

это говорит о некорректности полученной величины $R_{\text{ср.ск}}$. Поэтому для повышения надежности работы клееного шва необходимо будет предусмотреть усиление узла для восприятия возможных отрывающих напряжений поперек волокон древесины;

$R_{\text{ск}} := 0.21 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ - расчетное сопротивление местному скалыванию в клеевых соединениях

для максимального напряжения вдоль волокон по [1, табл. 3];

$m_{\text{сл}} := 0.95$ - учет влияния толщины слоя (ламели) на прочность древесины вдоль волокон;

$\gamma_{\text{нсс}} := 0.9$ - коэффициент надежности по сроку службы [1, табл. 12];

$m_{\text{н}} := 1.2$ - коэффициент, учитывающий наличие кратковременной ветровой нагрузки.

Тогда
$$R_{\text{ср.ск}} := \frac{R_{\text{ск}}}{1 + \beta \cdot \frac{l_{\text{ск}}}{e}} \cdot (m_{\text{сл}} \cdot \gamma_{\text{нсс}} \cdot m_{\text{н}}) = 0.183 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Очевидно, что усилие, вызывающее скалывание, равно усилию, возникающему в стержне.

Тогда касательные напряжения составят $\tau_{\text{ск}} := \frac{N_p}{b \cdot l_{\text{ск}}} = 0.034 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$.

Проверим условие прочности древесины на скалывание частей уширения стойки.

Запас составляет $\frac{R_{\text{ср.ск}} - \tau_{\text{ск}}}{R_{\text{ср.ск}}} = 81\%$.

4.3. Расчет клеенных стержней в уширения стойки

Диаметр анкерных клеенных стержней был принят $d_a = 18 \cdot \text{мм}$.

Подсчитаем расчетную несущую способность клеенных стержней на выдергивание:
 $n := 2$ - количество стержней, $l_{\text{анк.см}} = 750 \cdot \text{мм}$ - длина клеивания стержня,

$m_{\text{анк}} := 0.9$ - коэффициент, учитывающий неравномерность работы двух анкеров;

$m_{\text{сл}} = 0.95$ - учет влияния толщины слоя (ламели) на прочность древесины вдоль волокон;

$\gamma_{\text{нсс}} = 0.9$ - коэффициент надежности по сроку службы [1, табл. 12];

$m_{\text{н}} = 1.2$ - коэффициент, учитывающий наличие кратковременной ветровой нагрузки.

$k_c := 1.2 - 0.02 \cdot \frac{l_{\text{анк.см}}}{d_a} = 0.37$ - учитывает неравномерность распределения напряжений скалывания;

$\delta := 5 \text{ мм}$ - превышение диаметра отверстия над диаметром стержня.

Расчетная несущая способность вклеенных стержней на **выдергивание** составит
 $T := n \cdot R_{ск} \cdot \pi \cdot (d_a + \delta) \cdot l_{анк.ст} \cdot k_c = 83.5 \cdot \text{кН} > N_p = 58.5 \cdot \text{кН}$.

Запас по несущей способности на скалывание $\frac{T - N_p}{T} = 30\%$.

На скошенных кромках уширения опорного сечения в соответствии с [1, п. 8.14] следует проверить дополнительные напряжения на площадках, параллельных волокнам древесины. Зададим катет скоса по вертикали - $a_{верт} := 200 \text{ мм}$.

Угол скошенных кромок составляет $\beta := \text{atan}\left(\frac{a_{гор}}{a_{верт}}\right) = 26.6^\circ$. Не рекомендуется принимать

величину скоса, при которой угол β составлял бы менее 25° . Нормальные краевые напряжения в стойке в месте ее уширения (при высоте сечения опорной части стойки $h_{оп} = 800 \text{ мм}$) составляют $\sigma_{с.уш} = -2.5 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на растяжение поперек волокон - $R_{p,90} := 0.1 \text{ МПа}$.

Дополнительные **касательные** напряжения по формуле (73) [1, п.8. 14] составляют:

$$\Delta\tau := |\sigma_{с.уш}| \cdot \tan(\beta) = 1.2 \cdot \text{МПа} < R_{ср.ск} = 1.8 \cdot \text{МПа}$$

Запас составляет $\frac{R_{ср.ск} - \Delta\tau}{R_{ср.ск}} = 32.7\%$.

Дополнительные **растягивающие** напряжения поперек волокон составляют:

$$\Delta\sigma_{p,90} := |\sigma_{p,уш}| \cdot \tan^2(\beta) = 0.47 \cdot \text{МПа} > R_{p,90} = 0.1 \cdot \text{МПа}$$

Запас составляет $\frac{R_{p,90} - \Delta\sigma_{p,90}}{R_{p,90}} = -372.7\%$.

Если условие не выполняется (т.е. запас меньше нуля), то следует изменить параметры уширения стойки (величину скоса $a_{верт}$ и толщину уширения $a_{гор}$).

Если и это не помогает, то необходимо усилить участки уширения с помощью винтов-саморезов или вклеенных стержней, установленных поперек волокон.

4.4. Расчет винтов-глухарей для усиления участков уширения стойки (вариант усиления 1)

Оценим усилие растяжения поперек волокон, распределенное на квадратной площадке размером $F_{p,90} := b^2 = 400.0 \cdot \text{см}^2$. Площадка расположена вертикально в районе скосов уширения, где будем устанавливать вклеенные стержни или винты-глухаря.

Очевидно, возникающее на ней усилие составит $N_{скос} := \Delta\sigma_{p,90} \cdot F_{p,90} = 1927.9 \cdot \text{кгс}$.

Это усилие может быть воспринято, например, винтами-глухарями с площадью сечения цельной неразрезанной части, равной

$$F_{тр.винт} := \frac{N_{скос}}{R_s} = 64 \cdot \text{мм}^2$$

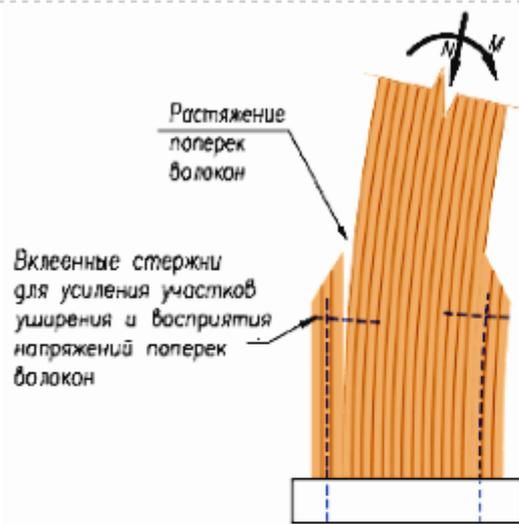
Рабочая площадь винта-самореза с внешним диаметром $d_{винт.смп} := 14 \text{ мм}$ составляет примерно половину от диаметра $F_{винт.смп} := \pi \cdot 0.25 \cdot (0.5 \cdot d_{винт.смп})^2 = 38 \cdot \text{мм}^2$.

Таким образом, для восприятия растягивающих усилий достаточно принять

$$n_{винт.смп} := \text{ceil}\left(\frac{F_{тр.винт}}{2F_{винт.смп}}\right) = 2 \text{ шт. (принимаем четное число саморезов с каждой стороны)}$$

Длину винта-самореза принимаем не менее двойной толщины участков уширения

$$l_{винт.смп} := 2 \cdot a_{гор} = 20 \cdot \text{см}$$



Если и при этих изменениях условие все же не выполняется, то следует выполнить усиление, прижимающее уширенную часть с помощью, например, клеенных стержней или винтов-глухарей (типа "SPAX") поперек волокон древесины в верхней части участков уширения до скоса.

Если вариант применения винтов "SPAX" неприемлем, то можно применить клеенные стержни

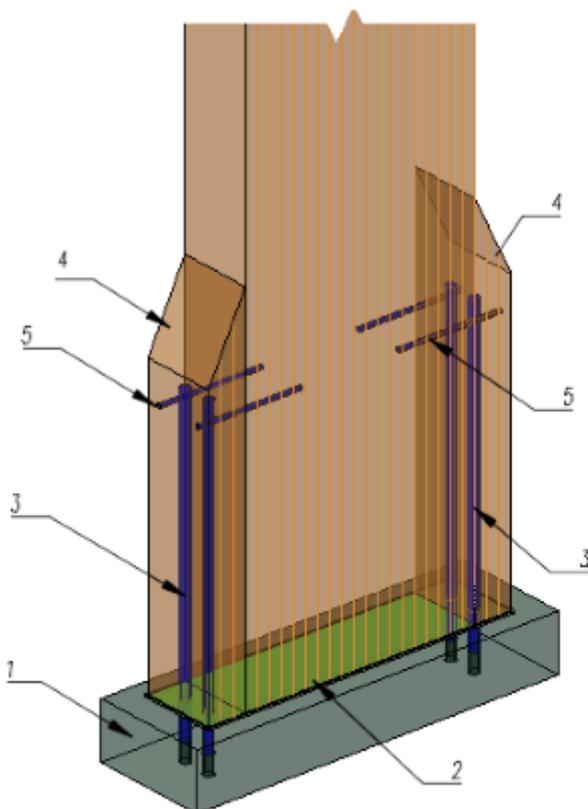
Рис. 2. Картина возможного разрушения от растягивающих напряжений поперек волокон в участках уширения стойки

4.5. Расчет клеенных стержней для усиления участков уширения стойки (вариант усиления 2)

Величину усилия, на которое следует подобрать клеенный стержень, можно определить по условной площадке, на которой возникают растягивающие напряжения поперек волокон. Ширину этой площадки примем равной ширине стойки $b = 200 \cdot \text{мм}$, (то есть $b \times b = b^2 = 400 \cdot \text{см}^2$).

Тогда отрывающее усилие поперек волокон составит $N_{p,90} := \Delta\sigma_{p,90} \cdot b^2 = 18.9 \cdot \text{кН}$.

Примем клеенные стержни диаметром $d_2 := 12 \text{ мм}$.



1. ЖБ фундамент.
2. Гидроизоляция.
3. Анкерные клеенные стержни.
4. Приклеенные деревянные накладки.
5. Дополнительные клеенные стержни (или винты-саморезы) для усиления участков уширения стойки.

Отметка опирания стойки на фундамент должна быть выше отметки чистого пола.

Рис. 3. Узел крепления стойки с клеенными стержнями в уширения опорной части

Рассчитаем прочность стержня на выдергивание из "тела" стойки и отдельно из накладки уширения.

1. Подсчитаем расчетную несущую способность клеенных стержней на выдергивание поперек волокон из "тела" стойки: $n_1 := 2$ - количество стержней, длина клеивания $l_{см.1} := 15 \cdot d_2 = 180 \cdot \text{мм}$

в пределах $10d - 30d$. Коэффициент $k_c := 1.2 - 0.02 \cdot \frac{l_{см.1}}{d_2} = 0.90$ - учитывающий неравномерность

распределения напряжений скалывания; $\delta := 5 \text{ мм}$ - превышение диаметра отверстия над диаметром стержня (принимать 4-6 мм).

Расчетная несущая способность клеенных стержней составит :

$$T_1 := n_1 \cdot R_{ск} \cdot \pi \cdot (d_2 + \delta) \cdot l_{см.1} \cdot K_c = 36.3 \cdot \text{кН} .$$

Запас по несущей способности $\frac{T_1 - N_{p.90}}{T_1} = 48\% .$

2. Подсчитаем расчетную несущую способность клеенных стержней на выдергивание поперек волокон из **накладки уширения** : $n_2 := 2$ - кол-во стержней, длина склеивания $l_{см.2} := a_{зоп} = 10.0 \cdot \text{см} .$

Коэффициент $K_c := 1.2 - 0.02 \cdot \frac{l_{см.2}}{d_2} = 1.03$; размер отверстия тот же $\delta = 5.0 \cdot \text{мм} .$

Расчетная несущая способность клеенных стержней составит :

$$T_2 := n_2 \cdot R_{ск} \cdot \pi \cdot (d_2 + \delta) \cdot l_{см.2} \cdot K_c = 23.2 \cdot \text{кН} .$$

Запас по несущей способности $\frac{T_2 - N_{p.90}}{T_2} = 18\% .$

Принимаем число стержней $n := \max(n_1, n_2) = 2 \text{ шт} . ;$

диаметр стержней $d_2 = 12 \cdot \text{мм} ;$

длиной $l_{см} := l_{см.1} + l_{см.2} = 280 \cdot \text{мм} .$

5. Расчет расхода материалов на конструкцию опорного узла стойки

5.1. Общий объем древесины "в деле" на одну стойку (плотность древесины $\rho_{др} := 500 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$)

Объем древесины на одну стойку $V_{д.см} := 1.1 \cdot \left[b \cdot \left(\frac{h + h_{верх}}{2} \right) \cdot H_{см} \right] = 0.73 \cdot \text{м}^3 .$

Объем деревянных накладок на одну стойку $V_{д.нкл} := 2 \cdot a_{зоп} \cdot l_{ск} \cdot b = 0.034 \cdot \text{м}^3 .$

Монтажный вес стойки составляет $G_{блк} := (V_{д.см} + V_{д.нкл}) \cdot \rho_{др} = 383 \cdot \text{кгс} .$

5.2. Масса металлических элементов на 1 стойку (плотность стали $\rho_{ст} := 7850 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$)

Масса клеенных анкерных стержней (с учетом их длины $l_{см} = 280 \cdot \text{мм}$)

$$G_{а.см} := 4 \cdot l_{анк.см} \cdot \pi \cdot 0.25 \cdot d_a^2 \cdot \rho_{ст} = 6.0 \cdot \text{кгс} .$$

Масса винтов-саморезов диаметром $d_{внт.смр} = 14 \cdot \text{мм}$ длиной $l_{внт.смр} = 200 \cdot \text{мм}$

$$G_{ст} := 1.05 \cdot 2 \cdot n_{внт.смр} \cdot \pi \cdot 0.25 \cdot (0.7 d_{внт.смр})^2 \cdot l_{внт.смр} \cdot \rho_{ст} = 0.5 \cdot \text{кгс} . \quad (\text{с учетом запаса } 5\% .)$$

Масса горизонтальных клеенных стержней

$$G_{з.ляж} := 1.05 \cdot 2 \cdot (\pi \cdot 0.25 \cdot d_2^2 \cdot l_{см} \cdot \rho_{ст}) = 0.5 \cdot \text{кгс} . \quad (\text{с учетом перерасхода } 5\% .)$$

Тогда полная масса металла для **варианта 1** усиления винтами-саморезами

$$G_{мет.1} := 1.05 \cdot (G_{а.см} + G_{ст}) = 6.8 \cdot \text{кгс} \quad (\text{с учетом перерасхода } 5\% .)$$

полная масса металла для **варианта 2** усиления винтами-саморезами

$$G_{мет.2} := 1.05 \cdot (G_{а.см} + G_{з.ляж}) = 6.8 \cdot \text{кгс} \quad (\text{с учетом перерасхода } 5\% .)$$

5.3. Расход основных материалов на 1 кв. м (или на 100 кв. м) перекрываемой площади

Расход клееной древесины на стойки при числе рам $(n_{шаз} + 1) = 12$:

$$\text{всего } V_{\text{д}} := 2 \cdot (V_{\text{д.ст}} + V_{\text{д.нкл}}) \cdot (n_{\text{шаз}} + 1) = 18.4 \cdot \text{м}^3 \quad - \quad \frac{(V_{\text{д.ст}} + V_{\text{д.нкл}}) \cdot 2}{L \cdot \text{Ш}} = 1.278 \cdot \frac{\text{м}^3}{100 \cdot \text{м}^2}$$

Расход стали на все опоры здания :

$$\text{всего по варианту 1 } G_{\text{мет}} := 2 \cdot G_{\text{мет.1}} \cdot (n_{\text{шаз}} + 1) = 164 \cdot \text{кгс} \quad - \quad \frac{2G_{\text{мет.1}}}{L \cdot \text{Ш}} = 11.4 \cdot \frac{\text{кгс}}{100 \cdot \text{м}^2}$$

$$\text{всего по варианту 2 } G_{\text{мет}} := 2 \cdot G_{\text{мет.2}} \cdot (n_{\text{шаз}} + 1) = 164 \cdot \text{кгс} \quad - \quad \frac{2G_{\text{мет.2}}}{L \cdot \text{Ш}} = 11.4 \cdot \frac{\text{кгс}}{100 \cdot \text{м}^2}$$

Литература

1. СП 64.13330.2011. *Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80*. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. *Нагрузки и воздействия*. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. *Надежность строительных конструкций и оснований*. М.: Стандартинформ, 2015.
4. *Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80)*. М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. *Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова*. М.: АСВ, 2011. 536 с.
6. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. *Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие*. М.: АСВ, 2002. 285 с.
7. *Расчет стоек деревянного каркасного здания: метод. указания / Л. П. Каратеев*. СПб.: СПбГАСУ, 2013. 52 с.
8. СП 16.13330.2017. *Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81**. М.: Минстрой России, 2017. 140 с.
9. Турковский С.Б. *Разработка и экспериментальные исследования несущих деревянных конструкций на основе соединений с наклонно вклеенными связями: дис. ... д. т. н.* 2001.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 5.1.1. Рама клеодощатая трехшарнирная типа "клюшка" переменной высоты сечения (линейный расчет, симметричное загрузеение)

Запроектировать трехшарнирную клеодощатую арку/раму одноэтажного здания пролетом в осях $L := 40.40$ м и высотой к коньку $H := 10.0$ м.

Район строительства - _____ (_____ снеговой район), в котором нормативное значение снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $s_g := 2.5$ кПа.

Шаг поперечных рам $Ш := 4.8$ м. Число шагов по длине здания $n_{ш} := 13$.

Длина здания $D := n_{ш} \cdot Ш = 62.4$ м.

Высота от чистого пола до опоры несущей конструкции составляет $H_{эм} := 1.0$ м.

Конструктивный расчет выполнен в соответствии с СП 64.13330-2011 [1]. Статический расчет фермы выполнен с помощью расчетно-вычислительного комплекса SCAD (или Lira).

Расчет в SCAD (Lira) может производиться в 2 вариантах: нелинейной и линейной постановках (в смысле напряженно-деформированного состояния, т.е. соответственно с учетом геометрической нелинейности или без ее учета).

Для расчета в SCAD по "деформированной схеме" упругие характеристики материала (модули упругости и сдвига клееной древесины) закладываются в "жесткости" элементов в соответствии с п.5.4 СП 64.13330-2011 [1], а именно с коэффициентом $m_{дс}$, равным 0.75 для древесины и 0.8 для LVL.

В SCAD такой расчет называется **нелинейным** и выполняется с учетом геометрической нелинейности. Это означает, что расчет выполнен по **деформированной** схеме конструкции и использование коэффициента ξ (кси) не требуется.

Если же расчет в SCAD выполняется по "**недеформированной** схеме", то упругие характеристики (модули упругости и сдвига клееной древесины) принимаются в соответствии с п. 5.3 СП 64.13330-2011 [1], т.е. без понижающих коэффициентов или формально $m_{дс} = 1.0$ для древесины и LVL. В SCAD такой расчет является обычным **линейным** расчетом. Однако для учета деформированного состояния отечественные нормы проектирования СП 64.13330 [1] в результаты расчета по недеформированной схеме требуют вводить коэффициент ξ (кси).

В настоящем отчете реализованы конструктивные расчеты для обоих вариантов статического расчета. Для этого следует выбрать вариант выполненного в SCAD статического расчета и скрыть или раскрыть соответствующие варианты "области" документа :

Выберем вариант выполненного статического расчета конструкции в SCAD

НЕЛИНЕЙНЫЙ расчет с учетом геометрической нелинейности

ЛИНЕЙНЫЙ расчет без учета геометрической нелинейности

В настоящем примере выполняется конструктивный расчет, для которого в расчетном комплексе SCAD для трехшарнирной расчетной схемы клеодощатой деревянной рамы реализован статический вариант_расчета = "**ЛИНЕЙНЫЙ расчет без учета геометрической нелинейности**"

► Открыть, если статический расчет в SCAD является НЕЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - линейным.

▼ Открыть, если статический расчет в SCAD является ЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - нелинейным.

1. Статический расчет

1.1. Линейный статический расчет

Статический расчет выполнен в комплексе SCAD по **недеформируемой** схеме конструкции. А деформированное состояние конструкции в соответствии с [1] условно учитывается для сжато-изгибаемых элементов путем увеличения изгибающего момента с помощью коэффициента ξ (кси), изменяющегося от 1 до 0 и учитывающего дополнительный изгибающий момент от продольной силы.

Кроме того в п. 8.57 [1] записано : " При расчете арок на прочность по деформированной схеме и на устойчивость плоской формы деформирования величины N и M_d следует применять в сечении с максимальным изгибающим моментом (для проверяемого случая нагружения), а коэффициенты ξ или ξ_s и ξ_k следует определять по формуле (27) с подстановкой в нее значения сжимающей силы

Но в ключевом сечении арки; расчет арок на устойчивость в плоскости кривизны следует производить по формуле (3) на ту же сжимающую силу N_0 .

В настоящем отчете представлен расчет для следующей комбинации линейных нагрузок :

▢ Открыть, если статический расчет в SCAD является ЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - нелинейным.

- 1. Собственный вес +
- 2. Покрытие + оборудование +
- 3. Снег полный +
- 4. Снег слева
- 5. Ветер слева

На основе предварительных расчетов ветровая нагрузка разгружает систему, и поэтому в расчете не принималась. Расчет также показал, что наибольшие напряжения при снеговой нагрузке как длительной временной составляют около 60% от напряжений при полных временных и постоянных нагрузках. То есть не превышают 80%.

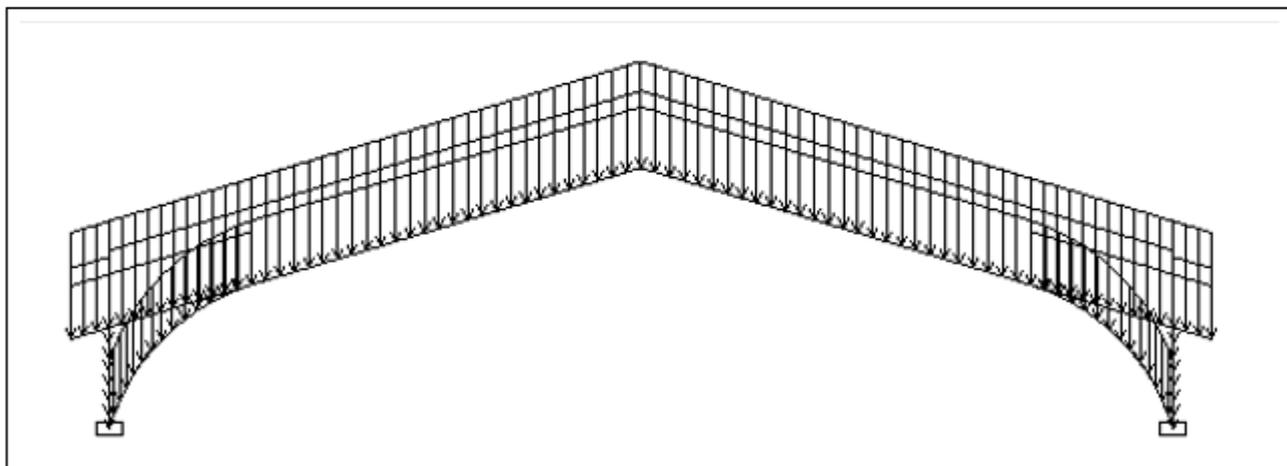


Рис. 1. Схема трехшарнирной рамы (по оси) с распределенными нагрузками

Выберем конструктивный тип рассчитываемой клеодощатой деревянной конструкции

- трехшарнирная арка
- трехшарнирная рама
- трехшарнирная стрельчатая арка

▸ Ввод данных из SCAD / Lira (координаты оси, усилия NMQ и др.) Закрыть после ввода и корректировки данных, чтобы не в

Расчетный пролет конструкции составляет $L_{расч} = 40.40 \cdot м$. Высота в коньке $H_k = 11.00 \cdot м$.
Шаг конструкций - $Ш = 4.80 \cdot м$. Длина здания $D = 62.40 \cdot м$.

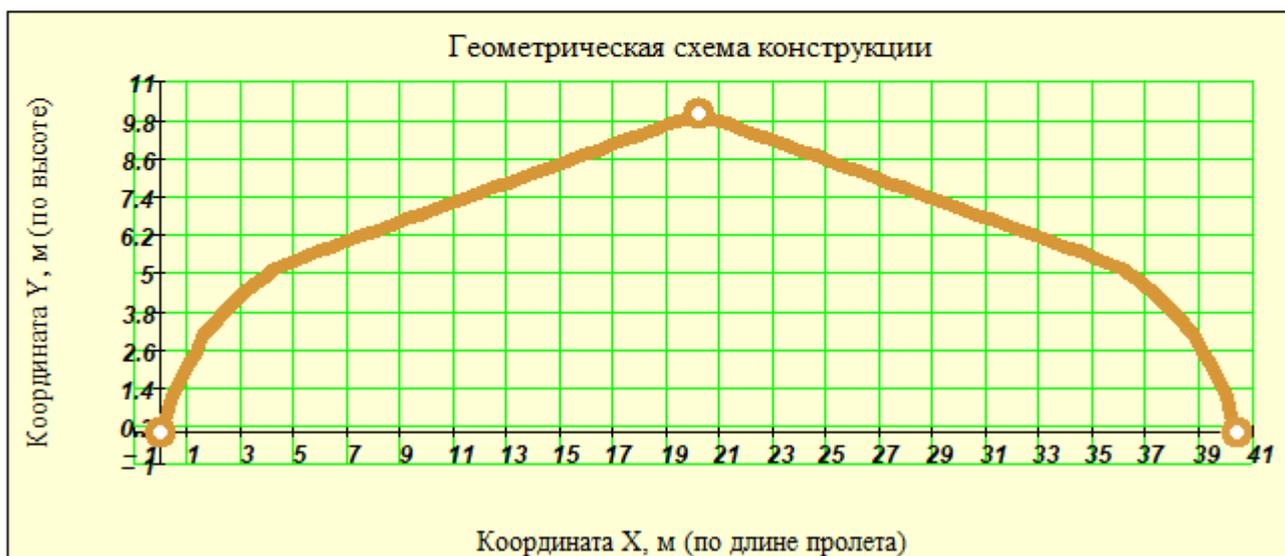


Рис. 2. Геометрическая схема трехшарнирной рамы (по оси)

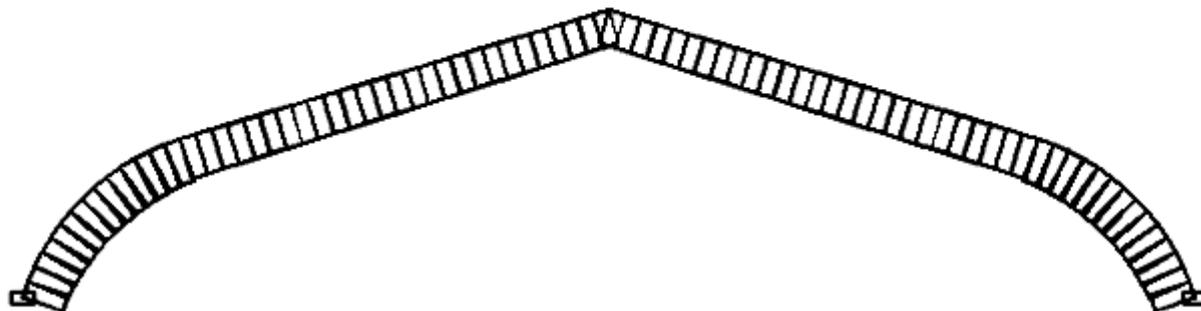


Рис. 3. Эпюры нормальных сил трехшарнирной рамы (по оси) из программы SCAD

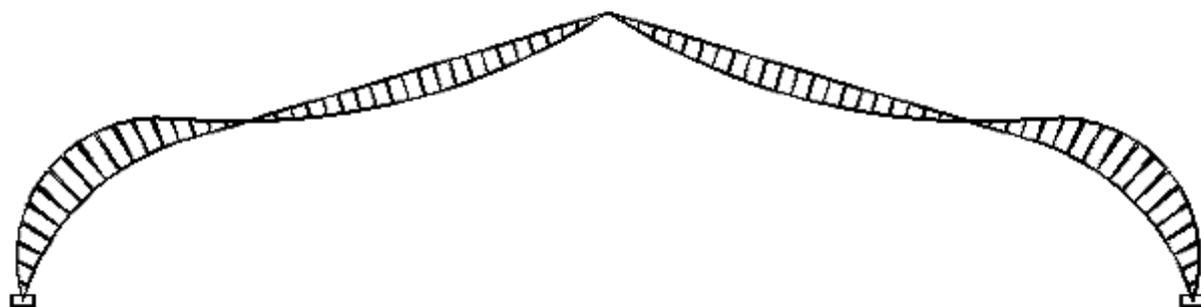


Рис. 4. Эпюры изгибающего момента трехшарнирной рамы (по оси) из программы SCAD

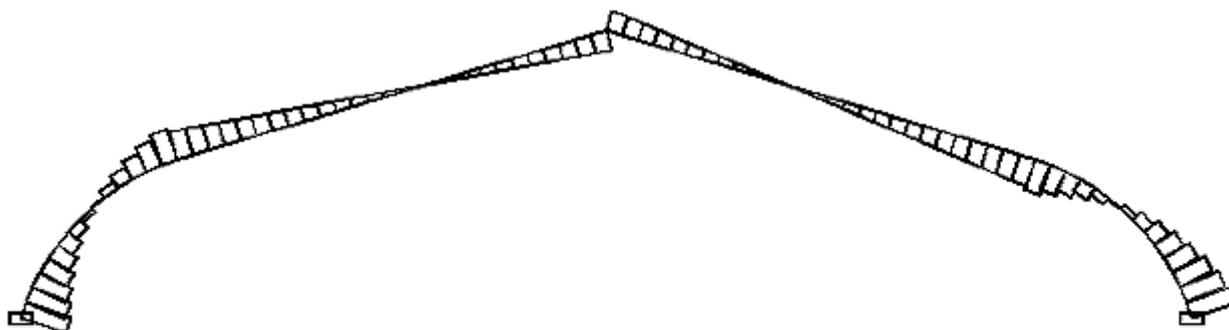


Рис. 5. Эпюры поперечных сил трехшарнирной рамы (по оси) из программы SCAD

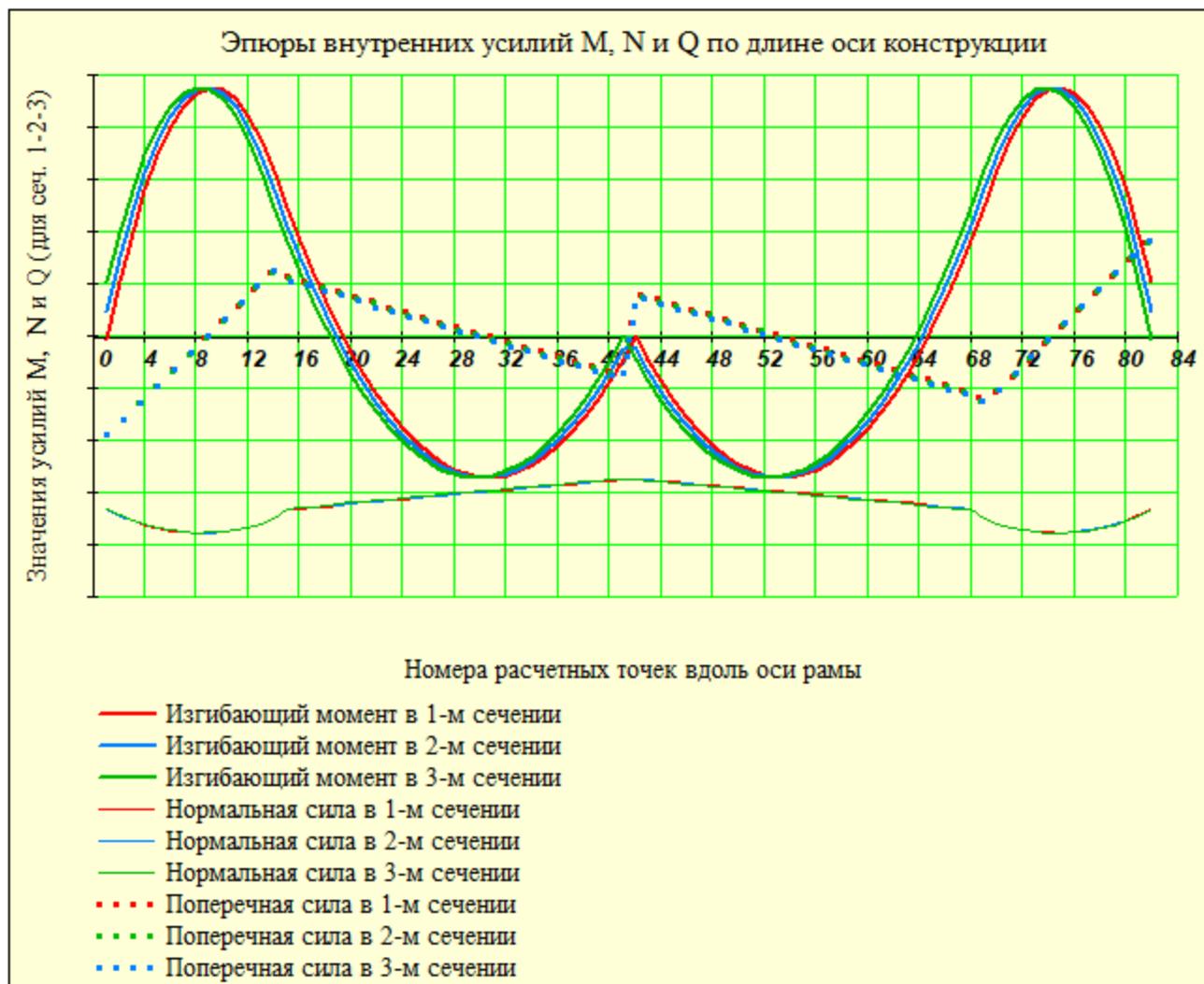


Рис. 6. Эпюры внутренних усилий NMQ трехшарнирной рамы (по оси)

По результатам статического расчета получены :

Опорные вертикальные реакции при полной постоянной и снеговой нагрузках $R_z := 32.87 \text{ тс}$.

Горизонтальные реакции (распор) при тех же нагрузках $R_x := 30.36 \text{ тс}$.

2. Подбор расчетного сопротивления сжатию, изгибу и растяжению

2.1. Геометрические параметры сечения конструкции

Арки, у которых отношение пролета $L_{расч} = 40.40 \cdot \text{м}$ к высоте в коньке $H_{расч} = 10.00 \cdot \text{м}$ **более 3.0** обычно относят к рамам пологого очертания.

Проектируемая конструкция имеет отношение $\frac{L_{расч}}{H_{расч}} = 4.0$.

Предполагаем, что сечение конструкции остается постоянным по длине.

Для гнутоклееных рам типа "клюшка" пролетом **18 - 45 м** высота сечения $h_{кр}$ в криволинейных участках предварительно задается как $h_{кр} = (1/25 - 1/40) L_{расч}$.

Толщину ламели (остроганной по обеим пластям доски) для гнутоклееных конструкций рекомендуется принимать не более **33 мм**. Зададим толщину ламели с учетом острожки пластей $\delta_{\partial} := 33 \text{ мм}$ и число ламелей $n_{\partial} := 45 \text{ шт}$. Тогда в криволинейной части высота составит $h_{кр} := n_{\partial} \cdot \delta_{\partial} = 1485 \cdot \text{мм}$.

При расчетном пролете $L_{расч} = 40.4 \cdot \text{м}$ соотношение $\left(\frac{L_{расч}}{h_{кр}} = 27 \right)$.

Ширина сечения, состоящая из одного или двух элементов по рис. 7 шириной $b_1 := 120 \text{ мм}$ составляет $b := 2 \cdot b_1 = 240 \text{ мм}$. Рекомендуемая компоновка сечения приведена на рис. 7.

Отношение высоты сечения к ее ширине обычно составляет от 4 до 7.

В нашем случае это отношение составляет $\frac{h_{кр}}{b} = 6.2$.

Компоновку сечений клеодощатых конструкций следует принимать с учетом сортамента пиломатериалов, технологии изготовления и требований унификации.

Рекомендуется принимать ширину сечения клееных конструкций:

- для одинарных блоков, склеенных из досок только по пласти (вариант 1, рис. 7):
80 мм, 100 мм, 120 мм, 140 мм, 160 мм;
- для одинарных блоков, склеенных из досок по пласти и по кромке (вариант 2, рис. 7):
не более 240 мм, причем расстояние между стыками по кромке - не менее толщины слоя δ_g ;
- для спаренного из двух клееных блоков на поперечных склеенных стержнях (вариант 3, рис. 7)
не более 360 мм.

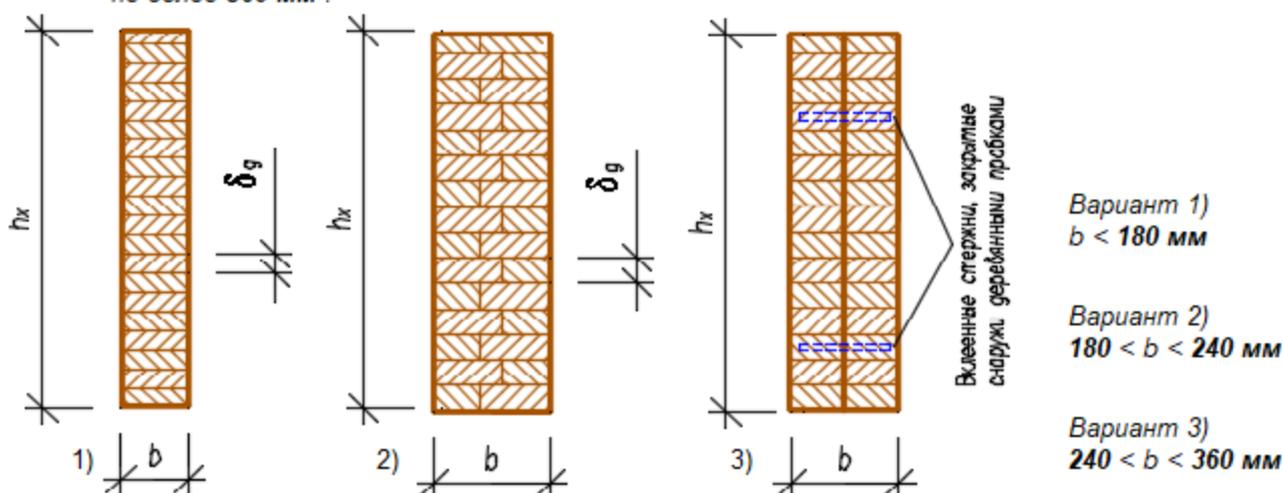


Рис. 7. Возможные виды сечений клеодощатой конструкции арки/рамы

▼ ОТКРЫТЬ, если требуется применить переменную высоту сечения по длине полурамы, и ЗАКРЫТЬ, если высота сеч. постоянна

2.2. Геометрические параметры переменного сечения рамы

Обычно в гнутоклееных рамах криволинейные участки находятся в значительно большем напряженном состоянии, чем прямолинейные (ригельные). Поэтому в целях экономии древесины и уменьшения монтажного веса ригельную прямолинейную часть выполняют переменной высотой сечения со скосом уменьшения в сторону конькового шарнира. При этом скошенная часть **не должна** располагаться со стороны растянутых волокон, так как это вызовет раскалывающие растягивающие напряжения поперек волокон.

Зададимся номером условной точки (N_2 элемента) сопряжения $t_1 := 17$ криволинейного участка с прямолинейным, в которой высота сечения становится переменной с уменьшением до элемента в коньке с номером $t_k = 41$. Зададим высоту сечения полурамы в коньке - $h_k := 900 \text{ мм}$. Тогда высота сечения в каждой расчетной точке вычисляется по следующей программе:

$$h_i := \begin{cases} h_{кр} & \text{if } i \leq t_1 \\ \left[h_{кр} - \frac{(h_{кр} - h_k)}{t_k - t_1} \cdot (i - t_1) \right] & \text{if } t_1 < i \leq t_k \\ h_{кр} & \text{if } t - t_1 < i \leq t \\ \left[h_k + \frac{(h_{кр} - h_k)}{t_k - t_1} \cdot (i - t_k - 1) \right] & \text{if } t_k < i \leq t - t_1 \end{cases}$$

Площадь сечения в криволинейной части рамы составляет $F_{кр} := h_{кр} \cdot b = 3564 \text{ см}^2$ при высоте сечения $h_{кр} = 1485 \text{ мм}$.

Площадь сечения рамы в коньке -

$$F_k := h_k \cdot b = 2160 \text{ см}^2 \text{ при } h_k = 90.0 \text{ см}.$$

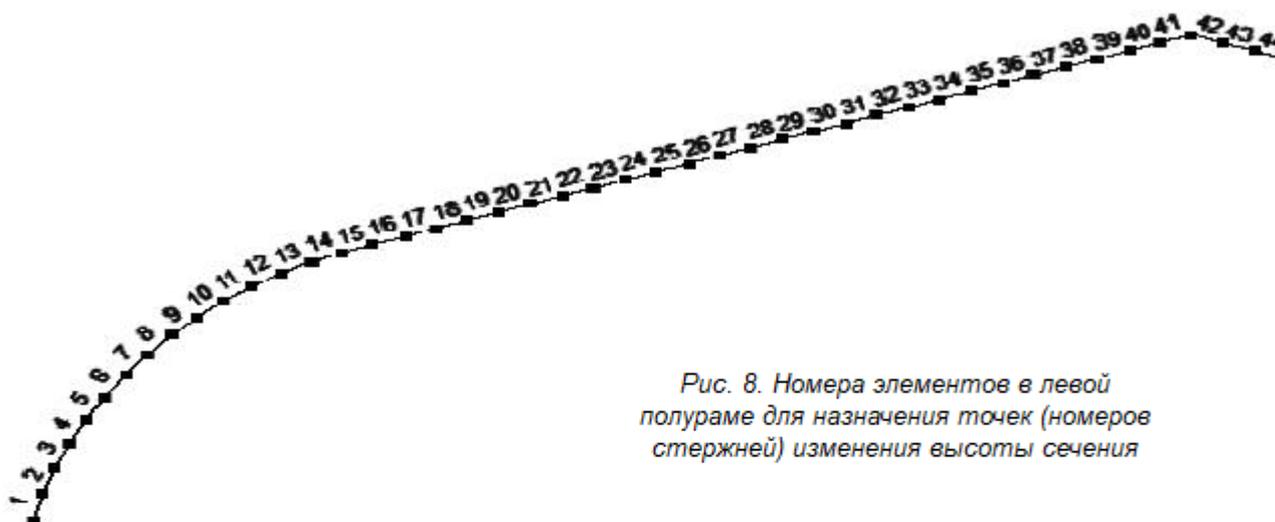


Рис. 8. Номера элементов в левой полураме для назначения точек (номеров стержней) изменения высоты сечения

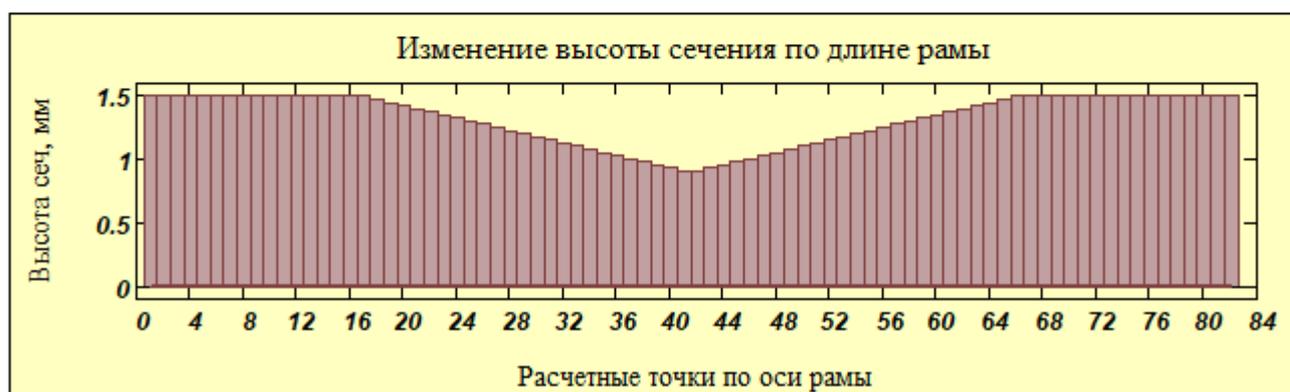


Рис. 9. Диаграмма изменения высоты сечения конструкции по длине оси конструкции

▲ ОТКРЫТЬ, если требуется применить переменную высоту сечения по длине полурамы, и ЗАКРЫТЬ, если высота сеч. постоянна

Если ось конструкции имеет участки разной кривизны, то следует определить тот из них, который содержит наименьший радиус, и присвоить его переменной r_{min} . Это необходимо для того, чтобы учесть особенности работы гнукклееных участков большой кривизны в виде коэффициента условия работы $m_{ан}$.

Для определения наименьшего радиуса кривизны по длине полурамы следует задать произвольные номера **трех точек** (узлов) в порядке их возрастания в интервале от 1 до $t_k = 41$ (или точнее в пределах гнукклееного участка от 1 до точки сопряжения $t_1 = 17$).

Задаем : 1-я точка $p1 := 3$; с координатами $X_{p1} = 40.0 \cdot \text{см}$ $Y_{p1} = 110.0 \cdot \text{см}$;
 2-я точка $p2 := 8$; с координатами $X_{p2} = 200.0 \cdot \text{см}$ $Y_{p2} = 340.0 \cdot \text{см}$;
 3-я точка $p3 := 13$; с координатами $X_{p3} = 430.0 \cdot \text{см}$ $Y_{p3} = 510.0 \cdot \text{см}$.

🔍 скрытый расчет центра кривизны - Пт авг 03 19:59:32 2018

Координаты центра кривизны $X_0 = 8.257 \cdot \text{м}$ $Y_0 = -2.659 \cdot \text{м}$.

При этом радиус кривизны составляет $r_{min} := \sqrt{(X_{p1} - X_0)^2 + (Y_{p1} - Y_0)^2} = 871.0 \cdot \text{см}$.

2.3. Геометрические параметры сечения криволинейного участка

При заданных высоте сечения и радиусе кривизны оси выбранного участка определим радиус кривизны памели, ближайшей к центру кривизны этого участка $r_1 := r_{min} - 0.5 \cdot h_{кр} = 7.97 \cdot \text{м}$.

Участком **большой кривизны** для сжато-изгибаемых гнукклееных элементов считается тот участок, в котором отношение центрального радиуса кривизны $r_{min} = 8.71 \cdot \text{м}$ к высоте сечения $h_{кр} = 1.49 \cdot \text{м}$ **меньше 8**. В нашем случае эта величина называется **относительным радиусом**

кривизны и составляет

$$\beta_{криве} := \frac{r_{min}}{h_{кр}} = 5.9$$

Кроме этого, желательно откорректировать толщину ламели, которая ограничивается величиной относительного радиуса кривизны наиболее изогнутой доски (ближайшей к центру кривизны). Так как максимально разрешенная технологическими нормами толщина ламели составляет **42 мм**, а минимальный **относительный радиус кривизны** одной доски определяется как $\beta_{1,криве} := \frac{r_1}{\delta_{\partial}}$ (при котором не учитываются начальные напряжения от гнутья и коэффициент условия работы $m_{зн} = 1.0$) составляет **250** и более, то для экономии клея и древесины рекомендуется для начала принимать доски максимальной толщины по условию $\beta_{1,криве} \geq 250$. Если это не удастся, то следует сделать обоснованный выбор, что важнее: сэкономить на клею с дорогим тонким пиломатериалом и закупить толстый, или взять тонкий пиломатериал, закупить больше клея (так как слоев станет больше) и обеспечить высокое качество и надежность конструкции. При этом надо понимать, что формально надежность конструкции остается в нормативных пределах.

В нашем случае относительный радиус наиболее изогнутой доски составляет $\beta_{1,криве} = 241$ при толщине одной ламели $\delta_{\partial} = 33 \cdot \text{мм}$.

☞ Проверка криволинейного участка на степень кривизны (большая или малая)

2.4. Подбор расчетных сопротивлений древесины

В действующую нагрузку для данного расчета входит

- Ветровая или монтажная нагрузка
 Сейсмическая
 не входит вышеуказанная

- К26/1
 К24/2
 К16/3

Выберем **Класс/Сорт прочности** применяемой **Древесины** с СП 64.13330.2011 и **уровень ответственности** проектируемого здания

- Повышенный уровень ответственности
 Нормальный уровень ответственности
 Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 1.0$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

☞ Выдержки из СП 64.13330.2011 по расчетным сопротивлениям ДРЕВЕСИНЫ, табл.3

Подбор расчетного сопротивления древесины на сжатие вдоль волокон $R_{сж}$ выполняется в соответствии с СП 64.13330.2011 и состоит в определении ряда коэффициентов условий работы:

$$R_{сж} := R'_{сж} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_B \cdot m_O \cdot m_A \cdot m_{сл} \cdot m_{зн} \cdot \gamma_{н.сс}$$

где $R'_{сж}$ - расчетное сопротивление клееной древесины растяжению из табл 3 СП 64.13330.2011;

$m_e, m_B, m_D, m_H, m_B, m_A, m_{сл}, m_{зн}$ и $\gamma_{н.сс}, \gamma_n$ - коэффициенты условий работы приведены ниже.

☞ определения коэффициента m_B

☞ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m_B, m_O и m_A

☞ Определение коэффициента $m_{сл}$

☞ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - $m_{сл}, m_{гн}$ и Гамма $n(сс)$, табл. 10 ...12

☞ Определение коэффициента $m_{гн}$

☞ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m_B, m_T, m_D и m_H

Ниже приведены все коэффициенты условий работы, имеющие следующие значения:

$m_e := 1.0$ - для различных условий эксплуатации (температурно-влажностный режим);

$m_T := 1.0$ - для конструкций, эксплуатируемых при температуре воздуха до + 35 °C (1.0) ... при + 50 °C (0.8). Для промежуточных температур использовать линейную интерполяцию;

$m_D := 1.0$ - для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок - (0.8);

- $m_H = 1.00$ - для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия кратковременных нагрузок (ветровой, монтажной, сейсмической);
- $m_B = 0.800$ - учет снижения прочности при высоте сечения элементов более 50 см для изгибаемых и сжато-изгибаемых конструкций;
- $m_O := 1.0$ - для растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении - 0.8, для другого напряженного состояния - 1.0;
- $m_A := 1.0$ - для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением (0.9);
- $m_{сл} = 1.00$ - учет влияния толщины слоя (ламели), см. выше;
- $m_{эН} = 0.98$ - учет снижения прочности за счет гнутья криволинейных клееных элементов;
- $\gamma_{н.сс} := 1.0$ - коэффициент надежности по сроку службы (равен от 1.0 до 0.9 - при сроке от 50 до 100 лет соответственно и 0.8 - более 100 лет);
- $\gamma_n = 1.00$ - коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания, в соответствии с ГОСТ 27751-2014 "Надежность строительных конструкций и оснований".

▶ Учет ответственности сооружения в усилиях

🔒 Автоматический выбор расчетного сопротивления древесины по классам прочности и размерам сечения - Чт сен 20 10:55:25

Табличное значение расчетного сопротивления на сжатие (изгиб) из табл. 3 - СП 64.13330.2011 составляет (с учетом знака " - ") $R'_{ск} = -14.0$ МПа для Класс_прочности = 2.

Здесь следует отметить, что коэффициент $m_B = 0.80$ принят в "запас" по наибольшей высоте сечения в криволинейной части конструкции.

Тогда расчетное сопротивление на сжатие (изгиб) при эксплуатационных нагрузках равно

$$R_{ск} := R'_{ск} \cdot m_B \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_O \cdot m_A \cdot m_{сл} \cdot m_{эН} \cdot \gamma_{н.сс} = -11.0 \text{ МПа}.$$

Табличное значение расчетного сопротивления на растяжение из табл. 3 - СП 64.13330.2011 составляет (с учетом знака " + ") $R'_p = 9.0$ МПа.

Расчетное сопротивление на растяжение вдоль волокон при эксплуатационных нагрузках равно

$$R_p := R'_p \cdot m_B \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_O \cdot m_A \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{н.сс} = 8.8 \text{ МПа}.$$

Табличное значение расчетного сопротивления на скалывание из табл. 3 - СП 64.13330.2011 составляет (с учетом знака " + ") $R'_{ск} = 1.5$ МПа.

Расчетное сопротивление на скалывание вдоль волокон при эксплуатационных нагрузках равно

$$R_{ск} := R'_{ск} \cdot m_B \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_A \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{н.сс} = 1.5 \text{ МПа}.$$

Длина рамы по оси $S := \sum_{j=1}^{J-1} \sqrt{(X_{p_{j+1}} - X_{p_j})^2 + (Y_{p_{j+1}} - Y_{p_j})^2} = 47.11 \text{ м}.$

Площадь сечения $F := b \cdot h$. Момент инерции $I := \frac{b \cdot h^3}{12}$. Момент сопротивления $W := \frac{b \cdot h^2}{6}$.

Радиус инерции сечения в гнутоклееной части $r_{кр} := 0.289 \cdot h_{кр} = 42.9 \text{ см}.$

Радиус инерции сечения в коньке $r_{пр} := 0.289 \cdot h_k = 26.0 \text{ см}.$

Так как в силу переменности сечения радиусы инерции площади сечения переменны по длине, то гибкость конструкции будет увеличиваться, что скажется на напряженно-деформированном состоянии конструкции. Вычислим средневзвешенные по длине площадь сечения и радиус инерции:

Длина криволинейного участка $S_{кр} := \sum_{j=1}^{t_1} \sqrt{(X_{p_{j+1}} - X_{p_j})^2 + (Y_{p_{j+1}} - Y_{p_j})^2} = 9.71 \text{ м}.$

Длина прямолинейного участка $S_{пр} := \sum_{j=t_1+1}^{t_k} \sqrt{(X_{p_{j+1}} - X_{p_j})^2 + (Y_{p_{j+1}} - Y_{p_j})^2} = 13.84 \text{ м}.$

Тогда средневзвешенный радиус инерции составит $r_{ср} := \frac{r_{кр} \cdot 2S_{кр} + (r_{кр} + r_{пр}) \cdot S_{пр}}{S} = 37.95 \text{ см}.$

Средневзвешенная площадь сечения составит
$$F_{\text{ср}} := \frac{b \cdot [h_{\text{кр}} \cdot 2S_{\text{кр}} + (h_{\text{кр}} + h_{\text{к}}) \cdot S_{\text{пр}}]}{S} = 3152 \cdot \text{см}^2.$$

Так как в расчетном комплексе SCAD для нашей трехшарнирной расчетной схемы реализован статический вариант_расчета = "ЛИНЕЙНЫЙ расчет без учета геометрической нелинейности", то

☑ Открыть, если используется ЛИНЕЙНЫЙ вариант расчета, и закрыть, если НЕЛИНЕЙНЫЙ

для конструкции, к которой принят конструктивный тип = "трехшарнирная рама", усилия, полученные в SCAD, вычислены без учета деформированной схемы, и в соответствии с СП 64.13330.2011 следует вычислить коэффициент ξ , учитывающий дополнительный изгибающий момент от нормальной силы (т.е. деформированную расчетную схему конструкции).

Для этого следует принять расчетную длину L_0 трехшарнирных арок и сводов в соответствии с [п. 8.56...8.59, 1], где указано, что при расчете на прочность по деформированной схеме

$$L_0 := \begin{cases} (0.58 \cdot S) & \text{if тип} = \text{"трехшарнирная арка"} \\ S & \text{if тип} = \text{"трехшарнирная рама"} \\ (0.5 \cdot S) & \text{if тип} = \text{"трехшарнирная стрельчатая арка"} \end{cases}.$$

Таким образом, расчетная длина нашей конструкции составляет $L_0 = 47.11 \cdot \text{м}$.

Расчетная длина 3-шарнирной арки $L_0 = 47.11 \cdot \text{м}$ Гибкость $\lambda := \frac{L_0}{r_{\text{ср}}} = 124$.

Коэффициент $\varphi := \frac{3000}{\lambda^2} = 0.19$, Уклон ската в коньке $\alpha := \text{atan}\left(\frac{Y_{p_{t_{\text{к}}+1}} - Y_{p_{t_{\text{к}}}}}{X_{p_{t_{\text{к}}+1}} - X_{p_{t_{\text{к}}}}}\right) = 21.8^\circ$

Коэффициент ξ , учитывающий дополнительный момент от нормальной силы:

$$\xi := \begin{cases} 1 & \text{if } 1 - \frac{|N_{\text{к}}| \cdot \cos(\alpha)}{\varphi \cdot |R_{\text{сж}}| \cdot F_{\text{ср}}} > 1 \\ 1 - \frac{|N_{\text{к}}| \cdot \cos(\alpha)}{\varphi \cdot |R_{\text{сж}}| \cdot F_{\text{ср}}} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.61.$$

☒ Открыть, если используется ЛИНЕЙНЫЙ вариант расчета, и закрыть, если НЕЛИНЕЙНЫЙ

коэффициент ξ , учитывающий дополнительный момент от нормальной силы $\xi = 0.61$.

3. Расчет на прочность сечений конструкции как сжато-изгибаемых элементов

Нормальные краевые напряжения в сеч. 1 по нижней кромке
$$\sigma_{1_{\text{ниж.п}}} := \frac{N1}{F} + \frac{M1}{\xi \cdot W}$$

Нормальные краевые напряжения в сеч. 1 по верхней кромке
$$\sigma_{1_{\text{врх.п}}} := \frac{N1}{F} - \frac{M1}{\xi \cdot W}$$

То же для нижней кромки в сечениях 2
$$\sigma_{2_{\text{ниж.п}}} := \frac{N2}{F} + \frac{M2}{\xi \cdot W}$$

То же для верхней кромки в сечениях 2
$$\sigma_{2_{\text{врх.п}}} := \frac{N2}{F} - \frac{M2}{\xi \cdot W}$$

То же для нижней кромки в сечениях 3
$$\sigma_{3_{\text{ниж.п}}} := \frac{N3}{F} + \frac{M3}{\xi \cdot W}$$

То же для верхней кромки в сечениях 3
$$\sigma_{3_{\text{врх.п}}} := \frac{N3}{F} - \frac{M3}{\xi \cdot W}$$



Рис. 10. Эпюры нормальных краевых напряжений вдоль оси рамы

Построим распределение нормальных напряжений по высоте сечения в расчетной точке $\kappa = 9$ (из анализа эпюр напряжений рис. 10). Высота сечения в этой точке равна $h_{сеч} := h_{\kappa} = 148.5 \text{ см}$.

Рассчитаем распределение нормальных напряжений по высоте сечения $h_{сеч} = 1485 \text{ мм}$ в точках "z"

от нижней грани до верхней $z := \frac{-h_{сеч}}{2}, \left(\frac{-h_{сеч}}{2} + \frac{h_{сеч}}{20} \right), \dots, \frac{h_{сеч}}{2}$ (с шагом $\frac{1}{20} \cdot h_{сеч} = 74.3 \text{ мм}$).

Площадь сечения и момент инерции $F_{сеч} := h_{сеч} \cdot b = 3564 \cdot \text{см}^2$ $J_{сеч} := \frac{b \cdot h_{сеч}^3}{12} = 6549518 \cdot \text{см}^4$.

Эти напряжения во всех расчетных точках по оси составят $\sigma_{сеч}(z, \kappa) := \frac{N1_{\kappa}}{F_{сеч}} - \frac{M1_{\kappa}}{\xi \cdot J_{сеч}} \cdot z$.

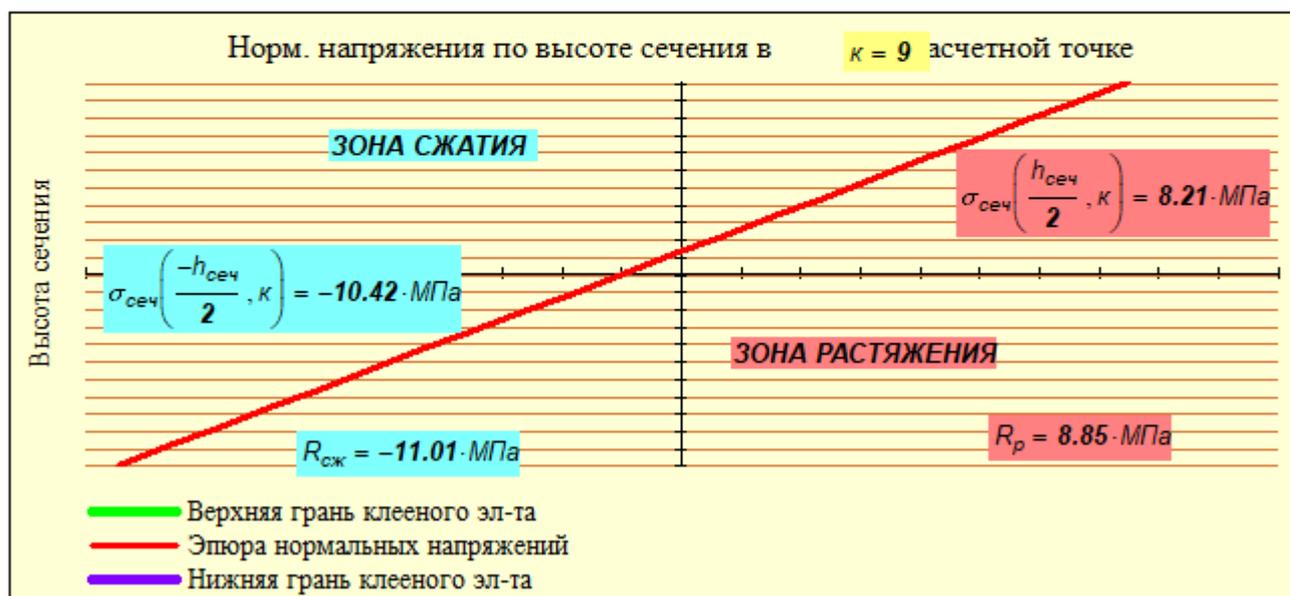


Рис. 11. Эпюры нормальных краевых напряжений по высоте сечения в расчетной точке $\kappa = 9$

Напряжения по центральной оси сечения в точке $k = 9$ составляют $\sigma_{\text{сеч}}(0, k) = -1.11 \cdot \text{МПа}$.

Теперь построим распределение нормальных напряжений по высоте сечения в расчетной точке $k = 74$ (из анализа эпюр напряжений рис. 10). Высота сечения в этой точке равна $h_{\text{сеч}} := h_k = 148.5 \cdot \text{см}$.

Рассчитаем распределение нормальных напряжений по высоте сечения $h_{\text{сеч}} = 1485 \cdot \text{мм}$ в точках "z"

от нижней грани до верхней $z := \frac{-h_{\text{сеч}}}{2}, \left(\frac{-h_{\text{сеч}}}{2} + \frac{h_{\text{сеч}}}{20} \right), \dots, \frac{h_{\text{сеч}}}{2}$ (с шагом $\frac{1}{20} \cdot h_{\text{сеч}} = 74.3 \cdot \text{мм}$).

Площадь сечения и момент инерции $F_{\text{сеч}} := h_{\text{сеч}} \cdot b = 3564 \cdot \text{см}^2$ $J_{\text{сеч}} := \frac{b \cdot h_{\text{сеч}}^3}{12} = 6549518 \cdot \text{см}^4$.

Эти напряжения во всех расчетных точках по оси составят $\sigma_{\text{сеч}}(z, k) := \frac{N_{2k}}{F_{\text{сеч}}} - \frac{M_{2k}}{\xi \cdot J_{\text{сеч}}} \cdot z$.

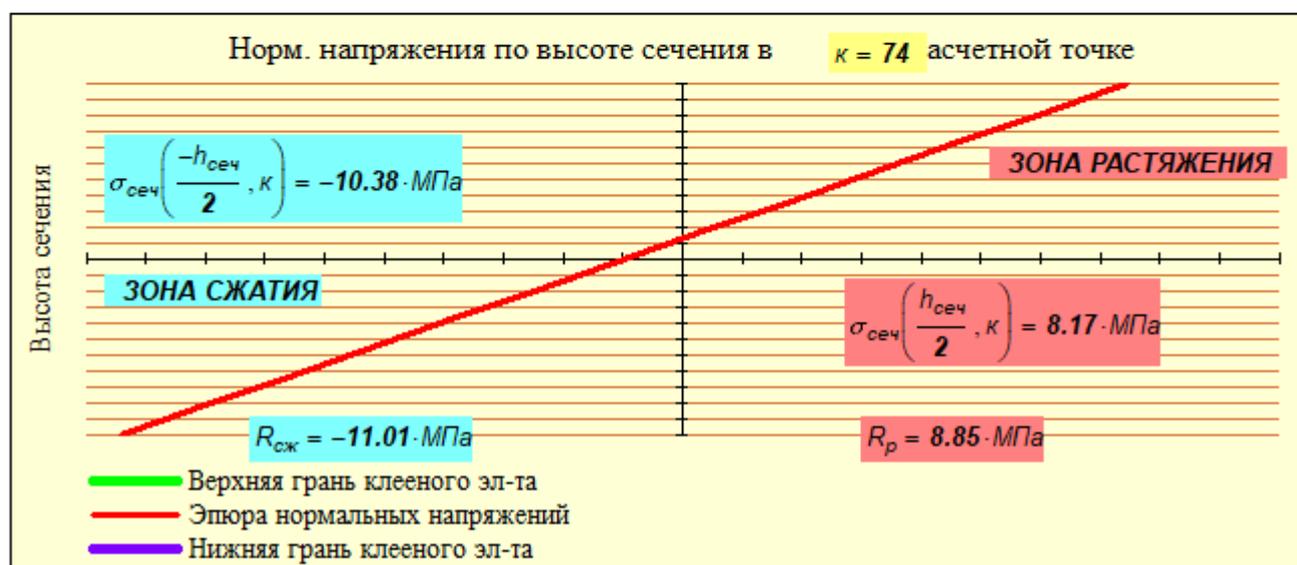


Рис. 12. Эпюры нормальных краевых напряжений по высоте сечения в расчетной точке $k = 74$

Напряжения по центральной оси сечения в точке $k = 74$ составляют $\sigma_{\text{сеч}}(0, k) = -1.11 \cdot \text{МПа}$.

Результаты расчета сечений на прочность по нормальным напряжениям

В наиболее напряженном месте в точке $k = 9$ с размерами сечения $h_k = 148.5 \cdot \text{см}$ и $b = 24.0 \cdot \text{см}$

Для 1-го сечения

$$\sigma_{1\text{max}} := \max(\sigma_{1\text{ниж.п}}, \sigma_{1\text{верх.п}}) = 8.21 \cdot \text{МПа} < R_p = 8.85 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по растяжению $\frac{|R_p| - |\sigma_{1\text{max}}|}{|R_p|} = 7\%$.

$$\sigma_{1\text{min}} := \min(\sigma_{1\text{ниж.п}}, \sigma_{1\text{верх.п}}) = -10.42 \cdot \text{МПа} < R_{\text{сж}} = -11.01 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по сжатию $\frac{|R_{\text{сж}}| - |\sigma_{1\text{min}}|}{|R_{\text{сж}}|} = 5\%$.

Для 2-го сечения

$$\sigma_{2\text{max}} := \max(\sigma_{2\text{ниж.п}}, \sigma_{2\text{верх.п}}) = 8.17 \cdot \text{МПа} < R_p = 8.85 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по растяжению $\frac{|R_p| - |\sigma_{2\text{max}}|}{|R_p|} = 8\%$.

$$\sigma_{2\text{min}} := \min(\sigma_{2\text{ниж.п}}, \sigma_{2\text{верх.п}}) = -10.38 \cdot \text{МПа} < R_{\text{сж}} = -11.01 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по сжатию $\frac{|R_{\text{сж}}| - |\sigma_{2\text{min}}|}{|R_{\text{сж}}|} = 6\%$.

Для 3-го сечения

$$\sigma_{3\max} := \max(\sigma_{3\text{ниж.п.}}, \sigma_{3\text{верх.п.}}) = 8.21 \cdot \text{МПа} < R_p = 8.85 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по растяжению

$$\frac{|R_p| - |\sigma_{3\max}|}{|R_p|} = 7.2\%.$$

$$\sigma_{3\min} := \min(\sigma_{3\text{ниж.п.}}, \sigma_{3\text{верх.п.}}) = -10.42 \cdot \text{МПа} < R_{сж} = -11.01 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по сжатию

$$\frac{|R_{сж}| - |\sigma_{3\min}|}{|R_{сж}|} = 5\%.$$

4. Проверка прочности по скалыванию при изгибе

Расчет сжато-изгибаемых элементов на прочность по скалыванию в соответствии с п. 6.18 СП 64.13330.2011 выполняется по формуле

$$\sigma_{сж} := \frac{Q \cdot S'_{бр}}{J_{бр} \cdot b} + \Delta\tau < R_{сж} = 1.50 \cdot \text{МПа} \quad (R_{сж} = 15.3 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}).$$

4.1. Проверка в пролетном сечении в расчетной точке $\kappa := t_{\kappa} = 41$ (в коньке)

Из статического расчета величина максимальной поперечной силы $Q_{\kappa} = 8.80 \cdot \text{тс}$.

Статический момент брутто расчетного сечения $S'_{бр} := \frac{b \cdot (h_{\kappa})^2}{8} = 24300 \cdot \text{см}^3.$

Момент инерции брутто расчетного сечения $J_{бр} := \frac{b \cdot (h_{\kappa})^3}{12} = 1458000 \cdot \text{см}^4.$

Эксцентриситет передачи нормальной силы $N_{\kappa} = -29.10 \cdot \text{тс}$ в расчетной точке $\kappa = 41$ составляет $e := 0 \cdot \text{мм}$.

(Для криволинейных конструкций обычно "е" принимают равным нулю. Для конструкций из прямолинейных элементов эксцентриситет принимают из конструктивных соображений узла опирания, но не более $0.25 h$).

$$\Delta\tau := \frac{1.75 \cdot |N_{\kappa}| \cdot e}{b \cdot (h_{\kappa})^2} = 0.00 \cdot \text{МПа}.$$

Таким образом, касательные напряжения составляют

$$\tau_{пр} := \frac{Q_{\kappa} \cdot S'_{бр}}{J_{бр} \cdot b} + \Delta\tau = 0.60 \cdot \text{МПа}.$$

Запас составляет $\frac{R_{сж} - \tau_{пр}}{R_{сж}} = 60\%.$

4.2. Проверка в опорном сечении в расчетной точке $\kappa := t = 82$ (или $\kappa = 1$)

Из статического расчета величина максимальной поперечной силы $Q_{оп} = 20.20 \cdot \text{тс}$.

Статический момент брутто расчетного сечения $S'_{бр} := \frac{b \cdot (h_{\kappa})^2}{8} = 66157 \cdot \text{см}^3.$

Момент инерции брутто расчетного сечения $J_{бр} := \frac{b \cdot (h_{\kappa})^3}{12} = 6549518 \cdot \text{см}^4.$

Эксцентриситет "е" передачи нормальной силы $N_{оп} = 35.50 \cdot \text{тс}$ в расчетной точке $\kappa = 82$ составляет $e := 0 \cdot \text{мм}$.

(Для криволинейных конструкций обычно "е" принимают равным нулю. Для конструкций из прямолинейных элементов эксцентриситет принимают из конструктивных соображений узла опирания, но не более $0.25 h$).

$$\Delta\tau := \frac{1.75 \cdot |N_{оп}| \cdot e}{b \cdot (h_{\kappa})^2} = 0.00 \cdot \text{МПа}.$$

Таким образом, касательные напряжения составляют

$$\tau_{оп} := \frac{Q_{оп} \cdot S'_{бр}}{J_{бр} \cdot b} + \Delta\tau = 0.83 \cdot \text{МПа}.$$

Запас составляет $\frac{R_{ск} - \tau_{оп}}{R_{ск}} = 44. \%$.

5. Проверка устойчивости плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов

Устойчивость от бокового выпучивания зависит от поперечной жесткости самой конструкции и от раскрепления ее поперечными связями в покрытии. Например, связевыми распорками, прогонами или плитами покрытия. Расчет выполняется по следующей формуле :

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_u \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M_{\partial}}{\varphi_M \cdot R_u \cdot W_{бр}} \right)^n \leq 1.0. \quad (\text{Для расчетного сечения } k := 20)$$

где $F_{бр} := F_K = 3388 \cdot \text{см}^2$ - площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента ;

$W_{бр} := W_K = 79736 \cdot \text{см}^3$ - максимальный момент сопротивления брутто на участке l_p с высотой сечения $h_K = 1412 \cdot \text{мм}$ и шагом конструкций $Ш = 4.80 \cdot \text{м}$;

n - показатель, равный = 2, если участок l_p имеет закрепления только по сжатой кромке, равный = 1, если участок l_p имеет еще закрепления по растянутой кромке.

Принимаем этот показатель $n := 2$.

Для раскрепления сжатой кромки конструкции обычно принимают установку деревянных распорок с шагом, примерно равным шагу основных конструкций.

В нашем случае из эпюры нормальных напряжений (рис. 10) видим, что участок конструкции между точками $T_1 := 29$ и $T_2 := 32$ является наиболее напряженным. Тогда расстояние вдоль оси конструкции между этими точками будем считать шагом раскрепляющих распорок и вычислим его по

следующей формуле: $l_p(T_1, T_2) := \sum_{j=T_1}^{T_2} \sqrt{(X_{P_{T_1}} - X_{P_{T_2}})^2 + (Y_{P_{T_1}} - Y_{P_{T_2}})^2}$.

Так, длина участка между точками раскрепления конструкции из плоскости $l_p := l_p(T_1, T_2) = 6.71 \cdot \text{м}$.

Примем расстояние между распорками $l_p := 6.0 \cdot \text{м}$.

Боковая устойчивость для изгибаемых элементов прямоугольного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, оценивается коэффициентом φ_M (в соответствии с п. 6.20). Для вычисления этого коэффициента предварительно определим из [1, Прил.Е, табл. Е.2.] величины k_{ϕ} и $k_{жм}$.

Распределение изгибающего момента при $d := \begin{cases} \frac{M2_{T_2}}{M2_{T_1}} & \text{if } \frac{M2_{T_2}}{M2_{T_1}} \leq 1 = 0.98 \text{ и при } \beta := \frac{h_K}{h_{T_1}} = 1.18 \\ \frac{M2_{T_1}}{M2_{T_2}} & \text{otherwise} \end{cases}$

коэффициенты $k_{\phi} := 1.75 - 0.75 \cdot d = 1.01$, $k_{жм} := \beta^{\frac{1}{3-d}} = 1.09$.

Таким образом, значение $\varphi_M := 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h_{T_1}} \cdot k_{\phi} \cdot k_{жм} = 1.24$ при коэффициенте расчетной длины

$\mu := 0.7$ (для жесткой заделки обоих концов участка) и гибкости $\lambda_p := \frac{l_p \cdot \mu}{0.289 \cdot b} = 60.6$.

Коэффициент продольного изгиба $\varphi := \frac{3000}{\lambda_p^2} = 0.82$.

По формуле [1, (22)] $\sigma_{уст} := \frac{|N2_K|}{\varphi \cdot |R_{сж}| \cdot F_{бр}} + \left(\frac{|M2_K|}{\varphi_M \cdot |R_{сж}| \cdot W_{бр}} \right)^n = 0.11$.

Минимальный запас по устойчивости между $T_1 = 29$ и $T_2 = 32$ составляет $\frac{1 - \sigma_{уст}}{1} = 89\%$.

Шаг несущих арок составляет $Ш = 4.80$ м.

Обычно шаг раскрепления связевых распорок (l_p) принимают равным или близким шагу несущих конструкций ($Ш$), тогда связевая решетка устраивается примерно под углом $40^\circ - 50^\circ$ и связи работают наиболее эффективно.

Раскрепляем конструкцию из плоскости в точках верхней кромки распорками с шагом $l_p = 6.00$ м.

6. Проверка прочности криволинейного гнутоклееного участка

Так как относительный радиус кривизны для участка с наибольшей кривизной составляет $\beta_{крив} = 5.87$, то = "Следует выполнить расчет криволинейного участка т.к. $\beta_{крив} < 8$ "

▼ 6. ОТКРЫТЬ, если следует выполнить расчет криволинейного участка, или ЗАКРЫТЬ, если не требуется.

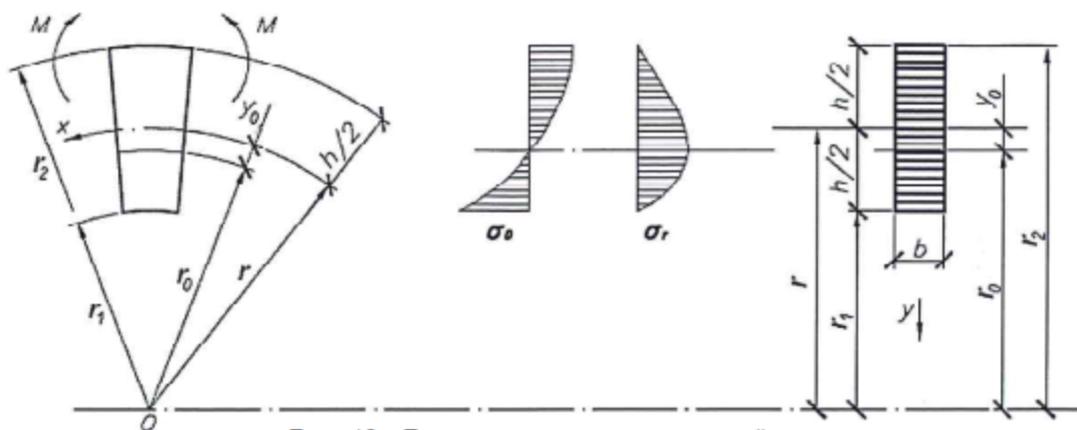


Рис. 13. Расчетная схема криволинейного участка гнутоклееной рамы

Расчет выполнен в соответствии с [1, п. 6.19]. В криволинейном участке распределение нормальных напряжений отличается от распределения в прямолинейном участке. Криволинейные (гнутые) участки клееных деревянных конструкций, изгибаемые моментом M , уменьшающим их кривизну, следует рассчитывать по формулам кривых брусьев (21), (22) и (23) п. 6.13.

Расчетное сопротивление древесины на сжатие по всей площади поперек волокон $R_{сж0} = -1.80$ МПа.

Проверим прочность криволинейного участка в точке $j = 8$ (не более $t_1 = 17$ или от $t_{max} - t_1 = 65$ до $t_{max} = 82$), с высотой сечения $h_{кр} = 1485$ мм.

$J_{кр} := \frac{b \cdot (h_{кр})^3}{12} = 6549518 \cdot \text{см}^4$ - момент сопротивления сечения;

$F_{кр} := b \cdot h_{кр} = 3564 \cdot \text{см}^2$ - площадь сечения гнутоклееного участка;

$r_1 = 7967$ мм - минимальный радиус кривизны по внутренней кромке гнутоклееного участка;

$r_2 = r_1 + h_{кр} = 9452$ мм - максимальный радиус кривизны по наружной кромке гнутоклееного участка;

$y_0 := \frac{J_{кр} \cdot 2}{F_{кр} \cdot (r_1 + r_2)} = 21$ мм - смещение нейтральной оси от геометрической оси гнутого участка;

$r_0 = r_2 - 0.5 \cdot h_{кр} - y_0 = 8688$ мм - радиус кривизны нейтрального слоя;

Нормальные тангенциальные напряжения сжатия

на внутренней кромке (по малому радиусу) определяются по формуле (21) п. 6.13 [1]

$$\sigma_{\theta C} := \frac{N1_j}{F_{кр}} + \frac{M1_j \cdot (r_o - r_1)}{F_{кр} \cdot y_o \cdot r_1} = -6.98 \cdot \text{МПа} < R_{сж} = -11.01 \cdot \text{МПа} .$$

Запас составляет $\frac{R_{сж} - \sigma_{\theta C}}{R_{сж}} = 37\% .$

Нормальные тангенциальные напряжения растяжения

на внешней кромке (по большому радиусу) определяются по формуле (22) п. 6.13 [1]

$$\sigma_{\theta P} := \frac{N1_j}{F_{кр}} - \frac{M1_j \cdot (r_2 - r_o)}{F_{кр} \cdot y_o \cdot r_2} = 4.13 \cdot \text{МПа} < R_p = 8.85 \cdot \text{МПа} .$$

Запас составляет $\frac{R_p - \sigma_{\theta P}}{R_p} = 53\% .$

Максимальные радиальные напряжения сжатия

по центральному сечению определяются по формуле (23) п. 6.13 [1]

$$\sigma_r := \frac{M1_j \cdot \left[\ln\left(\frac{r_1}{r_o}\right) + \frac{r_o \cdot (r_o - r_1)}{r_o \cdot r_1} \right]}{F_{кр} \cdot y_o} = -0.25 \cdot \text{МПа} < R_{с90} = -1.80 \cdot \text{МПа} .$$

Запас составляет $\frac{R_{с90} - \sigma_r}{R_{с90}} = 86\% .$

▢ 6. ОТКРЫТЬ, если следует выполнить расчет криволинейного участка, или ЗАКРЫТЬ, если не требуется.

7. Расчет прогибов по второй группе предельных состояний

Расчет выполнен на нормативные нагрузки в программном комплексе SCAD.

Максимальное значение прогиба при полном симметричном нагружении, полученное в расчете по программе SCAD, составляет $f := 17.48 \text{ мм}$ (см. рис. 14) .

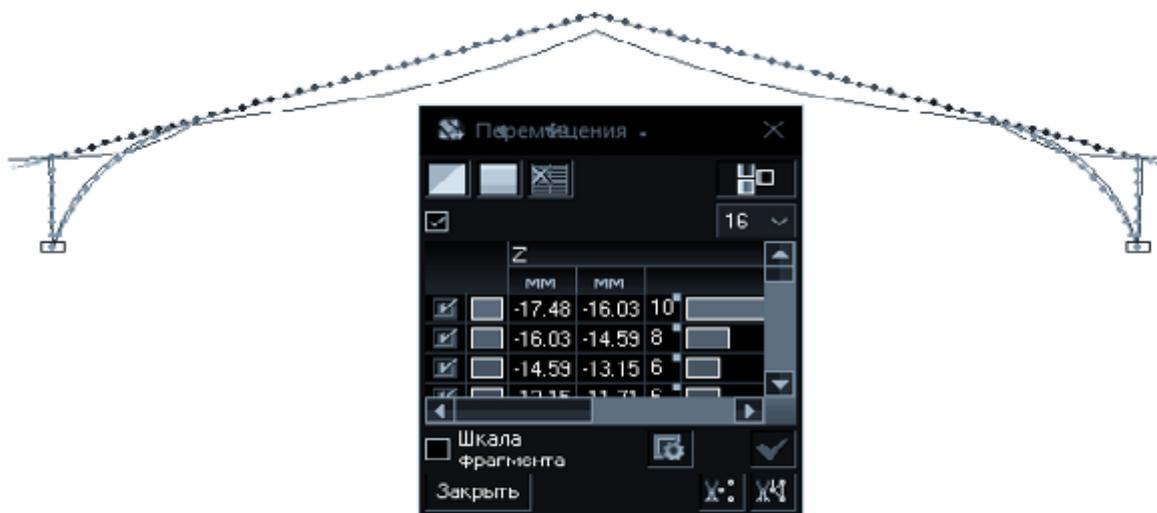


Рис. 14. Деформированное состояние конструкции при расчетном сочетании нормативных нагрузок

Предельный относительный прогиб $f_{пр}$ для пролета $L_{расч} = 40.4\text{-м}$ определится по линейной интерполяции в зависимости от того, выше или ниже 6 метров высота помещения от чистого пола помещения до низа несущей конструкции.

В настоящем примере высота помещения составляет $H_k = 11.00\text{-м}$.

Ниже даны параметры для вычисления предельного прогиба по СП 20.13330.2016 .

$$vl := \left(\frac{1}{120} \quad \frac{1}{150} \quad \frac{1}{200} \quad \frac{1}{250} \quad \frac{1}{300} \right)^T \quad vf_{\text{более.6м}} := (1\text{м} \quad 3\text{м} \quad 6\text{м} \quad 24\text{м} \quad 36\text{м})^T .$$

$$vf_{\text{менее.6м}} := (1\text{м} \quad 3\text{м} \quad 6\text{м} \quad 12\text{м} \quad 24\text{м})^T .$$

$$f_L := \begin{cases} \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{менее.6м}}, vl, L_{\text{расч}})} & \text{if } H_k \leq 6 \cdot \text{м} = 324 \\ \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{более.6м}}, vl, L_{\text{расч}})} & \text{if } H_k > 6 \cdot \text{м} \\ 300 & \text{if } H_{\text{эм}} \geq 36 \cdot \text{м} \end{cases}$$

Предельный прогиб составит $f_{\text{пр}} := L_{\text{расч}} \frac{1}{f_L} = 125 \cdot \text{мм}$.

Расчетный прогиб: $f = 17.48 \cdot \text{мм} < f_{\text{пр}} = 124.8 \cdot \text{мм}$. Запас составляет $\left(\frac{f_{\text{пр}} - f}{f_{\text{пр}}} \right) = 86 \cdot \%$.

8. Примерный расход древесины "в деле"

Выполненный расчет показал, что габаритные размеры сечения несущих конструкций (арок) покрытия составляют :

- в гнуктоклееной криволинейной части $h_{\text{кр}} = 148.5 \cdot \text{см}$;

- в прямолинейной части с переменной высотой сечения от $h_{\text{кр}} = 148.5 \cdot \text{см}$ до $h_{\text{к}} = 90.0 \cdot \text{см}$ с общей шириной сечения $b = 24.0 \cdot \text{см}$. Объем клееной древесины "в деле" на одну арку (состоящую из двух полуарок) составляет $V_{1\text{р}} := S \cdot F_{\text{ср}} = 14.85 \cdot \text{м}^3$.

При длине здания $D = 62.4 \cdot \text{м}$, шаге конструкции $Ш = 4.8 \cdot \text{м}$ и пролете здания $L_{\text{расч}} = 40.4 \cdot \text{м}$ общий расход древесины "в деле" на все конструкции покрытия составит

$$V_{\text{др}} := V_{1\text{р}} \cdot (n_{\text{ш}} + 1) = 207.9 \cdot \text{м}^3$$

Таким образом, примерный расход на кв. метр перекрываемой площади составит

$$V_{\text{рам.кв.м}} := \frac{V_{\text{др}}}{D \cdot L_{\text{расч}}} , \text{ где площадь пола составляет } D \cdot L_{\text{расч}} = 2521.0 \cdot \text{м}^2 .$$

Если в покрытии проектируемого здания применяются прогоны сечением, например, $h_{\text{пр}} := 240 \text{ мм}$,

$b_{\text{пр}} := 140 \text{ мм}$ с шагом вдоль скатов арок $Ш_{\text{пр}} := 3.0 \text{ м}$, то получим:

$$\text{Число прогонов на скатах составит } n_{\text{пр}} := \text{trunc} \left(\frac{S}{Ш_{\text{пр}}} \right) + 2 = 17 \text{ шт} .$$

При длине здания $D = 62 \cdot \text{м}$ общий расход древесины на прогоны составит

$$V_{\text{пр}} := h_{\text{пр}} \cdot b_{\text{пр}} \cdot n_{\text{пр}} \cdot D = 35.6 \cdot \text{м}^3$$

Примерный расход древесины на прогоны составит

$$V_{\text{прог.кв.м}} := \frac{V_{\text{пр}}}{D \cdot L_{\text{расч}}} = 0.014 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}$$

Суммарный расход древесины $V_{\text{кдк}} := V_{\text{др}} + V_{\text{пр}} = 243.5 \cdot \text{м}^3$.

Общий расход древесины в расчете на **1 кв. метр** перекрываемой площади составляет

$$V_{\text{кдк.кв.м}} := \frac{V_{\text{кдк}}}{(D \cdot L_{\text{расч}})} = 0.097 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}$$

Для расчета конструкций конькового и опорных узлов следует учесть величины опорных реакций, полученные в статическом расчете

*Нагрузки от фрагмента схемы для полного симметричного загрузеения снегом
(комбинация _____)*

Горизонтальный РАСПОР - $RX_{к2} = 30.38 \cdot тс$.

Вертикальная реакция слева в т. 1 $RZ_{к2.лев} = 32.87 \cdot тс$

справа в т. J = 83 $RZ_{к2.пра} = 32.87 \cdot тс$.

Равнодействующие опорных реакций на обеих опорах одинаковы и составляют $R_{оп.к2} = 44.76 \cdot тс$.

Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 5.1.2. Рама клеодошатая трехшарнирная типа "клюшка" переменной высоты сечения (нелинейный расчет, симметричное нагружение)

Запроектировать трехшарнирную клеодошатую арку/раму одноэтажного здания пролетом в осях $L := 40.40$ м и высотой в коньке $H := 10.0$ м.

Район строительства - _____ (_____ снеговой район), в котором нормативное значение снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $s_g := 2.5$ кПа.

Шаг поперечных рам $Ш := 4.8$ м. Число шагов по длине здания $n_w := 13$.

Длина здания $D := n_w \cdot Ш = 62.4$ м.

Высота от чистого пола до опоры несущей конструкции составляет $H_{эм} := 1.0$ м.

Конструктивный расчет выполнен в соответствии с СП 64.13330-2011 [1]. Статический расчет фермы выполнен с помощью расчетно-вычислительного комплекса SCAD (или Lira).

Расчет в SCAD (Lira) может производиться в 2 вариантах: нелинейной и линейной постановках (в смысле напряженно-деформированного состояния, т.е. соответственно с учетом геометрической нелинейности или без ее учета).

Для расчета в SCAD по "деформированной схеме" упругие характеристики материала (модули упругости и сдвига клееной древесины) закладываются в "жесткости" элементов в соответствии с п.5.4 СП 64.13330-2011 [1], а именно с коэффициентом $m_{дс}$, равным 0,75 для древесины и 0,8 для LVL.

В SCAD такой расчет называется **нелинейным** и выполняется с учетом геометрической нелинейности. Это означает, что расчет выполнен по **деформированной** схеме конструкции и использование коэффициента ξ (кси) не требуется.

Если же расчет в SCAD выполняется по "**недеформированной** схеме", то упругие характеристики (модули упругости и сдвига клееной древесины) принимаются в соответствии с п. 5.3 СП 64.13330-2011 [1], т.е. без понижающих коэффициентов или формально $m_{дс} = 1,0$ для древесины и LVL.

В SCAD такой расчет является обычным **линейным** расчетом. Однако для учета деформированного состояния отечественные нормы проектирования СП 64.13330 [1] в результаты расчета по недеформированной схеме требуют вводить коэффициент ξ (кси).

В настоящем отчете реализованы конструктивные расчеты для обоих вариантов статического расчета. Для этого следует выбрать вариант выполненного в SCAD статического расчета и скрыть или раскрыть соответствующие варианты "области" документа:

Выберем вариант выполненного статического расчета конструкции в SCAD

НЕЛИНЕЙНЫЙ расчет с учетом геометрической нелинейности
 ЛИНЕЙНЫЙ расчет без учета геометрической нелинейности

В настоящем примере выполняется конструктивный расчет, для которого в расчетном комплексе SCAD для трехшарнирной расчетной схемы клеодошатай деревянной рамы реализован статический вариант_расчета = "**НЕЛИНЕЙНЫЙ расчет с учетом геометрической нелинейности**"

▼ Открыть, если статический расчет в SCAD является НЕЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - линейным.

1. Статический расчет

1.1. Нелинейный статический расчет

Статический расчет выполнен в комплексе SCAD с учетом **деформированной** схемы конструкции. Приведенный ниже расчет выполнен с учетом геометрической нелинейности в соответствии с СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции, п. 5.4, в котором указано, что "При расчете по предельным состояниям первой группы по деформированной схеме модули упругости и сдвига следует принимать согласно п. 5.3 с умножением на коэффициент $m_{дс} = 0.75$ для древесины и $m_{дс} = 0.8$ для LVL".

Таким образом, модуль упругости древесины был принят $E_{др} = 100\ 000$ кгс/см² * 0.75 = 75 000 кгс/см².

Следует отметить, что расчет с помощью программ конечно-элементного анализа (таких как SCAD, Lira, STARK ES и др.) является универсальным способом выполнить статический расчет любой

по конфигурации конструкции с приложением любых нагрузок и их комбинаций. Это особенно важно для конструкций из древесины, так как древесина является низко модульным материалом, который обладает достаточно большой деформативностью.

В настоящем отчете представлен расчет для следующей комбинации нелинейных нагрузок :

▶ Открыть, если статический расчет в SCAD является НЕЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - линейным.

▶ Открыть, если статический расчет в SCAD является ЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - нелинейным.

- 1. Собственный вес +
- 2. Покрытие + оборудование +
- 3. Снег полный +
- 4. Снег слева
- 5. Ветер слева

На основе предварительных расчетов ветровая нагрузка разгружает систему, и поэтому в расчете не принималась. Расчет также показал, что наибольшие напряжения при снеговой нагрузке как длительной временной составляют около 60% от напряжений при полных временных и постоянных нагрузках. То есть не превышают 80%.

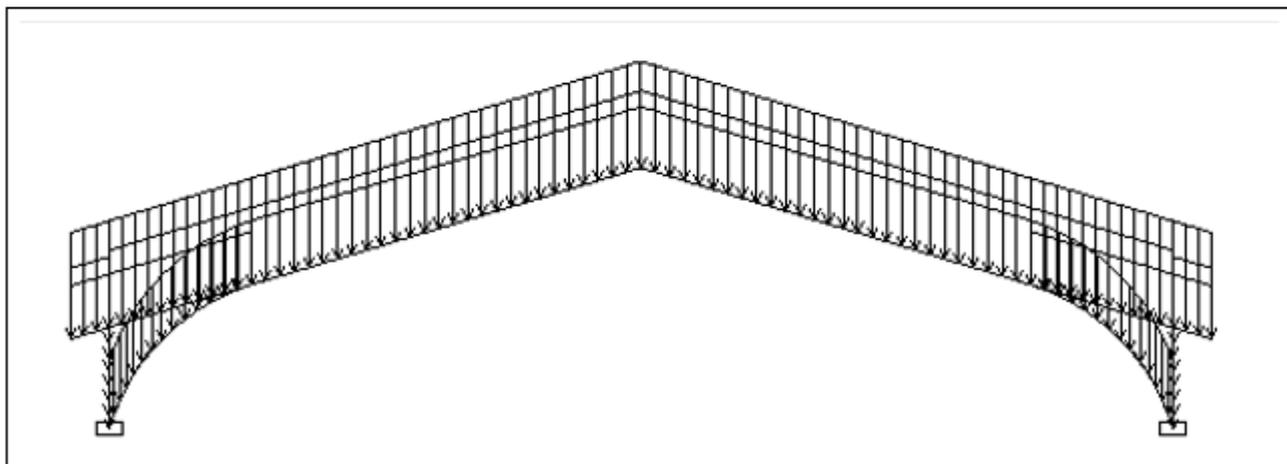


Рис. 1. Схема трехшарнирной рамы (по оси) с распределенными нагрузками

Выберем конструктивный тип рассчитываемой клеодощатой деревянной конструкции

- трехшарнирная арка
- трехшарнирная рама
- трехшарнирная стрельчатая арка

▶ Ввод данных из SCAD / Lira (координаты оси, усилия NMQ и др) закрыть после ввода и корректировки данных

Расчетный пролет конструкции составляет $L_{расч} = 40.40 \cdot м$. Высота в коньке $H_k = 11.00 \cdot м$.
Шаг конструкций - $Ш = 4.80 \cdot м$. Длина здания $D = 62.40 \cdot м$.



Рис. 2. Геометрическая схема трехшарнирной рамы (по оси)

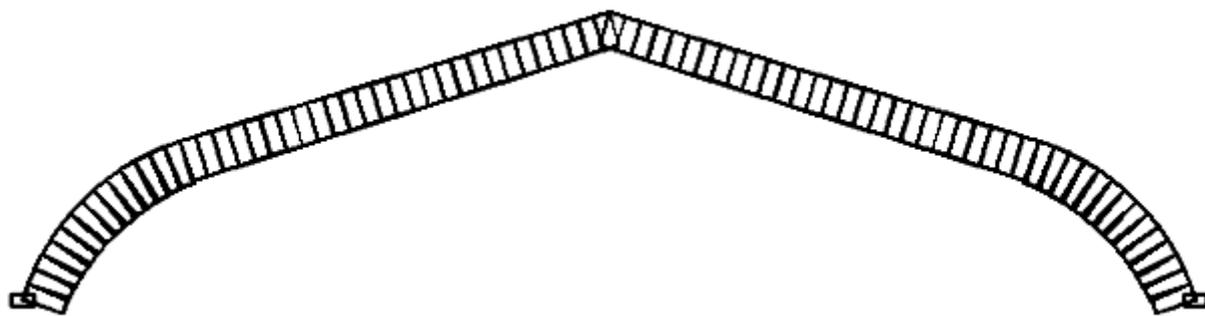


Рис. 3. Эпюры нормальных сил трехшарнирной рамы (по оси) из программы SCAD

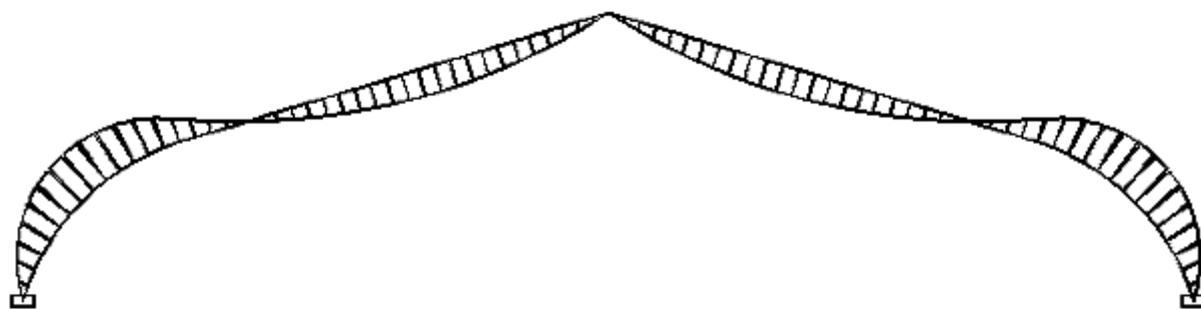


Рис. 4. Эпюры изгибающего момента трехшарнирной рамы (по оси) из программы SCAD

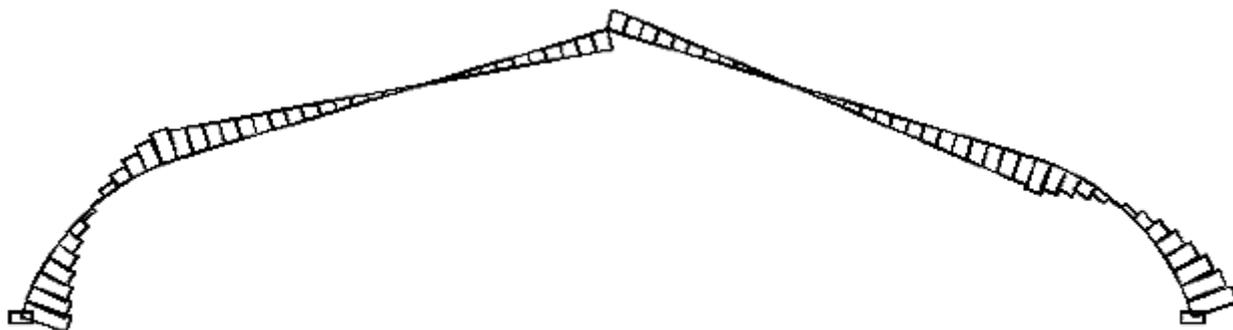


Рис. 5. Эпюры поперечных сил трехшарнирной рамы (по оси) из программы SCAD

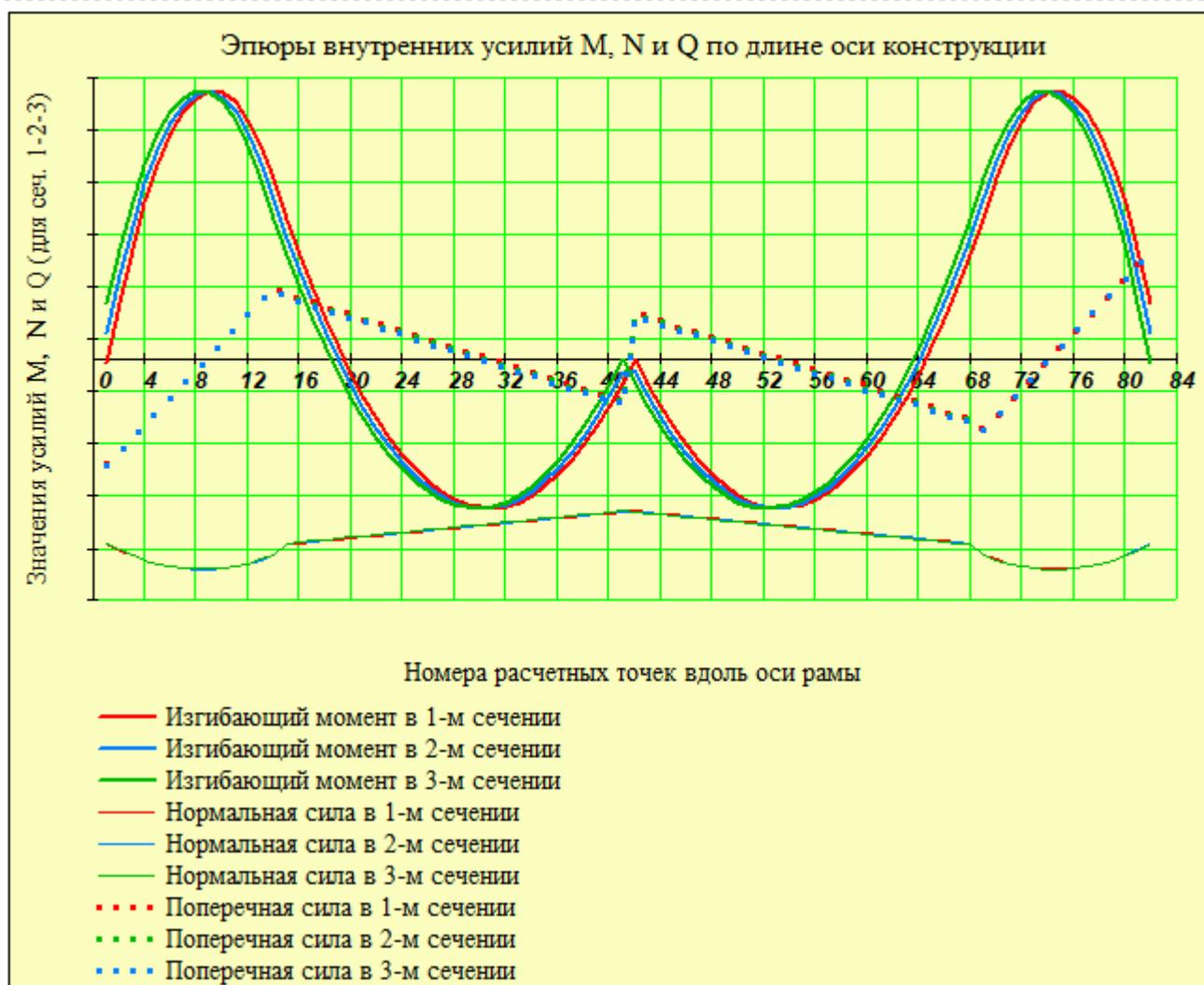


Рис. 6. Эпюры внутренних усилий NMQ трехшарнирной рамы (по оси)

По результатам статического расчета получены :

Опорные вертикальные реакции при полной постоянной и снеговой нагрузках $R_z = 32.87 \text{ тс}$.

Горизонтальные реакции (распор) при тех же нагрузках $R_x = 30.36 \text{ тс}$.

2. Подбор расчетного сопротивления сжатию, изгибу и растяжению

2.1. Геометрические параметры сечения конструкции

Рама, у которых отношение пролета $L_{расч} = 40.40 \text{ м}$ к высоте в коньке $H_{расч} = 10.00 \text{ м}$ более 3.0 обычно относят к аркам/рамам пологого очертания.

Проектируемая конструкция имеет отношение $\frac{L_{расч}}{H_{расч}} = 4.0$.

Предполагаем, что сечение конструкции остается постоянным по длине.

Для гнутоклееных рам типа "клюшка" пролетом 18 - 45 м высота сечения $h_{кр}$ в криволинейных участках предварительно задается как $h_{кр} = (1/25 - 1/40) L_{расч}$.

Толщину ламели (остроганной по обеим пластям доски) для гнутоклееных конструкций рекомендуется принимать не более 33 мм. Зададим толщину ламели с учетом острожки пластей $\delta_{\partial} = 33 \text{ мм}$ и число ламелей $n_{\partial} = 39$ шт. Тогда в криволинейной части высота составит $h_{кр} = n_{\partial} \cdot \delta_{\partial} = 1287 \text{ мм}$.

При расчетном пролете $L_{расч} = 40.4 \text{ м}$ соотношение $\left(\frac{L_{расч}}{h_{кр}} = 31 \right)$.

Ширина сечения, состоящая из одного или двух элементов по рис. 7 шириной $b_1 := 110 \text{ мм}$, составляет $b := 2 \cdot b_1 = 220 \text{ мм}$. Рекомендуемая компоновка сечения приведена на рис. 7.

Отношение высоты сечения к ее ширине обычно составляет от 4 до 7.

В нашем случае это отношение составляет $\frac{h_{кр}}{b} = 5.9$.

Компоновку сечений клеодощатых конструкций следует принимать с учетом сортамента пиломатериалов, технологии изготовления и требований унификации.

Рекомендуется принимать ширину сечения клееных конструкций:

- для одинарных блоков, склеенных из досок только по пласти (вариант 1, рис. 7):
80 мм, 100 мм, 120 мм, 140 мм, 160 мм;
- для одинарных блоков, склеенных из досок по пласти и по кромке (вариант 2, рис. 7):
не более 240 мм, причем расстояние между стыками по кромке - не менее толщины слоя δ_g ;
- для спаренного из двух клееных блоков на поперечных склеенных стержнях (вариант 3, рис. 7)
не более 360 мм.

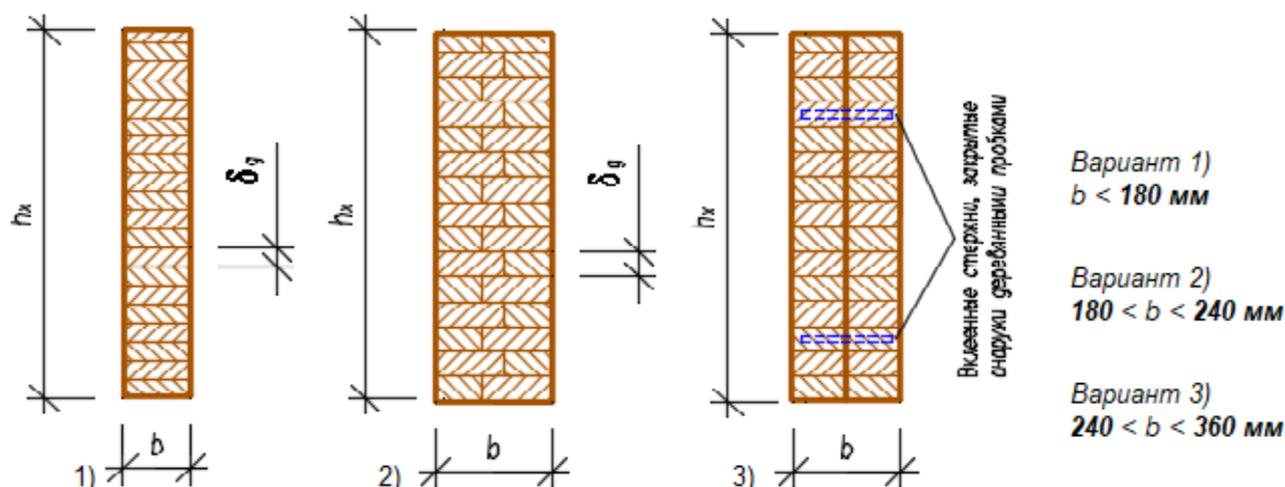


Рис. 7. Возможные виды сечений клеодощатой конструкции арки/рамы

☑ ОТКРЫТЬ, если требуется применить переменную высоту сечения по длине полурамы, и ЗАКРЫТЬ, если

2.2. Геометрические параметры переменного сечения по длине конструкции

Обычно в гнутоклееных рамах криволинейные участки находятся в значительно большем напряженном состоянии, чем прямолинейные (ригельные). Поэтому в целях экономии древесины и уменьшения монтажного веса ригельную прямолинейную часть выполняют переменной высотой сечения со скосом уменьшения в сторону конькового шарнира. При этом скошенная часть **не должна** располагаться со стороны растянутых волокон, так как это вызовет раскалывающие растягивающие напряжения поперек волокон.

Зададимся номером условной точки (N_0 элемента) сопряжения $t_1 := 17$ криволинейного участка с прямолинейным, в которой высота сечения становится переменной с уменьшением до элемента в коньке с номером $t_k = 41$. Зададим высоту сечения полурамы в коньке - $h_k := 750 \text{ мм}$. Тогда высота сечения в каждой расчетной точке вычисляется по следующей программе:

$$h_i := \begin{cases} h_{кр} & \text{if } i \leq t_1 \\ \left[h_{кр} - \frac{(h_{кр} - h_k)}{t_k - t_1} \cdot (i - t_1) \right] & \text{if } t_1 < i \leq t_k \\ h_{кр} & \text{if } t - t_1 < i \leq t \\ \left[h_k + \frac{(h_{кр} - h_k)}{t_k - t_1} \cdot (i - t_k - 1) \right] & \text{if } t_k < i \leq t - t_1 \end{cases}$$

Площадь сечения в криволинейной части рамы составляет $F_{кр} := h_{кр} \cdot b = 2831 \cdot \text{см}^2$ при высоте сечения $h_{кр} = 1287 \cdot \text{мм}$.

Площадь сечения рамы в коньке - $F_k := h_k \cdot b = 1650 \cdot \text{см}^2$ при $h_k = 750 \cdot \text{мм}$.

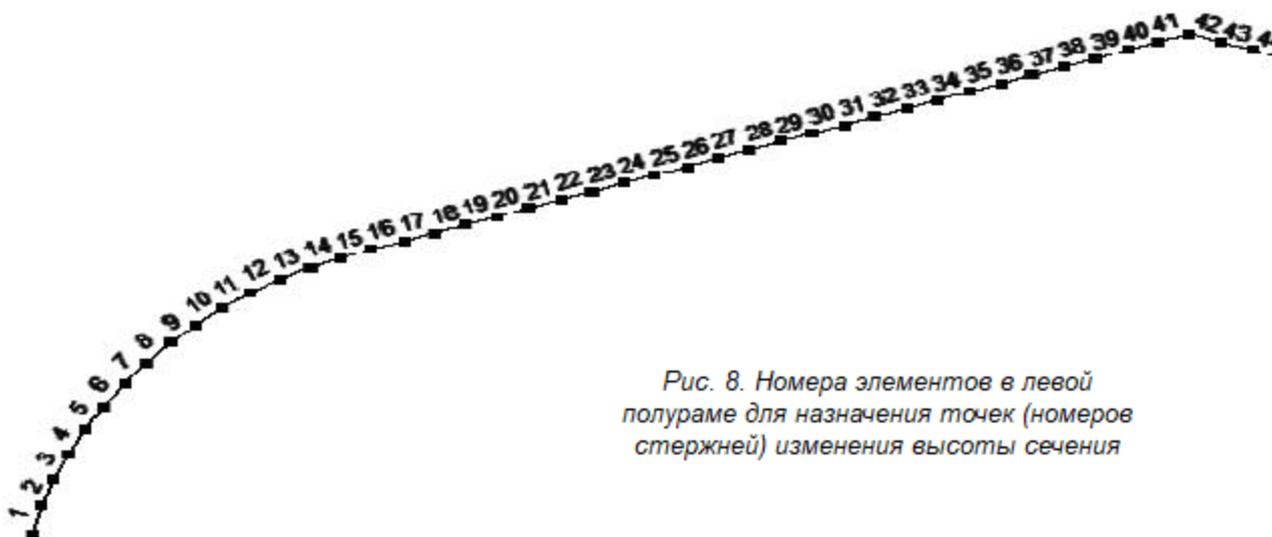


Рис. 8. Номера элементов в левой полураме для назначения точек (номеров стержней) изменения высоты сечения

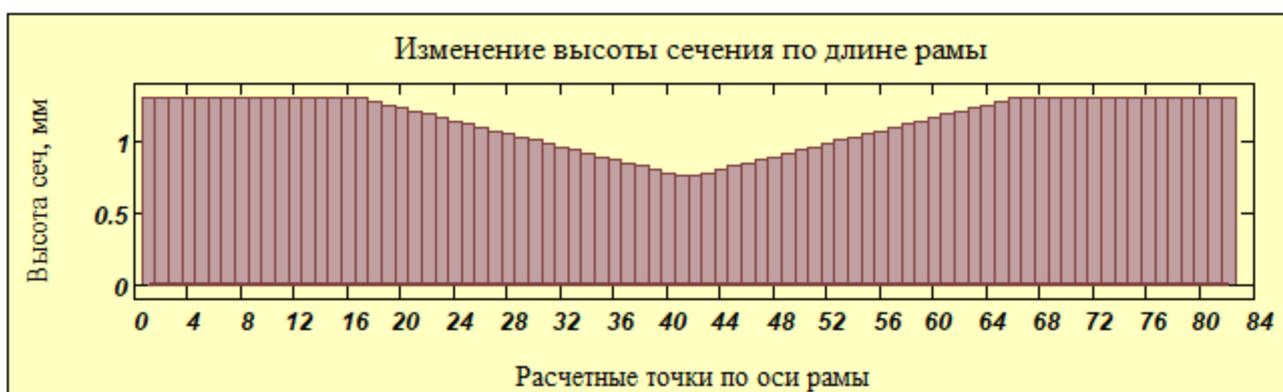


Рис. 9. Диаграмма изменения высоты сечения конструкции по длине оси конструкции

▲ ОТКРЫТЬ, если требуется применить переменную высоту сечения по длине полурамы, и ЗАКРЫТЬ, если

Если ось конструкции имеет участки разной кривизны, то следует определить тот из них, который содержит наименьший радиус, и присвоить его переменной r_{min} . Это необходимо для того, чтобы учесть особенности работы гнупоклееных участков большой кривизны в виде коэффициента условия работы $m_{ан}$.

Для определения наименьшего радиуса кривизны по длине полурамы следует задать произвольные номера **трех точек** (узлов) в порядке их возрастания в интервале от 1 до $t_k = 41$ (или точнее в пределах гнупоклееного участка от 1 до точки сопряжения $t_1 = 17$).

Задаем : 1-я точка $p1 := 3$; с координатами $X_{p1} = 40.0 \cdot \text{см}$ $Y_{p1} = 110.0 \cdot \text{см}$.
 2-я точка $p2 := 8$; с координатами $X_{p2} = 200.0 \cdot \text{см}$ $Y_{p2} = 340.0 \cdot \text{см}$.
 3-я точка $p3 := 13$; с координатами $X_{p3} = 430.0 \cdot \text{см}$ $Y_{p3} = 510.0 \cdot \text{см}$.

🔒 скрытый расчет центра кривизны - Ср авг 15 14:35:39 2018

Координаты центра кривизны $X_0 = 8.257 \cdot \text{м}$ $Y_0 = -2.659 \cdot \text{м}$.

При этом радиус кривизны составляет $r_{min} := \sqrt{(X_{p1} - X_0)^2 + (Y_{p1} - Y_0)^2} = 871.0 \cdot \text{см}$.

2.3. Геометрические параметры сечения криволинейного участка

При заданных высоте сечения и радиусе кривизны оси выбранного участка определим радиус кривизны ламели, ближайшей к центру кривизны этого участка $r_1 := r_{min} - 0.5 \cdot h_{кр} = 8.07 \cdot \text{м}$.

Участком **большой кривизны** для сжато-изгибаемых гнупоклееных элементов считается тот участок, в котором отношение центрального радиуса кривизны $r_{min} = 8.71 \cdot \text{м}$ к высоте сечения $h_{кр} = 1.29 \cdot \text{м}$ **меньше 8**. В нашем случае эта величина называется **относительным радиусом**

кривизны и составляет

$$\beta_{криве} := \frac{r_{min}}{h_{кр}} = 6.8$$

Кроме этого, желательно откорректировать толщину ламели, которая ограничивается величиной относительного радиуса кривизны наиболее изогнутой доски (ближайшей к центру кривизны). Так как максимально разрешенная технологическими нормами толщина ламели составляет **42 мм**, а минимальный **относительный радиус кривизны** одной доски определяется как $\beta_{1,криве} := \frac{r_1}{\delta_{\partial}}$ (при котором не учитываются начальные напряжения от гнутья и коэффициент условия работы $m_{эн} = 1.0$) составляет **250** и более, то для экономии клея и древесины рекомендуется для начала принимать доски максимальной толщины по условию $\beta_{1,криве} \geq 250$. Если это не удастся, то следует сделать обоснованный выбор, что важнее: сэкономить на клее с дорогим тонким пиломатериалом и закупить толстый, или взять тонкий пиломатериал, закупить больше клея (так как слоев станет больше) и обеспечить высокое качество и надежность конструкции. При этом надо понимать, что формально надежность конструкции остается в нормативных пределах.

В нашем случае относительный радиус наиболее изогнутой доски составляет $\beta_{1,криве} = 244$ при толщине одной ламели $\delta_{\partial} = 33 \cdot \text{мм}$.

Проверка криволинейного участка на степень кривизны (большая или малая)

2.4. Подбор расчетных сопротивлений древесины

В действующую нагрузку для данного расчета входит

- Ветровая или монтажная
 - Сейсмическая
 - не входит вышеуказанная
- нагрузка

- К26/1
- К24/2
- К16/3

Выберем **Класс/Сорт прочности** применяемой **Древесины** с СП 64.13330.2011 и **уровень ответственности** проектируемого здания

- Повышенный уровень ответственности
- Нормальный уровень ответственности
- Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 1.0$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

Выдержки из СП 64.13330.2011 по расчетным сопротивлениям ДРЕВЕСИНЫ, табл. 3

Подбор расчетного сопротивления древесины на сжатие вдоль волокон $R_{сж}$ выполняется в соответствии с СП 64.13330.2011 и состоит в определении ряда коэффициентов условий работы:

$$R_{сж} := R'_{сж} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_B \cdot m_O \cdot m_A \cdot m_{сл} \cdot m_{эн} \cdot \gamma_{н.сс}$$

где $R'_{сж}$ - расчетное сопротивление клееной древесины растяжению из табл 3 СП 64.13330.2011;

$m_e, m_T, m_D, m_H, m_B, m_A, m_{сл}, m_{эн}$ и $\gamma_{н.сс}$ - коэффициенты условий работы, рассмотренные ниже.

определения коэффициента m_B

Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m_B, m_O и m_A

Определение коэффициента $m_{сл}$

Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - $m_{сл}, m_{гн}$ и Гамма $n(сс)$, табл. 10 ... 12

Определение коэффициента $m_{гн}$

Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m_B, m_T, m_D и m_H

Ниже приведены все коэффициенты условий работы, имеющие следующие значения:

$m_e := 1.0$ - для различных условий эксплуатации (температурно-влажностный режим);

$m_T := 1.0$ - для конструкций, эксплуатируемых при температуре воздуха до + 35 °C (1.0) ... при

- $m_D := 1.0$ - для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок - (0.8);
- $m_H = 1.00$ - для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия кратковременных нагрузок (ветровой, монтажной, сейсмической);
- $m_B = 0.800$ - учет снижения прочности при высоте сечения элементов более 50 см для изгибаемых и сжато-изгибаемых конструкций;
- $m_O := 1.0$ - для растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении - 0.8, для другого напряженного состояния - 1.0;
- $m_A := 1.0$ - для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением (0.9);
- $m_{сл} = 1.00$ - учет влияния толщины слоя (ламели), см. выше;
- $m_{ЭН} = 0.99$ - учет снижения прочности за счет гнутья криволинейных клееных элементов;
- $\gamma_{н.сс} := 1.0$ - коэффициент надежности по сроку службы (равен от 1.0 до 0.9 - при сроке от 50 до 100 лет соответственно и 0.8 - более 100 лет);
- $\gamma_n = 1.00$ - коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751-2014 "Надежность строительных конструкций и оснований".

▶ Учет ответственности сооружения в усилиях

▶ Автоматический выбор расчетного сопротивления древесины по классам прочности и размерам сечения

Табличное значение расчетного сопротивления на сжатие (изгиб) из табл. 3 - СП 64.13330.2011 составляет (с учетом знака "-") $R'_{сж} = -13.0 \cdot \text{МПа}$ для Класс_прочности = 2.

Здесь следует отметить, что коэффициент $m_B = 0.80$ принят в "запас" по наибольшей высоте сечения в криволинейной части конструкции.

Тогда расчетное сопротивление на сжатие (изгиб) при эксплуатационных нагрузках равно

$$R_{сж} := R'_{сж} \cdot m_B \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_O \cdot m_A \cdot m_{сл} \cdot m_{ЭН} \cdot \gamma_{н.сс} = -10.3 \cdot \text{МПа}.$$

Табличное значение расчетного сопротивления на растяжение из табл. 3 - СП 64.13330.2011 составляет (с учетом знака "+") $R'_p = 9.0 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на растяжение вдоль волокон при эксплуатационных нагрузках равно

$$R_p := R'_p \cdot m_B \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_O \cdot m_A \cdot m_{ЭН} \cdot \gamma_{н.сс} = 8.9 \cdot \text{МПа}.$$

Табличное значение расчетного сопротивления на скалывание из табл. 3 - СП 64.13330.2011 составляет (с учетом знака "+") $R'_{ск} = 1.5 \cdot \text{МПа}$.

Длина рамы по оси

$$S := \sum_{j=1}^{J-1} \sqrt{(X_{p_{j+1}} - X_{p_j})^2 + (Y_{p_{j+1}} - Y_{p_j})^2} = 47.11 \cdot \text{м}.$$

Площадь сечения $F := b \cdot h$. Момент инерции $I := \frac{b \cdot h^3}{12}$. Момент сопротивления $W := \frac{b \cdot h^2}{6}$.

Радиус инерции сечения в гнutoкклееной части $r_{кр} := 0.289 \cdot h_{кр} = 37.2 \cdot \text{см}$.

Радиус инерции сечения в коньке $r_{пр} := 0.289 \cdot h_k = 21.7 \cdot \text{см}$.

Так как в силу переменности сечения радиусы инерции площади сечения переменны по длине, то гибкость конструкции будет увеличиваться, что скажется на напряженно-деформированном состоянии конструкции. Вычислим средневзвешенные по длине площадь сечения и радиус инерции:

Длина криволинейного участка

$$S_{кр} := \sum_{j=1}^{t_1} \sqrt{(X_{p_{j+1}} - X_{p_j})^2 + (Y_{p_{j+1}} - Y_{p_j})^2} = 9.71 \cdot \text{м}.$$

Длина прямолинейного участка $S_{пр} := \sum_{j=t_1+1}^{t_k} \sqrt{(X_{p_{j+1}} - X_{p_j})^2 + (Y_{p_{j+1}} - Y_{p_j})^2} = 13.84 \cdot м$.

Тогда средневзвешенный радиус инерции составит $r_{ср} := \frac{r_{кр} \cdot 2S_{кр} + (r_{кр} + r_{пр}) \cdot S_{пр}}{S} = 32.63 \cdot см$.

Средневзвешенная площадь сечения составит $F_{ср} := \frac{b \cdot [h_{кр} \cdot 2S_{кр} + (h_{кр} + h_{к}) \cdot S_{пр}]}{S} = 2484 \cdot см^2$.

Так как в расчетном комплексе SCAD для нашей трехшарнирной расчетной схемы реализован статический вариант_расчета = "НЕЛИНЕЙНЫЙ расчет с учетом геометрической нелинейности", то

Открыть, если используется ЛИНЕЙНЫЙ вариант расчета, и закрыть, если НЕЛИНЕЙНЫЙ

коэффициент ξ , учитывающий дополнительный момент от нормальной силы, $\xi = 1.00$.

3. Расчет на прочность сечений конструкции как сжато-изгибаемых элементов

Нормальные краевые напряжения в сеч. 1 по **нижней кромке** $\sigma_{1_{ниж.п}} := \frac{N1}{F} + \frac{M1}{\xi \cdot W}$.

Нормальные краевые напряжения в сеч. 1 по **верхней кромке** $\sigma_{1_{врх.п}} := \frac{N1}{F} - \frac{M1}{\xi \cdot W}$.

То же для **нижней кромки** в сечениях 2 $\sigma_{2_{ниж.п}} := \frac{N2}{F} + \frac{M2}{\xi \cdot W}$.

То же для **верхней кромки** в сечениях 2 $\sigma_{2_{врх.п}} := \frac{N2}{F} - \frac{M2}{\xi \cdot W}$.

То же для **нижней кромки** в сечениях 3 $\sigma_{3_{ниж.п}} := \frac{N3}{F} + \frac{M3}{\xi \cdot W}$.

То же для **верхней кромки** в сечениях 3 $\sigma_{3_{врх.п}} := \frac{N3}{F} - \frac{M3}{\xi \cdot W}$.



Рис. 10. Эпюры нормальных краевых напряжений вдоль оси рамы

Построим распределение нормальных напряжений по высоте сечения в расчетной точке $\kappa := 9$ (из анализа эпюр напряжений рис. 10). Высота сечения в этой точке равна $h_{\text{сеч}} := h_{\kappa} = 128.7 \cdot \text{см}$.

Рассчитаем распределение нормальных напряжений по высоте сечения $h_{\text{сеч}} = 1287 \cdot \text{мм}$ в точках "z"

от нижней грани до верхней $z := \frac{-h_{\text{сеч}}}{2}, \left(\frac{-h_{\text{сеч}}}{2} + \frac{h_{\text{сеч}}}{20} \right), \dots, \frac{h_{\text{сеч}}}{2}$ (с шагом $\frac{1}{20} \cdot h_{\text{сеч}} = 64.4 \cdot \text{мм}$).

Площадь сечения и момент инерции $F_{\text{сеч}} := h_{\text{сеч}} \cdot b = 2831 \cdot \text{см}^2$ $J_{\text{сеч}} := \frac{b \cdot h_{\text{сеч}}^3}{12} = 3908203 \cdot \text{см}^4$.

Эти напряжения во всех расчетных точках по оси составят $\sigma_{\text{сеч}}(z, \kappa) := \frac{N1_{\kappa}}{F_{\text{сеч}}} - \frac{M1_{\kappa}}{\xi \cdot J_{\text{сеч}}} \cdot z$.



Рис. 11. Эпюры нормальных краевых напряжений по высоте сечения в расчетной точке $\kappa = 9$

Напряжения по центральной оси сечения в точке $\kappa = 9$ составляют $\sigma_{\text{сеч}}(0, \kappa) = -1.39 \cdot \text{МПа}$.

Теперь построим распределение напряжений по высоте сечения в расчетной точке $\kappa := 51$

(из анализа эпюр напряжений рис. 10). Высота сечения в этой точке равна $h_{\text{сеч}} := h_{\kappa} = 95.1 \cdot \text{см}$.

Рассчитаем распределение нормальных напряжений по высоте сечения $h_{\text{сеч}} = 951 \cdot \text{мм}$ в точках "z"

от нижней грани до верхней $z := \frac{-h_{\text{сеч}}}{2}, \left(\frac{-h_{\text{сеч}}}{2} + \frac{h_{\text{сеч}}}{20} \right), \dots, \frac{h_{\text{сеч}}}{2}$ (с шагом $\frac{1}{20} \cdot h_{\text{сеч}} = 47.6 \cdot \text{мм}$).

Площадь сечения и момент инерции $F_{\text{сеч}} := h_{\text{сеч}} \cdot b = 2093 \cdot \text{см}^2$ $J_{\text{сеч}} := \frac{b \cdot h_{\text{сеч}}^3}{12} = 1578689 \cdot \text{см}^4$.

Эти напряжения во всех расчетных точках по оси составят $\sigma_{\text{сеч}}(z, \kappa) := \frac{N2_{\kappa}}{F_{\text{сеч}}} - \frac{M2_{\kappa}}{\xi \cdot J_{\text{сеч}}} \cdot z$.

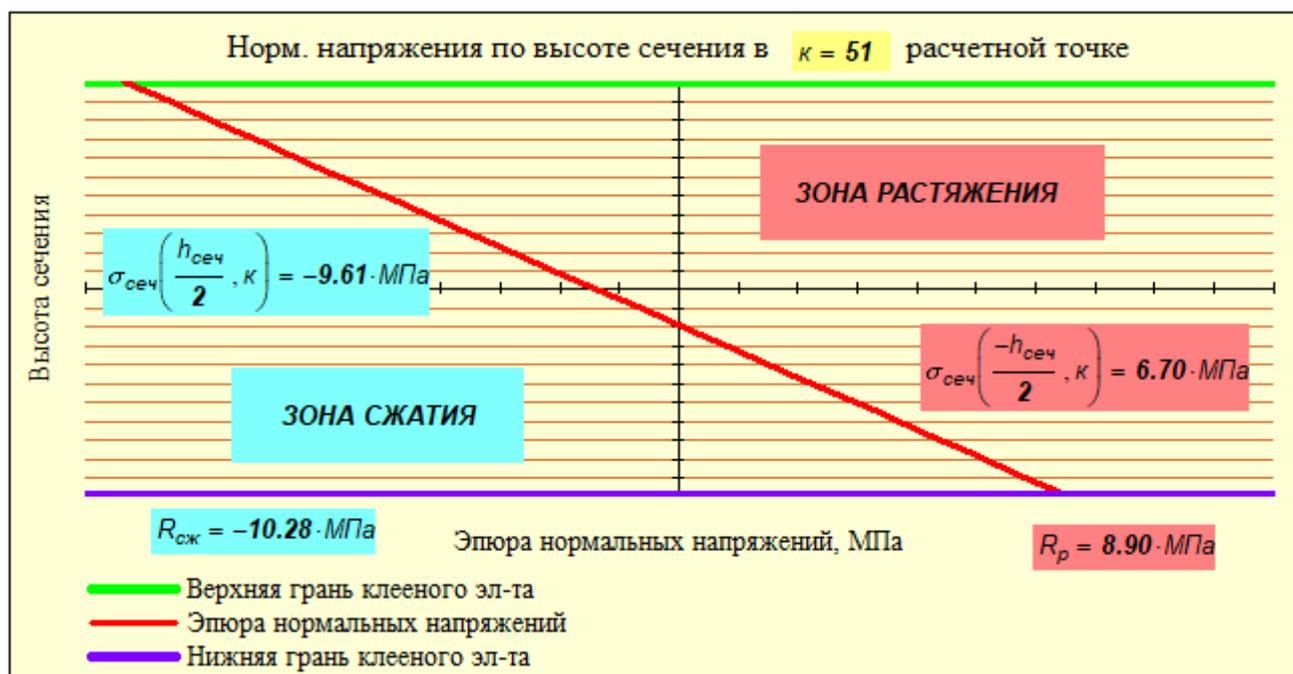


Рис. 12. Эпюры нормальных краевых напряжений по высоте сечения в расчетной точке $k = 51$

Напряжения по центральной оси сечения в точке $k = 51$ составляют $\sigma_{сеч}(0, k) = -1.46 \cdot \text{МПа}$.

Результаты расчета сечений на прочность по нормальным напряжениям

В наиболее напряженном месте в точке $k = 9$ с размерами сечения $h_k = 128.7 \cdot \text{см}$ и $b = 22.0 \cdot \text{см}$.

Для 1-го сечения

$$\sigma_{1\max} := \max(\sigma_{1\text{ниж.п}}, \sigma_{1\text{верх.п}}) = 6.94 \cdot \text{МПа} < R_p = 8.90 \cdot \text{МПа}.$$

$$\text{Запас прочности по растяжению} \quad \frac{|R_p| - |\sigma_{1\max}|}{|R_p|} = 22\%.$$

$$\sigma_{1\min} := \min(\sigma_{1\text{ниж.п}}, \sigma_{1\text{верх.п}}) = -9.94 \cdot \text{МПа} < R_{сж} = -10.28 \cdot \text{МПа}.$$

$$\text{Запас прочности по сжатию} \quad \frac{|R_{сж}| - (|\sigma_{1\min}|)}{|R_{сж}|} = 3\%.$$

Для 2-го сечения

$$\sigma_{2\max} := \max(\sigma_{2\text{ниж.п}}, \sigma_{2\text{верх.п}}) = 6.80 \cdot \text{МПа} < R_p = 8.90 \cdot \text{МПа}.$$

$$\text{Запас прочности по растяжению} \quad \frac{|R_p| - |\sigma_{2\max}|}{|R_p|} = 24\%.$$

$$\sigma_{2\min} := \min(\sigma_{2\text{ниж.п}}, \sigma_{2\text{верх.п}}) = -9.73 \cdot \text{МПа} < R_{сж} = -10.28 \cdot \text{МПа}.$$

$$\text{Запас прочности по сжатию} \quad \frac{|R_{сж}| - (|\sigma_{2\min}|)}{|R_{сж}|} = 5\%.$$

Для 3-го сечения

$$\sigma_{3\max} := \max(\sigma_{3\text{ниж.п}}, \sigma_{3\text{верх.п}}) = 6.94 \cdot \text{МПа} < R_p = 8.90 \cdot \text{МПа}.$$

$$\text{Запас прочности по растяжению} \quad \frac{|R_p| - |\sigma_{3\max}|}{|R_p|} = 22\%.$$

$$\sigma_{3\min} := \min(\sigma_{3\text{ниж.п}}, \sigma_{3\text{верх.п}}) = -9.94 \cdot \text{МПа} < R_{сж} = -10.28 \cdot \text{МПа}.$$

$$\text{Запас прочности по сжатию} \quad \frac{|R_{сж}| - (|\sigma_{3\min}|)}{|R_{сж}|} = 3\%.$$

4. Проверка прочности по скалыванию при изгибе

Расчет сжато-изгибаемых элементов на прочность по скалыванию в соответствии с п. 6.18 СП 64.13330.2011 выполняется по формуле

$$\sigma_{ск} := \frac{Q \cdot S'_{бр}}{J_{бр} \cdot b} + \Delta\tau < R_{ск} = 1.50 \cdot \text{МПа} \quad (R_{ск} = 15.3 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}).$$

4.1. Проверка в пролетном сечении в расчетной точке $\kappa := t_{\kappa} = 41$ (в коньке)

Из статического расчета величина максимальной поперечной силы $Q_{\kappa} = 8.70 \cdot \text{тс}$.

Статический момент брутто расчетного сечения $S'_{бр} := \frac{b \cdot (h_{\kappa})^2}{8} = 15469 \cdot \text{см}^3$.

Момент инерции брутто расчетного сечения $J_{бр} := \frac{b \cdot (h_{\kappa})^3}{12} = 773438 \cdot \text{см}^4$.

Эксцентриситет передачи нормальной силы $N_{\kappa} = -28.90 \cdot \text{тс}$ в расчетной точке $\kappa = 41$ составляет $e := 0 \text{ мм}$.

(Для криволинейных конструкций обычно "e" принимают равным нулю. Для конструкций из прямолинейных элементов эксцентриситет принимают из конструктивных соображений узла опирания, но не более $0.25 h$).

$$\Delta\tau := \frac{1.75 \cdot |N_{\kappa}| \cdot e}{b \cdot (h_{\kappa})^2} = 0.00 \cdot \text{МПа}.$$

Таким образом, касательные напряжения составляют

$$\tau_{пр} := \frac{Q_{\kappa} \cdot S'_{бр}}{J_{бр} \cdot b} + \Delta\tau = 0.78 \cdot \text{МПа}.$$

Запас составляет $\frac{R_{ск} - \tau_{пр}}{R_{ск}} = 48 \cdot \%$.

4.2. Проверка в опорном сечении в расчетной точке $\kappa := t = 82$ (или $\kappa = 1$)

Из статического расчета величина максимальной поперечной силы $Q_{оп} = 20.20 \cdot \text{тс}$.

Статический момент брутто расчетного сечения $S'_{бр} := \frac{b \cdot (h_{\kappa})^2}{8} = 45550 \cdot \text{см}^3$.

Момент инерции брутто расчетного сечения $J_{бр} := \frac{b \cdot (h_{\kappa})^3}{12} = 3908203 \cdot \text{см}^4$.

Эксцентриситет "e" передачи нормальной силы $N_{оп} = 35.20 \cdot \text{тс}$ в расчетной точке $\kappa = 82$ составляет $e := 0 \text{ мм}$.

(Для криволинейных конструкций обычно "e" принимают равным нулю. Для конструкций из прямолинейных элементов эксцентриситет принимают из конструктивных соображений узла опирания, но не более $0.25 h$).

$$\Delta\tau := \frac{1.75 \cdot |N_{оп}| \cdot e}{b \cdot (h_{\kappa})^2} = 0.00 \cdot \text{МПа}.$$

Таким образом, касательные напряжения составляют

$$\tau_{оп} := \frac{Q_{оп} \cdot S'_{бр}}{J_{бр} \cdot b} + \Delta\tau = 1.05 \cdot \text{МПа}.$$

Запас составляет $\frac{R_{ск} - \tau_{оп}}{R_{ск}} = 30 \cdot \%$.

► Открыть, если конструкция состоит из прямолинейных элементов, и закрыть, если из криволинейных

5. Проверка устойчивости плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов

Устойчивость от бокового выпучивания зависит от поперечной жесткости самой конструкции и от раскрепления ее поперечными связями в покрытии. Например, связевыми распорками, прогонами или плитами покрытия. Расчет выполняется по следующей формуле :

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_u \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M_{\partial}}{\varphi_M \cdot R_u \cdot W_{бр}} \right)^n \leq 1.0 \quad (\text{Для расчетного сечения } k := 75),$$

где $F_{бр} := F_K = 2831 \cdot \text{см}^2$ - площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента ;

$W_{бр} := W_K = 60734 \cdot \text{см}^3$ - максимальный момент сопротивления брутто на участке l_p с высотой сечения $h_K = 1287 \cdot \text{мм}$ и шагом конструкций $Ш = 4.80 \cdot \text{м}$;

n - показатель, равный = 2, если участок l_p имеет закрепления только по сжатой кромке, равный = 1, если участок l_p имеет еще закрепления по растянутой кромке.

Принимаем этот показатель $n := 2$.

Для раскрепления сжатой кромки конструкции обычно принимают установку деревянных распорок с шагом примерно равным шагу основных конструкций.

В нашем случае из эпюры нормальных напряжений (рис.10) видим, что участок конструкции между точками $T_1 := 73$ и $T_2 := 76$ является наиболее напряженным. Тогда расстояние вдоль оси конструкции между этими точками будем считать шагом раскрепляющих распорок и вычислим его по

следующей формуле: $l_p(T_1, T_2) := \sum_{j=T_1}^{T_2} \sqrt{(X_{p_{T_1}} - X_{p_{T_2}})^2 + (Y_{p_{T_1}} - Y_{p_{T_2}})^2}$.

Так, длина участка между точками раскрепления конструкции из плоскости $l_p := l_p(T_1, T_2) = 6.81 \cdot \text{м}$.

Примем расстояние между распорками $l_p := 5.0 \cdot \text{м}$.

Боковая устойчивость для изгибаемых элементов прямоугольного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, оценивается коэффициентом φ_M (в соответствии с п. 6.20). Для вычисления этого коэффициента предварительно определим из [1, Прил. Е, табл. Е.2.] величины k_{ϕ} и $k_{жм}$.

Распределение изгибающего момента при $d := \begin{cases} \frac{M2_{T_2}}{M2_{T_1}} & \text{if } \frac{M2_{T_2}}{M2_{T_1}} \leq 1 = 0.97 \\ \frac{M2_{T_1}}{M2_{T_2}} & \text{otherwise} \end{cases}$ и при $\beta := \frac{h_K}{h_{T_1}} = 1.00$

коэффициенты $k_{\phi} := 1.75 - 0.75 \cdot d = 1.02$, $k_{жм} := \beta^{\frac{1}{3-d}} = 1.00$.

Таким образом, значение $\varphi_M := 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h_{T_1}} \cdot k_{\phi} \cdot k_{жм} = 1.08$ при коэффициенте расчетной длины

$\mu := 0.7$ (для жесткой заделки обоих концов участка) и гибкости $\lambda_p := \frac{l_p \cdot \mu}{0.289 \cdot b} = 55.0$.

Коэффициент продольного изгиба $\varphi := \frac{3000}{\lambda_p} = 54.50$.

По формуле [1, (22)] $\sigma_{уст} := \frac{N2_K}{\varphi \cdot |R_{сж}| \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M2_K}{\varphi_M \cdot |R_{сж}| \cdot W_{бр}} \right)^n = 0.53 \leq 0$.

Минимальный запас по устойчивости между $T_1 = 73$ и $T_2 = 76$ составляет $\frac{1 - \sigma_{уст}}{1} = 47\%$.

Шаг несущих арок составляет $Ш = 4.80$ м.

Обычно шаг раскрепления связевых распорок (l_p) принимают равным или близким шагу несущих конструкций ($Ш$), тогда связевая решетка устраивается примерно под углом $40^\circ - 50^\circ$ и связи работают наиболее эффективно.

Раскрепляем конструкцию из плоскости в точках верхней кромки распорками с шагом $l_p = 5.00$ м.

6. Проверка прочности гнукотклееного криволинейного участка

Так как относительный радиус кривизны для участка с наибольшей кривизной составляет $\beta_{крив} = 6.77$, то = "Следует выполнить расчет криволинейного участка, т.к. $\beta_{крив} < 8$ ".

6. ОТКРЫТЬ, если следует выполнить расчет криволинейного участка, или ЗАКРЫТЬ, если не требуется.

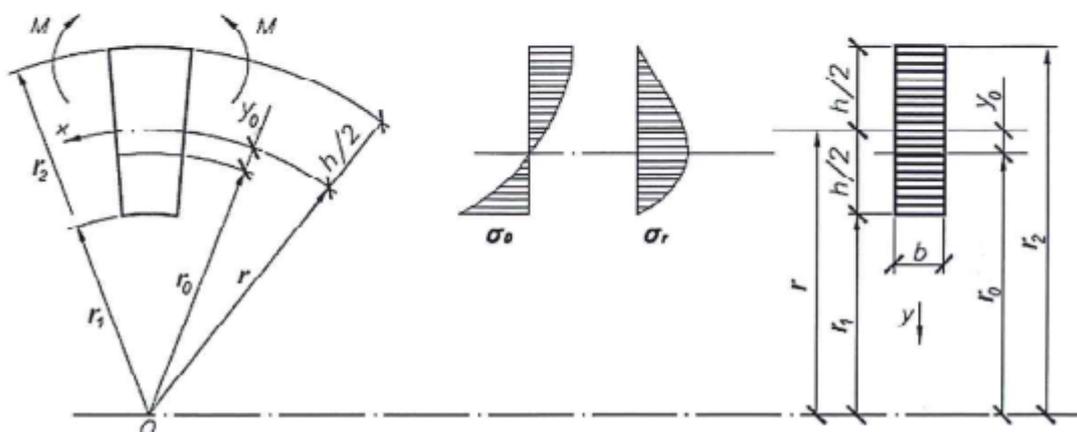


Рис. 13. Расчетная схема криволинейного участка гнукотклееной рамы

Расчет выполнен в соответствии с [1. п. 6.19]. В криволинейном участке распределение нормальных напряжений отличается от распределения в прямолинейном участке. Криволинейные (гнуемые) участки клееных деревянных конструкций, изгибаемые моментом M , уменьшающим их кривизну, следует рассчитывать по формулам кривых брусьев (21), (22 и (23) п. 6.13.[1].

Расчетное сопротивление древесины на сжатие по всей площади поперек волокон $R_{сж0} = -1.80$ МПа.

Проверим прочность криволинейного участка в точке $j = 9$ (до $t_1 = 17$ или от $t_{max} - t_1 = 65$ до $t_{max} = 82$), с высотой сечения $h_{кр} = 1287$ мм.

$$J_{кр} := \frac{b \cdot (h_{кр})^3}{12} = 3908203 \cdot \text{см}^4 \text{ - момент сопротивления сечения;}$$

$$F_{кр} := b \cdot h_{кр} = 2831 \cdot \text{см}^2 \text{ - площадь сечения гнукотклееного участка;}$$

$$r_1 = 806.6 \text{ см - минимальный радиус кривизны по внутренней кромке гнукотклееного участка;}$$

$$r_2 := r_1 + h_{кр} = 935.3 \text{ см - максимальный радиус кривизны по наружной кромке гнукотклееного участка;}$$

$$y_0 := \frac{J_{кр} \cdot 2}{F_{кр} \cdot (r_1 + r_2)} = 15.8 \text{ мм - смещение нейтральной оси от геометрической оси гнутого участка;}$$

$$r_0 := r_2 - 0.5 \cdot h_{кр} - y_0 = 869.4 \text{ см - радиус кривизны нейтрального слоя ;}$$

Нормальные тангенциальные напряжения сжатия

на внутренней кромке (по малому радиусу) определяются по формуле (21) п. 6.13 [1]

$$\sigma_{\theta C} := \frac{N1_j}{F_{кр}} + \frac{M1_j \cdot (r_0 - r_1)}{F_{кр} \cdot y_0 \cdot r_1} = -10.02 \text{ МПа} < R_{сж} = -10.28 \text{ МПа}.$$

$$\text{Запас составляет } \frac{R_{сж} - \sigma_{\theta C}}{R_{сж}} = 3\%.$$

Нормальные тангенциальные напряжения растяжения

на внешней кромке (по большому радиусу) определяются по формуле (22) п. 6.13 [1]

$$\sigma_{\theta P} := \frac{N1_j}{F_{кр}} - \frac{M1_j \cdot (r_2 - r_o)}{F_{кр} \cdot y_o \cdot r_2} = 6.44 \cdot \text{МПа} < R_p = 8.90 \cdot \text{МПа} .$$

Запас составляет $\frac{R_p - \sigma_{\theta P}}{R_p} = 28\% .$

Максимальные радиальные напряжения сжатия по формуле (23) п. 6.13 [1]

по центральному сечению определяются по формуле

$$\sigma_r := \frac{M1_j \cdot \left[\ln\left(\frac{r_1}{r_o}\right) + \frac{r_o \cdot (r_o - r_1)}{r_o \cdot r_1} \right]}{F_{кр} \cdot y_o} = -0.32 \cdot \text{МПа} < R_{с90} = -1.80 \cdot \text{МПа} .$$

Запас составляет $\frac{R_{с90} - \sigma_r}{R_{с90}} = 82\% .$

6. ОТКРЫТЬ, если следует выполнить расчет криволинейного участка, или ЗАКРЫТЬ, если не требуется.

7. Расчет прогибов по второй группе предельных состояний

Расчет выполнен на нормативные нагрузки в программном комплексе SCAD.

Максимальное значение прогиба при полном симметричном нагружении, полученное в расчете по программе SCAD, составляет $f := 33.35 \text{ мм}$ (см. рис. 14) .

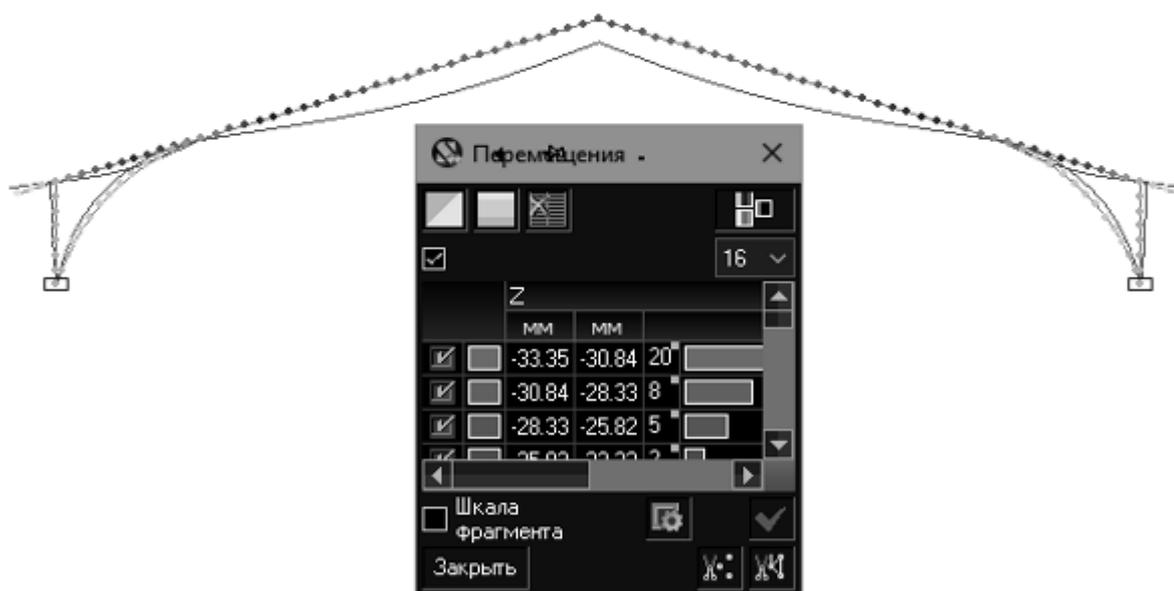


Рис. 14. Деформированное состояние конструкции при расчетном сочетании нормативных нагрузок

Предельный относительный прогиб $f_{нр}$ для пролета $L_{расч} = 40.4 \cdot \text{м}$ определится по линейной интерполяции в зависимости от того, выше или ниже 6 метров высота помещения от чистого пола помещения до низа несущей конструкции.

В настоящем примере высота помещения составляет $H_k = 11.00 \cdot \text{м}$.

Ниже даны параметры для вычисления предельного прогиба по СП 20.13330.2016.

$$v_l := \left(\frac{1}{120} \quad \frac{1}{150} \quad \frac{1}{200} \quad \frac{1}{250} \quad \frac{1}{300} \right)^T \quad v_{f_{\text{более.6м}}} := (1 \text{ м} \quad 3 \text{ м} \quad 6 \text{ м} \quad 24 \text{ м} \quad 36 \text{ м})^T .$$

$$v_{f_{\text{менее.6м}}} := (1 \text{ м} \quad 3 \text{ м} \quad 6 \text{ м} \quad 12 \text{ м} \quad 24 \text{ м})^T .$$

$$f_L := \begin{cases} \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{менее.6м}}, vl, L_{\text{расч}})} & \text{if } H_k \leq 6 \cdot M = 324 \\ \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{более.6м}}, vl, L_{\text{расч}})} & \text{if } H_k > 6 \cdot M \\ 300 & \text{if } H_{\text{эм}} \geq 36 \cdot M \end{cases}$$

Предельный прогиб составит $f_{\text{пр}} := L_{\text{расч}} \frac{1}{f_L} = 124.8 \cdot \text{мм}$.

Расчетный прогиб: $f = 33.35 \cdot \text{мм} < f_{\text{пр}} = 125 \cdot \text{мм}$.

$$\text{Запас составляет } \left(\frac{f_{\text{пр}} - f}{f_{\text{пр}}} \right) = 73\%.$$

8. Примерный расход древесины "в деле"

Выполненный расчет показал, что габаритные размеры сечения несущих конструкций (арок) покрытия составляют:

- в гнукклееной криволинейной части $h_{\text{кр}} = 128.7 \cdot \text{см}$;

- в прямолинейной части с переменной высотой сечения от $h_{\text{кр}} = 128.7 \cdot \text{см}$ до $h_k = 75.0 \cdot \text{см}$.

с общей шириной сечения $b = 22.0 \cdot \text{см}$. Объем клееной древесины "в деле" на одну арку (состоящую из двух полуарок) составляет $V_{1p} := S \cdot F_{\text{ср}} = 11.70 \cdot \text{м}^3$.

При длине здания $D = 62.4 \cdot \text{м}$, шаге конструкции $Ш = 4.8 \cdot \text{м}$ и пролете здания $L_{\text{расч}} = 40.4 \cdot \text{м}$.

Общий расход древесины "в деле" на все конструкции покрытия составит

$$V_{\text{др}} := V_{1p} \cdot (n_{\text{ш}} + 1) = 163.8 \cdot \text{м}^3.$$

Таким образом, примерный расход на кв. метр перекрываемой площади составит

$$V_{\text{рам.кв.м}} := \frac{V_{\text{др}}}{D \cdot L_{\text{расч}}} = 0.065 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}, \text{ где площадь пола составляет } D \cdot L_{\text{расч}} = 2521.0 \cdot \text{м}^2.$$

Если в покрытии проектируемого здания применяются прогоны сечением, например, $h_{\text{пр}} := 240 \cdot \text{мм}$, $b_{\text{пр}} := 140 \cdot \text{мм}$ с шагом вдоль скатов арок $Ш_{\text{пр}} := 3.0 \cdot \text{м}$, то получим:

Число прогонов на скатах составит $n_{\text{пр}} := \text{trunc}\left(\frac{S}{Ш_{\text{пр}}}\right) + 2 = 17 \text{ шт}$.

При длине здания $D = 62 \cdot \text{м}$ общий расход древесины на прогоны составит

$$V_{\text{пр}} := h_{\text{пр}} \cdot b_{\text{пр}} \cdot n_{\text{пр}} \cdot D = 35.6 \cdot \text{м}^3.$$

Примерный расход древесины на прогоны составит

$$V_{\text{прог.кв.м}} := \frac{V_{\text{пр}}}{D \cdot L_{\text{расч}}} = 0.014 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}.$$

Суммарный расход древесины $V_{\text{кдк}} := V_{\text{др}} + V_{\text{пр}} = 199.5 \cdot \text{м}^3$.

Общий расход древесины в расчете на **1 кв. метр** перекрываемой площади составляет

$$V_{\text{кдк.кв.м}} := \frac{V_{\text{кдк}}}{(D \cdot L_{\text{расч}})} = 0.079 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}.$$

+

Для расчета конструкций конькового и опорных узлов следует учесть величины опорных реакций, полученные в статическом расчете

**Нагрузки от фрагмента схемы для полного симметричного загрузеения снегом
(комбинация _____)**

Горизонтальный РАСПОР - $RX_{к2} = 30.28 \cdot mc$.

Вертикальная реакция слева в т. 1 $RZ_{к2.лев} = 32.87 \cdot mc$

справа в т. J = 83 $RZ_{к2.прав} = 32.54 \cdot mc$.

Равнодействующие опорных реакций на обеих опорах одинаковы и составляет $R_{оп.к2} = 44.45 \cdot mc$.

Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 5.2. Рама трехшарнирная клеодощатая с карнизным узлом на нагелях, поставленных по кругу

Запроектировать клеодощатую трехшарнирную раму с жестким карнизным узлом на стальных нагелях, расставленных по концентрическим кругам. Номинальный пролет рамы в осях $L := 21.0$ м (при 0-привязке осей к наружным граням стоек).

Район строительства - г. _____, в котором нормативное значение веса снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $S_g := 1.5$ кПа по [2, табл. 10.1].

Высота стойки рамы в карнизном узле по наружным граням принята $H_{cm} := 4.0$ м.

Высота отметки опорной площадки над отметкой чистого пола $H_{чп} := 0.150$ м.

Уклон скатов крыши обычно принимают около **1 : 4** (или 0.25). Назначим уклон ригеля рамы для проектируемого здания $i_{ск} := 0.25 = 25\%$, тогда угол наклона $\theta := \text{atan}(i_{ск}) = 14.04^\circ$.

Высота рамы в коньке соответственно составит $H_p := H_{cm} + 0.5L \cdot i_{ск} = 662.5$ см.

Шаг рам $Ш := 3.0$ м. Число шагов по длине здания $n_{ш} := 11$. Длина здания $D := n_{ш} \cdot Ш = 33.0$ м.

Соединение ригеля и стойки в карнизном узле - жесткое, с помощью стальных гладких нагелей, расставленных по концентрическим окружностям расчетного диаметра с учетом правил расстановки нагелей в древесине. Конструктивное решение рамы и карнизного узла приведено на рис. 1.

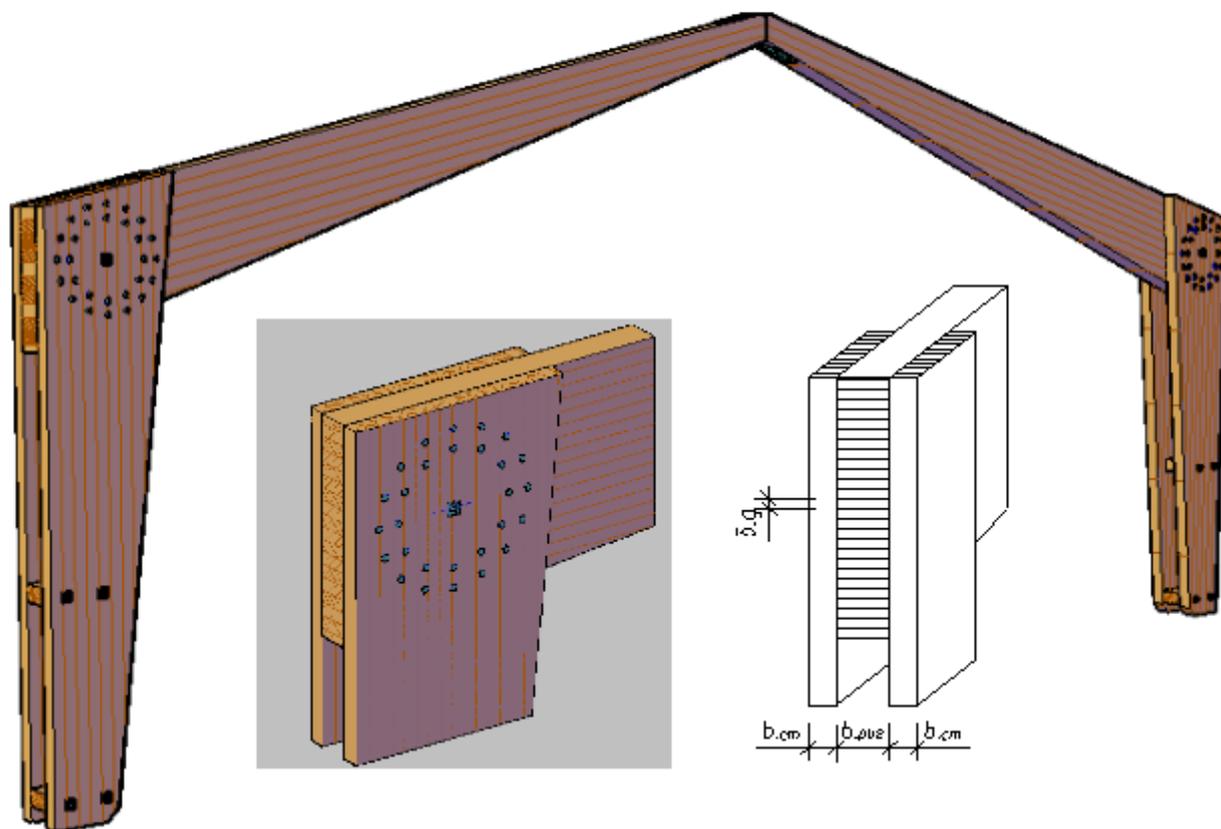


Рис. 1. Общий вид рамы с карнизным узлом на нагелях по концентрическим кругам

Компоновку сечений клеодощатых конструкций следует принимать с учетом сортамента пиломатериалов, технологии изготовления и требований унификации.

Рекомендуется принимать ширину сечения клееных конструкций :

- для одинарных блоков, склеенных из досок только по пласти (вариант 1, рис. 2) :

80 мм, 100 мм, 120 мм, 140 мм, 160 мм ;

- для одинарных блоков, склеенных из досок по пласти и по кромке (вариант 2, рис. 2) :

не более 240 мм, причем расстояние между стыками по кромке - не менее толщины слоя δ_g ;

- для спаренного их двух клееных блоков на поперечных вклеенных стержнях (вариант 3, рис. 2)

не более 360 мм .

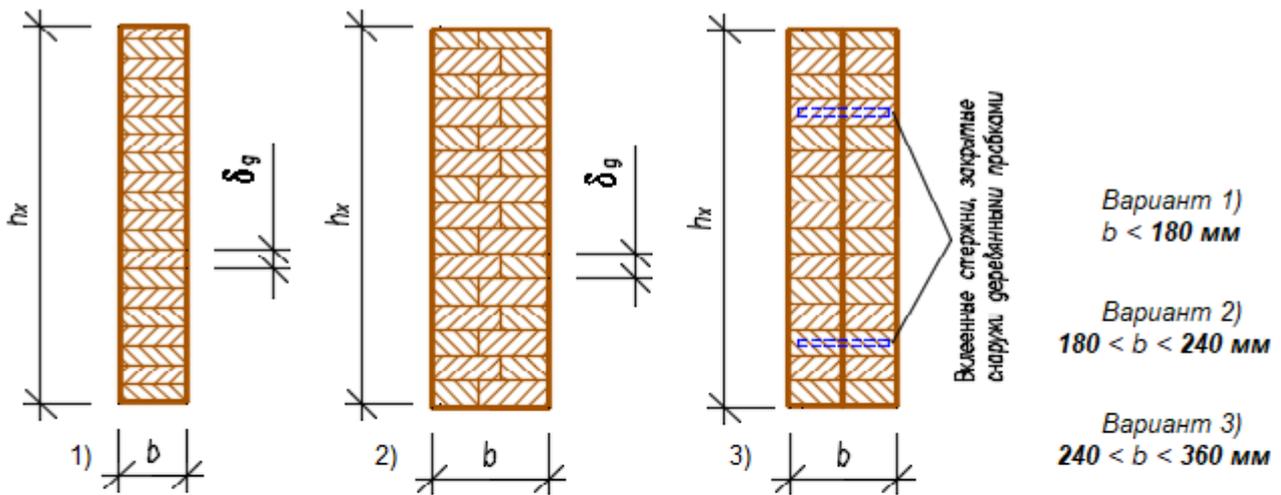


Рис. 2. Возможные виды сечений элементов (ригеля и стойки) клеодошатай рамы

Для проектируемой конструкции рамы обычно используется сечения ригеля и стойки по варианту 1) или реже по варианту 2) для одиночных ригеля или стойки.

На стройплощадку конструкции доставляются в виде полурам, сложенных в карнизном узле на центральном монтажном болте с широкими шайбами размером не менее 3 диаметров применяемых нагелей. Далее конструкция разворачивается в проектное положение, и в заранее просверленные по расчету отверстия вставляются нагели.

Сечение стоек и ригелей принимаем прямоугольное с переменной высотой сечения. Предварительно назначаем размеры элементов рамы.

Высоты сечений элементов предварительно принимаем :

- в карнизном узле ($1/15 - 1/25$)L $\frac{1}{25} \cdot L = 0.84 \cdot \text{м}$, принимаем $h_{крн} := 94 \text{ см}$;
- в опоре стойки ($1/35 - 1/45$)L $\frac{1}{40} \cdot L = 0.53 \cdot \text{м}$, принимаем $h_o := 50 \text{ см}$;
- в коньковом узле ($1/45 - 1/55$)L $\frac{1}{50} \cdot L = 0.42 \cdot \text{м}$, принимаем $h_k := 40 \text{ см}$.

Ширину сечения элементов принимаем предварительно как $1/5$ от высоты сечения:

- для ригеля с учетом боковой острожки $b_{риг} := 200 \text{ мм} - 0 \text{ мм} = 200 \cdot \text{мм}$,
- для одной части спаренной стойки $b_{ст} := 110 \text{ мм} - 0 \text{ мм} = 110 \cdot \text{мм}$.

Толщину ламелей для ригеля и стойки принимаем одинаковой $\delta_o := 42 \text{ мм}$ (после фрезерования пластей заготовок толщиной 50 мм).

Расчетный пролет рамы с учетом опирания стойки (высотой сечения $h_o = 50.0 \cdot \text{см}$) составляет

$$L_p := L - h_o = 20.50 \cdot \text{м}$$

Для изготовления рамы используется пиломатериал породы сосна не ниже 2-го сорта с влажностью древесины не выше 12%. Конструкция защищается от увлажнения и возгорания специальными составами, например ВПД. Нагели должны быть защищены от коррозии, например грунтовкой ГФ-021.

<input type="radio"/> К26/1 <input checked="" type="radio"/> К24/2 <input type="radio"/> К16/3	Выберем Класс/Сорт прочности применяемой Дровесины с СП 64.13330.2011 и уровень ответственности проектируемого здания	<input type="radio"/> Повышенный уровень ответственности <input checked="" type="radio"/> Нормальный уровень ответственности <input type="radio"/> Пониженный уровень ответственности
--	---	---

Коэффициент $\gamma_n = 1.0$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

Конструктивный расчет выполнен в соответствии с СП 64.13330-2011 [1]. Статический расчет фермы выполнен с помощью расчетно-вычислительного комплекса SCAD (или Lira).

Расчет в SCAD (Lira) может производиться в 2 вариантах : нелинейной и линейной постановках (в

смысле напряженно-деформированного состояния, т.е. соответственно с учетом геометрической нелинейности или без ее учета).

Для расчета в SCAD по "деформированной схеме" упругие характеристики материала (модули упругости и сдвига клееной древесины) закладываются в "жесткости" элементов в соответствии с п.5.4 СП 64.13330-2011 [1], а именно с коэффициентом $m_{де}$, равным **0.75** для древесины и **0.8** для LVL.

В SCAD такой расчет называется **нелинейным** и выполняется с учетом геометрической нелинейности. Это означает, что расчет выполнен по **деформированной** схеме конструкции и использование коэффициента ξ (кси) не требуется.

Если же расчет в SCAD выполняется по " недеформированной схеме ", то упругие характеристики (модули упругости и сдвига клееной древесины) принимаются в соответствии с п. 5.3 [1], т.е. без понижающих коэффициентов или формально $m_{де} = 1.0$ для древесины и LVL.

В SCAD такой расчет является обычным **линейным** расчетом. Однако для учета деформированного состояния отечественные нормы проектирования СП 64.13330.2011 [1] в результаты расчета по недеформированной схеме требуют вводить коэффициент ξ (кси).

В настоящем отчете реализованы конструктивные расчеты для обоих вариантов статического расчета. Для этого следует выбрать вариант выполненного в SCAD статического расчета и скрыть или раскрыть соответствующие варианту "области" документа :

Выберем вариант выполненного статического расчета конструкции в SCAD

- НЕЛИНЕЙНЫЙ расчет с учетом геометрической нелинейности
 ЛИНЕЙНЫЙ расчет без учета геометрической нелинейности

В настоящем примере выполняется конструктивный расчет, для которого в расчетном комплексе SCAD для трехшарнирной расчетной схемы клеодощатой деревянной рамы реализован статический вариант_расчета = "ЛИНЕЙНЫЙ расчет без учета геометрической нелинейности"

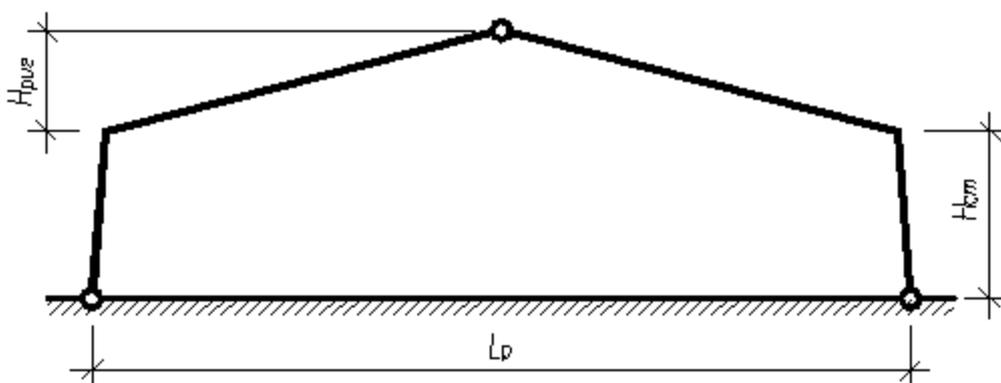


Рис. 3. Расчетная схема рамы с карнизным узлом на нагелях по кругу

1. Сбор нагрузок на раму

1.1. Нагрузка от конструкций покрытия

Нагрузку от вышележащих конструкций покрытия принимаем по вышеизложенным примерам расчета ограждающих плит покрытия. При этом соответствующие нормативные и расчетные значения на 1 кв. м горизонтальной поверхности вносим в таблицу сбора нагрузок. Погонные нагрузки на раму от плит покрытия составляют :

$$\text{Нормативная} - g_{нп} := 73.4 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2} = 0.72 \cdot \text{кПа} . \quad \text{Расчетная} - g_{рп} := 84.2 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2} = 0.83 \cdot \text{кПа} .$$

1.2. Собственный вес рамы

Определим приближенно собственный вес рамы

$$\text{Объем древесины стойки} V_{ст} := H_{ст} \cdot \frac{(h_{крн} + h_о)}{2} \cdot 2 \cdot b_{ст} = 0.63 \cdot \text{м}^3 .$$

$$\text{Объем древесины ригеля } V_{\text{риг}} := \frac{L_p}{2 \cdot \cos(i_{\text{ск}})} \cdot \frac{(h_k + h_{\text{крн}})}{2} \cdot b_{\text{риг}} = 1.4 \cdot \text{м}^3.$$

$$\text{Тогда объем древесины на всю раму составит } V := 2 \cdot (V_{\text{ст}} + V_{\text{риг}}) = 4.1 \cdot \text{м}^3.$$

При плотности древесины $\rho_d := 500 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$ собственный вес стойки и ригеля составляет:

$$\text{для стойки } g_{\text{ст}} := \frac{\rho_d \cdot V_{\text{ст}}}{L_p \cdot \text{Ш}} = 0.05 \cdot \text{кПа}, \quad \text{для ригеля } g_{\text{риг}} := \frac{\rho_d \cdot V_{\text{риг}}}{L_p \cdot \text{Ш}} = 0.11 \cdot \text{кПа}.$$

1.3. Временные нагрузки

Временные нагрузки, действующие на проектируемое здание - это снеговые нагрузки с полным расчетным значением и ветровые нагрузки. Числовые значения этих нагрузок принимаем в соответствии с [4].

В снеговом районе с нормативным значением веса снегового покрова $S_g = 1.5 \cdot \text{кПа}$ и в _____ районе по ветровому давлению с нормативным значением $\omega_o := 0.38 \text{ кПа}$.

- Снеговая нагрузка

Полное расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия при коэффициенте перехода $\mu := 1.0$ (для уклона скатов менее 25°) $S_o := S_g \cdot \mu = 1.5 \cdot \text{кПа}$.

- Ветровая нагрузка

Опыт проектирования зданий подобного очертания показывает, что ветровая нагрузка в большинстве случаев разгружает сооружение, и внутренние усилия M , N и Q при сочетании со снеговой нагрузкой оказываются меньше, чем без ветровой нагрузки. Поэтому ветровую нагрузку не включаем в расчетные сочетания нагрузок.

Сбор нагрузок на 1 кв. м горизонтальной поверхности

	Наименование нагрузки	Нормат нагрузка, кН/м ²	Козф-т надежн. по нагр.	Расчет нагрузка, кН/м ²
	Постоянная			
1	Конструкция покрытия	0.72		0.83
	Собственный вес рамы			
	стоечная часть -	0.05	1.1	0.06
	ригельная часть -	0.11	1.1	0.12
	Итого	0.88		1.01
	Временная			
4	Снеговая	1.50	1.4	2.10
	Всего	2.38		3.11

Из таблицы получаем

- нормативная постоянная нагрузка на 1 кв. м
- расчетная постоянная нагрузка на 1 кв. м

$$q_n := q'_n \cdot \text{кПа} = 2.38 \cdot \text{кПа},$$

$$q := q' \cdot \text{кПа} = 3.11 \cdot \text{кПа},$$

- нормативная снеговая нагрузка на 1 кв. м
- расчетная снеговая нагрузка на 1 кв. м

$$S_o = 1.5 \cdot \text{кПа},$$

$$S_p := S_o \cdot 1.4 = 2.1 \cdot \text{кПа}.$$

Нормативная постоянная погонная нагрузка

$$q_n := q_n \cdot \text{Ш} \cdot \gamma_n = 7.2 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}. \quad (q_n = 0.729 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}})$$

Расчетная постоянная погонная нагрузка $q := q \cdot \text{Ш} \cdot \gamma_n = 9.3 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ ($q = 0.950 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$)

Нормативная снеговая погонная нагрузка $S_o := S_o \cdot \text{Ш} \cdot \gamma_n = 4.5 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ ($S_o = 0.46 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$)

Расчетная снеговая погонная нагрузка $S := S_o \cdot 1.4 = 6.3 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ ($S = 0.64 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$)

▶ Открыть, если статический расчет в SCAD является НЕЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - линейным.

▼ Открыть, если статический расчет в SCAD является ЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - нелинейным.

2. Статический расчет

2.1. Линейный статический расчет

Статический расчет выполнен в комплексе SCAD по недеформируемой схеме конструкции. А деформированное состояние конструкции в соответствии с [1] условно учитывается для сжато-изгибаемых элементов путем увеличения изгибающего момента с помощью коэффициента ξ (кси), изменяющегося от 1 до 0 и учитывающего дополнительный изгибающий момент от продольной силы.

Кроме того в п. 8.57 [1] записано : " При расчете арок на прочность по деформированной схеме и на устойчивость плоской формы деформирования величины N и M_D следует применять в сечении с максимальным изгибающим моментом (для проверяемого случая нагружения), а коэффициенты ξ или ξ_s и ξ_k следует определять по формуле (27) с подстановкой в нее значения сжимающей силы N_o в ключевом сечении арки; расчет арок на устойчивость в плоскости кривизны следует производить по формуле (3) на ту же сжимающую силу N_o .

В настоящем отчете представлен расчет для следующей комбинации линейных нагрузок:

▶ Открыть, если статический расчет в SCAD является ЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - нелинейным.

- 1. Собственный вес +
- 2. Снег полный +
- 3. Снег слева
- 4. Ветер слева
- 5. Покрытие + оборудование +

На основе предварительных расчетов ветровая нагрузка разгружает систему и поэтому в расчет не принималась.

Выберем конструктивный тип рассчитываемой клеодощатой деревянной конструкции

- трехшарнирная арка
- трехшарнирная рама
- трехшарнирная стрельчатая арка

▶ Ввод данных из SCAD / Lira (координаты оси, усилия NMQ и др) . Закрыть после ввода и корректировки данных

Геометрическая схема конструкции



Рис. 4. Геометрическая схема трехшарнирной рамы (по оси)

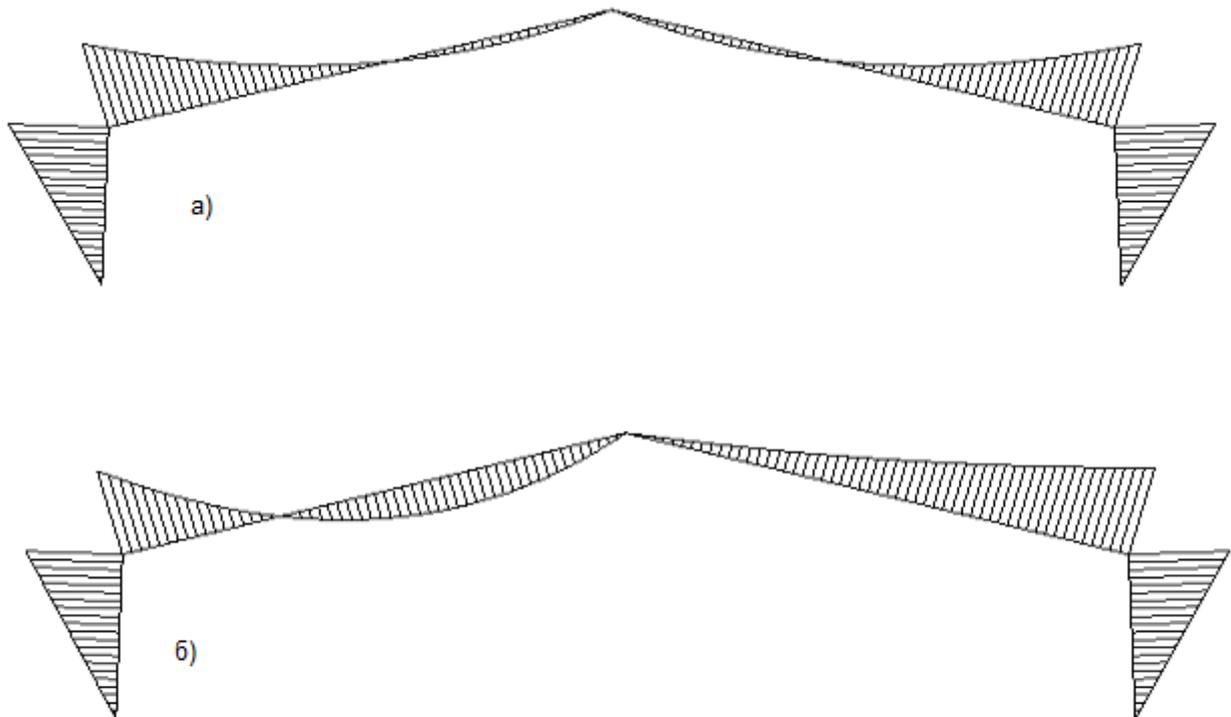


Рис. 5. Эпюры M при: а) первом сочетании нагрузок (снег на **обоих** скатах); б) втором сочетании нагрузок (снег на **левом** скате)

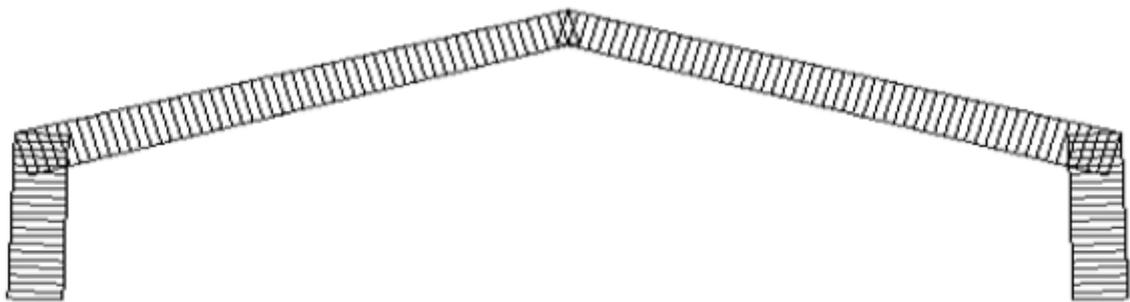


Рис. 6. Эпюры N при первом сочетании нагрузок (снег на **обоих** скатах)

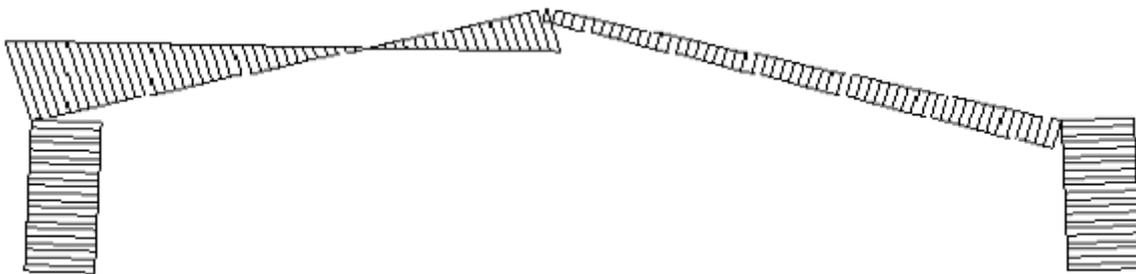


Рис. 7. Эпюры Q при втором сочетании нагрузок (снег на **левом** скате)

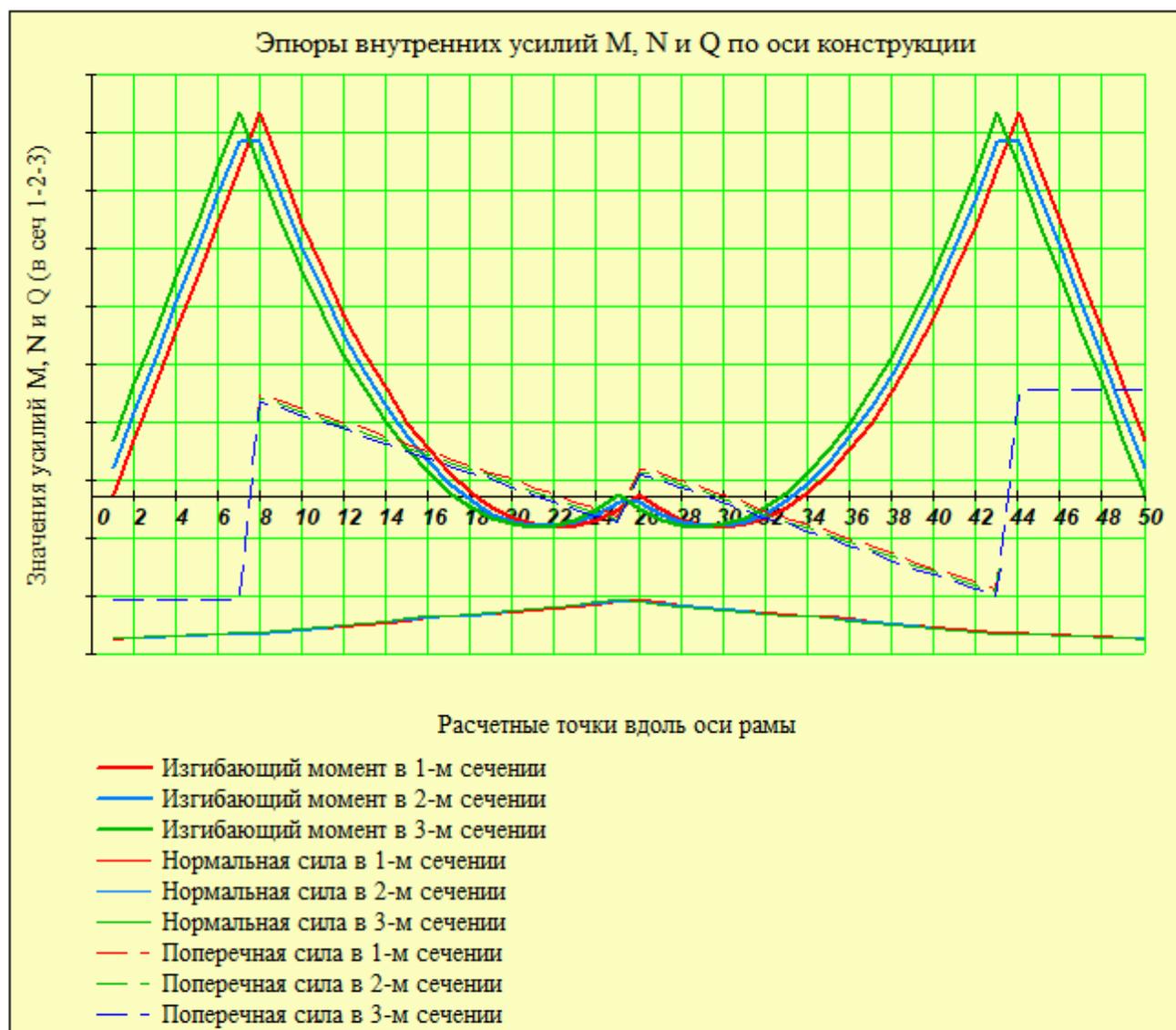


Рис. 8. Эпюры внутренних усилий NMQ трехшарнирной рамы (по оси)

▶ Автоматический выбор РАСЧЕТНЫХ сопротивлений ДРЕВЕСИНЫ по классам прочности и размерам сечения по [1, табл.3]

Модуль упругости древесины сосны вдоль волокон $E_{др} := 10000 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление древесины на **изгиб и сжатие** вдоль волокон для принятых размеров сечения **ригеля**:

$$R_{u_руз} := R'_u(b_{руз}) = 15.00 \cdot \text{МПа}$$

то же для сечения **стойки**:

$$R_{u_см} := R'_u(b_{см}) = 13.0 \cdot \text{МПа}$$

Расчетное сопротивление древесины на сжатие **поперек волокон**:

$$R'_{с90} = 1.8 \cdot \text{МПа}$$

Расчетное сопротивление древесины на **скалывание** при **изгибе** клееных элементов:

$$R'_{ск} = 1.50 \cdot \text{МПа}$$

Расчетное сопротивление клееной древесины на **растяжение** вдоль волокон:

$$R'_p = 9.00 \cdot \text{МПа}$$

Расчетное сопротивление клееной древесины на **растяжение поперек волокон**:

$$R'_{p90} = 0.1 \cdot \text{МПа}$$

▶ параметры диаграммы высоты и ширины сечения по длине рамы - Г

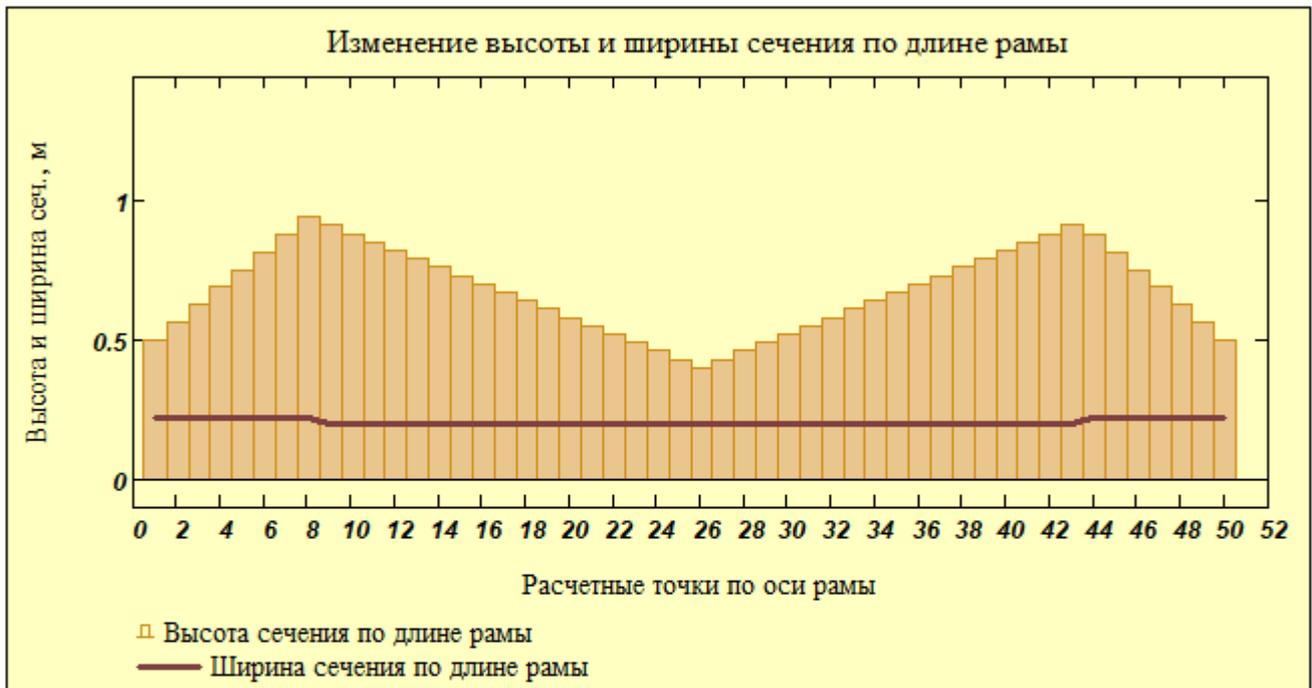


Рис. 9. Диаграмма изменения высоты сечения конструкции по длине оси конструкции

Высота сечения ан опорах $h_o = 50.0 \cdot \text{см}$; в карнизных узлах $h_{крн} = 94.0 \cdot \text{см}$; в коньке $h_k = 40.0 \cdot \text{см}$.

Площадь сечения $F_i := b_i \cdot h_i$ и момент сопротивления $W_i := \frac{b_i \cdot (h_i)^2}{6}$ сечения в каждом сечении.

(Для отображения на графике протранспонируем значения высоты и ширины сечения $h := h^T$ и $b := b^T$)

Нормальные краевые напряжения в сеч. 1 по **нижней кромке**

$$\sigma_{1_{\text{ниж.п}}} := \frac{N1}{F} + \frac{M1}{W}$$

Нормальные краевые напряжения в сеч. 1 по **верхней кромке**

$$\sigma_{1_{\text{врх.п}}} := \frac{N1}{F} - \frac{M1}{W}$$

То же для **нижней кромки** в сечениях 2

$$\sigma_{2_{\text{ниж.п}}} := \frac{N2}{F} + \frac{M2}{W}$$

То же для **верхней кромки** в сечениях 2

$$\sigma_{2_{\text{врх.п}}} := \frac{N2}{F} - \frac{M2}{W}$$

То же для **нижней кромки** в сечениях 3

$$\sigma_{3_{\text{ниж.п}}} := \frac{N3}{F} + \frac{M3}{W}$$

То же для **верхней кромки** в сечениях 3

$$\sigma_{3_{\text{врх.п}}} := \frac{N3}{F} - \frac{M3}{W}$$

▶ Учет ответственности сооружения в усилиях

▶ Коэффициенты $m_{\text{сл}}$ _____

▶ Коэффициенты $m_{\text{б}}$ _____

Расчетное сопротивление древесины ригеля на сжатие (при сжатии $R_{сж} := R_{u_руз} = 15.0 \cdot \text{МПа}$) составит $R_{с.руз} := R_{сж} \cdot m_{сл}(\delta_d) \cdot m_{б}(h_{крн}) = 12.3 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на растяжение вдоль волокон равно $R_p := R'_p = 9.0 \cdot \text{МПа}$.

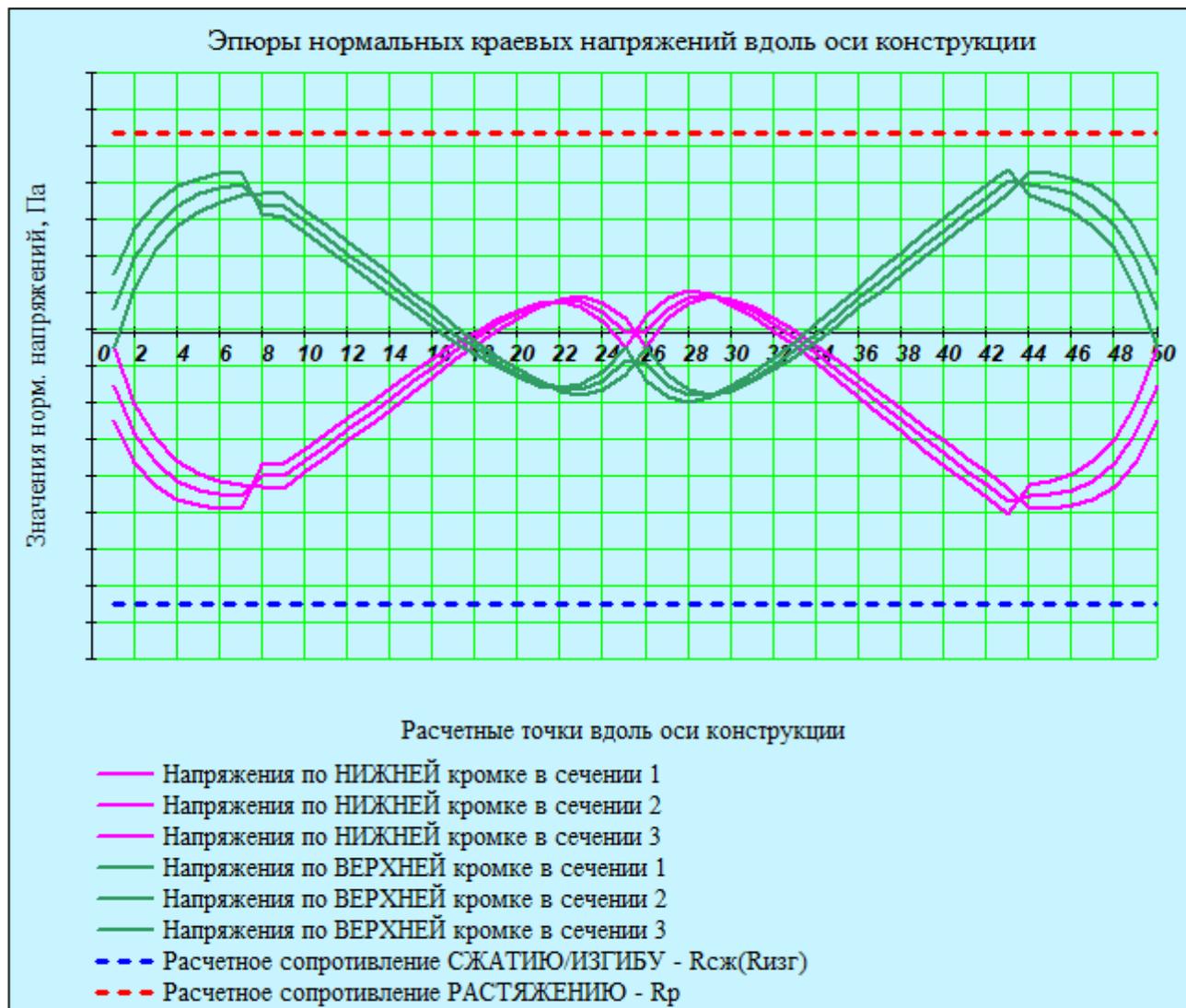


Рис. 10. Эпюры нормальных краевых напряжений вдоль оси рамы

Построим распределение нормальных напряжений по высоте сечения в расчетной точке $k := 8$ (из анализа эпюр напряжений рис.10). Высота сечения в этой точке равна $h_{сеч} := (h^T)_k = 94.0 \cdot \text{см}$.

Ширина сечения в этой точке $b_{сеч} := (b^T)_k = 22.0 \cdot \text{см}$

Рассчитаем распределение нормальных напряжений по высоте сечения $h_{сеч} = 940 \cdot \text{мм}$ в точках "z" от нижней грани до верхней $z := \frac{-h_{сеч}}{2}, \left(\frac{-h_{сеч}}{2} + \frac{h_{сеч}}{20} \right), \dots, \frac{h_{сеч}}{2}$ (с шагом $\frac{1}{20} \cdot h_{сеч} = 47.0 \cdot \text{мм}$).

Площадь сечения и момент инерции $F_{сеч} := h_{сеч} \cdot b_{сеч} = 2068 \cdot \text{см}^2$ $J_{сеч} := \frac{b_{сеч} \cdot h_{сеч}^3}{12} = 1522737 \cdot \text{см}^4$.

Эти напряжения во всех расчетных точках по оси составят $\sigma_{сеч}(z, k) := \frac{N1_k}{F_{сеч}} - \frac{M1_k}{J_{сеч}} \cdot z$.



Рис. 11. Эпюры нормальных крайевых напряжений по высоте сечения в расчетной точке $k = 8$

Напряжения по центральной оси сечения в точке $k = 8$ составляют $\sigma_{сеч}(0, k) = -0.4 \cdot \text{МПа}$.

Результаты расчета сечений на прочность по нормальным напряжениям

В наиболее напряженном месте в точке $k = 8$ с размерами сечения $h_{сеч} = 94.0 \cdot \text{см}$ и $b_{сеч} = 22.0 \cdot \text{см}$

Для 1-го сечения

$$\sigma_{1\max} := \max(\sigma_{1\text{ниж.п}}, \sigma_{1\text{верх.п}}) = 7.2 \cdot \text{МПа} < R_p = 9.0 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по растяжению

$$\frac{|R_p| - |\sigma_{1\max}|}{|R_p|} = 20. \%$$

$$\sigma_{1\min} := \min(\sigma_{1\text{ниж.п}}, \sigma_{1\text{верх.п}}) = -8.0 \cdot \text{МПа} < R_{сж} = 15.0 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по сжатию

$$\frac{|R_{сж}| - |\sigma_{1\min}|}{|R_{сж}|} = 47. \%$$

Для 2-го сечения

$$\sigma_{2\max} := \max(\sigma_{2\text{ниж.п}}, \sigma_{2\text{верх.п}}) = 6.8 \cdot \text{МПа} < R_p = 9.0 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по растяжению

$$\frac{|R_p| - |\sigma_{2\max}|}{|R_p|} = 25. \%$$

$$\sigma_{2\min} := \min(\sigma_{2\text{ниж.п}}, \sigma_{2\text{верх.п}}) = -7.6 \cdot \text{МПа} < R_{сж} = 15.0 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по сжатию

$$\frac{|R_{сж}| - |\sigma_{2\min}|}{|R_{сж}|} = 49. \%$$

Для 3-го сечения

$$\sigma_{3\max} := \max(\sigma_{3\text{ниж.п}}, \sigma_{3\text{верх.п}}) = 7.3 \cdot \text{МПа} < R_p = 9.0 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по растяжению

$$\frac{|R_p| - |\sigma_{3\max}|}{|R_p|} = 18.3. \%$$

$$\sigma_{3\min} := \min(\sigma_{3\text{ниж.п}}, \sigma_{3\text{верх.п}}) = -8.2 \cdot \text{МПа} < R_{сж} = 15.0 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по сжатию

$$\frac{|R_{сж}| - |\sigma_{3\min}|}{|R_{сж}|} = 45. \%$$

Определим в наиболее напряженном сечении отдельно напряжения от сжатия и напряжения от изгиба.

Напряжения от сжатия - $\sigma_{1N} := \frac{N1}{F}$ и от изгиба - $\sigma_{1M} := \frac{M1}{W}$. Вычислим отношение $k_{MN} := \frac{\sigma_{1M}}{\sigma_{1N}}$,

показывающее, во сколько раз напряжения от изгиба больше напряжений от сжатия.

В наиболее напряженном сечении $\max(k_{MN}) = 19.0$. Это означает, что напряжения от сжатия

составляют $\frac{1}{\max(k_{MN})} = 5.3\%$ от изгибных напряжений.

3. Конструктивный расчет

3.1. Проверка несущей способности ригеля

Проверим прочность сечения ригеля в карнизном узле (точка. $t_i := 8$), где по результатам статического расчета с учетом геометрической нелинейности (т.е. по деформированной схеме) возникают наибольший изгибающий момент - $M_{\partial} := \max(|M1_{t_i}|, |M2_{t_i}|, |M3_{t_i}|) = 21.9 \cdot \text{тс} \cdot \text{м}$,

соответствующие нормальная - $N_{\partial} := \max(|N1_{t_i}|, |N2_{t_i}|, |N3_{t_i}|) = 8.0 \cdot \text{тс}$ и

поперечная - $Q_{\partial} := \max(|Q1_{t_i}|, |Q2_{t_i}|, |Q3_{t_i}|) = 5.8 \cdot \text{тс}$ силы.

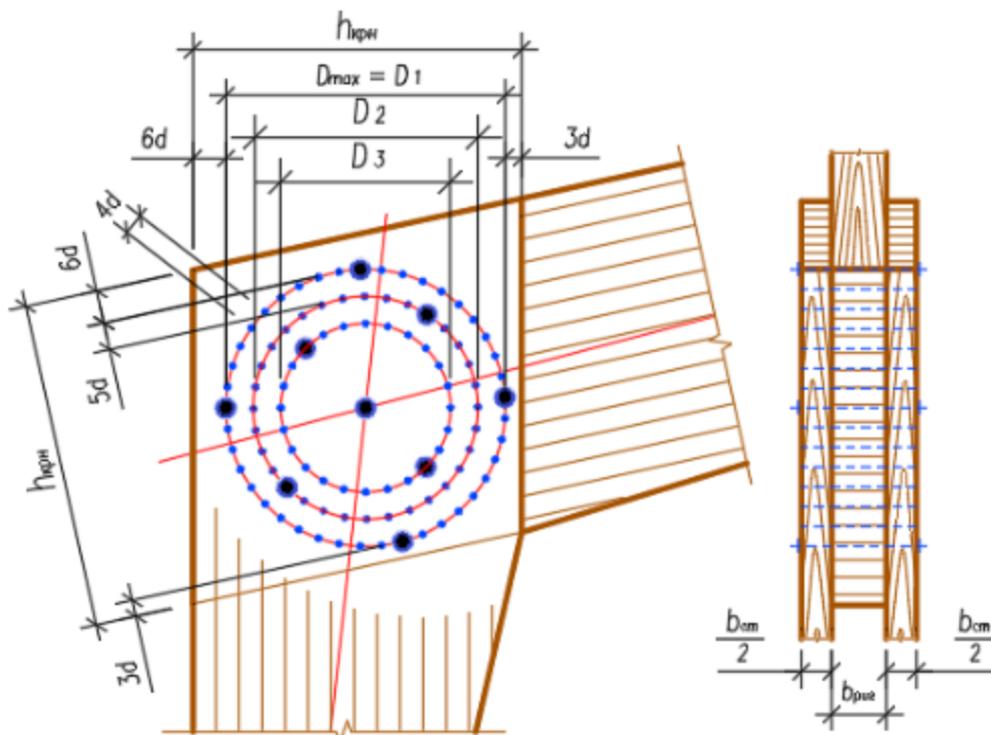


Рис. 12. Правила расстановки нагелей по кругу в карнизном узле

Расчетное сопротивление древесины ригеля на сжатие ($R_{сж} := R_{u_руз} = 15.0 \cdot \text{МПа}$) составит $R_{с,руз} := R_{сж} \cdot m_{сл}(\delta_{\partial}) \cdot m_{б}(h_{крн}) = 12.3 \cdot \text{МПа}$.

В соответствии с п. 4. 17 [1] расчет следует выполнять по формуле $\frac{N_{\partial}}{F_{расч}} + \frac{M_{\partial}}{W_{расч}} \leq R_c$.

Геометрические характеристики рабочего сечения карнизного узла (ригельной части) определим с учетом ослабления отверстиями нагеля. Задаемся параметрами нагельного соединения, которое конструируем из нагелей, поставленных по концентрическим окружностям (кругам).

Примем некоторые ограничения для конструирования такого узла.

Диаметры нагелей - $d_{наг} = 12 \text{ мм} \dots 22 \text{ мм}$.

Рекомендуемое число концентрических кругов от 1 до 5, но не более 5 шт.

Расстояние между круговыми осями нагелей принимается не менее $6 d_{наз}$. Кроме этого следует учесть, что чем меньше диаметр круга, тем менее эффективна работа нагелей на этом круге.

Заданная ранее высота сечения ригеля $h_{крн} = 94.0 \text{ см}$ должна определяться по линии, перпендикулярной верхней кромке ригеля (то есть скату), и пересекать центр окружности нагелей.

Принимаем диаметр гладкого стального нагеля $d_{наз} := 22 \text{ мм}$. С учетом рекомендаций в [4, 5] (рис. 12) по расстановке нагелей вычислим диаметр наибольшего круга $D_{max} := h_{крн} - (3 + 6) \cdot d_{наз} = 742 \text{ мм}$ и диаметр наименьшего круга $D_{min} := 2 \cdot 5 \cdot d_{наз} = 220 \text{ мм}$. Из этих соображений вычислим максимальное

число кругов, которые войдут в этот диапазон: $n_{max, круг} := \text{floor} \left[\frac{D_{max} - D_{min}}{(2 \cdot 5 \cdot d_{наз})} + 1 \right] = 3$.

Теперь назначим число кругов $n_k := 3$, которое не должно превышать максимальное значение.

Установим автоконтроль этого условия $n_{круг} := \begin{cases} n_{max, круг} & \text{if } n_k > n_{max, круг} \\ n_k & \text{otherwise} \end{cases} = 3$.

Вычислим диаметры всех кругов, с учетом их счетчика, равного $i := 1 \dots n_{круг}$.

Первый диаметр (принятый ранее) $D_1 := D_{max} = 742 \text{ мм}$, остальные диаметры вычислим по формуле $D_{(i+1)} := D_{max} - 2 \cdot 5 \cdot d_{наз} \cdot i$ ($5d$ принимается вместо $7d$ потому, что вероятность совпадения отверстий в одном радиальном сечении достаточно мала).

Максимальное количество нагелей на каждом круге определим из условия их расстановки с шагом по кругу не менее $4 d_{наз}$ по формуле $n_i := \text{floor} \left(\frac{\pi \cdot D_i}{4 \cdot d_{наз}} \right)$.

Диаметры кругов нагелей	Номера кругов	Количество нагелей в каждом круге
$D_i =$	$i =$	$n_i =$
742 мм	1	26 штук.
522	2	18
302	3	10

Общее число нагелей в карнизном узле $N_{наз} := \sum_i n_i = 54$ штук.

Расчетная площадь сечения ригеля за вычетом отверстий под нагели, которые попали в сечение на длине в 200 мм ($m_{наз} := \text{floor} \left(\frac{20 \text{ см}}{4 \cdot d_{наз}} \right) = 2$) составляет

$$F_{расч} := b_{риг} \cdot h_{крн} - n_{круг} \cdot 2 \cdot m_{наз} \cdot d_{наз} \cdot b_{риг} = 1352 \cdot \text{см}^2.$$

(Площадь сечения брутто, без учета ослаблений нагелями $F_{бр} := b_{риг} \cdot h_{крн} = 1880 \cdot \text{см}^2$).

Момент инерции сечения ригеля в карнизном узле за вычетом отверстий под нагели составляет

$$J_{расч} := \frac{b_{риг} \cdot h_{крн}^3}{12} - b_{риг} \cdot d_{наз} \cdot m_{наз} \cdot \sum_{i=1}^{n_{круг}} \frac{(D_i)^2}{2} = 982036 \cdot \text{см}^4.$$

Соответствующий расчетный момент сопротивления $W_{расч} := \frac{J_{расч}}{h_{крн} \cdot 0.5} = 20894 \cdot \text{см}^3$.

Нормальные напряжения $\sigma := \frac{N_{\partial}}{F_{расч}} + \frac{M_{\partial}}{W_{расч}} = 10.9 \cdot \text{МПа} > R_{с.риг} = 12.3 \cdot \text{МПа}$.

Запас составляет $\frac{R_{с.риг} - \sigma}{R_{с.риг}} = 12\%$.

► Расчет сечений в карнизном узле по нормам СП (с учетом коэф-та $K_{си}$). ОТКРЫТЬ, если требуется.

3.2. Проверка несущей способности стойки

Стойка рамы состоит из двух ветвей шириной сечения каждой по $b_{см} = 110$ -мм. Конструктивные граничения - те же, что и для ригеля. Заданная высота сечения стойки должна определяться по пинии, перпендикулярной наружной (вертикальной) кромке стойки и пересекать центр окружности нагелей.

Расчетное сопротивление древесины стойки на сжатие (при $R_{сж} := R_{ц,см} = 13.0$ -МПа) с учетом коэффициентов условий работы составит $R_{с,см} := R_{сж} \cdot m_{сл}(\delta_{д}) \cdot m_{б}(h_{крн}) = 10.68$ -МПа.

Высота сечения стойки в карнизном узле должна быть не менее высоты сечения ригеля, ($h_{крн} = 94.0$ -см), так как определяется размером наибольшего круга нагелей. Принимаем высоту сечения стойки с поправочным коэффициентом $K := 1.022$ равной $h_{см} := K \cdot h_{крн} = 96.1$ -см. Ширина сечения ветви стойки задана ранее $b_{см} = 11.0$ -см. Геометрические характеристики рабочего сечения стойки в карнизном узле определим аналогично ригелю.

Расчетная площадь сечения стойки $F_{расч,см} := 2 \cdot (b_{см} \cdot h_{см} - n_{круг} \cdot 2 \cdot m_{наз} \cdot d_{наз} \cdot b_{см}) = 1533$ -см².

Площадь сечения стойки брутто (без учета ослаблений нагелями) $F_{бр,см} := 2 \cdot b_{см} \cdot h_{см} = 2113$ -см².

Момент инерции сечения двухветвевой стойки в карнизном узле за вычетом отверстий под нагели

составляет $J_{расч,см} := \frac{2 \cdot b_{см} \cdot h_{см}^3}{12} - 2 \cdot b_{см} \cdot d_{наз} \cdot m_{наз} \cdot \sum_{i=1}^{n_{круг}} \frac{(D_i)^2}{2} = 1182967$ -см⁴.

Соответствующий расчетный момент сопротивления $W_{расч} := \frac{J_{расч,см}}{h_{см} \cdot 0.5} = 24628$ -см³.

Нормальные напряжения $\sigma := \frac{N_{д}}{F_{расч}} + \frac{M_{д}}{W_{расч}} = 9.30$ -МПа < $R_{с,см} = 10.68$ -МПа.

Запас составляет $\frac{R_{с,см} - \sigma}{R_{с,см}} = 13$ -%.

3.3. Расчет нагельного соединения ригеля и стойки в карнизном узле

Расчет производим в соответствии с рекомендациями п. 6.48 [4].

Жесткие рамные узлы на нагелях, установленных по окружностям, рассчитывают только по изгибающему моменту (M) без учета нормальных (N) и поперечных сил (Q).

На рис. 13 показана расчетная схема работы карнизного узла, учитывающая деформативность соединения на стальных нагелях по кругу через изгибную жесткость одного нагеля.

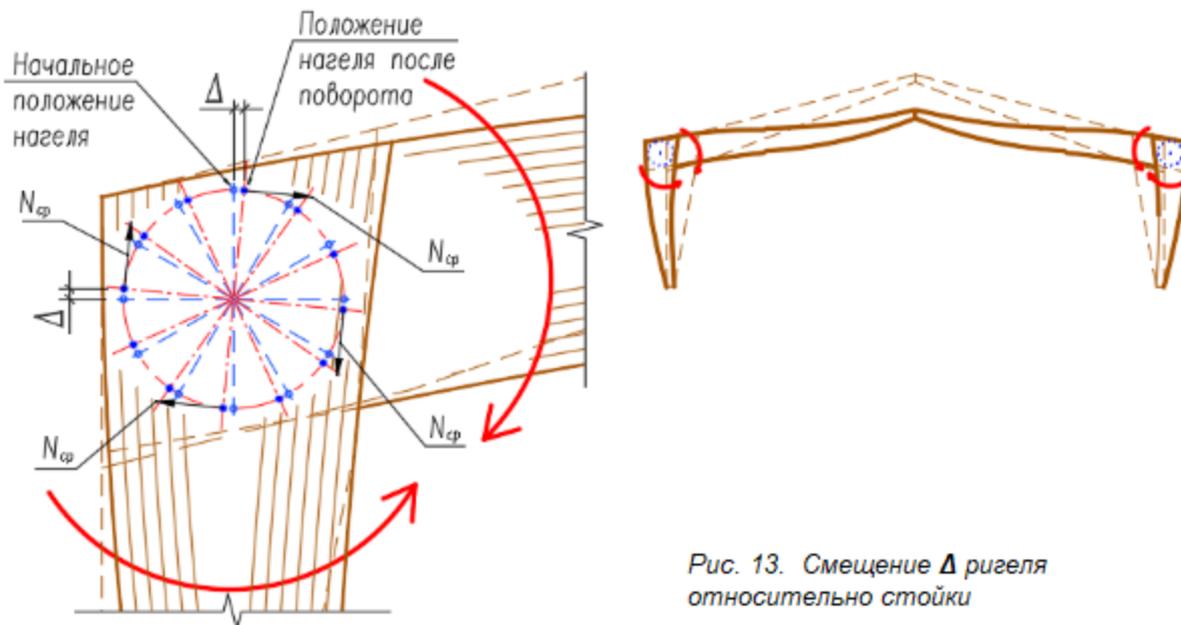


Рис. 13. Смещение Δ ригеля относительно стойки

В основу расчета заложена экспериментально найденная средняя изгибная жесткость одного нагеля, равная $c_{ср} := 128 \cdot \frac{кН}{см}$.

Тогда суммарная жесткость (C) соединения ригеля и стойки в карнизном узле определяется следующим выражением

$$C := c_{ср} \cdot \sum_i n_i = 6912 \cdot \frac{кН}{см}; \quad \text{здесь} \quad \sum_i n_i = 54 - \text{общее число нагелей.}$$

Податливость всего соединения является обратной величиной жесткости и определяется

$$\delta := \frac{1}{C} = 0.0014468 \cdot \frac{мм}{кН}.$$

Из условия равновесия определяется эквивалентная сила $N_{эке}$ во всех парах нагелей, расставленных по кругам разного диаметра, которая уравнивается изгибающим моментом M_{δ} в узле

$$N_{эке} := \frac{2M_{\delta} \cdot \sum_i n_i}{\sum_i \left[\frac{(D_i)^2}{D_1} \cdot n_i \right]} = 854.9 \cdot кН.$$

Теперь, очевидно, можно определить смещение Δ ригеля относительно стойки по дуге (см. рис.13), которое возникнет в проектируемом узле $\Delta := \delta \cdot N_{эке} = 1.2 \cdot мм$. Значит средняя несущая способность одного нагеля должна составлять $N_{ср} := c_{ср} \cdot \Delta = 1614.4 \cdot кгс$. Но так как усилия в нагелях, расставленных по кругу, распределяются неравномерно, то вводится коэффициент $k_p := 1.3$, с помощью которого определяется максимальная требуемая несущая способность одного двухсрезного нагеля $N_{тр_мах} := N_{ср} \cdot k_p = 2098.7 \cdot кгс$, которая определяет минимальную несущую способность принятого двухсрезного нагеля (равную 2Т)

$$N_{тр_мах} \leq 2 \cdot T,$$

здесь Т - минимальная несущая способность нагеля на один условный срез.

Определим несущую способность нагеля диаметром $d_{наз} = 22 \cdot мм$.

Примем обозначение крайних элементов соединения (для стойки) $a := b_{см} = 11.0 \cdot см$ и среднего элемента (для ригеля) $c := b_{риг} = 20.0 \cdot см$.

Несущая способность из условия смятия древесины крайних элементов (стойка)

$$T_{a_см} := 0.8a \cdot d_{наз} \cdot \frac{кН}{см^2} = 19.4 \cdot кН.$$

Несущая способность из условия смятия древесины средних элементов (ригель)

$$T_{c_см} := 0.5c \cdot d_{наз} \cdot \frac{кН}{см^2} = 22.0 \cdot кН.$$

Несущая способность из условия изгиба стального нагеля из стали С38/23

$$T_u := \left(1.8d_{наз}^2 + 0.02a^2 \right) \cdot \frac{кН}{см^2} = 11.1 \cdot кН.$$

То же, максимальное значение из условия изгиба $T_{u_мах} := 2.5d_{наз}^2 \cdot \frac{кН}{см^2} = 12.1 \cdot кН$.

За расчетное значение Т принимаем минимальное из этих 4 значений

$$T := \min(T_{a_см}, T_{c_см}, T_u, T_{u_мах}) = 11.1 \cdot кН \quad \text{или} \quad T = 1135 \cdot кгс.$$

Основное условие несущей способности равно $N_{тр_мах} = 2099 \cdot кгс < 2 \cdot T = 2270.3 \cdot кгс$.

$$\text{Запас составляет} \quad \frac{2 \cdot T - N_{тр_мах}}{N_{тр_мах}} = 8 \cdot \%$$

4. Расчет элементов рамы на устойчивость плоской формы деформирования как сжато-изгибаемого стержня

Раму в карнизном узле раскрепляем из плоскости наклонными связями по биссектрисе узла, так что один продольный связевой брус проходит по наружному углу карнизного узла, а второй по внутреннему углу. Это позволяет рассматривать устойчивость ригеля отдельно от стойки. При этом считаем, что оба эти элемента одним концом защемлены, а другим - шарнирно закреплены.

4.1. Проверка РИГЕЛЯ на устойчивость плоской формы деформирования (как сжато-изгибаемого стержня)

Устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемого ригеля ведем по п. 4.18 [1].

$$\frac{N}{\phi_y \cdot R_c \cdot m_{сл}(\delta_\partial) \cdot m_\delta(h_{крн}) \cdot F_{брут}} + \left(\frac{M_\partial}{\phi_M \cdot R_{у-ригз} \cdot m_{сл}(\delta_\partial) \cdot m_\delta(h_{крн}) \cdot W_{брут}} \right)^{np} \leq 1,$$

здесь расчетное сопротивление сжатию $R_c := R_{у-ригз} = 15.0 \cdot \text{МПа}$.

Коэффициенты $m_\delta \left(\frac{h_{крн} + h_k}{2} \right) = 0.94$ и $m_{сл}(\delta_\partial) = 0.950$ определены ранее.

Расчетная высота поперечного сечения ригеля $h_{ригз} := h_{крн} = 94.0 \cdot \text{см}$ и площадь брутто сечения ригеля $F_{бр-ригз} := b_{ригз} \cdot h_{ригз} = 1880 \cdot \text{см}^2$.

Геометрические характеристики сечения ригеля

$$J_{бр-ригз} := \frac{b_{ригз} \cdot h_{ригз}^3}{12} = 1384307 \cdot \text{см}^4 \quad \text{и} \quad W_{бр-ригз} := \frac{J_{бр-ригз}}{h_{крн} \cdot 0.5} = 29453 \cdot \text{см}^3.$$

Расчетную длину ригельной части между точками раскрепления сжатой кромки принимаем равной $L_{р-ригз} := \frac{L_{ригз}}{3} = 3.51 \cdot \text{м}$. Здесь в знаменателе ставим число, равное количеству участков между точками раскрепления - примерно равное шагу рам. Из конструктивных соображений $L_{р-ригз} := 3.0 \cdot \text{м}$.

Гибкость ригеля из плоскости рамы - $\lambda_{у-ригз} := \frac{L_{р-ригз}}{0.289 \cdot b_{ригз}} = 51.9$. Коэффициент изменения размеров сечения из плоскости в соответствии с табл. Е1 [1] для стержня с защемленным и шарнирными узлами равен $K_{жN-y} := \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{h_k}{h_{ригз}} \right) = 0.655$. Здесь $h_k = 40.0 \cdot \text{см}$ - высота сечения в коньке. Коэффициент продольного изгиба ригеля из плоскости рамы составляет

$$\phi_{у-ригз} := \frac{3000}{\lambda_{у-ригз}^2} \cdot K_{жN-y} = 0.730.$$

Для определения коэффициента ϕ_M по п. 6.14 [1] находим по табл. Е.2 для соответствующей формы эпюры изгибающего момента в ригеле (см. рисунок выше) $K_\phi := 2.54$, и $K_{жM} := \sqrt[4]{\frac{h_k}{h_{крн}}} = 0.808$.

Коэффициент $\phi_M := 140 \cdot \frac{b_{ригз}^2}{L_{р-ригз} \cdot h_{ригз}} \cdot K_\phi \cdot K_{жM} \cdot K_{жN-y} = 2.67$. Однако принимать этот коэффициент > 1

не следует, так как это приводит к противоречию, которое фактически означает, что за счет раскрепления из плоскости увеличивается несущая способность и без того не теряющего устойчивости стержня. Поэтому принимаем $\phi_M := 1.0$. Показатель $np := 2$ принимается, если не раскреплена растянутая кромка.

$$K_{\sigma} := \frac{N_{\partial}}{\phi_{y_руз} \cdot R_c \cdot m_{сл}(\delta_{\partial}) \cdot m_{б}(h_{крн}) \cdot F_{бр_руз}} + \left(\frac{M_{\partial}}{\phi_{м} \cdot R_{и_руз} \cdot m_{сл}(\delta_{\partial}) \cdot m_{б}(h_{крн}) \cdot W_{бр_руз}} \right)^{nn} = 0.396$$

Запас по условию составляет $\frac{1 - K_{\sigma}}{1} = 60. \%$.

Расчет стойки на устойчивость - открыть область, если требуется

5. Расчет опорного узла рамы со стальным башмаком

5.1. Прочность стойки на скалывание в опорном сечении

Наибольшая поперечная сила в опорном узле, полученная из расчета по деформированной схеме в нелинейной постановке, составляет $Q_o := 12.67 \cdot \text{тс}$.

Касательные напряжения в опорной части стойки при изгибе

$$\tau := 1.5 \cdot \frac{Q_o}{2 \cdot b_{см} \cdot h_o} = 1.69 \cdot \text{МПа} > R'_{ск} \cdot m_{сл}(\delta_{\partial}) = 1.43 \cdot \text{МПа}. \text{ Запас составляет } \frac{R'_{ск} \cdot m_{сл}(\delta_{\partial}) - \tau}{R'_{ск} \cdot m_{сл}(\delta_{\partial})} = -19. \%.$$

Если условие не выполнено (запас < 0), то увеличим высоту опорного сечения на $\Delta_{hсм} := 15 \text{ см}$ и вновь пересчитаем касательные напряжения. Теперь высота опорного сечения равны $h_o + \Delta_{hсм} = 650 \text{ мм}$.

$$\tau := 1.5 \cdot \frac{Q_o}{2 \cdot b_{см} \cdot (h_o + \Delta_{hсм})} = 1.30 \cdot \text{МПа} \leq R'_{ск} \cdot m_{сл}(\delta_{\partial}) = 1.43 \cdot \text{МПа}.$$

Запас составляет $\frac{R'_{ск} \cdot m_{сл}(\delta_{\partial}) - \tau}{R'_{ск} \cdot m_{сл}(\delta_{\partial})} = 9. \%.$

5.2. Расчет элементов опорного узла

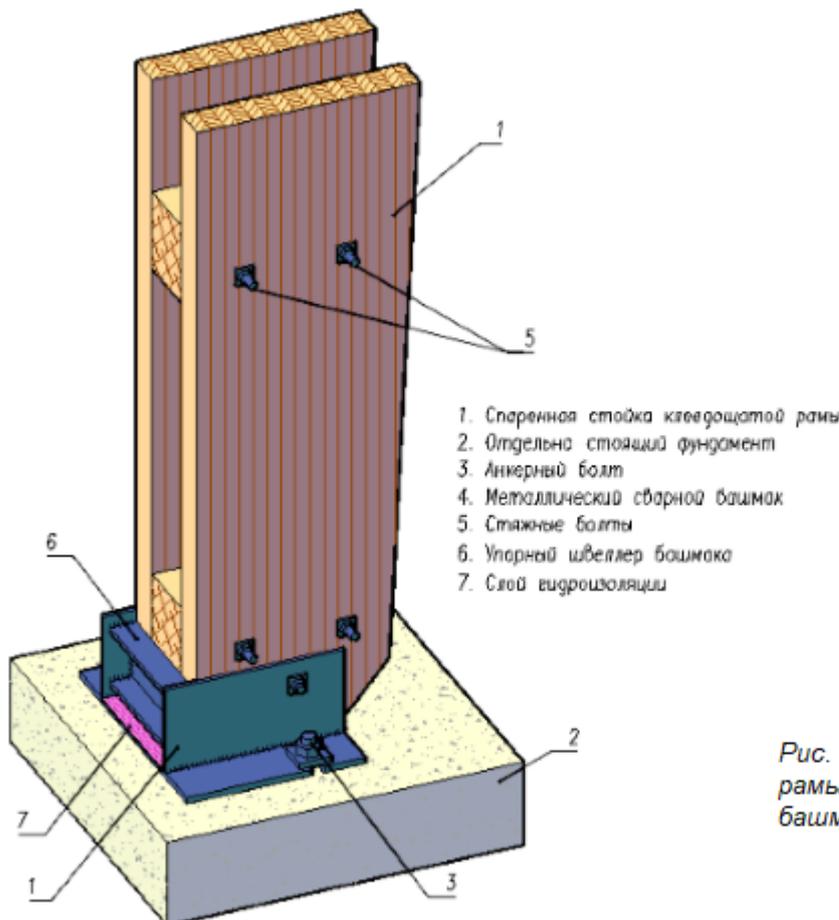


Рис. 14. Шарнирный узел стойки рамы с упорным металлическим башмаком

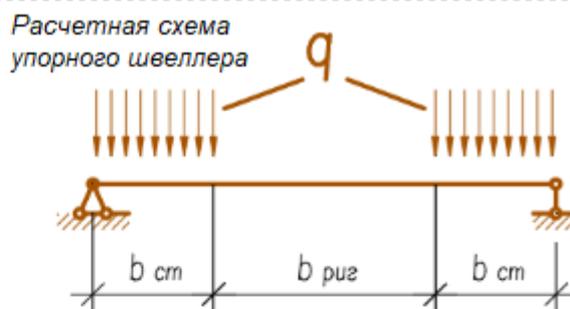
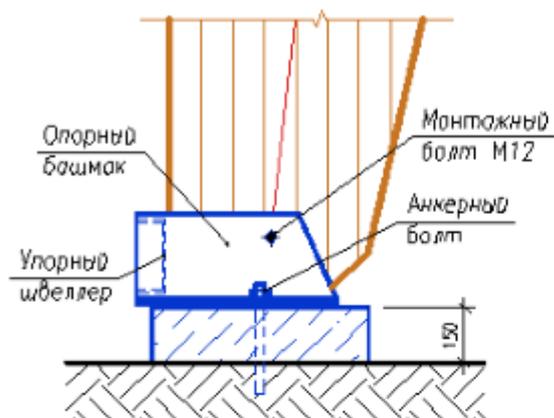


Рис. 15. К расчету опорного узла рамы на восприятие горизонтального распора

Опорный стальной башмак

Анкерные болты

Опорный узел рамы, воспринимающий распор 3-шарнирной рамы, конструируем с применением стального башмака, который передает усилие распора H на фундамент через анкерные болты. Величина распора, полученного из статического расчета рамы, составляет $H := 6.25 \text{ тс}$.

Примем диаметр анкерных болтов класса точности В $d_{\text{анк}} := 20 \text{ мм}$.

с площадью сечения одного болта $A_{\text{анк}} := \frac{\pi \cdot (d_{\text{анк}})^2}{4} = 3.1 \cdot \text{см}^2$.

$R_{bs} := 200 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление срезу одноболтовых соединений для болтов класса точности 5.8. Определим количество анкерных болтов $n_b := \text{ceil}\left(\frac{H}{R_{bs} \cdot 0.9 \cdot A_{\text{анк}}}\right) = 2 \text{ шт.}$,

здесь 0.9 - коэффициент работы болтового соединения. Принимаем болты диаметром $d_{\text{анк}} = 20 \cdot \text{мм}$.

Упорный швеллер

Распор передается через швеллер на щеки башмака и далее на анкерные болты. Высота швеллера определяется из условия смятия древесины поперек волокон. Расчетное сопротивление смятию поперек волокон древесины 2-го сорта по табл. 3 СП 64.13330.2011. $R_{\text{см90}} := 3 \text{ МПа}$.

$$h_{\text{планки}} := \frac{H}{2 \cdot b_{\text{см}} \cdot R_{\text{см90}}} = 93 \cdot \text{мм}.$$

Принимаем упорную планку в виде швеллера № 20 по ГОСТ 8240-97 с расчетным сопротивлением стали С 255 для проката $R_y := \frac{235 \cdot \text{МПа}}{1.025} = 229 \cdot \text{МПа}$.

Проверим швеллер на прочность по изгибу в плоскости минимальной жесткости $W_z := 20.5 \text{ см}^3$ по следующей расчетной схеме:

Погонная нагрузка, распределенная на швеллер по схеме рис. 15: $q := \frac{H}{2 \cdot b_{\text{см}}} = 284.1 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}}$,

а соответствующий изгибающий момент в швеллере $M_{\text{ше}} := \frac{q \cdot b_{\text{см}}^2}{2} = 17188 \cdot \text{кгс} \cdot \text{см}$.

Нормальные напряжения $\sigma_{\text{ше}} := \frac{M_{\text{ше}}}{W_z} = 82.2 \cdot \text{МПа} < R_y \cdot 0.9 = 206.3 \cdot \text{МПа}$.

Запас составляет $\frac{R_y \cdot 0.9 - \sigma_{\text{ше}}}{R_y \cdot 0.9} = 60 \cdot \%$.

Считаем, что сварные швы, суммарная длина которых составляет $2 \cdot (20 \cdot 2 + 7.6 \cdot 4) \text{ см} = 140.8 \text{ см}$, для восприятия распора $H = 6.3 \text{ тс}$ работают с большим запасом.

6. Расчет конькового узла

6.1. Вариант с Z-образными накладками

Коньковый узел трехшарнирной рамы выполняем на металлических Z-образных накладках, притянутых глухими нагелями. Максимальное поперечное усилие в коньковом узле возникает при 2-м сочетании нагрузок, то есть при односторонней снеговой нагрузке $Q_{\max} := 5.20 \text{ тс}$. Считаем, что каждая из двух Z-образных пластин работает на растяжение отдельно от другой и удерживается на ригеле глухими нагелями. Сначала подберем сечение пластин и проверим их несущую способность.

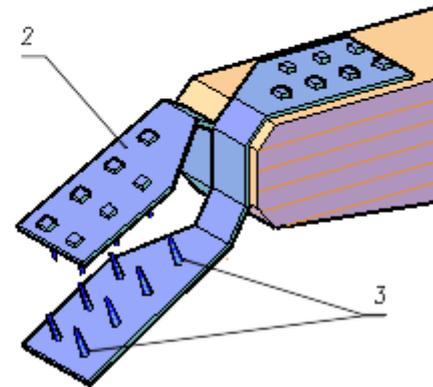
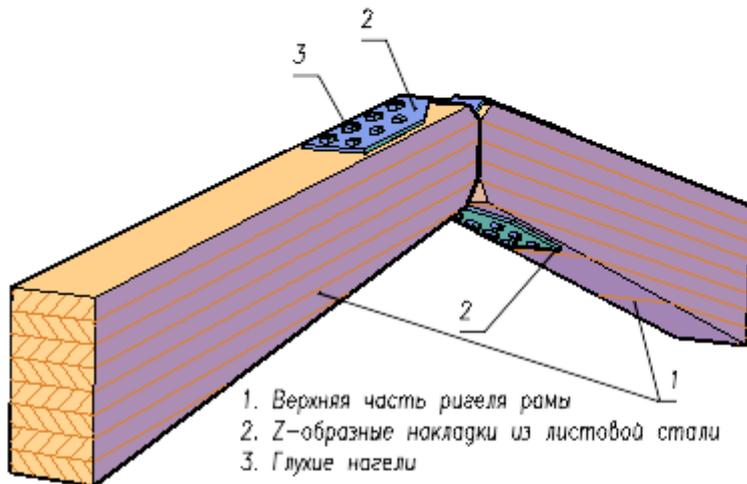


Рис. 16. К расчету конькового узла рамы на восприятие горизонтального распора

Возьмем пластину толщиной $\delta_z := 6 \text{ мм}$ и шириной примерно не более половины ширины сечения ригеля $b_z := 45 \text{ мм}$. На растяжение эта пластина выдержит $N_{\text{см.р}} := R_y \cdot 0.9 \cdot \delta_z \cdot b_z = 5681.1 \cdot \text{кгс}$, что больше, чем требуется, чтобы воспринять усилие $Q_{\max} = 5200.0 \cdot \text{кгс}$.

Запас составляет

$$\frac{N_{\text{см.р}} - Q_{\max}}{N_{\text{см.р}}} = 8. \%$$

Теперь подберем глухие нагели "глухарь" (или саморезы для дерева с шестигранными головками).

Зададимся диаметром глухого нагеля $d_{\text{злн}} := 16 \text{ мм}$ и длиной его рабочей части $L_{\text{злн}} := 120 \text{ мм}$.

Глухие нагели работают в условиях несимметричного односрезного нагельного соединения в более толстых элементах. Для таких нагелей следует высверливать отверстие диаметром 10 мм на всю глубину глухаря, а затем следует дополнительно высверлить отверстие на 16 мм на глубину ненарезанной части глухаря.

Тогда несущая способность одного односрезного нагеля (или среза) с учетом коэффициента невязки размерности $k := \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ равна:

По смятию древесины в толстом элементе (ригеле) $T_{\text{см.ср}} := 0.35 \cdot L_{\text{злн}} \cdot d_{\text{злн}} \cdot k = 685.2 \cdot \text{кгс}$.

По изгибу нагеля в соединении со стальными прокладками $T_{\text{иМах}} := 2.5 d_{\text{злн}}^2 \cdot k = 652.6 \cdot \text{кгс}$.

Расчетная несущая способность нагеля $T := \min(T_{\text{см.ср}}, T_{\text{иМах}}) = 652.6 \cdot \text{кгс}$.

Число нагелей $n := \text{ceil}\left(\frac{Q_{\max}}{T}\right) = 8$ штук.

Расставляем нагели в 2 ряда по _____ глухаря в каждом ряду. Расстановка глухарей выполняется аналогично стальным нагелям.

7. Расчет расхода материалов на конструкцию рамы

Расход древесины и фанеры на продольные и поперечные ребра

Объем клееной древесины "в деле" на элементы рамы составляет $V_{др} := V = 4.10 \cdot \text{м}^3$.

Количество нагелей в карнизном узле диаметром $d_{наг} = 22 \cdot \text{мм}$ составляет $N_{наг} = 54$ шт.

Площадь всех клеевых швов рамы составляет $F_{кл} := \frac{V}{\delta_{д}} = 97.7 \cdot \text{м}^2$.

Вес клея для всех элементов рамы с учетом 10% перерасхода и среднего расхода клея $\gamma_{кл} := 0.4 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$

составляет $G_{кл} := 1.1 \cdot F_{кл} \cdot \gamma_{кл} = 43.0 \cdot \text{кгс}$.

При плотности клея $\rho_{кл} := 1.15 \frac{\text{кгс}}{\text{л}}$ объем клея равен $V_{кл} := \frac{G_{кл}}{\rho_{кл}} = 37.4 \cdot \text{л}$.

Монтажный вес полурамы составляет $G_{полурам} := 1.1 \cdot \frac{V_{др} \cdot \rho_{д}}{2} + \frac{G_{кл}}{2} = 1150 \cdot \text{кгс}$.

Расход основных материалов на 100 кв. м перекрываемой площади

Расход древесины балок - $\frac{V_{др}}{L \cdot Ш} = 6.512 \cdot \frac{\text{м}^3}{100 \cdot \text{м}^2}$.

Площадь поверхности балки для нанесения лакокрасочных и защитных покрытий

Площадь боковых поверхностей ригеля и двойной стойки

$$S_{бок} := H_{ст} \cdot \frac{(h_{крн} + h_o)}{2} \cdot 2 + \frac{L_p}{2 \cdot \cos(i_{ск})} \cdot \frac{(h_k + h_{крн})}{2} = 12.8 \cdot \text{м}^2.$$

Площадь граней ригеля и двойной стойки

$$S_{гран} := 1.05 \cdot 2 \cdot \left[\frac{b_{руз} \cdot L_p}{\cos(i_{ск})} + b_{руз} \cdot (h_k + h_{крн}) + b_{ст} \cdot [2 \cdot H_{ст} + (h_{крн} + h_o)] \right] = 11.6 \cdot \text{м}^2.$$

Таким образом, общая площадь боковых поверхностей рамы для нанесения лакокрасочных покрытий составляет

$$S_{покp} := 2 \cdot (S_{бок} + S_{гран}) = 49.0 \cdot \text{м}^2.$$

Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 6.1. Арка клеодоцатая трехшарнирная кругового очертания (линейный и нелинейный расчеты)

Запроектировать трехшарнирную клеодоцатую арку/раму одноэтажного здания пролетом в осях $L := 14.8 \text{ м}$ и высотой в коньке $H := 8.65 \text{ м}$.

Район строительства - _____ (_____ снеговой район), в котором нормативное значение снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $s_g := 2.5 \text{ кПа}$.

Шаг поперечных рам $Ш := 3.1 \text{ м}$. Число шагов по длине здания $n_w := 7$.

Длина здания $D := n_w \cdot Ш = 21.7 \text{ м}$.

Высота от чистого пола до опоры несущей конструкции составляет $H_{эм} := 0.40 \text{ м}$.

Конструктивный расчет выполнен в соответствии с СП 64.13330-2011 [1]. Статический расчет фермы выполнен с помощью расчетно-вычислительного комплекса SCAD (или Lira).

Расчет в SCAD (Lira) может производиться в 2 вариантах: нелинейной и линейной постановках (в смысле напряженно-деформированного состояния, т.е. соответственно с учетом геометрической нелинейности или без ее учета).

Для расчета в SCAD по "деформированной схеме" упругие характеристики материала (модули упругости и сдвига клееной древесины) закладываются в "жесткости" элементов в соответствии с п.5.4 СП 64.13330-2011 [1], а именно с коэффициентом $m_{дс}$, равным **0,75** для древесины и **0,8** для LVL.

В SCAD такой расчет называется **нелинейным** и выполняется с учетом геометрической нелинейности. Это означает, что расчет выполнен по **деформированной** схеме конструкции и использование коэффициента ξ (кси) не требуется.

Если же расчет в SCAD выполняется по "**недеформированной** схеме", то упругие характеристики (модули упругости и сдвига клееной древесины) принимаются в соответствии с п. 5.3 СП 64.13330-2011 [1], т.е. без понижающих коэффициентов или формально $m_{дс} = 1,0$ для древесины и LVL.

В SCAD такой расчет является обычным **линейным** расчетом. Однако для учета деформированного состояния отечественные нормы проектирования СП 64.13330 [1] в результаты расчета по недеформированной схеме требуют вводить коэффициент ξ (кси).

В настоящем отчете реализованы конструктивные расчеты для обоих вариантов статического расчета. Для этого следует выбрать вариант выполненного в SCAD статического расчета и скрыть или раскрыть соответствующие варианты "области" документа:

Выберем вариант выполненного статического расчета конструкции в SCAD

НЕЛИНЕЙНЫЙ расчет с учетом геометрической нелинейности

ЛИНЕЙНЫЙ расчет без учета геометрической нелинейности

В настоящем примере выполняется конструктивный расчет, для которого в расчетном SCAD для трехшарнирной расчетной схемы клеодоцатой деревянной рамы реализован статический вариант_расчета = "**ЛИНЕЙНЫЙ расчет без учета геометрической нелинейности**"

► Открыть, если статический расчет в SCAD является НЕЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - линейным.

▼ Открыть, если статический расчет в SCAD является ЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - нелинейным.

1. Статический расчет

1.1. Линейный статический расчет

Статический расчет выполнен в комплексе SCAD по **недеформируемой** схеме конструкции. А деформированное состояние конструкции в соответствии с [1] условно учитывается для сжато-изгибаемых элементов путем увеличения изгибающего момента с помощью коэффициента ξ (кси), изменяющегося от 1 до 0 и учитывающего дополнительный изгибающий момент от продольной силы.

Кроме того в п. 8.57 [1] записано: "При расчете арок на прочность по деформированной схеме и на устойчивость плоской формы деформирования величины N и M_d следует применять в сечении с максимальным изгибающим моментом (для проверяемого случая нагружения), а коэффициенты ξ или ξ_s и ξ_k следует определять по формуле (27) с подстановкой в нее значения сжимающей силы N_0 в ключевом сечении арки; расчет арок на устойчивость в плоскости кривизны следует производить по формуле (3) на ту же сжимающую силу N_0 ".

В настоящем отчете представлен расчет для следующей комбинации линейных нагрузок :

▶ Открыть, если статический расчет в SCAD является ЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - нелинейным.

- 1. Собственный вес +
- 2. Снег полный +
- 3. Снег слева
- 4. Ветер слева
- 5. Покрытие + оборудование +

На основе предварительных расчетов ветровая нагрузка разгружает систему и поэтому в расчет не принималась.

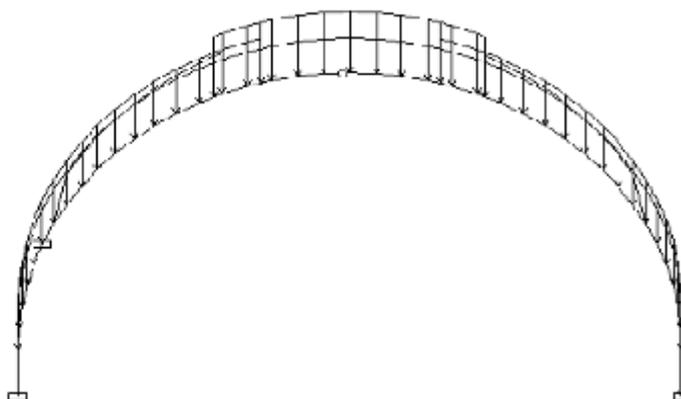


Рис. 1. Схема загрузки арки кругового очертания

Выберем конструктивный тип рассчитываемой клеодощатой деревянной конструкции

- трехшарнирная арка
- трехшарнирная рама
- трехшарнирная стрельчатая арка

▶ Ввод данных из SCAD / Lira (координаты оси, усилия NMQ и др). Закрывать после ввода и корректировки данных

Расчетный пролет конструкции составляет $L_{расч} = 14.80 \cdot м$. Высота в коньке $H_k = 9.05 \cdot м$.
Шаг конструкций $Ш = 3.10 \cdot м$. Длина здания $D = 21.70 \cdot м$.

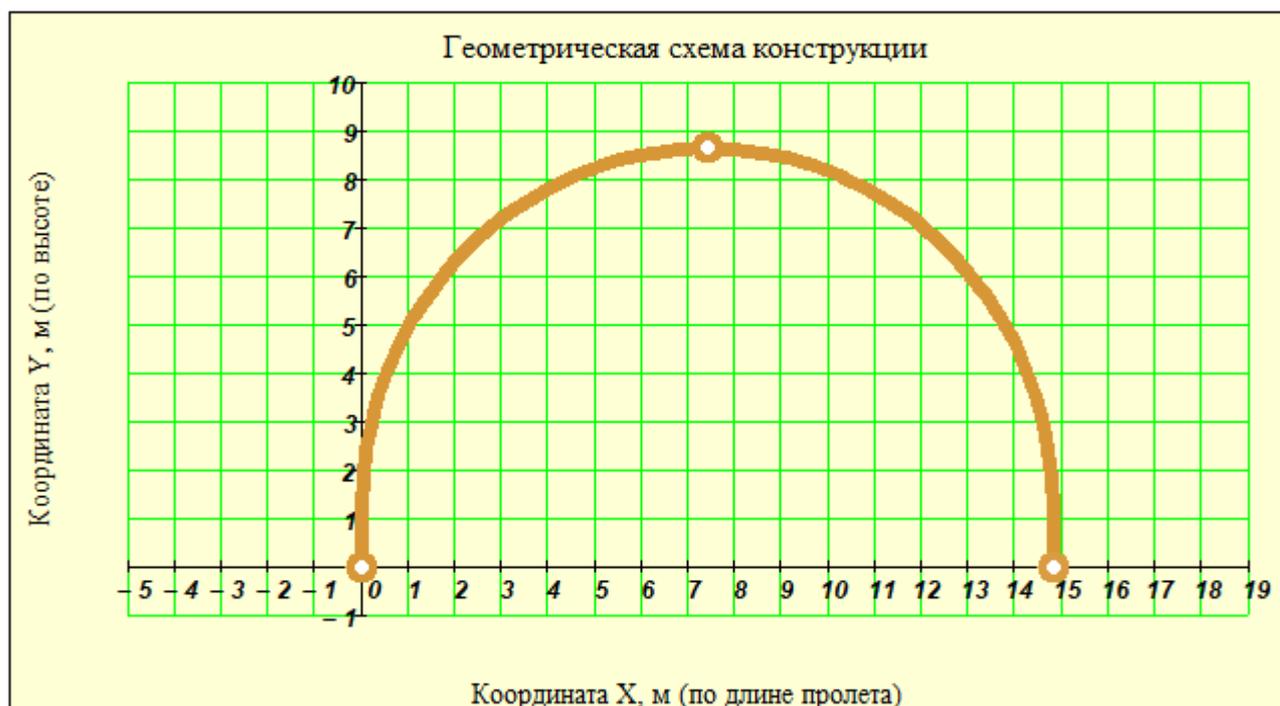


Рис. 2. Геометрическая схема трехшарнирной рамы (по оси)

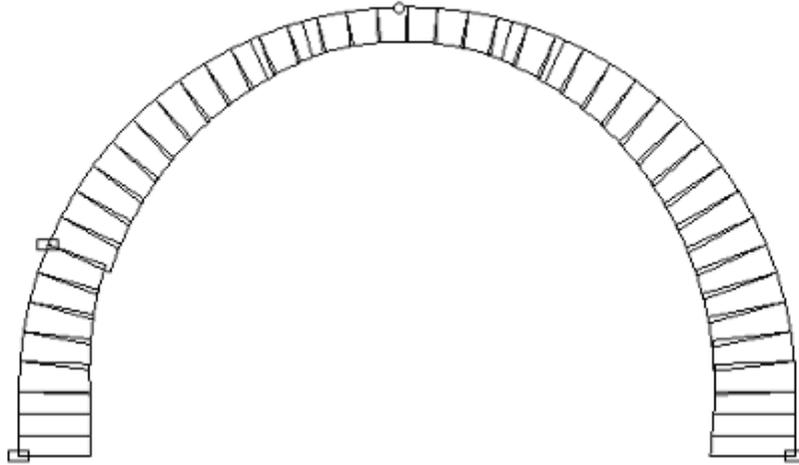


Рис. 3. Эпюры нормальных сил трехшарнирной рамы (по оси) из программы SCAD

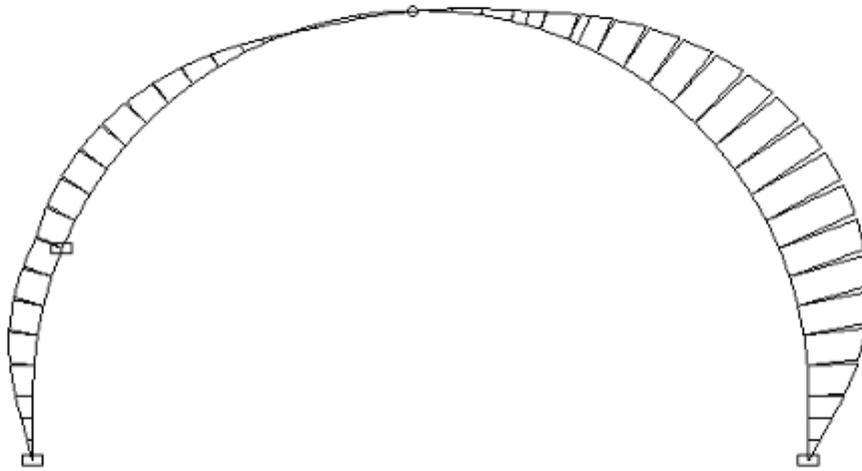


Рис. 4. Эпюры изгибающего момента трехшарнирной рамы (по оси) из программы SCAD

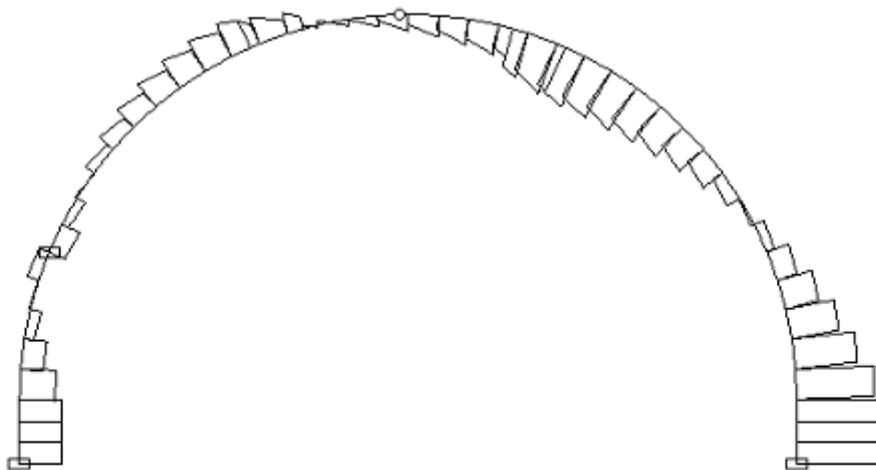


Рис. 5. Эпюры поперечных сил трехшарнирной рамы (по оси) из программы SCAD



Рис. 6. Эпюры внутренних усилий MNQ трехшарнирной рамы (по оси)

2. Подбор расчетного сопротивления сжатию, изгибу и растяжению

2.1. Геометрические параметры сечения конструкции

Арки, у которых отношение пролета $L_{расч} = 14.80$ -м к высоте в коньке $H_{расч} = 8.65$ -м **более 3,0** и центры кривизны каждой полуарки совпадают, обычно относят к аркам кругового пологого очертания.

Проектируемая конструкция имеет отношение $\frac{L_{расч}}{H_{расч}} = 1.7$.

Предполагаем, что сечение конструкции остается постоянным по длине.

Для арок **кругового** очертания пролетом **12 - 30 м** высота сечения **h** предварительно задается как $h = (1/30 - 1/50) L_{расч}$.

Толщину ламели (остроганной по обеим пластям доски) для гнотоклеевых конструкций рекомендуется принимать не более **33 мм**. Зададим толщину ламели с учетом острожки пластей $\delta_{\partial} := 33$ мм и количество ламелей $n_{\partial} := 19$ шт. Тогда высота сечения составит $h := n_{\partial} \cdot \delta_{\partial} = 627$ -мм.

При расчетном пролете $L_{расч} = 14.8$ -м соотношение $(\frac{L_{расч}}{h} = 24)$.

Ширина сечения, состоящая из одного или двух элементов по рис. 7 шириной $b_1 := 180$ мм, составляет $b := 1 \cdot b_1 = 180$ -мм. Рекомендуемая компоновка сечения приведена на рис. 7.

Отношение высоты сечения к ее ширине обычно составляет от 4 до 7.

В нашем случае это отношение составляет $\frac{h}{b} = 3.5$.

Компоновку сечений клеодощатых конструкций следует принимать с учетом сортамента пиломатериалов, технологии изготовления и требований унификации.

Рекомендуется принимать ширину сечения клееных конструкций :

- для одинарных блоков, склеенных из досок только по пласти (вариант 1, рис. 7) :
80 мм, 100 мм, 120 мм, 140 мм, 160 мм ;
- для одинарных блоков, склеенных из досок по пласти и по кромке (вариант 2, рис. 7) :
не более 240 мм, причем расстояние между стыками по кромке - не менее толщины слоя δ_g ;
- для спаренного из двух клееных блоков на поперечных склеенных стержнях (вариант 3, рис. 7) :
не более 360 мм .

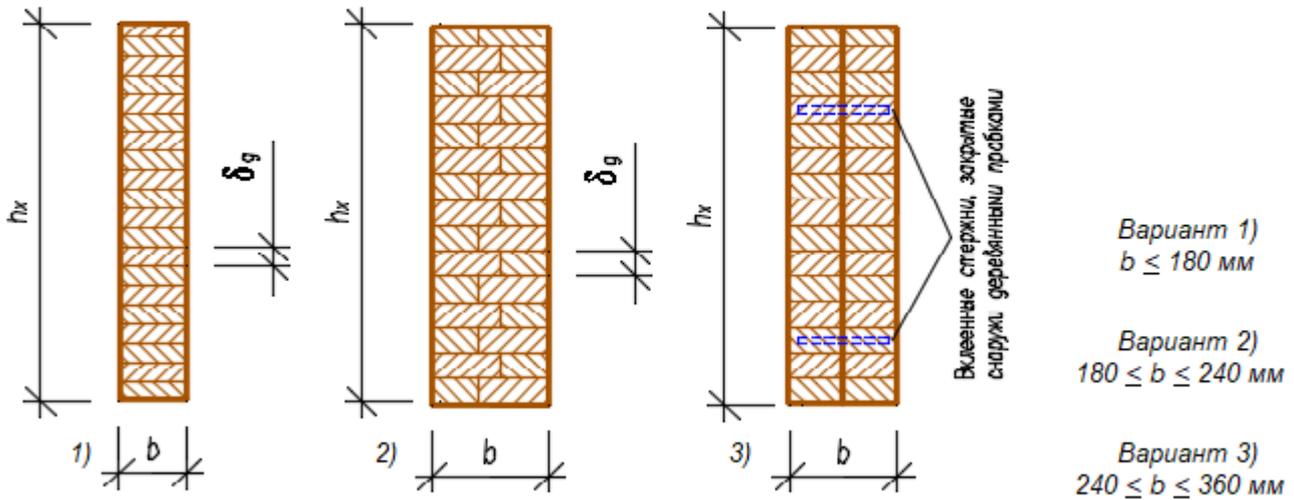


Рис. 7. Возможные виды сечений клеодощатой конструкции арки/рамы

Если ось конструкции имеет участки разной кривизны, то следует определить тот из них, который содержит наименьший радиус, и присвоить его переменной r_{min} . Это необходимо для того, чтобы учесть особенности работы гнutoкклееных участков большой кривизны в виде коэффициента условия работы $m_{эн}$.

Для определения наименьшего радиуса кривизны по длине полуарки следует задать произвольные номера **трех точек** (узлов) в порядке их возрастания в интервале от 1 до $t_k = 23$.

- Задаем :
- 1-я точка $p1 := 3$; с координатами $X_{p1} = 2.3 \cdot \text{см}$ $Y_{p1} = 183.1 \cdot \text{см}$.
 - 2-я точка $p2 := 10$; с координатами $X_{p2} = 141.3 \cdot \text{см}$ $Y_{p2} = 560.0 \cdot \text{см}$.
 - 3-я точка $p3 := 17$; с координатами $X_{p3} = 440.0 \cdot \text{см}$ $Y_{p3} = 800.9 \cdot \text{см}$.

скрытый расчет центра кривизны - Ср авг 15 14:36:17 2018

Координаты центра кривизны $X_0 = 7.379 \cdot \text{м}$ $Y_0 = 1.259 \cdot \text{м}$.

При этом радиус кривизны составляет $r_{min} = \sqrt{(X_{p1} - X_0)^2 + (Y_{p1} - Y_0)^2} = 737.8 \cdot \text{см}$.

При заданных высоте сечения и радиусе кривизны оси выбранного участка определим радиус кривизны ламели, ближайшей к центру кривизны этого участка : $r_1 := r_{min} - 0.5 \cdot h = 7.06 \cdot \text{м}$.

Участком **большой кривизны** для сжато-изгибаемых гнutoкклееных элементов считается тот участок, в котором отношение центрального радиуса кривизны $r_{min} = 7.38 \cdot \text{м}$ к высоте сечения $h = 0.63 \cdot \text{м}$ **меньше 8**. В нашем случае эта величина называется **относительным радиусом**

кривизны и составляет $\beta_{криве} := \frac{r_{min}}{h} = 11.8$.

Кроме этого желательно откорректировать толщину ламели, которая ограничивается величиной относительного радиуса кривизны наиболее изогнутой доски (ближайшей к центру кривизны). Так как максимально разрешенная технологическими нормами толщина ламели составляет **мм**, а

минимальный относительный радиус кривизны одной доски $\beta_{1,криве} := \frac{r_1}{\delta_d}$, при котором не учитываются начальные напряжения от гнutoтья и коэффициент условия работы $m_{эн} = 1.0$, составляет **250** и более, то для экономии клея и древесины рекомендуется для начала принимать доски максимальной толщины

по условию $m_{эн} \geq 250$. Если это не удастся, то следует сделать обоснованный выбор, что важнее: сэкономить на клее с дорогим тонким пиломатериалом и закупить толстый, или взять тонкий пиломатериал, закупить больше клея (так как слоев станет больше) и обеспечить высокое качество и надежность конструкции.

При этом надо понимать, что формально надежность конструкции остается в нормативных пределах.

В нашем случае относительный радиус наиболее изогнутой доски составляет $\beta_{1,крив} = 214$.

2.2. Подбор расчетного сопротивления древесины на сжатие вдоль волокон

В нагрузку для данного расчета входит

- Ветровая или монтажная нагрузка
 Сейсмическая
 не входит вышеуказанная

- К26/1
 К24/2
 К16/3

Выберем **Класс/Сорт прочности** применяемой древесины с СП 64.13330.2011 и **уровень ответственности** проектируемого здания

- Повышенный уровень ответственности
 Нормальный уровень ответственности
 Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 1.0$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по расчетным сопротивлениям ДРЕВЕСИНЫ, табл. 3

Подбор расчетного сопротивления древесины на сжатие вдоль волокон $R_{сж}$ выполняется в соответствии с СП 64.13330.2011 и состоит в определении ряда коэффициентов условий работы:

$$R_{сж} := R'_{сж} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_B \cdot m_O \cdot m_A \cdot m_{сл} \cdot m_{эн} \cdot \gamma_{н.сс}$$

где, $R'_{сж}$ - расчетное сопротивление клееной древесины растяжению из табл. 3 СП 64.13330.2011;

$m_e, m_T, m_D, m_H, m_B, m_A, m_{сл}, m_{эн}$ и $\gamma_{н.сс}, \gamma_n$ - коэффициенты условий работы, см. ниже.

▶ определения коэффициента m_B

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m_B, m_O и m_A

▶ Определение коэффициента $m_{сл}$

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - $m_{сл}, m_{гн}$ и Гамма н(сс), табл. 10 ... 12

▶ Определение коэффициента $m_{гн}$

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m_B, m_T, m_D и m_H

Ниже приведены все коэффициенты условий работы, имеющие следующие значения :

$m_e = 1.0$ - для различных условий эксплуатации (температурно-влажностный режим) ;

$m_T = 1.0$ - для конструкций, эксплуатируемых при температуре воздуха до + 35 °C (1.0) ... при + 50 °C (0.8). Для промежуточных температур использовать линейную интерполяцию;

$m_D = 1.0$ - для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок - (0.8) ;

$m_H = 1.00$ - для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия кратковременных нагрузок (ветровой, монтажной, сейсмической) ;

$m_B = 0.952$ - учет снижения прочности при высоте сечения элементов более 50 см для изгибаемых и сжато-изгибаемых конструкций ;

$m_O = 1.0$ - для растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении - 0.8, для другого напряженного состояния - 1.0 ;

$m_A = 1.0$ - для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением (0.9);

$m_{сл} = 1.00$ - учет влияния толщины слоя (ламини), см. выше ;

$m_{эн} = 0.93$ - учет снижения прочности за счет гнутья криволинейных клееных элементов ;

- $\gamma_{н.сс} := 1.0$ - коэффициент надежности по сроку службы (равен от 1.0 до 0.9 - при сроке от 50 до 100 лет соответственно и 0.8 - более 100 лет);
- $\gamma_n = 1.00$ - коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751-2014 "Надежность строительных конструкций и оснований".

▢ Учет ответственности сооружения в усилиях

▢ Автоматический выбор расчетного сопротивления древесины по классам прочности и размерам сечения

Табличное значение расчетного сопротивления на сжатие (изгиб) из табл. 3 [1] составляет (с учетом знака " - ") $R'_{сж} = -15.0 \cdot \text{МПа}$ для Класс_прочности = 2 .

Тогда расчетное сопротивление на сжатие (изгиб) при эксплуатационных нагрузках равно

$$R_{сж} := R'_{сж} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_B \cdot m_O \cdot m_A \cdot m_{сл} \cdot m_{эн} \cdot \gamma_{н.сс} = -13.3 \cdot \text{МПа} .$$

Табличное значение расчетного сопротивления на растяжение из табл. 3 [1] составляет (с учетом знака " + ") $R'_p = 9.0 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на растяжение вдоль волокон при эксплуатационных нагрузках равно

$$R_p := R'_p \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_O \cdot m_A \cdot m_{эн} \cdot \gamma_{н.сс} = 8.4 \cdot \text{МПа} .$$

Табличное значение расчетного сопротивления на скалывание из табл. 3 [1] составляет (с учетом знака " + ") $R'_{ск} = 1.5 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на скалывание вдоль волокон при эксплуатационных нагрузках равно

$$R_{ск} := R'_{ск} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_A \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{н.сс} = 1.5 \cdot \text{МПа} .$$

Расчетное сопротивление древесины изгибу (сжатию) составляет $R_{сж} = -13.3 \cdot \text{МПа}$.

Длина рамы по оси $S := \sum_{j=1}^{J-1} \sqrt{(X_{p_{j+1}} - X_{p_j})^2 + (Y_{p_{j+1}} - Y_{p_j})^2} = 25.74 \cdot \text{м}$.

Площадь сечения $F := b \cdot h = 1129 \cdot \text{см}^2$ Момент инерции $I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 369738 \cdot \text{см}^4$.

Момент сопротивления $W := \frac{b \cdot h^2}{6} = 11794 \cdot \text{см}^3$. Радиус инерции сечения $r := 0.289 \cdot h = 18.1 \cdot \text{см}$.

Так как в расчетном комплексе SCAD для нашей трехшарнирной расчетной схемы реализован статический вариант_расчета = "ЛИНЕЙНЫЙ расчет без учета геометрической нелинейности" , то

▢ Открыть, если используется вариант расчета ЛИНЕЙНЫЙ, и закрыть, если нелинейный

для конструкции, в которой принят конструктивный тип = "трехшарнирная арка" , усилия, полученные в SCAD, вычислены без учета деформированной схемы, и в соответствии с СП 64.13330.2011 следует вычислить коэффициент ξ , учитывающий дополнительный изгибающий момент от нормальной силы (т.е. деформированную расчетную схему конструкции).

Для этого следует принять расчетную длину L_o трехшарнирных арок и сводов в соответствии с [п.8.56...8.59, 1], где указано, что при расчете на прочность по деформированной схеме

$$L_o := \begin{cases} (0.58 \cdot S) & \text{if } \text{тип} = \text{"трехшарнирная арка"} \\ S & \text{if } \text{тип} = \text{"трехшарнирная рама"} \\ (0.5 \cdot S) & \text{if } \text{тип} = \text{"трехшарнирная стрельчатая арка"} \end{cases} .$$

Таким образом, расчетная длина нашей конструкции составляет $L_o = 14.93 \cdot \text{м}$.

Расчетная длина 3-шарнирной арки $L_o = 14.93 \cdot \text{м}$ Гибкость $\lambda := \frac{L_o}{r} = 82.40$.

Коэффициент $\varphi := \frac{3000}{\lambda^2} = 0.44$, Уклон ската в коньке $\alpha := \text{atan} \left(\frac{Y_{p_{tk}} - Y_{p_{tk-1}}}{X_{p_{tk}} - X_{p_{tk-1}}} \right) = 6.72 \cdot ^\circ$.

Коэффициент ξ , учитывающий дополнительный момент от нормальной силы:

$$\xi := \begin{cases} 1 & \text{if } 1 - \frac{|N_k| \cdot \cos(\alpha)}{\varphi \cdot |R_{сж}| \cdot F} > 1 \\ 1 - \frac{|N_k| \cdot \cos(\alpha)}{\varphi \cdot |R_{сж}| \cdot F} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.95$$

▢ Открыть, если используется вариант расчета ЛИНЕЙНЫЙ, и закрыть, если нелинейный

коэффициент ξ , учитывающий дополнительный момент от нормальной силы, $\xi = 0.95$

3. Расчет на прочность сечений конструкции как сжато-изгибаемых элементов

Нормальные краевые напряжения в сеч. 1 по **нижней кромке** $\sigma_{1\text{ниж.п}} := \frac{N1}{F} + \frac{M1}{\xi \cdot W}$

Нормальные краевые напряжения в сеч. 1 по **верхней кромке** $\sigma_{1\text{врх.п}} := \frac{N1}{F} - \frac{M1}{\xi \cdot W}$

То же для **нижней кромки** в сечениях 2 $\sigma_{2\text{ниж.п}} := \frac{N2}{F} + \frac{M2}{\xi \cdot W}$

То же для **верхней кромки** в сечениях 2 $\sigma_{2\text{врх.п}} := \frac{N2}{F} - \frac{M2}{\xi \cdot W}$

То же для **нижней кромки** в сечениях 3 $\sigma_{3\text{ниж.п}} := \frac{N3}{F} + \frac{M3}{\xi \cdot W}$

То же для **верхней кромки** в сечениях 3 $\sigma_{3\text{врх.п}} := \frac{N3}{F} - \frac{M3}{\xi \cdot W}$



Рис. 8. Эпюры нормальных краевых напряжений вдоль оси рамы

Рассчитаем распределение нормальных напряжений по высоте сечения $h = 627 \cdot \text{мм}$ в точках "z" от нижней грани до верхней $z := \frac{-h}{2}, \left(\frac{-h}{2} + \delta_{\partial} \right), \dots, \frac{h}{2}$ (с шагом, равным толщине ламели $\delta_{\partial} = 33 \cdot \text{мм}$).

Эти напряжения во всех расчетных точках по оси составят $\sigma_{\text{сеч}}(z, j) := \frac{N2_j}{F} - \frac{M2_j}{I} \cdot z$.

Построим распределение нормальных напряжений по высоте сечения в расчетной точке $j := 39$ (из анализа эпюр напряжений рис. 8).



Рис. 9. Эпюры нормальных краевых напряжений по высоте сечения в расчетной точке $j = 39$

Напряжения по центральной оси сечения в точке $j = 39$ составляют $\sigma_{\text{сеч}}(0, j) = -0.59 \cdot \text{МПа}$.

Из рассмотрения эпюр рис. 8 построим распределение нормальных напряжений по высоте сечения в расчетной точке $j := 13$.



Рис. 10. Эпюры нормальных краевых напряжений по высоте сечения в расчетной точке $j = 13$

Напряжения по центральной оси сечения в точке $j = 13$ составляют $\sigma_{\text{сеч}}(0, j) = -0.43 \cdot \text{МПа}$.

Результаты расчета сечений на прочность по нормальным напряжениям

Размеры сечения в криволинейных частях конструкций $h = 62.7 \cdot \text{см}$ и $b = 18.0 \cdot \text{см}$.

Для 1-го сечения

$$\sigma_{1\text{max}} := \max(\sigma_{1\text{ниж.п}}, \sigma_{1\text{врх.п}}) = 7.87 \cdot \text{МПа} < R_p = 8.35 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по растяжению $\frac{|R_p| - |\sigma_{1\max}|}{|R_p|} = 6\%$.

$$\sigma_{1\min} := \min(\sigma_{1\text{ниж.п.}}, \sigma_{1\text{верх.п.}}) = -9.07 \cdot \text{МПа} < R_{\text{сж}} = -13.25 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по сжатию $\frac{|R_{\text{сж}}| - (|\sigma_{1\min}|)}{|R_{\text{сж}}|} = 32\%$.

Для 2-го сечения

$$\sigma_{2\max} := \max(\sigma_{2\text{ниж.п.}}, \sigma_{2\text{верх.п.}}) = 7.85 \cdot \text{МПа} < R_p = 8.35 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по растяжению $\frac{|R_p| - |\sigma_{2\max}|}{|R_p|} = 6\%$.

$$\sigma_{2\min} := \min(\sigma_{2\text{ниж.п.}}, \sigma_{2\text{верх.п.}}) = -9.03 \cdot \text{МПа} < R_{\text{сж}} = -13.25 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по сжатию $\frac{|R_{\text{сж}}| - (|\sigma_{2\min}|)}{|R_{\text{сж}}|} = 32\%$.

Для 3-го сечения

$$\sigma_{3\max} := \max(\sigma_{3\text{ниж.п.}}, \sigma_{3\text{верх.п.}}) = 7.87 \cdot \text{МПа} < R_p = 8.35 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по растяжению $\frac{|R_p| - |\sigma_{3\max}|}{|R_p|} = 6\%$.

$$\sigma_{3\min} := \min(\sigma_{3\text{ниж.п.}}, \sigma_{3\text{верх.п.}}) = -9.08 \cdot \text{МПа} < R_{\text{сж}} = -13.25 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по сжатию $\frac{|R_{\text{сж}}| - (|\sigma_{3\min}|)}{|R_{\text{сж}}|} = 32\%$.

4. Проверка прочности по скалыванию при изгибе

Расчет сжато-изгибаемых элементов на прочность по скалыванию в соответствии с п. 6.18 [1] выполняется по формуле

$$\sigma_{\text{ск}} := \frac{Q \cdot S'_{\text{бр}}}{J_{\text{бр}} \cdot b} + \Delta\tau < R_{\text{ск}} = 1.50 \cdot \text{МПа} \quad (R_{\text{ск}} = 15.3 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}) \cdot 0$$

4.1. Проверка в пролетном сечении в расчетной точке $k := t_k = 23$ (в коньке)

Из статического расчета величина максимальной поперечной силы $Q_{\text{пр}} = 0.62 \cdot \text{тс}$.

Статический момент брутто расчетного сечения $S'_{\text{бр}} := \frac{b \cdot h^2}{8} = 8845 \cdot \text{см}^3$.

Момент инерции брутто расчетного сечения $J_{\text{бр}} := \frac{b \cdot h^3}{12} = 369738 \cdot \text{см}^4$.

Эксцентриситет передачи нормальной силы $N_k = -3.25 \cdot \text{тс}$ в расчетной точке $k = 23$ составляет $e := 0 \text{ мм}$.

(Для криволинейных конструкций обычно "e" принимают равным нулю. Для конструкций из прямолинейных элементов эксцентриситет принимают из конструктивных соображений узла опирания, но не более $0.25 h$).

$$\Delta\tau := \frac{1.75 \cdot |N_k| \cdot e}{b \cdot h^2} = 0.00 \cdot \text{МПа}.$$

Таким образом, касательные напряжения составляют

$$\tau_{\text{пр}} := \frac{Q_{\text{пр}} \cdot S'_{\text{бр}}}{J_{\text{бр}} \cdot b} + \Delta\tau = 0.08 \cdot \text{МПа}.$$

Запас составляет $\frac{R_{\text{ск}} - \tau_{\text{пр}}}{R_{\text{ск}}} = 95\%$.

4.2. Проверка в опорном сечении в расчетной точке $t = 46$ (или $t = 1$)

Из статического расчета величина максимальной поперечной силы $Q_{оп} = 3.26 \cdot тс$.

Статический момент брутто расчетного сечения $S'_{бр} := \frac{b \cdot h^2}{8} = 8845 \cdot см^3$.

Момент инерции брутто расчетного сечения $J_{бр} := \frac{b \cdot h^3}{12} = 369738 \cdot см^4$.

Эксцентриситет "е" передачи нормальной силы $N_{оп} = 8.01 \cdot тс$ в расчетной точке $k := 1$ составляет $e := 0 мм$.

(Для криволинейных конструкций обычно "е" принимают равным нулю. Для конструкций из прямолинейных элементов эксцентриситет принимают из конструктивных соображений узла опирания, но не более 0.25 h)

$$\Delta\tau := \frac{1.75 \cdot |N_{оп}| \cdot e}{b \cdot h^2} = 0.00 \cdot МПа.$$

Таким образом, касательные напряжения составляют

$$\tau_{оп} := \frac{Q_{оп} \cdot S'_{бр}}{J_{бр} \cdot b} + \Delta\tau = 0.42 \cdot МПа.$$

Запас составляет $\frac{R_{ск} - \tau_{оп}}{R_{ск}} = 72 \cdot \%$.

▶ Открыть, если конструкция состоит из прямолинейных элементов, и закрыть, если из криволинейных

5. Проверка устойчивости плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов

Устойчивость от бокового выпучивания зависит от поперечной жесткости самой конструкции и от раскрепления ее поперечными связями в покрытии. Например, связевыми распорками, прогонами или плитами покрытия. Расчет выполняется по следующей формуле :

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_u \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M_{\theta}}{\varphi_M \cdot R_u \cdot W_{бр}} \right)^n \leq 1.0 \quad (\text{Для расчетного сечения } j := 39),$$

где $F_{бр} := F = 1129 \cdot см^2$ - площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента ;

$W_{бр} := W = 11794 \cdot см^3$ - максимальный момент сопротивления брутто на участке l_p с высотой сечения $h = 627 \cdot мм$ и шагом конструкций $Ш = 3.10 \cdot м$;

n - показатель, равный = 2, если участок l_p имеет закрепления только по сжатой кромке, равный = 1, если участок l_p имеет еще закрепления по растянутой кромке.

Принимаем этот показатель $n := 2$.

Для раскрепления сжатой кромки конструкции обычно принимают установку деревянных распорок с шагом, примерно равным шагу основных конструкций.

В нашем случае из эпюры нормальных напряжений (рис.8) видим, что участок конструкции между точками $t_1 := 38$ и $t_2 := 40$ является наиболее напряженным. Тогда расстояние вдоль оси конструкции между этими точками будем считать шагом раскрепляющих распорок и вычислим его по следующей

формуле: $l_p(t_1, t_2) := \sum_{j=t_1}^{t_2} \sqrt{(X_{p_{t_1}} - X_{p_{t_2}})^2 + (Y_{p_{t_1}} - Y_{p_{t_2}})^2}$.

Так, длина участка между точками раскрепления конструкции из плоскости $l_p := l_p(t_1, t_2) = 3.48 \cdot м$.

Примем расстояние между распорками $l_p := 4.50 \cdot м$.

Боковая устойчивость для изгибаемых элементов прямоугольного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, оценивается коэффициентом φ_M (в соответствии с п. 6.20). Для вычисления этого коэффициента предварительно определим из [1, Прил.Е, табл. Е.2] величины k_{ϕ} и $k_{жм}$.

$$\text{Распределение изгибающего момента при } d := \begin{cases} \frac{M2_{t_2}}{M2_{t_1}} & \text{if } \frac{M2_{t_2}}{M2_{t_1}} \leq 1 = 0.99 \text{ и при } \beta := \frac{h}{h} = 1.00 \\ \frac{M2_{t_1}}{M2_{t_2}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

коэффициенты $k_{\phi} := 1.75 - 0.75 \cdot d = 1.01$, $k_{жм} := \beta^{\frac{1}{3-d}} = 1.00$.

Таким образом, значение $\varphi_M := 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_{\phi} \cdot k_{жм} = 1.62$ при коэффициенте расчетной длины $\mu := 0.7$

(для жесткой заделки обоих концов участка) и гибкости $\lambda_p := \frac{l_p \cdot \mu}{0.289 \cdot b}$.

Коэффициент продольного изгиба $\varphi := \frac{3000}{\lambda_p} = 49.54$.

По формуле [1, (22)] $\sigma_{уст} := \frac{N2_j}{\varphi \cdot |R_{сж}| \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M2_j}{\varphi_M \cdot |R_{сж}| \cdot W_{бр}} \right)^n = 0.14 < 0$.

Минимальный запас по устойчивости между $t_1 = 38$ и $t_2 = 40$ составляет $\frac{1 - \sigma_{уст}}{1} = 86\%$.

Шаг несущих арок составляет $\text{Ш} = 3.10 \cdot \text{м}$.

Обычно шаг раскрепления связевых распорок (l_p) принимают равным или близким шагу несущих конструкций, тогда связевая решетка устраивается примерно под углом 40о - 50о и связи работают наиболее эффективно.

Раскрепляем конструкцию из плоскости в точках верхней кромки распорками с шагом $l_p = 4.50 \cdot \text{м}$.

6. Проверка прочности криволинейного гнукклееного участка

Так как относительный радиус кривизны для участка с наибольшей кривизной составляет $\beta_{крив} = 11.8$, то есть больше 8, то = "Расчет криволинейного участка можно не выполнять" .

▶ 6. Открыть, если следует выполнить расчет криволинейного участка, или закрыть, если не требуется.

7. Расчет прогибов по второй группе предельных состояний

Расчет выполнен на нормативные нагрузки в программном комплексе SCAD.

Максимальное значение, полученное в расчете по программе SCAD, составляет $f := 24.94 \text{ мм}$.

Предельный относительный прогиб $f_{пр}$ для пролета $L_{расч} = 14.8 \cdot \text{м}$ определится по линейной интерполяции в зависимости от того, выше или ниже 6 метров высота помещения от чистого пола помещения до низа несущей конструкции.

В настоящем примере высота помещения составляет $H_k = 9.05 \cdot \text{м}$.

Ниже даны параметры для вычисления предельного прогиба по СП 20.13330.2016.

$$vl := \left(\frac{1}{120} \quad \frac{1}{150} \quad \frac{1}{200} \quad \frac{1}{250} \quad \frac{1}{300} \right)^T , \quad vf_{\text{более.6м}} := (1\text{м} \quad 3\text{м} \quad 6\text{м} \quad 24\text{м} \quad 36\text{м})^T ,$$

$$vf_{\text{менее.6м}} := (1\text{м} \quad 3\text{м} \quad 6\text{м} \quad 12\text{м} \quad 24\text{м})^T .$$

$$f_L := \begin{cases} \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{менее.6м}}, vl, L_{расч})} & \text{if } H_k \leq 6 \cdot \text{м} = 222 \\ \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{более.6м}}, vl, L_{расч})} & \text{if } H_k > 6 \cdot \text{м} \\ 300 & \text{if } H_{эм} \geq 36 \cdot \text{м} \end{cases}$$

Предельный прогиб составит $f_{пр} := L_{расч} \frac{1}{f_L} = 67 \cdot \text{мм}$.

Расчетный прогиб: $f = 24.94 \cdot \text{мм} < f_{пр} = 66.8 \cdot \text{мм}$.

Запас составляет $\frac{f_{пр} - f}{f_{пр}} = 63\%$.

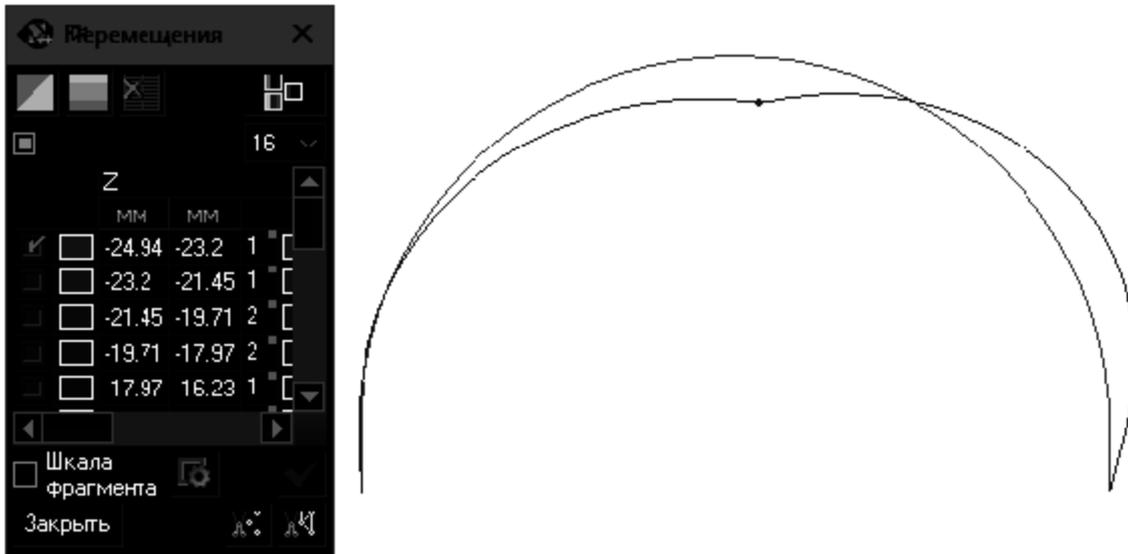


Рис. 11. Деформированное состояние конструкции при расчетном сочетании нормативных нагрузок

8. Примерный расход древесины "в деле"

Выполненный расчет показал, что габаритные размеры сечения несущих конструкций (арок) покрытия составляют $h = 63 \cdot \text{см}$, $b = 18 \cdot \text{см}$, а объем клееной древесины "в деле" на одну арку (состоящую из двух полуарок) составляет $V_{1р} := S \cdot F = 2.91 \cdot \text{м}^3$.

При длине здания $D = 21.7 \cdot \text{м}$, шаге конструкции $Ш = 3.1 \cdot \text{м}$ и пролете здания $L_{расч} = 14.8 \cdot \text{м}$ общий расход древесины "в деле" на все конструкции покрытия составит

$$V_{др} := V_{1р} \cdot (n_{ш} + 1) = 23.2 \cdot \text{м}^3.$$

Таким образом, примерный расход на кв. метр перекрываемой площади составит

$$V_{рам.кв.м} := \frac{V_{др}}{D \cdot L_{расч}} = 0.072 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}, \text{ где площадь пола составляет } D \cdot L_{расч} = 321.2 \cdot \text{м}^2.$$

Если в покрытии проектируемого здания применяются прогоны сечением $h_{пр} := 300 \cdot \text{мм}$, $b_{пр} := 140 \cdot \text{мм}$ с шагом вдоль скатов арок $Ш_{пр} := 2.0 \cdot \text{м}$, то получим:

Число прогонов на скатах составит $n_{пр} := \text{trunc} \left(\frac{S}{Ш_{пр}} \right) + 2 = 14 \text{ шт}$.

При длине здания $D = 22 \cdot \text{м}$ общий расход древесины на прогоны составит

$$V_{пр} := h_{пр} \cdot b_{пр} \cdot n_{пр} \cdot D = 12.8 \cdot \text{м}^3.$$

Примерный расход древесины на прогоны составит $V_{прог.кв.м} := \frac{V_{пр}}{D \cdot L_{расч}} = 0.040 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}$.

Суммарный расход древесины $V_{кдк} := V_{др} + V_{пр} = 36.0 \cdot \text{м}^3$.

с шагом вдоль скатов арок $Ш_{пр} := 2.0 \text{ м}$, то получим:

Число прогонов на скатах составит $n_{пр} := \text{trunc}\left(\frac{S}{Ш_{пр}}\right) + 2 = 14$ шт.

При длине здания $D = 22 \text{ м}$ общий расход древесины на прогоны составит

$$V_{пр} := h_{пр} \cdot b_{пр} \cdot n_{пр} \cdot D = 12.8 \cdot \text{м}^3.$$

Примерный расход древесины на прогоны составит $V_{прог.кв.м} := \frac{V_{пр}}{D \cdot L_{расч}} = 0.040 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}$.

Суммарный расход древесины $V_{кдк} := V_{др} + V_{пр} = 36.0 \cdot \text{м}^3$.

Общий расход древесины в расчете на **1 кв. метр** перекрываемой площади составляет

$$V_{кдк.кв.м} := V_{рам.кв.м} + V_{прог.кв.м} = 0.112 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}.$$

Для расчета конструкций конькового и опорных узлов следует учесть величины опорных реакций, полученные в статическом расчете

Нагрузки от "фрагмента схемы" для одностороннего загрузения снегом (комбинация 1_)

Горизонтальный РАСПОР - $RX_{к1} = 3.26 \cdot \text{тс}$.

Вертикальная реакция СЛЕВА в узле 1 $RZ_{к1.лее} = 8.01 \cdot \text{тс}$,

СПРАВ в узле J = 47 $RZ_{к1.пра} = 6.63 \cdot \text{тс}$.

Равнодействующая опорных реакций на ЛЕВОЙ опоре составляет

$$R_{оп.к1.лее} = 8.65 \cdot \text{тс}.$$

Равнодействующая опорных реакций на ПРАВОЙ опоре составляет

$$R_{оп.к1.пра} = 7.39 \cdot \text{тс}.$$

Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
6. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 6.2. Арка клеодошчатая трехшарнирная стрельчатого очертания (линейный и нелинейный расчеты)

Запроектировать трехшарнирную клеодошчатую арку/раму одноэтажного здания пролетом в осях $L := 24.4 \text{ м}$ и высотой в коньке $H := 16.1 \text{ м}$.

Район строительства - _____ (_____ снеговой район), в котором нормативное значение снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $s_g := 2.5 \text{ кПа}$.

Шаг поперечных рам $Ш := 4.5 \text{ м}$. Число шагов по длине здания $n_w := 10$.

Длина здания $D := n_w \cdot Ш = 45.0 \text{ м}$.

Высота от чистого пола до опоры несущей конструкции составляет $H_{эм} := 1.2 \text{ м}$.

Конструктивный расчет выполнен в соответствии с СП 64.13330-2011 [1]. Статический расчет фермы выполнен с помощью расчетно-вычислительного комплекса SCAD (или Lira).

Расчет в SCAD (Lira) может производиться в 2 вариантах: нелинейной и линейной постановках (в смысле напряженно-деформированного состояния, т.е. соответственно с учетом геометрической нелинейности или без ее учета).

Для расчета в SCAD по "деформированной схеме" упругие характеристики материала (модули упругости и сдвига клееной древесины) закладываются в "жесткости" элементов в соответствии с п.5.4 СП 64.13330-2011 [1], а именно с коэффициентом $m_{дс}$, равным 0,75 для древесины и 0,8 для LVL.

В SCAD такой расчет называется **нелинейным** и выполняется с учетом геометрической нелинейности. Это означает, что расчет выполнен по **деформированной** схеме конструкции и использование коэффициента ξ (кси) не требуется.

Если же расчет в SCAD выполняется по "**недеформированной** схеме", то упругие характеристики (модули упругости и сдвига клееной древесины) принимаются в соответствии с п. 5.3 СП 64.13330-2011 [1], т.е. без понижающих коэффициентов или формально $m_{дс} = 1,0$ для древесины и LVL.

В SCAD такой расчет является обычным **линейным** расчетом. Однако для учета деформированного состояния отечественные нормы проектирования СП 64.13330 [1] в результаты расчета по недеформированной схеме требуют вводить коэффициент ξ (кси).

В настоящем отчете реализованы конструктивные расчеты для обоих вариантов статического расчета. Для этого следует выбрать вариант выполненного в SCAD статического расчета и скрыть или раскрыть соответствующие варианту "области" документа :

Выберем вариант выполненного статического расчета конструкции в SCAD НЕЛИНЕЙНЫЙ расчет с учетом геометрической нелинейности ЛИНЕЙНЫЙ расчет без учета геометрической нелинейности

В настоящем примере выполняется конструктивный расчет, для которого в расчетном комплексе SCAD для трехшарнирной расчетной схемы клеодошчатой деревянной рамы реализован статический вариант_расчета = "**ЛИНЕЙНЫЙ расчет без учета геометрической нелинейности**"

► Открыть, если статический расчет в SCAD является НЕЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - линейным.

▼ Открыть, если статический расчет в SCAD является ЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - нелинейным.

1. Статический расчет

1.1. Линейный статический расчет

Статический расчет выполнен в комплексе SCAD по **недеформируемой** схеме конструкции. А деформированное состояние конструкции в соответствии с [1] условно учитывается для сжато-изгибаемых элементов путем увеличения изгибающего момента с помощью коэффициента ξ (кси), изменяющегося от 1 до 0 и учитывающего дополнительный изгибающий момент от продольной силы.

Кроме того в п. 8.57 [1] записано: "При расчете арок на прочность по деформированной схеме и на устойчивость плоской формы деформирования величины N и M_d следует применять в сечении с максимальным изгибающим моментом (для проверяемого случая нагружения), а коэффициенты ξ или ξ_s и ξ_k следует определять по формуле (27) с подстановкой в нее значения сжимающей силы N_0 в ключевом сечении арки; расчет арок на устойчивость в плоскости кривизны следует производить

по формуле (3) на ту же сжимающую силу N_0 .

В настоящем отчете представлен расчет для следующей комбинации линейных нагрузок :

☑ Открыть, если статический расчет в SCAD является ЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - нелинейным.

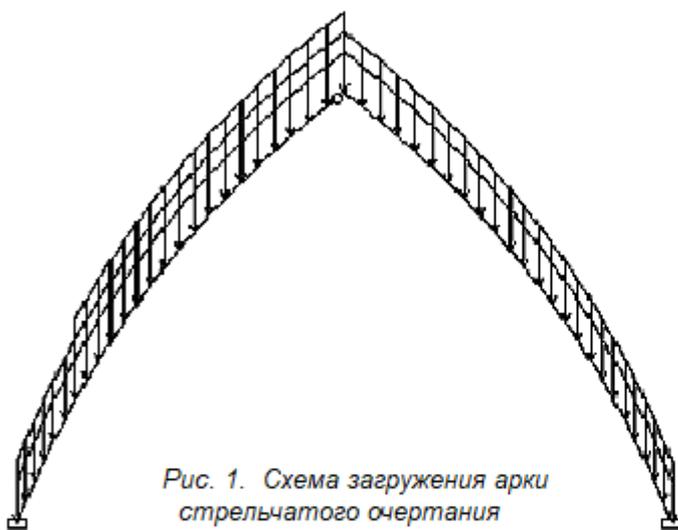


Рис. 1. Схема загрузки арки стрельчатого очертания

Выберем конструктивный тип рассчитываемой клеодощатой деревянной конструкции

На основе предварительных расчетов ветровая нагрузка разгружает систему и поэтому в расчет не принималась.

- 1. Собственный вес +
- 2. Снег полный +
- 3. Снег слева +
- 4. Ветер слева +
- 5. Покрытие + оборудование +

- трехшарнирная арка
- трехшарнирная рама
- трехшарнирная стрельчатая арка

▶ Ввод данных из SCAD / Lira (координаты оси, усилия NMQ и др). Закрыть после ввода и корректировки данных

Расчетный пролет конструкции составляет $L_{расч} = 24.40 \cdot м$. Высота в коньке $H_k = 17.30 \cdot м$.
Шаг конструкций - $Ш = 4.50 \cdot м$. Длина здания $D = 45.00 \cdot м$.

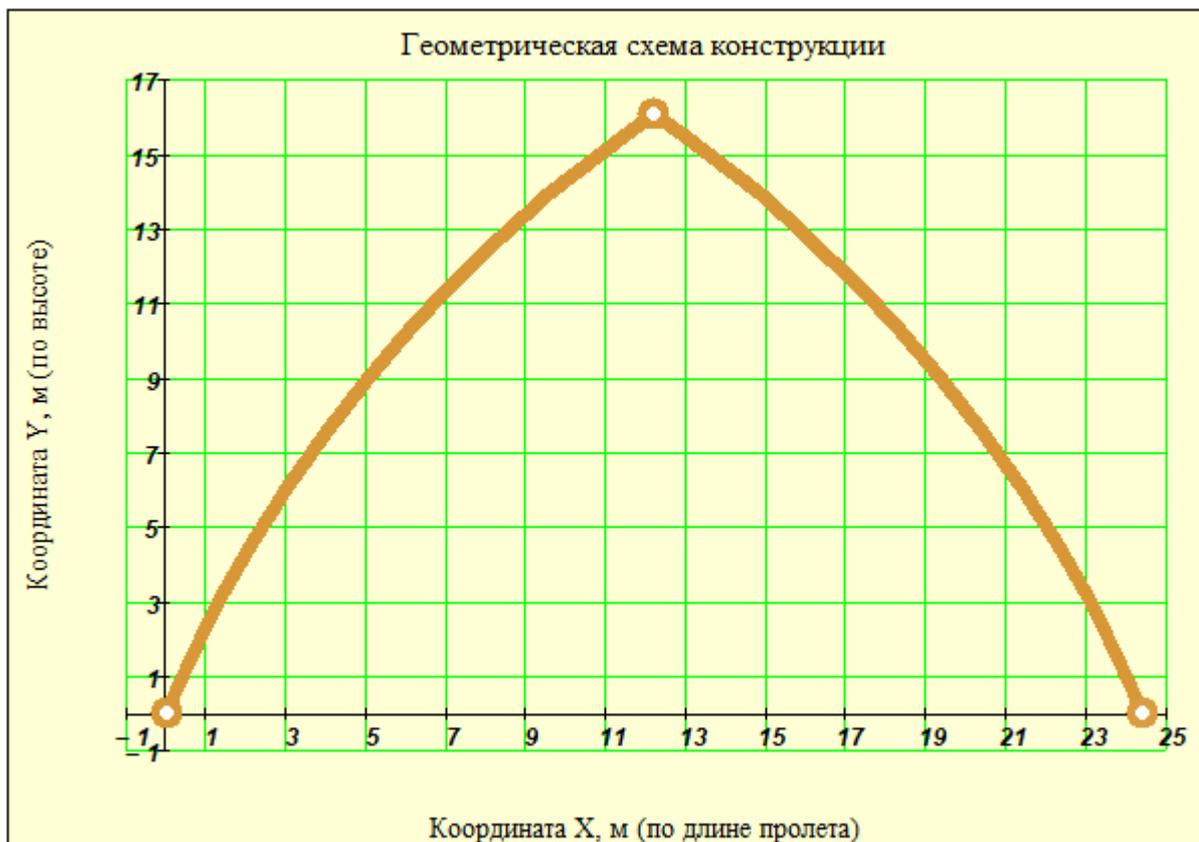


Рис. 2. Геометрическая схема трехшарнирной рамы (по оси)

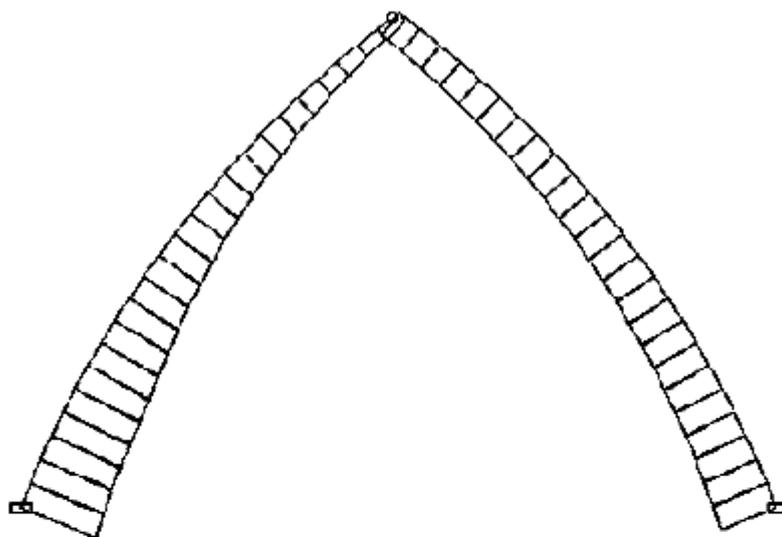


Рис. 3. Эпюры нормальных сил трехшарнирной рамы (по оси) из программы SCAD

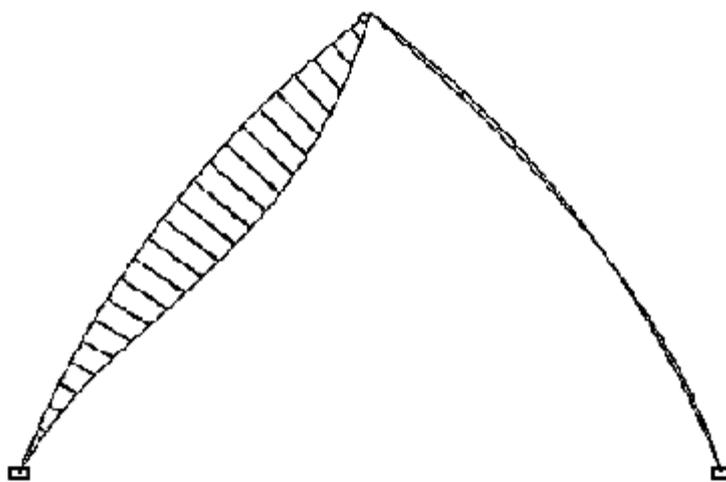


Рис. 4. Эпюры изгибающего момента трехшарнирной рамы (по оси) из программы SCAD

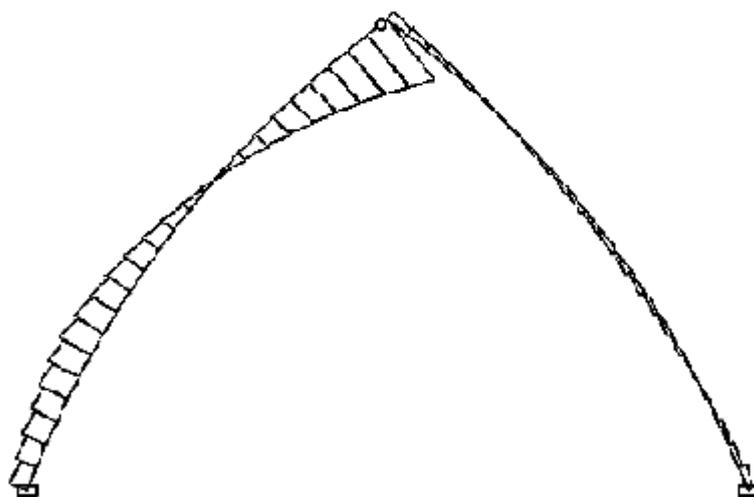


Рис. 5. Эпюры поперечных сил трехшарнирной рамы (по оси) из программы SCAD



Рис. 6. Эпюры внутренних усилий NMQ трехшарнирной рамы (по оси)

2. Подбор расчетного сопротивления сжатию, изгибу и растяжению

2.1. Геометрические параметры сечения конструкции

Арки, у которых отношение пролета $L_{расч} = 24.40 \cdot м$ к высоте в коньке $H_{расч} = 16.10 \cdot м$ **менее 2 - 3** и центры кривизны каждой полуарки не совпадают, обычно относят к аркам стрельчатого очертания.

Проектируемая конструкция имеет отношение $\frac{L_{расч}}{H_{расч}} = 1.5$.

Предполагаем, что сечение конструкции остается постоянным по длине.

Для арок **стрельчатого** очертания пролетом **12 - 45 м** высота сечения **h** предварительно задается как **$h = (1/30 - 1/40) L_{расч}$** .

Толщину ламели (остроганной по обеим пластям доски) для гнукотклееных конструкций рекомендуется принимать не более **33 мм**. Зададим толщину ламели с учетом острожки пластей **$\delta_{\partial} := 33 \text{ мм}$** и количество ламелей **$n_{\partial} := 25$** шт. Тогда высота сечения составит **$h := n_{\partial} \cdot \delta_{\partial} = 825 \cdot \text{мм}$** .

При расчетном пролете $L_{расч} = 24.4 \cdot м$ соотношение $(\frac{L_{расч}}{h} = 30)$.

Ширина сечения, состоящая из одного или двух элементов по рис. 7 шириной **$b_1 := 120 \text{ мм}$** , составляет **$b := 1 \cdot b_1 = 120 \cdot \text{мм}$** . Рекомендуемая компоновка сечения приведена на рис. 7.

Отношение высоты сечения к ее ширине обычно составляет от 4 до 7.

В нашем случае это отношение составляет $\frac{h}{b} = 6.9$.

Компоновку сечений клеодошчатых конструкций следует принимать с учетом сортамента пиломатериалов, технологии изготовления и требований унификации.

Рекомендуется принимать ширину сечения клееных конструкций :

- для одинарных блоков, склеенных из досок только по пласти (вариант 1, рис.7) :

80 мм, 100 мм, 120 мм, 140 мм, 160 мм ;

- для одинарных блоков, склеенных из досок по пласти и по кромке (вариант 2, рис.7) :

не более 240 мм, причем расстояние между стыками по кромке - не менее толщины слоя δ_g ;

- для спаренного из двух клееных блоков на поперечных клеенных стержнях (вариант 3, рис. 7) :
не более **360 мм** .

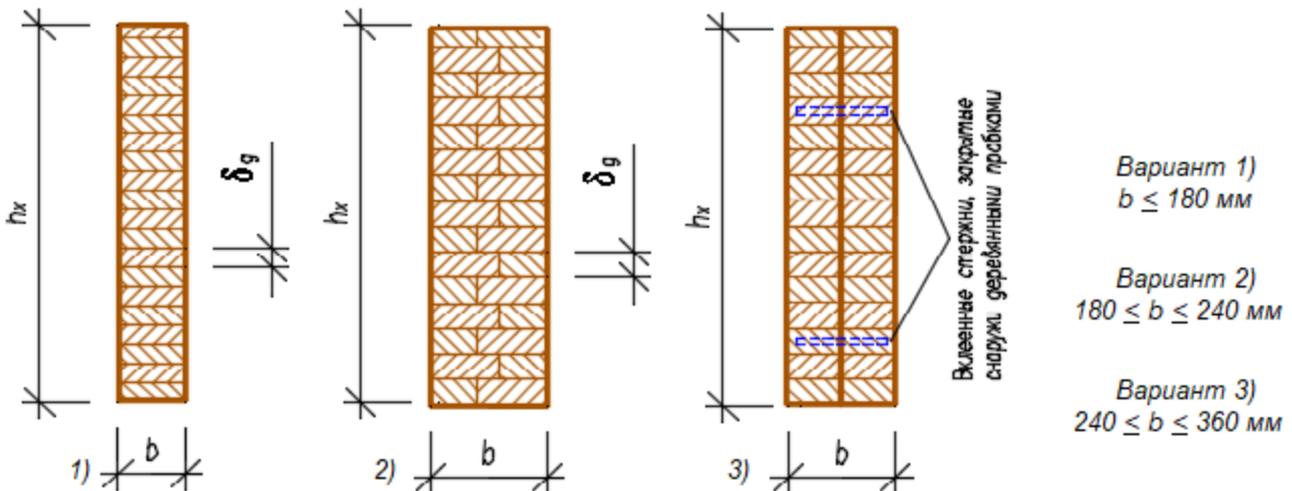


Рис. 7. Возможные виды сечений клеодошчатой конструкции арки/рамы

Если ось конструкции имеет участки разной кривизны, то следует определить тот из них, который содержит наименьший радиус, и присвоить его переменной r_{min} . Это необходимо для того, чтобы учесть особенности работы гнупоклееных участков большой кривизны в виде коэффициента условия работы $m_{эн}$.

Для определения наименьшего радиуса кривизны по длине полуарки следует задать произвольные номера **трех точек** (узлов) в порядке их возрастания в интервале от 1 до $t_k = 24$.

Задаем : 1-я точка $p1 := 3$; с координатами $X_{p1} = 65.4 \cdot \text{см}$ $Y_{p1} = 157.4 \cdot \text{см}$,
2-я точка $p2 := 12$; с координатами $X_{p2} = 446.8 \cdot \text{см}$ $Y_{p2} = 821.7 \cdot \text{см}$,
3-я точка $p3 := 20$; с координатами $X_{p3} = 894.8 \cdot \text{см}$ $Y_{p3} = 1334.7 \cdot \text{см}$.

скрытый расчет центра кривизны - Ср авг 15 17:12:09 2018
Координаты центра кривизны $X_0 = 34.344 \cdot \text{м}$ $Y_0 = -13.352 \cdot \text{м}$.

При этом радиус кривизны составляет $r_{min} := \sqrt{(X_{p1} - X_0)^2 + (Y_{p1} - Y_0)^2} = 36.8 \cdot \text{м}$.

При заданных высоте сечения и радиусе кривизны оси выбранного участка определим радиус кривизны ламели, ближайшей к центру кривизны этого участка $r_1 := r_{min} - 0.5 \cdot h = 36.44 \cdot \text{м}$.

Участком **большой кривизны** для сжато-изгибаемых гнупоклееных элементов считается тот участок, в котором отношение центрального радиуса кривизны $r_{min} = 36.85 \cdot \text{м}$ к высоте сечения $h = 0.83 \cdot \text{м}$ **меньше 8**. В нашем случае эта величина называется **относительным радиусом кривизны**

и составляет $\beta_{крив} := \frac{r_{min}}{h} = 44.7$.

Кроме этого желательно откорректировать толщину ламели, которая ограничивается величиной относительного радиуса кривизны наиболее изогнутой доски (ближайшей к центру кривизны). Так как максимально разрешенная технологическими нормами толщина ламели составляет **33 мм**, а минимальный относительный радиус кривизны одной доски $\beta_{1,крив} := \frac{r_1}{\delta}$, при котором не учитываются

начальные напряжения от гнуптя и коэффициент условия работы $m_{эн} = 1.0$, составляет **250** и более, то для экономии клея и древесины рекомендуется для начала принимать доски максимальной толщины по условию $m_{эн} \geq 250$. Если это не удастся, то следует сделать обоснованный выбор, что важнее: сэкономить на клее с дорогим тонким пиломатериалом и закупить толстый, или взять тонкий пиломатериал, закупить больше клея (так как слоев станет больше) и обеспечить высокое качество и надежность конструкции.

При этом надо понимать, что формально надежность конструкции остается в нормативных пределах.

В нашем случае относительный радиус наиболее изогнутой доски составляет $\beta_{1,крив} = 1104$.

2.2. Подбор расчетного сопротивления древесины на сжатие вдоль волокон

В нагрузку для данного расчета входит

- Ветровая или монтажная нагрузка
 Сейсмическая
 не входит вышеуказанная

- K26/1
 K24/2
 K16/3

Выберем **Класс/Сорт прочности** применяемой древесины с СП 64.13330.2011 и **уровень ответственности** проектируемого здания

- Повышенный уровень ответственности
 Нормальный уровень ответственности
 Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 1.0$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по расчетным сопротивлениям ДРЕВЕСИНЫ, табл.3

Подбор расчетного сопротивления древесины на сжатие вдоль волокон $R_{сж}$ выполняется в соответствии с СП 64.13330.2011 и состоит в определении ряда коэффициентов условий работы:

$$R_{сж} := R'_{сж} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_B \cdot m_O \cdot m_A \cdot m_{сл} \cdot m_{гн} \cdot \gamma_{н.сс}$$

где, $R'_{сж}$ - расчетное сопротивление клееной древесины растяжению из табл. 3 СП 64.13330.2011;

$m_e, m_T, m_D, m_H, m_B, m_A, m_{сл}, m_{гн}$ и $\gamma_{н.сс}, \gamma_n$ коэффициенты условий работы, см. ниже.

▶ определения коэффициента m_B

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m_B, m_O и m_A

▶ Определение коэффициента $m_{сл}$

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - $m_{сл}, m_{гн}$ и Гамма $n(сс)$, табл. 10 ...12

▶ Определение коэффициента $m_{гн}$

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m_T, m_D, m_H и m_H

Ниже приведены все коэффициенты условий работы, имеющие следующие значения :

$m_e := 1.0$

- для различных условий эксплуатации (температурно-влажностный режим) ;

$m_T := 1.0$

- для конструкций, эксплуатируемых при температуре воздуха до + 35 °С (1.0) ... при + 50 °С (0.8). Для промежуточных температур использовать линейную интерполяцию;

$m_D := 1.0$

- для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок - (0.8) ;

$m_H = 1.00$

- для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия кратковременных нагрузок (ветровой, монтажной, сейсмической) ;

$m_B = 0.894$

- учет снижения прочности при высоте сечения элементов более 50 см для изгибаемых и сжато-изгибаемых конструкций ;

$m_O := 1.0$

- для растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении - 0.8, для другого напряженного состояния - 1.0 ;

$m_A := 1.0$

- для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением (0.9);

$m_{сл} = 1.00$

- учет влияния толщины слоя (ламель), см. выше ;

$m_{гн} = 1.00$

- учет снижения прочности за счет гнутья криволинейных клееных элементов ;

$\gamma_{н.сс} := 1.0$

- коэффициент надежности по сроку службы (равен от 1.0 до 0.9 - при сроке от 50 до 100 лет соответственно и 0.8 - более 100 лет) ;

$\gamma_n = 1.00$

- коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751-2014 "Надежность строительных конструкций и оснований".

▶ Учет ответственности сооружения в усилиях

▶ Автоматический выбор расчетного сопротивления древесины по классам прочности и размерам сечения

Табличное значение расчетного сопротивления на сжатие (изгиб) из табл. 3 [1] составляет (с учетом знака " - ") $R'_{сж} = -14.0 \cdot \text{МПа}$ для **Класс_прочности = 2**

Тогда **расчетное сопротивление на сжатие (изгиб)** при эксплуатационных нагрузках равно

$$R_{сж} := R'_{сж} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_B \cdot m_O \cdot m_A \cdot m_{сл} \cdot m_{эн} \cdot \gamma_{н.сс} = -12.5 \cdot \text{МПа} .$$

Табличное значение расчетного сопротивления на растяжение из табл. 3 [1] составляет (с учетом знака " + ") $R'_p = 9.0 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на растяжение вдоль волокон при эксплуатационных нагрузках равно

$$R_p := R'_p \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_O \cdot m_A \cdot m_{эн} \cdot \gamma_{н.сс} = 9.0 \cdot \text{МПа} .$$

Табличное значение расчетного сопротивления на скалывание из табл. 3 [1] составляет (с учетом знака " + ") $R'_{ск} = 1.5 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на скалывание вдоль волокон при эксплуатационных нагрузках равно

$$R_{ск} := R'_{ск} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_A \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{н.сс} = 1.5 \cdot \text{МПа} .$$

Расчетное сопротивление древесины изгибу (сжатию) составляет $R_{сж} = -12.5 \cdot \text{МПа}$.

Длина рамы по оси $S := \sum_{j=1}^{J-1} \sqrt{(X_{p_{j+1}} - X_{p_j})^2 + (Y_{p_{j+1}} - Y_{p_j})^2} = 40.92 \cdot \text{м}$.

Площадь сечения $F := b \cdot h = 990 \cdot \text{см}^2$. Момент инерции $I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 561516 \cdot \text{см}^4$.

Момент сопротивления $W := \frac{b \cdot h^2}{6} = 13612 \cdot \text{см}^3$. Радиус инерции сечения $r := 0.289 \cdot h = 23.8 \cdot \text{см}$.

Так как в расчетном комплексе SCAD для нашей трехшарнирной расчетной схемы реализован статический вариант расчета = "ЛИНЕЙНЫЙ расчет без учета геометрической нелинейности" , то

▼ Открыть, если используется вариант расчета ЛИНЕЙНЫЙ, и закрыть, если нелинейный

для конструкции, в которой принят конструктивный **тип = "трехшарнирная стрельчатая арка"** , усилия, полученные в SCAD, вычислены без учета деформированной схемы, в соответствии с СП 64.13330.2011 следует вычислить коэффициент ξ , учитывающий дополнительный изгибающий момент от нормальной силы (т.е. деформированную расчетную схему конструкции).

Для этого следует принять расчетную длину L_o трехшарнирных арок и сводов в соответствии с [п.8.56...8.59, 1], где указано, что при расчете на прочность по деформированной схеме

$$L_o := \begin{cases} (0.58 \cdot S) & \text{if тип} = \text{"трехшарнирная арка"} \\ S & \text{if тип} = \text{"трехшарнирная рама"} \\ (0.5 \cdot S) & \text{if тип} = \text{"трехшарнирная стрельчатая арка"} \end{cases} .$$

Таким образом, расчетная длина нашей конструкции составляет $L_o = 20.46 \cdot \text{м}$.

Расчетная длина 3-шарнирной арки $L_o = 20.46 \cdot \text{м}$ Гибкость $\lambda := \frac{L_o}{r} = 85.82$.

Коэффициент $\varphi := \frac{3000}{\lambda^2} = 0.41$, Уклон ската в коньке $\alpha := \text{atan} \left(\frac{Y_{p_{t_k}} - Y_{p_{t_k-1}}}{X_{p_{t_k}} - X_{p_{t_k-1}}} \right) = 38.91^\circ$.

Коэффициент ξ , учитывающий дополнительный момент от нормальной силы

$$\xi := \begin{cases} 1 & \text{if } 1 - \frac{|N_k| \cdot \cos(\alpha)}{\varphi \cdot |R_{сж}| \cdot F} > 1 \\ 1 - \frac{|N_k| \cdot \cos(\alpha)}{\varphi \cdot |R_{сж}| \cdot F} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.97 .$$

▲ Открыть, если используется вариант расчета ЛИНЕЙНЫЙ, и закрыть, если нелинейный

коэффициент ξ , учитывающий дополнительный момент от нормальной силы, $\xi = 0.97$

3. Расчет на прочность сечений конструкции как сжато-изгибаемых элементов

Нормальные краевые напряжения в сеч. 1 по **нижней кромке** $\sigma_{1_{\text{ниж.п}}} := \frac{N1}{F} + \frac{M1}{\xi \cdot W}$

Нормальные краевые напряжения в сеч. 1 по **верхней кромке** $\sigma_{1_{\text{врх.п}}} := \frac{N1}{F} - \frac{M1}{\xi \cdot W}$

То же для **нижней кромки** в сечениях 2 $\sigma_{2_{\text{ниж.п}}} := \frac{N2}{F} + \frac{M2}{\xi \cdot W}$

То же для **верхней кромки** в сечениях 2 $\sigma_{2_{\text{врх.п}}} := \frac{N2}{F} - \frac{M2}{\xi \cdot W}$

То же для **нижней кромки** в сечениях 3 $\sigma_{3_{\text{ниж.п}}} := \frac{N3}{F} + \frac{M3}{\xi \cdot W}$

То же для **верхней кромки** в сечениях 3 $\sigma_{3_{\text{врх.п}}} := \frac{N3}{F} - \frac{M3}{\xi \cdot W}$

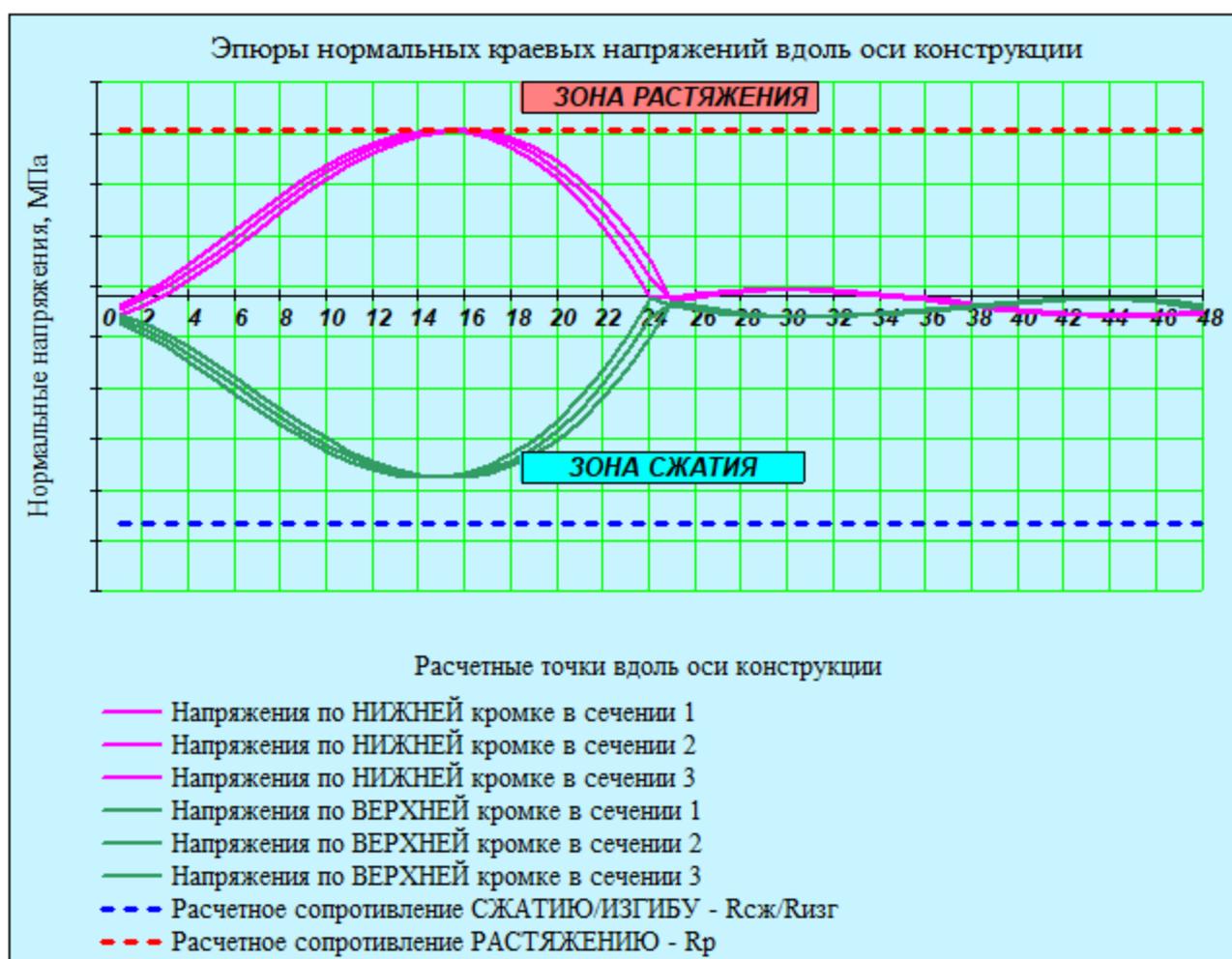


Рис. 8. Эпюры нормальных краевых напряжений вдоль оси рамы

Рассчитаем распределение нормальных напряжений по высоте сечения $h = 825 \text{ мм}$ в точках "z" от нижней грани до верхней $z := \frac{-h}{2}, \left(\frac{-h}{2} + \delta_{\partial} \right) \dots \frac{h}{2}$ (с шагом, равным толщине ламели $\delta_{\partial} = 33 \text{ мм}$).

Эти напряжения во всех расчетных точках по оси составят $\sigma_{\text{сеч}}(z, j) := \frac{N2_j}{F} - \frac{M2_j}{I} \cdot z$.

Построим распределение нормальных напряжений по высоте сечения в расчетной точке $j := 15$ (из анализа эпюр напряжений рис. 8).

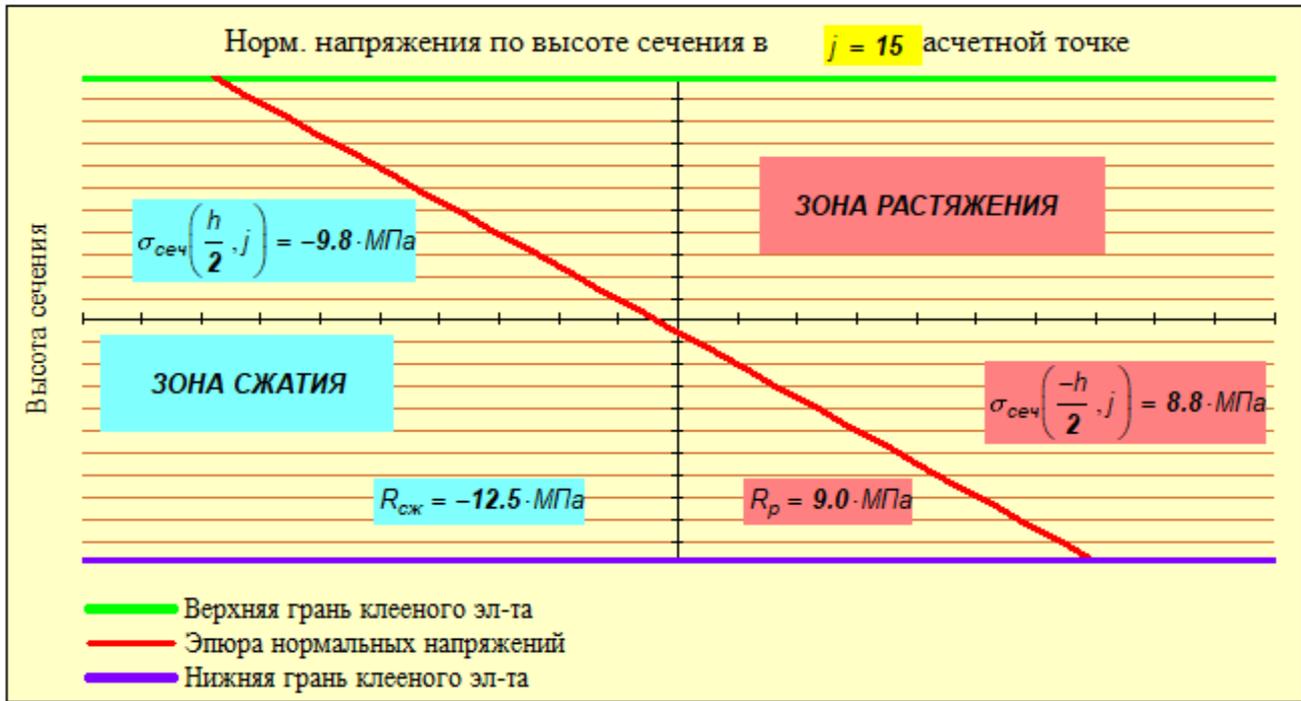


Рис. 9. Эпюры нормальных краевых напряжений по высоте сечения в расчетной точке $j = 15$

Напряжения по центральной оси сечения в точке $j = 15$ составляют $\sigma_{сеч}(0, j) = -0.50 \cdot \text{МПа}$

Из рассмотрения эпюр рис. 8 построим распределение нормальных напряжений по высоте сечения в расчетной точке $j = 44$.

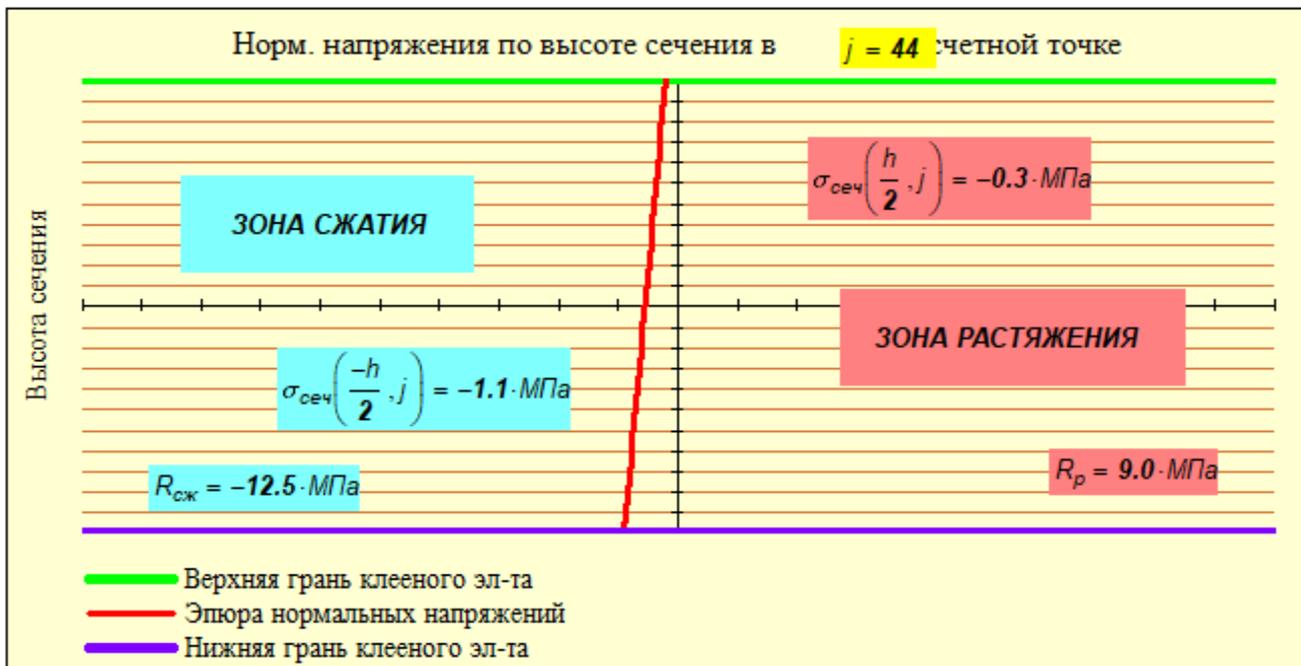


Рис. 10. Эпюры нормальных краевых напряжений по высоте сечения в расчетной точке $j = 44$

Напряжения по центральной оси сечения в точке $j = 44$ составляют $\sigma_{сеч}(0, j) = -0.71 \cdot \text{МПа}$.

Результаты расчета сечений на прочность по нормальным напряжениям

Размеры сечения в криволинейных частях конструкций $h = 82.5 \cdot \text{см}$ и $b = 12.0 \cdot \text{см}$.

Для 1-го сечения

$$\sigma_{1\text{max}} := \max(\sigma_{1\text{ниж.п.}}, \sigma_{1\text{верх.п.}}) = 9.04 \cdot \text{МПа} < R_p = 9.00 \cdot \text{МПа}.$$

$$\text{Запас прочности по растяжению} \quad \frac{|R_p| - |\sigma_{1\max}|}{|R_p|} = -0\% .$$

$$\sigma_{1\min} := \min(\sigma_{1\text{ниж.п.}}, \sigma_{1\text{верх.п.}}) = -10.02 \cdot \text{МПа} < R_{\text{сж}} = -12.51 \cdot \text{МПа} .$$

$$\text{Запас прочности по сжатию} \quad \frac{|R_{\text{сж}}| - (|\sigma_{1\min}|)}{|R_{\text{сж}}|} = 20\% .$$

Для 2-го сечения

$$\sigma_{2\max} := \max(\sigma_{2\text{ниж.п.}}, \sigma_{2\text{верх.п.}}) = 9.04 \cdot \text{МПа} < R_p = 9.00 \cdot \text{МПа} .$$

$$\text{Запас прочности по растяжению} \quad \frac{|R_p| - |\sigma_{2\max}|}{|R_p|} = -0\% .$$

$$\sigma_{2\min} := \min(\sigma_{2\text{ниж.п.}}, \sigma_{2\text{верх.п.}}) = -10.04 \cdot \text{МПа} < R_{\text{сж}} = -12.51 \cdot \text{МПа} .$$

$$\text{Запас прочности по сжатию} \quad \frac{|R_{\text{сж}}| - (|\sigma_{2\min}|)}{|R_{\text{сж}}|} = 20\% .$$

Для 3-го сечения

$$\sigma_{3\max} := \max(\sigma_{3\text{ниж.п.}}, \sigma_{3\text{верх.п.}}) = 9.04 \cdot \text{МПа} < R_p = 9.00 \cdot \text{МПа} .$$

$$\text{Запас прочности по растяжению} \quad \frac{|R_p| - |\sigma_{3\max}|}{|R_p|} = -0\% .$$

$$\sigma_{3\min} := \min(\sigma_{3\text{ниж.п.}}, \sigma_{3\text{верх.п.}}) = -10.02 \cdot \text{МПа} < R_{\text{сж}} = -12.51 \cdot \text{МПа} .$$

$$\text{Запас прочности по сжатию} \quad \frac{|R_{\text{сж}}| - (|\sigma_{3\min}|)}{|R_{\text{сж}}|} = 20\% .$$

4. Проверка прочности по скалыванию при изгибе

Расчет сжато-изгибаемых элементов на прочность по скалыванию в соответствии с п. 6.18 [1] выполняется по формуле

$$\sigma_{\text{ск}} := \frac{Q \cdot S'_{\text{бр}}}{J_{\text{бр}} \cdot b} + \Delta\tau < R_{\text{ск}} = 1.50 \cdot \text{МПа} \quad (R_{\text{ск}} = 15.3 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}) .$$

4.1. Проверка в пролетном сечении в расчетной точке $k := t_k = 24$ (в коньке)

Из статического расчета величина максимальной поперечной силы $Q_{\text{пр}} = 3.50 \cdot \text{тс}$.

$$\text{Статический момент брутто расчетного сечения} \quad S'_{\text{бр}} := \frac{b \cdot h^2}{8} = 10209 \cdot \text{см}^3 .$$

$$\text{Момент инерции брутто расчетного сечения} \quad J_{\text{бр}} := \frac{b \cdot h^3}{12} = 561516 \cdot \text{см}^4 .$$

Эксцентриситет передачи нормальной силы $N_k = -1.81 \cdot \text{тс}$ в расчетной точке $k = 24$ составляет $e := 0 \cdot \text{мм}$.

(Для криволинейных конструкций обычно "e" принимают равным нулю. Для конструкций из прямолинейных элементов эксцентриситет принимают из конструктивных соображений узла опирания, но не более $0.25 h$) .

$$\Delta\tau := \frac{1.75 \cdot |N_k| \cdot e}{b \cdot h^2} = 0.00 \cdot \text{МПа} .$$

Таким образом, касательные напряжения составляют

$$\tau_{\text{пр}} := \frac{Q_{\text{пр}} \cdot S'_{\text{бр}}}{J_{\text{бр}} \cdot b} + \Delta\tau = 0.52 \cdot \text{МПа} .$$

$$\text{Запас составляет} \quad \frac{R_{\text{ск}} - \tau_{\text{пр}}}{R_{\text{ск}}} = 65\% .$$

4.2. Проверка в опорном сечении в расчетной точке $t = 48$ (или $t = 1$)

Из статического расчета величина максимальной поперечной силы $Q_{оп} = 0.86 \cdot тс$.

Статический момент брутто расчетного сечения $S'_{бр} := \frac{b \cdot h^2}{8} = 10209 \cdot см^3$.

Момент инерции брутто расчетного сечения $J_{бр} := \frac{b \cdot h^3}{12} = 561516 \cdot см^4$.

Эксцентриситет "е" передачи нормальной силы $N_{оп} = 10.92 \cdot тс$ в расчетной точке $k := 1$ составляет $e := 0 \text{ мм}$.

(Для криволинейных конструкций обычно "е" принимают равным нулю. Для конструкций из прямолинейных элементов эксцентриситет принимают из конструктивных соображений узла опирания, но не более $0.25 h$)

$$\Delta\tau := \frac{1.75 \cdot |N_{оп}| \cdot e}{b \cdot h^2} = 0.00 \cdot МПа.$$

Таким образом, касательные напряжения составляют

$$\tau_{оп} := \frac{Q_{оп} \cdot S'_{бр}}{J_{бр} \cdot b} + \Delta\tau = 0.13 \cdot МПа.$$

Запас составляет $\frac{R_{ск} - \tau_{оп}}{R_{ск}} = 91\%$.

▶ Открыть, если конструкция состоит из прямолинейных элементов, и закрыть, если из криволинейных

5. Проверка устойчивости плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов

Устойчивость от бокового выпучивания зависит от поперечной жесткости самой конструкции и от раскрепления ее поперечными связями в покрытии. Например, связевыми распорками, прогонами или плитами покрытия. Расчет выполняется по следующей формуле :

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_u \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M_{\partial}}{\varphi_m \cdot R_u \cdot W_{бр}} \right)^n \leq 1.0 \quad (\text{Для расчетного сечения } j := 15)$$

где $F_{бр} := F = 990 \cdot см^2$ - площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента ;

$W_{бр} := W = 13612 \cdot см^3$ - максимальный момент сопротивления брутто на участке l_p с высотой сечения $h = 825 \cdot мм$ и шагом конструкций $Ш = 4.50 \cdot м$;

n - показатель, равный = 2, если участок l_p имеет закрепления только по сжатой кромке, равный = 1, если участок l_p имеет еще закрепления по растянутой кромке.

Принимаем этот показатель $n := 2$.

Для раскрепления сжатой кромки конструкции обычно принимают установку деревянных распорок с шагом, примерно равным шагу основных конструкций.

В нашем случае из эпюры нормальных напряжений (рис.8) видим, что участок конструкции между точками $t_1 := 14$ и $t_2 := 16$ является наиболее напряженным. Тогда расстояние вдоль оси конструкции между этими точками будем считать шагом раскрепляющих распорок и вычислим его по следующей

формуле: $l_p(t_1, t_2) := \sum_{j=t_1}^{t_2} \sqrt{(X_{p_{t_1}} - X_{p_{t_2}})^2 + (Y_{p_{t_1}} - Y_{p_{t_2}})^2}$.

Так, длина участка между точками раскрепления конструкции из плоскости $l_p := l_p(t_1, t_2) = 5.12 \cdot м$.

Примем расстояние между распорками $l_p := 3.0 \cdot м$.

Боковая устойчивость для изгибаемых элементов прямоугольного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, оценивается коэффициентом ϕ_m (в соответствии с п. 6.20). Для вычисления этого коэффициента предварительно определим из [1, Прил.Е, табл. Е.2] величины k_{ϕ} и $k_{жм}$.

$$\text{Распределение изгибающего момента при } d := \begin{cases} \frac{M2_{t_2}}{M2_{t_1}} & \text{if } \frac{M2_{t_2}}{M2_{t_1}} \leq 1 = 1.00 \text{ и при } \beta := \frac{h}{h} = 1.00 \\ \frac{M2_{t_1}}{M2_{t_2}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

коэффициенты $k_\phi := 1.75 - 0.75 \cdot d = 1.00$, $k_{жм} := \beta^{\frac{1}{3-d}} = 1.00$.

Таким образом, значение $\varphi_M := 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_\phi \cdot k_{жм} = 0.82$ при коэффициенте расчетной длины $\mu := 0.7$

(для жесткой заделки обоих концов участка) и гибкости $\lambda_p := \frac{l_p \cdot \mu}{0.289 \cdot b}$.

Коэффициент продольного изгиба $\varphi := \frac{3000}{\lambda_p} = 49.54$.

По формуле [1, (22)] $\sigma_{уст} := \frac{N2_j}{\varphi \cdot |R_{сж}| \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M2_j}{\varphi_M \cdot |R_{сж}| \cdot W_{бр}} \right)^n = 0.82$.

Минимальный запас по устойчивости между $t_1 = 14$ и $t_2 = 16$ составляет $\frac{1 - \sigma_{уст}}{1} = 18\%$.

Обычно шаг раскрепления связевых распорок (l_p) принимают равным или близким шагу несущих конструкций ($Ш$), тогда связевая решетка устраивается примерно под углом 40о - 50о и связи работают наиболее эффективно.

Раскрепляем конструкцию из плоскости в точках верхней кромки распорками с шагом $l_p = 3.00 \cdot м$.

6. Проверка прочности криволинейного гнутоклееного участка

Так как относительный радиус кривизны для участка с наибольшей кривизной составляет $\beta_{крив} = 44.7$, то есть больше 8, то = "Расчет криволинейного участка можно не выполнять" .

▶ 6. Открыть, если следует выполнить расчет криволинейного участка, или закрыть, если не требуется.

7. Расчет прогибов по второй группе предельных состояний

Расчет выполнен на нормативные нагрузки в программном комплексе SCAD.

Максимальное значение, полученное в расчете по программе SCAD, составляет $f := 59.8 \text{ мм}$.

Предельный относительный прогиб $f_{пр}$ для пролета $L_{расч} = 24.4 \text{ м}$ определится по линейной интерполяции в зависимости от того, выше или ниже 6 метров высота помещения от чистого пола помещения до низа несущей конструкции.

В настоящем примере высота помещения составляет $H_k = 17.30 \text{ м}$.

Ниже даны параметры для вычисления предельного прогиба по СП 20.13330.2016 .

$$vl := \left(\frac{1}{120} \quad \frac{1}{150} \quad \frac{1}{200} \quad \frac{1}{250} \quad \frac{1}{300} \right)^T \quad vf_{\text{более.6м}} := (1\text{м} \quad 3\text{м} \quad 6\text{м} \quad 24\text{м} \quad 36\text{м})^T .$$

$$vf_{\text{менее.6м}} := (1\text{м} \quad 3\text{м} \quad 6\text{м} \quad 12\text{м} \quad 24\text{м})^T .$$

$$f_L := \begin{cases} \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{менее.6м}}, vl, L_{расч})} & \text{if } H_k \leq 6 \cdot \text{м} = 251 \\ \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{более.6м}}, vl, L_{расч})} & \text{if } H_k > 6 \cdot \text{м} \\ 300 & \text{if } H_{эм} \geq 36 \cdot \text{м} \end{cases}$$

Предельный прогиб составит $f_{пр} := L_{расч} \frac{1}{f_L} = 97.1 \cdot \text{мм}$.

Расчетный прогиб: $f = 59.80 \cdot \text{мм} < f_{пр} = 97.1 \cdot \text{мм}$.

Запас составляет $\frac{f_{пр} - f}{f_{пр}} = 38. \%$.

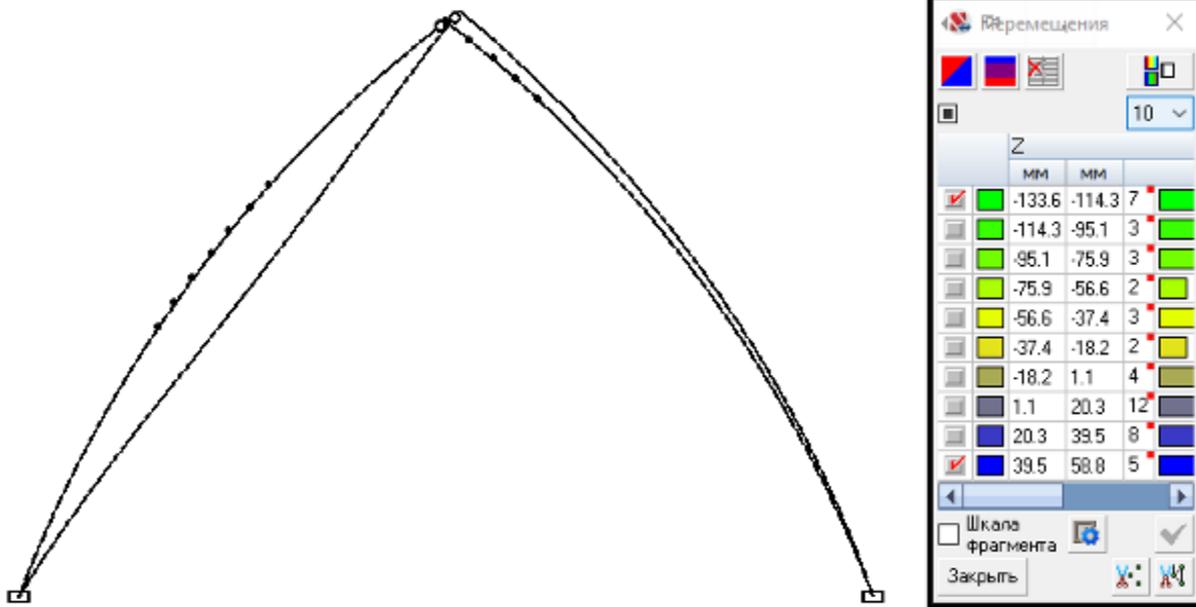


Рис. 11. Деформированное состояние конструкции при расчетном сочетании нормативных нагрузок

8. Примерный расход древесины "в деле"

Выполненный расчет показал, что габаритные размеры сечения несущих конструкций (арок) покрытия составляют $h = 83 \cdot \text{см}$ $b = 12 \cdot \text{см}$, а объем клееной древесины "в деле" на одну арку (состоящую из двух полуарок) составляет $V_{1р} := S \cdot F = 4.05 \cdot \text{м}^3$.

При длине здания $D = 45.0 \cdot \text{м}$, шаге конструкции $Ш = 4.5 \cdot \text{м}$ и пролете здания $L_{расч} = 24.4 \cdot \text{м}$ общий расход древесины "в деле" на все конструкции покрытия составит

$$V_{др} := V_{1р} \cdot (n_{ш} + 1) = 44.6 \cdot \text{м}^3.$$

Таким образом, примерный расход на кв. метр перекрываемой площади составит

$$V_{рам.кв.м} := \frac{V_{др}}{D \cdot L_{расч}} = 0.041 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}, \text{ где площадь пола составляет } D \cdot L_{расч} = 1098.0 \cdot \text{м}^2.$$

Если в покрытии проектируемого здания применяются прогоны сечением $h_{пр} := 300 \text{ мм}$ и $b_{пр} := 140 \text{ мм}$ с шагом вдоль скатов арок $Ш_{пр} := 2.0 \text{ м}$, то получим:

Число прогонов на скатах составит $n_{пр} := \text{trunc} \left(\frac{S}{Ш_{пр}} \right) + 2 = 22 \text{ шт}$.

При длине здания $D = 45 \cdot \text{м}$ общий расход древесины на прогоны составит

$$V_{пр} := h_{пр} \cdot b_{пр} \cdot n_{пр} \cdot D = 41.6 \cdot \text{м}^3.$$

$$V_{\text{рам.кв.м}} := \frac{V_{\text{др}}}{D \cdot L_{\text{расч}}} = 0.041 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}, \text{ где площадь пола составляет } D \cdot L_{\text{расч}} = 1098.0 \cdot \text{м}^2.$$

Если в покрытии проектируемого здания применяются прогоны сечением $h_{\text{пр}} := 300 \text{ мм}$ и $b_{\text{пр}} := 140 \text{ мм}$ с шагом вдоль скатов арок $Ш_{\text{пр}} := 2.0 \text{ м}$, то получим:

$$\text{Число прогонов на скатах составит } n_{\text{пр}} := \text{trunc}\left(\frac{S}{Ш_{\text{пр}}}\right) + 2 = 22 \text{ шт.}$$

При длине здания $D = 45 \text{ м}$ общий расход древесины на прогоны составит

$$V_{\text{пр}} := h_{\text{пр}} \cdot b_{\text{пр}} \cdot n_{\text{пр}} \cdot D = 41.6 \cdot \text{м}^3.$$

Примерный расход древесины на прогоны составит

$$V_{\text{прог.кв.м}} := \frac{V_{\text{пр}}}{D \cdot L_{\text{расч}}} = 0.038 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}.$$

$$\text{Суммарный расход древесины } V_{\text{кдк}} := V_{\text{др}} + V_{\text{пр}} = 86.1 \cdot \text{м}^3.$$

Общий расход древесины в расчете на **1 кв. метр** перекрываемой площади составляет

$$V_{\text{кдк.кв.м}} := V_{\text{рам.кв.м}} + V_{\text{прог.кв.м}} = 0.078 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}.$$

Для расчета конструкций конькового и опорных узлов следует учесть величины опорных реакций, полученные в статическом расчете

Нагрузки от "фрагмента схемы" для одностороннего нагружения снегом слева (комбинация _2_)

Горизонтальный РАСПОР - $RX_{к1} = 3.28 \cdot \text{тс}$.

Вертикальная реакция СЛЕВА в узле 1 $RZ_{к1.лев} = 10.45 \cdot \text{тс}$,
СПРАВА в узле J = 49 $RZ_{к1.прав} = 7.42 \cdot \text{тс}$.

Равнодействующая опорных реакций на ЛЕВОЙ опоре составляет
Равнодействующая опорных реакций на ПРАВОЙ опоре составляет

$$R_{\text{оп.к1.лев}} = 10.95 \cdot \text{тс}.$$

$$R_{\text{оп.к1.прав}} = 8.11 \cdot \text{тс}.$$

Литература

- СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
- СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
- ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
- Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
- Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
- Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 6.3. Арка клеодошатая трехшарнирная пологого очертания (линейный и нелинейный расчеты)

Запроектировать трехшарнирную клеодошатую арку/раму одноэтажного здания пролетом в осях $L := 60.0$ м и высотой к коньку $H := 11.0$ м.

Район строительства - _____ (_____ снеговой район), в котором нормативное значение снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $s_g := 3.5$ кПа.

Шаг поперечных рам $Ш := 6.0$ м. Число шагов по длине здания $n_{ш} := 10$.

Длина здания $D := n_{ш} \cdot Ш = 60.0$ м.

Высота от чистого пола до опоры несущей конструкции составляет $H_{см} := 1.2$ м.

Конструктивный расчет выполнен в соответствии с СП 64.13330-2011 [1]. Статический расчет фермы выполнен с помощью расчетно-вычислительного комплекса SCAD (или Lira).

Расчет в SCAD (Lira) может производиться в 2 вариантах: нелинейной и линейной постановках (в смысле напряженно-деформированного состояния, т.е. соответственно с учетом геометрической нелинейности или без ее учета).

Для расчета в SCAD по "деформированной схеме" упругие характеристики материала (модули упругости и сдвига клееной древесины) закладываются в "жесткости" элементов в соответствии с п. 5.4 СП 64.13330-2011 [1], а именно с коэффициентом $m_{дс}$, равным 0,75 для древесины и 0,8 для LVL.

В SCAD такой расчет называется **нелинейным** и выполняется с учетом геометрической нелинейности. Это означает, что расчет выполнен по **деформированной** схеме конструкции и использование коэффициента ξ (кси) не требуется.

Если же расчет в SCAD выполняется по "**недеформированной** схеме", то упругие характеристики (модули упругости и сдвига клееной древесины) принимаются в соответствии с п. 5.3 СП 64.13330-2011 [1], т.е. без понижающих коэффициентов или формально $m_{дс} = 1,0$ для древесины и LVL.

В SCAD такой расчет является обычным **линейным** расчетом. Однако для учета деформированного состояния отечественные нормы проектирования СП 64.13330 [1] в результаты расчета по недеформированной схеме требуют вводить коэффициент ξ (кси).

В настоящем отчете реализованы конструктивные расчеты для обоих вариантов статического расчета. Для этого следует выбрать вариант выполненного в SCAD статического расчета и скрыть или раскрыть соответствующие варианту "области" документа :

Выберем вариант выполненного статического расчета конструкции в SCAD

НЕЛИНЕЙНЫЙ расчет с учетом геометрической нелинейности

ЛИНЕЙНЫЙ расчет без учета геометрической нелинейности

В настоящем примере выполняется конструктивный расчет, для которого в расчетном SCAD для трехшарнирной расчетной схемы клеодошатой деревянной рамы реализован статический вариант_расчета = "**НЕЛИНЕЙНЫЙ расчет с учетом геометрической нелинейности**"

☑ Открыть, если статический расчет в SCAD является НЕЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - линейным.

1. Статический расчет

1.1. Нелинейный статический расчет

Статический расчет выполнен в комплексе SCAD с учетом **деформированной** схемы конструкции.

Приведенный ниже расчет выполнен с учетом геометрической нелинейности в соответствии с СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции, п. 5,4, в котором указано, что " При расчете по предельным состояниям первой группы по деформированной схеме модули упругости и сдвига следует принимать согласно п. 5.3 с умножением на коэффициент $m_{дс} = 0.75$ для древесины и $m_{дс} = 0.8$ для LVL".

Таким образом, модуль упругости древесины был принят $E_{др} = 100\ 000$ кгс/см² * 0,75 = 75 000 кгс/см².

Следует отметить, что расчет с помощью программ конечно-элементного анализа (таких как SCAD,

Lira, STARK ES и др.) является универсальным способом выполнить статический расчет любой по конфигурации конструкции с приложением любых нагрузок и их комбинаций. Это особенно важно для конструкций из древесины, так как древесина является низко модульным материалом, который обладает достаточно большой деформативностью.

В настоящем отчете представлен расчет для следующей комбинации нелинейных нагрузок :

- ▲ Открыть, если статический расчет в SCAD является НЕЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - линейным.
- ▶ Открыть, если статический расчет в SCAD является ЛИНЕЙНЫМ, и скрыть, если - нелинейным.

- 1. Собственный вес +
- 2. Снег полный +
- 3. Снег слева равномерно +
- 4. Ветер слева +
- 5. Покрытие + оборудование +

На основе предварительных расчетов ветровая нагрузка разгружает систему и поэтому в расчет не принималась.

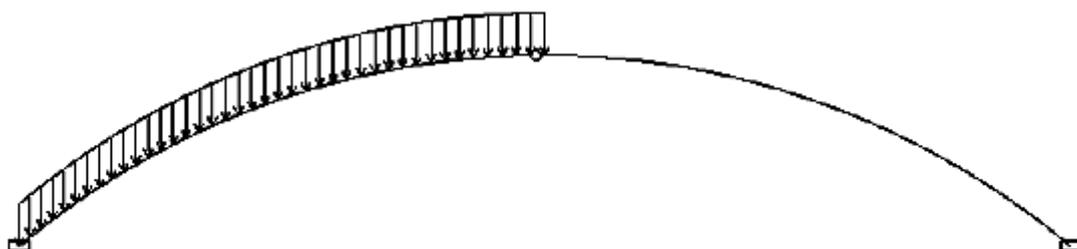


Рис. 1. Схема загрузки арки пологого очертания

Выберем конструктивный тип рассчитываемой клеодошчатой деревянной конструкции

- трехшарнирная арка
- трехшарнирная рама
- трехшарнирная стрельчатая арка

- ▶ Ввод данных из SCAD / Lira (координаты оси, усилия NMQ и др). Закрыть после ввода и корректировки данных

Расчетный пролет конструкции составляет $L_{расч} = 60.00 \cdot м$. Высота в коньке $H_k = 12.20 \cdot м$.
Шаг конструкций - $Ш = 6.00 \cdot м$ Длина здания $D = 60.00 \cdot м$.

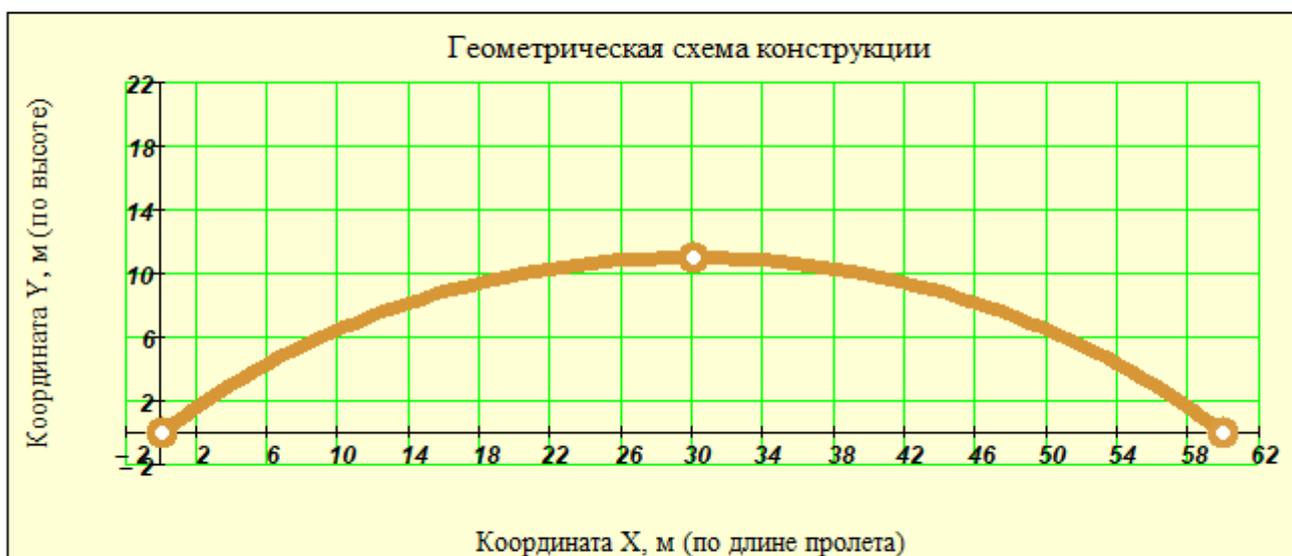


Рис. 2. Геометрическая схема трехшарнирной рамы (по оси)

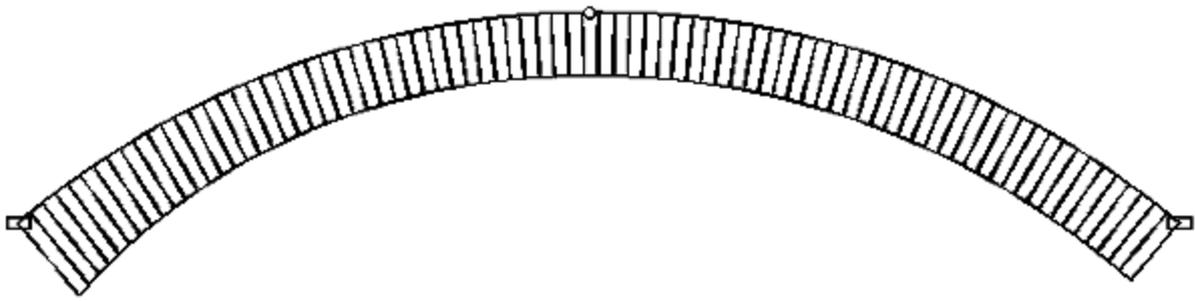


Рис. 3 Эюры нормальных сил трехшарнирной рамы (по оси) из программы SCAD

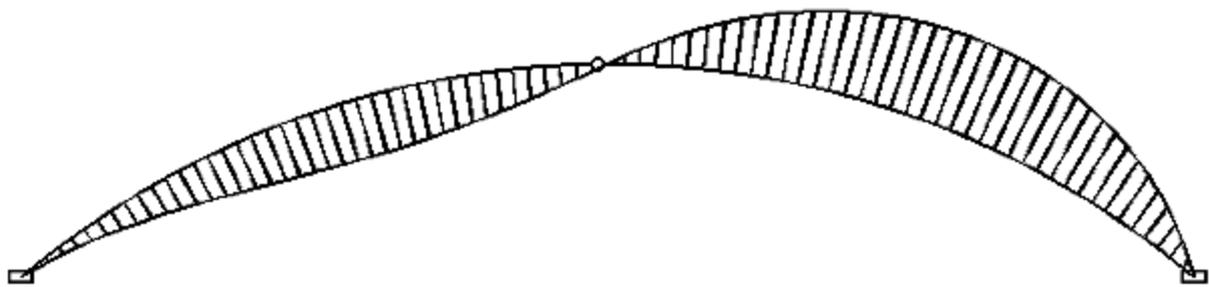


Рис. 4 Эюры изгибающего момента трехшарнирной рамы (по оси) из программы SCAD

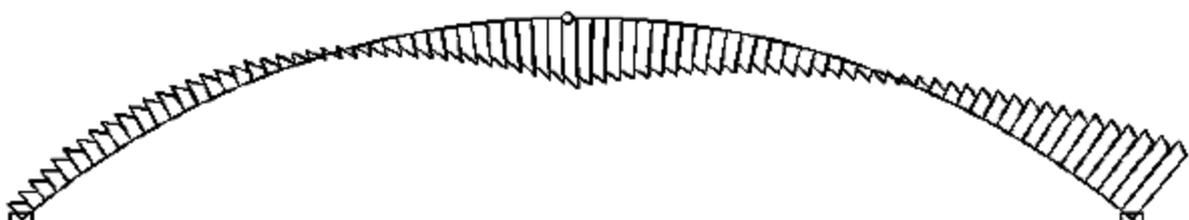


Рис. 5 Эюры поперечных сил трехшарнирной рамы (по оси) из программы SCAD



Рис. 6. Эпюры внутренних усилий NMQ трехшарнирной рамы (по оси)

2. Подбор расчетного сопротивления сжатию, изгибу и растяжению

2.1. Геометрические параметры сечения конструкции

Арки, у которых отношение пролета $L_{расч} = 60.00$ -м к высоте в коньке $H_{расч} = 11.00$ -м **более 4 - 5** и центры кривизны каждой полуарки совпадают, обычно относят к аркам пологого очертания.

Проектируемая конструкция имеет отношение $\frac{L_{расч}}{H_{расч}} = 5.5$.

Предполагаем, что сечение конструкции остается постоянным по длине.

Для **пологих** арок **кругового** очертания пролетом **30 - 80 м** высота сечения **h** предварительно задается как $h = (1/30 - 1/50) L_{расч}$.

Толщину ламели (остроганной по обеим пластям доски) для гнукотклееных конструкций рекомендуется принимать не более **33 мм**. Зададим толщину ламели с учетом острожки пластей $\delta_{\partial} := 33$ мм и количество ламелей $n_{\partial} := 37$ шт. Тогда высота сечения составит $h := n_{\partial} \cdot \delta_{\partial} = 1221$ -мм.

При расчетном пролете $L_{расч} = 60.0$ -м соотношение $(\frac{L_{расч}}{h} = 49)$.

Ширина сечения, состоящая из одного или двух элементов по рис. 7 шириной $b_1 := 120$ мм, составляет $b := 2 \cdot b_1 = 240$ -мм. Рекомендуемая компоновка сечения приведена на рис.7.

Отношение высоты сечения к ее ширине обычно составляет от 4 до 7.

В нашем случае это отношение составляет $\frac{h}{b} = 5.1$.

Компоновку сечений клеодошчатых конструкций следует принимать с учетом сортамента пиломатериалов, технологии изготовления и требований унификации.

Рекомендуется принимать ширину сечения клееных конструкций :

- для одинарных блоков, склеенных из досок только по пласти (вариант 1, рис. 7) :
80 мм, 100 мм, 120 мм, 140 мм, 160 мм ;
- для одинарных блоков, склеенных из досок по пласти и по кромке (вариант 2, рис. 7) :
не более 240 мм, причем расстояние между стыками по кромке - не менее толщины слоя δ_g ;
- для спаренного из двух клееных блоков на поперечных склеенных стержнях (вариант 3, рис. 7)
не более 360 мм .

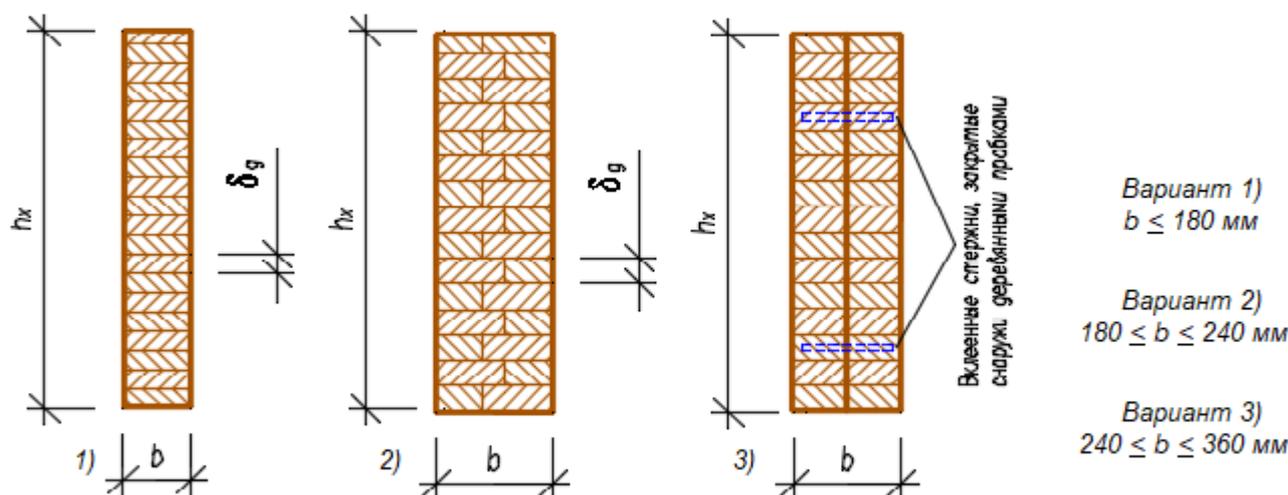


Рис. 7. Возможные виды сечений клеодощатой конструкции арки/рамы

Если ось конструкции имеет участки разной кривизны, то следует определить тот из них, который содержит наименьший радиус, и присвоить его переменной r_{min} . Это необходимо для того, чтобы учесть особенности работы гнупоклееных участков большой кривизны в виде коэффициента условия работы $m_{ан}$.

Для определения наименьшего радиуса кривизны по длине полуарки следует задать произвольные номера **трех точек** (узлов) в порядке их возрастания в интервале от 1 до $t_k = 40$ (или точнее в пределах от опоры до конька).

Задаем : 1-я точка $p1 := 3$; с координатами $X_{p1} = 126 \cdot \text{см}$ $Y_{p1} = 103.2 \cdot \text{см}$,
2-я точка $p2 := 5$; с координатами $X_{p2} = 256 \cdot \text{см}$ $Y_{p2} = 201.9 \cdot \text{см}$,
3-я точка $p3 := 8$; с координатами $X_{p3} = 457 \cdot \text{см}$ $Y_{p3} = 341.3 \cdot \text{см}$.

скрытый расчет центра кривизны -

Координаты центра кривизны $X_0 = 30.110 \cdot \text{м}$ $Y_0 = -35.557 \cdot \text{м}$.

При этом радиус кривизны составляет $r_{min} = \sqrt{(X_{p1} - X_0)^2 + (Y_{p1} - Y_0)^2} = 46.59 \cdot \text{м}$.

При заданных высоте сечения и радиусе кривизны оси выбранного участка определим радиус кривизны ламели, ближайшей к центру кривизны этого участка $r_1 := r_{min} - 0.5 \cdot h = 45.98 \cdot \text{м}$.

Участком **большой кривизны** для сжато-изгибаемых гнупоклееных элементов считается тот участок, в котором отношение центрального радиуса кривизны $r_{min} = 46.59 \cdot \text{м}$ к высоте сечения $h = 1.22 \cdot \text{м}$ **меньше 8**. В нашем случае эта величина называется относительным радиусом кривизны

и составляет $\beta_{криве} := \frac{r_{min}}{h} = 38.2$.

Кроме этого желательно откорректировать толщину ламели, которая ограничивается величиной относительного радиуса кривизны наиболее изогнутой доски (ближайшей к центру кривизны). Так как максимально разрешенная технологическими нормами толщина ламели составляет 33 мм, а

минимальный относительный радиус кривизны одной доски $\beta_{1,криве} := \frac{r_1}{\delta_d}$, при котором не учитываются начальные напряжения от гнупья и коэффициент условия работы $m_{ан} = 1.0$, составляет 250 и более,

то для экономии клея и древесины рекомендуется для начала принимать доски максимальной толщины по условию $m_{2н} \geq 250$. Если это не удастся, то следует сделать обоснованный выбор, что важнее: сэкономить на клее с дорогим тонким пиломатериалом и закупить толстый, или взять тонкий пиломатериал, закупить больше клея (так как слоев станет больше) и обеспечить высокое качество и надежность конструкции.

При этом надо понимать, что формально надежность конструкции остается в нормативных пределах.

В нашем случае относительный радиус наиболее изогнутой доски составляет $\beta_{1,крив} = 1393$.

 скрытое условие по кривизне

2.2. Подбор расчетного сопротивления древесины на сжатие вдоль волокон

В нагрузку для данного расчета входит

- Ветровая или монтажная нагрузка
 Сейсмическая
 не входит вышеуказанная

- К26/1
 К24/2
 К16/3

Выберем **Класс/Сорт прочности** применяемой древесины с СП 64.13330.2011 и **уровень ответственности** проектируемого здания

- Повышенный уровень ответственности
 Нормальный уровень ответственности
 Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 1.0$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

 Выдержки из СП 64.13330.2011 по расчетным сопротивлениям ДРЕВЕСИНЫ, табл. 3

Подбор расчетного сопротивления древесины на сжатие вдоль волокон $R_{сж}$ выполняется в соответствии с СП 64.13330.2011 и состоит в определении ряда коэффициентов условий работы:

$$R_{сж} := R'_{сж} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_B \cdot m_O \cdot m_A \cdot m_{сл} \cdot m_{2н} \cdot \gamma_{н.сс} \cdot \gamma_n$$

где, $R'_{сж}$ - расчетное сопротивление клееной древесины растяжению из табл. 3 СП 64.13330.2011;

$m_e, m_e, m_D, m_H, m_B, m_A, m_{сл}, m_{2н}$ и $\gamma_{н.сс}, \gamma_n$ - коэффициенты условий работы см. ниже.

 определения коэффициента m_b

 Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m_b, m_o и m_a

 Определение коэффициента $m_{сл}$

 Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - $m_{сл}, m_{гн}$ и Гамма $n(сс)$, табл. 10 ... 12

 Определение коэффициента $m_{гн}$

 Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m_v, m_t, m_d и m_n

Ниже приведены все коэффициенты условий работы, имеющие следующие значения :

$m_e = 1.0$ - для различных условий эксплуатации (температурно-влажностный режим) ;

$m_T = 1.0$ - для конструкций, эксплуатируемых при температуре воздуха до + 35 °С (1.0) ... при + 50 °С (0.8). Для промежуточных температур использовать линейную интерполяцию;

$m_D = 1.0$ - для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок - (0.8) ;

$m_H = 1.00$ - для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия кратковременных нагрузок (ветровой, монтажной, сейсмической) ;

$m_B = 0.800$ - учет снижения прочности при высоте сечения элементов более 50 см для изгибаемых и сжато-изгибаемых конструкций ;

$m_O = 1.0$ - для растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении - 0.8, для другого напряженного состояния - 1.0 ;

$m_A = 1.0$ - для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением (0.9);

$m_{сл} = 1.00$ - учет влияния толщины слоя (ламели), см. выше ;

- $m_{эн} = 1.00$ - учет снижения прочности за счет гнутья криволинейных клееных элементов ;
- $\gamma_{н.сс} := 0.9$ - коэффициент надежности по сроку службы (равен от 1.0 до 0.9 - при сроке от 50 до 100 лет соответственно и 0.8 - более 100 лет);
- $\gamma_n = 1.00$ - коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751-2014 "Надежность строительных конструкций и оснований".

▶ Учет ответственности сооружения в усилиях

▶ Автоматический выбор расчетного сопротивления древесины по классам прочности и размерам сечения

Табличное значение расчетного сопротивления на сжатие (изгиб) из табл. 3 [1] составляет (с учетом знака " - ") $R'_{сж} = -14.0 \cdot \text{МПа}$ для **Класс_прочности = 2** .

Тогда **расчетное сопротивление на сжатие (изгиб)** при эксплуатационных нагрузках равно

$$R_{сж} := R'_{сж} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_B \cdot m_O \cdot m_A \cdot m_{сл} \cdot m_{эн} \cdot \gamma_{н.сс} = -10.1 \cdot \text{МПа} .$$

Табличное значение расчетного сопротивления на растяжение из табл. 3 [1] составляет (с учетом знака " + ") $R'_p = 9.0 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на растяжение вдоль волокон при эксплуатационных нагрузках равно

$$R_p := R'_p \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_O \cdot m_A \cdot m_{эн} \cdot \gamma_{н.сс} = 8.1 \cdot \text{МПа} .$$

Табличное значение расчетного сопротивления на скалывание из табл. 3 [1] составляет (с учетом знака " + ") $R'_{ск} = 1.5 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на скалывание вдоль волокон при эксплуатационных нагрузках равно

$$R_{ск} := R'_{ск} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_A \cdot m_{сл} \cdot \gamma_{н.сс} = 1.4 \cdot \text{МПа} .$$

Расчетное сопротивление древесины изгибу (сжатию) составляет $R_{сж} = -10.1 \cdot \text{МПа}$

Длина рамы по оси $S := \sum_{j=1}^{J-1} \sqrt{(X_{p_{j+1}} - X_{p_j})^2 + (Y_{p_{j+1}} - Y_{p_j})^2} = 65.24 \cdot \text{м}$.

Площадь сечения $F := b \cdot h = 2930 \cdot \text{см}^2$ Момент инерции $I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 3640634 \cdot \text{см}^4$.

Момент сопротивления $W := \frac{b \cdot h^2}{6} = 59634 \cdot \text{см}^3$. Радиус инерции сечения $r := 0.289 \cdot h = 35.3 \cdot \text{см}$.

Так как в расчетном комплексе SCAD для нашей трехшарнирной расчетной схемы реализован статический вариант_расчета = "НЕЛИНЕЙНЫЙ расчет с учетом геометрической нелинейности" , то

▶ Открыть, если используется вариант расчета ЛИНЕЙНЫЙ, и закрыть, если нелинейный

для конструкции, в которой принят конструктивный **тип = "трехшарнирная арка"** , усилия, полученные в SCAD, вычислены без учета деформированной схемы, в соответствии с [1] следует вычислить коэффициент ξ , учитывающий дополнительный изгибающий момент от нормальной силы (т.е. деформированную расчетную схему конструкции).

Для этого следует принять расчетную длину L_o трехшарнирных арок и сводов в соответствии с [п.8.56...8.59, 1], где указано, что при расчете на прочность по деформированной схеме

$$L_o := \begin{cases} (0.58 \cdot S) & \text{if } \text{тип} = \text{"трехшарнирная арка"} \\ S & \text{if } \text{тип} = \text{"трехшарнирная рама"} \\ (0.5 \cdot S) & \text{if } \text{тип} = \text{"трехшарнирная стрельчатая арка"} \end{cases} .$$

Таким образом, расчетная длина нашей конструкции составляет $L_o = 37.84 \cdot \text{м}$.

Расчетная длина 3-шарнирной арки $L_o = 65.24 \text{ м}$ Гибкость $\lambda := \frac{L_o}{r} = 184.88$.

Коэффициент $\varphi := \frac{3000}{\lambda^2} = 0.09$, Уклон ската в коньке $\alpha := \text{atan} \left(\frac{Y_{p_{t_k}} - Y_{p_{t_k-1}}}{X_{p_{t_k}} - X_{p_{t_k-1}}} \right) = 1.54 \cdot ^\circ$.

Коэффициент ξ , учитывающий дополнительный момент от нормальной силы

$$\xi := \begin{cases} 1 & \text{if } 1 - \frac{|N_k| \cdot \cos(\alpha)}{\varphi \cdot |R_{сжк}| \cdot F} > 1 \\ 1 - \frac{|N_k| \cdot \cos(\alpha)}{\varphi \cdot |R_{сжк}| \cdot F} & \text{otherwise} \end{cases} = -0.60$$

▲ Открыть, если используется вариант расчета ЛИНЕЙНЫЙ, и закрыть, если нелинейный

коэффициент ξ , учитывающий дополнительный момент от нормальной силы $\xi = 1.00$

3. Расчет на прочность сечений конструкции как сжато-изгибаемых элементов

Нормальные краевые напряжения в сеч. 1 по **нижней кромке** $\sigma_{1_{\text{ниж.п}}} := \frac{N1}{F} + \frac{M1}{\xi \cdot W}$

Нормальные краевые напряжения в сеч. 1 по **верхней кромке** $\sigma_{1_{\text{врх.п}}} := \frac{N1}{F} - \frac{M1}{\xi \cdot W}$

То же для **нижней кромки** в сечениях 2 $\sigma_{2_{\text{ниж.п}}} := \frac{N2}{F} + \frac{M2}{\xi \cdot W}$

То же для **верхней кромки** в сечениях 2 $\sigma_{2_{\text{врх.п}}} := \frac{N2}{F} - \frac{M2}{\xi \cdot W}$

То же для **нижней кромки** в сечениях 3 $\sigma_{3_{\text{ниж.п}}} := \frac{N3}{F} + \frac{M3}{\xi \cdot W}$

То же для **верхней кромки** в сечениях 3 $\sigma_{3_{\text{врх.п}}} := \frac{N3}{F} - \frac{M3}{\xi \cdot W}$



Рис. 8. Эпюры нормальных краевых напряжений вдоль оси рамы

Рассчитаем распределение нормальных напряжений по высоте сечения $h = 1221 \cdot \text{мм}$ в точках "z" от

нижней грани до верхней $z := \frac{-h}{2}, \left(\frac{-h}{2} + \delta_a \right) .. \frac{h}{2}$ (с шагом, равным толщине ламели $\delta_a = 33 \cdot \text{мм}$).

Эти напряжения во всех расчетных точках по оси составят $\sigma_{\text{сеч}}(z, j) := \frac{N2j}{F} - \frac{M2j}{I} \cdot z$.

Построим распределение нормальных напряжений по высоте сечения в расчетной точке $j := 25$ (из анализа эпюр напряжений рис.8).



Рис. 9. Эпюры нормальных краевых напряжений по высоте сечения в расчетной точке $j = 25$

Напряжения по центральной оси сечения в точке $j = 25$ составляют $\sigma_{\text{сеч}}(0, j) = -1.47 \text{ МПа}$.

Из рассмотрения эпюр рис.8 построим распределение нормальных напряжений по высоте сечения в расчетной точке $j := 62$.



Рис. 10. Эпюры нормальных краевых напряжений по высоте сечения в расчетной точке $j = 62$

Напряжения по центральной оси сечения в точке $j = 62$ составляют $\sigma_{\text{сеч}}(0, j) = -1.53 \text{ МПа}$.

Результаты расчета сечений на прочность по нормальным напряжениям

Размеры сечения в криволинейных частях конструкций $h = 122.1 \cdot \text{см}$ и $b = 24.0 \cdot \text{см}$.

Для 1-го сечения

$$\sigma_{1\max} := \max(\sigma_{1\text{ниж.п.}}, \sigma_{1\text{верх.п.}}) = 6.72 \cdot \text{МПа} < R_p = 8.10 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по растяжению

$$\frac{|R_p| - |\sigma_{1\max}|}{|R_p|} = 17. \%$$

$$\sigma_{1\min} := \min(\sigma_{1\text{ниж.п.}}, \sigma_{1\text{верх.п.}}) = -9.78 \cdot \text{МПа} < R_{\text{сж}} = -10.08 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по сжатию

$$\frac{|R_{\text{сж}}| - (|\sigma_{1\min}|)}{|R_{\text{сж}}|} = 3. \%$$

Для 2-го сечения

$$\sigma_{2\max} := \max(\sigma_{2\text{ниж.п.}}, \sigma_{2\text{верх.п.}}) = 6.71 \cdot \text{МПа} < R_p = 8.10 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по растяжению

$$\frac{|R_p| - |\sigma_{2\max}|}{|R_p|} = 17. \%$$

$$\sigma_{2\min} := \min(\sigma_{2\text{ниж.п.}}, \sigma_{2\text{верх.п.}}) = -9.76 \cdot \text{МПа} < R_{\text{сж}} = -10.08 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по сжатию

$$\frac{|R_{\text{сж}}| - (|\sigma_{2\min}|)}{|R_{\text{сж}}|} = 3. \%$$

Для 3-го сечения

$$\sigma_{3\max} := \max(\sigma_{3\text{ниж.п.}}, \sigma_{3\text{верх.п.}}) = 6.72 \cdot \text{МПа} < R_p = 8.10 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по растяжению

$$\frac{|R_p| - |\sigma_{3\max}|}{|R_p|} = 17. \%$$

$$\sigma_{3\min} := \min(\sigma_{3\text{ниж.п.}}, \sigma_{3\text{верх.п.}}) = -9.78 \cdot \text{МПа} < R_{\text{сж}} = -10.08 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по сжатию

$$\frac{|R_{\text{сж}}| - (|\sigma_{3\min}|)}{|R_{\text{сж}}|} = 3. \%$$

4. Проверка прочности по скалыванию при изгибе

Расчет сжато-изгибаемых элементов на прочность по скалыванию в соответствии с п. 6.18 [1] выполняется по формуле

$$\sigma_{\text{ск}} := \frac{Q \cdot S'_{\text{бр}}}{J_{\text{бр}} \cdot b} + \Delta\tau < R_{\text{ск}} = 1.35 \cdot \text{МПа} \quad (R_{\text{ск}} = 13.8 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}).$$

4.1. Проверка в пролетном сечении в расчетной точке $k := t_k = 40$ (в коньке)

Из статического расчета величина максимальной поперечной силы $Q_{\text{пр}} = 5.08 \cdot \text{тс}$.

Статический момент брутто расчетного сечения $S'_{\text{бр}} := \frac{b \cdot h^2}{8} = 44725 \cdot \text{см}^3.$

Момент инерции брутто расчетного сечения $J_{\text{бр}} := \frac{b \cdot h^3}{12} = 3640634 \cdot \text{см}^4.$

Эксцентриситет передачи нормальной силы $N_k = -42.33 \cdot \text{тс}$ в расчетной точке

$k = 40$ составляет $e := 0 \text{ мм}$.

(Для криволинейных конструкций обычно "e" принимают равным нулю. Для конструкций из прямолинейных элементов эксцентриситет принимают из конструктивных соображений узла опирания, но не более $0.25 h$).

$$\Delta\tau := \frac{1.75 \cdot |N_k| \cdot e}{b \cdot h^2} = 0.00 \cdot \text{МПа}$$

Таким образом, касательные напряжения составляют $\tau_{пр} := \frac{Q_{пр} \cdot S'_{бр}}{J_{бр} \cdot b} + \Delta\tau = 0.25 \cdot \text{МПа}$.

Запас составляет $\frac{R_{ск} - \tau_{пр}}{R_{ск}} = 81\%$.

4.2. Проверка в опорном сечении в расчетной точке $t = 80$ (или $t = 1$)

Из статического расчета величина максимальной поперечной силы $Q_{оп} = 6.46 \cdot \text{тс}$.

Статический момент брутто расчетного сечения $S'_{бр} := \frac{b \cdot h^2}{8} = 44725 \cdot \text{см}^3$.

Момент инерции брутто расчетного сечения $J_{бр} := \frac{b \cdot h^3}{12} = 3640634 \cdot \text{см}^4$.

Эксцентриситет "е" передачи нормальной силы $N_{оп} = 56.35 \cdot \text{тс}$ в расчетной точке $k := 1$ составляет $e := 0 \text{ мм}$.

(Для криволинейных конструкций обычно "е" принимают равным нулю. Для конструкций из прямолинейных элементов эксцентриситет принимают из конструктивных соображений узла опирания, но не более 0.25 h)

$$\Delta\tau := \frac{1.75 \cdot |N_{оп}| \cdot e}{b \cdot h^2} = 0.00 \cdot \text{МПа}$$

Таким образом, касательные напряжения составляют $\tau_{оп} := \frac{Q_{оп} \cdot S'_{бр}}{J_{бр} \cdot b} + \Delta\tau = 0.32 \cdot \text{МПа}$.

Запас составляет $\frac{R_{ск} - \tau_{оп}}{R_{ск}} = 76\%$.

5. Проверка устойчивости плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов

Устойчивость от бокового выпучивания зависит от поперечной жесткости самой конструкции и от раскрепления ее поперечными связями в покрытии. Например, связевыми распорками, прогонами или плитами покрытия. Расчет выполняется по следующей формуле:

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_u \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M_D}{\varphi_M \cdot R_u \cdot W_{бр}} \right)^n \leq 1.0 \quad (\text{Для расчетного сечения } j := 5),$$

где $F_{бр} := F = 2930 \cdot \text{см}^2$ - площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента;

$W_{бр} := W = 59634 \cdot \text{см}^3$ - максимальный момент сопротивления брутто на участке l_p с высотой сечения $h = 1221 \cdot \text{мм}$ и шагом конструкций $Ш = 6.00 \cdot \text{м}$;

n - показатель, равный = 2, если участок l_p имеет закрепления только по сжатой кромке, равный = 1, если участок l_p имеет еще закрепления по растянутой кромке.

Принимаем этот показатель $n := 2$.

Для раскрепления сжатой кромки конструкции обычно принимают установку деревянных распорок с шагом, примерно равным шагу основных конструкций.

В нашем случае из эпюры нормальных напряжений (рис. 8.) видим, что участок конструкции между точками $t_1 := 61$ и $t_2 := 63$ является наиболее напряженным. Тогда расстояние вдоль оси конструкции между этими точками будем считать шагом раскрепляющих распорок и вычислим его по следующей

формуле:
$$l_p(t_1, t_2) := \sum_{j=t_1}^{t_2} \sqrt{(X_{p_{t_1}} - X_{p_{t_2}})^2 + (Y_{p_{t_1}} - Y_{p_{t_2}})^2}$$

Так, длина участка между точками раскрепления конструкции из плоскости $l_p := l_p(t_1, t_2) = 4.89 \cdot \text{м}$.

Примем расстояние между распорками $l_p := 6.0 \text{ м}$.

Боковая устойчивость для изгибаемых элементов прямоугольного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, оценивается коэффициентом ϕ_M (в соответствии с п. 6.20). Для вычисления этого коэффициента предварительно определим из [1, Прил.Е, табл. Е.2] величины k_ϕ и $k_{жм}$.

Распределение изгибающего момента при $d := \begin{cases} \frac{M2_{t_2}}{M2_{t_1}} & \text{if } \frac{M2_{t_2}}{M2_{t_1}} \leq 1 = 1.00 \text{ и при } \beta := \frac{h}{h} = 1.00 \\ \frac{M2_{t_1}}{M2_{t_2}} & \text{otherwise} \end{cases}$

коэффициенты $k_\phi := 1.75 - 0.75 \cdot d = 1.00$, $k_{жм} := \beta^{\frac{1}{3-d}} = 1.00$.

Таким образом, значение $\phi_M := 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_\phi \cdot k_{жм} = 1.10$ при коэффициенте расчетной длины $\mu := 0.7$

(для жесткой заделки обоих концов участка) и гибкости $\lambda_p := \frac{l_p \cdot \mu}{0.289 \cdot b}$.

Коэффициент продольного изгиба $\varphi := \frac{3000}{\lambda_p} = 49.54$.

По формуле [1, (22)] $\sigma_{уст} := \frac{N2_j}{\varphi \cdot |R_{сж}| \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M2_j}{\varphi_M \cdot |R_{сж}| \cdot W_{бр}} \right)^n = 0.01 \leq 0$.

Минимальный запас по устойчивости между $t_1 = 61$ и $t_2 = 63$ составляет $\frac{1 - \sigma_{уст}}{1} = 99\%$.

Шаг несущих арок составляет $Ш = 6.00 \cdot \text{м}$.

Обычно шаг раскрепления связевых распорок (l_p) принимают равным или близким шагу несущих конструкций ($Ш$), тогда связевая решетка устраивается примерно под углом $40^\circ - 50^\circ$ и связи работают наиболее эффективно.

Раскрепляем конструкцию из плоскости в точках верхней кромки распорками с шагом $l_p = 6.00 \cdot \text{м}$.

6. Проверка прочности криволинейного гнукклееного участка

Так как относительный радиус кривизны для участка с наибольшей кривизной составляет $\beta_{криве} = 38.2$, то есть больше 8, то = "Расчет криволинейного участка можно не выполнять".

▶ 6. Открыть, если следует выполнить расчет криволинейного участка, или закрыть, если не требуется.

7. Расчет прогибов по второй группе предельных состояний

Расчет выполнен на нормативные нагрузки в программном комплексе SCAD.

Максимальное значение, полученное в расчете по программе SCAD, составляет $f := 105.3 \text{ мм}$.

Предельный относительный прогиб $f_{пр}$ для пролета $L_{расч} = 60.0 \cdot \text{м}$ определится по линейной интерполяции в зависимости от того, выше или ниже 6 метров высота помещения от чистого пола помещения до низа несущей конструкции.

В настоящем примере высота помещения составляет $H_k = 12.20 \cdot \text{м}$.

Ниже даны параметры для вычисления предельного прогиба по СП 20.13330.2016.

$$vl := \left(\frac{1}{120} \quad \frac{1}{150} \quad \frac{1}{200} \quad \frac{1}{250} \quad \frac{1}{300} \right)^T \quad vf_{\text{более.6м}} := (1\text{м} \quad 3\text{м} \quad 6\text{м} \quad 24\text{м} \quad 36\text{м})^T.$$

$$vf_{\text{менее.6м}} := (1\text{м} \quad 3\text{м} \quad 6\text{м} \quad 12\text{м} \quad 24\text{м})^T.$$

$$f_L := \begin{cases} \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{менее.6м}}, vl, L_{\text{расч}})} & \text{if } H_k \leq 6 \cdot \text{м} = 500 \\ \frac{1}{\text{interp}(vf_{\text{более.6м}}, vl, L_{\text{расч}})} & \text{if } H_k > 6 \cdot \text{м} \\ 300 & \text{if } H_{\text{эм}} \geq 36 \cdot \text{м} \end{cases}$$

Предельный прогиб составит $f_{\text{пр}} := L_{\text{расч}} \frac{1}{f_L} = 120.0 \cdot \text{мм}$.

Расчетный прогиб: $f = 105.30 \cdot \text{мм} < f_{\text{пр}} = 120 \cdot \text{мм}$.

Запас составляет $\left(\frac{f_{\text{пр}} - f}{f_{\text{пр}}} \right) = 12\%$.

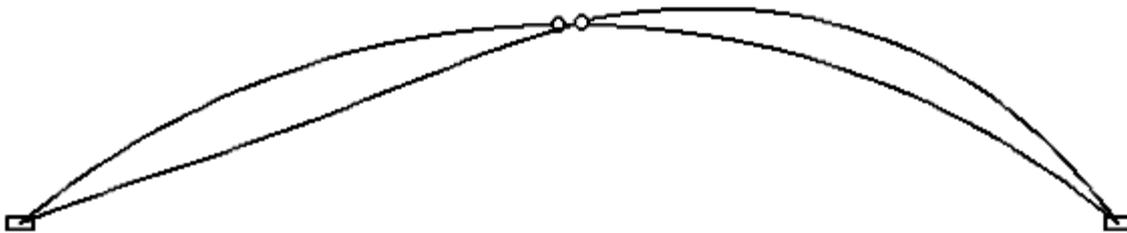


Рис. 11. Деформированное состояние конструкции при расчетном сочетании нормативных нагрузок

8. Примерный расход древесины "в деле"

Выполненный расчет показал, что габаритные размеры сечения несущих конструкций (арок) покрытия составляют $h = 122 \cdot \text{см}$ $b = 24 \cdot \text{см}$, а объем клееной древесины "в деле" на одну арку (состоящую из двух полуарок) составляет $V_{1p} := S \cdot F = 19.12 \cdot \text{м}^3$.

При длине здания $D = 60.0 \cdot \text{м}$, шаге конструкции $Ш = 6.0 \cdot \text{м}$ и пролете здания $L_{\text{расч}} = 60.0 \cdot \text{м}$ общий расход древесины "в деле" на все конструкции покрытия составит

$$V_{\text{др}} := V_{1p} \cdot (n_{ш} + 1) = 210.3 \cdot \text{м}^3.$$

Таким образом, примерный расход на кв. метр перекрываемой площади составит

$$V_{\text{рам.кв.м}} := \frac{V_{\text{др}}}{D \cdot L_{\text{расч}}} = 0.058 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}, \text{ где площадь пола составляет } D \cdot L_{\text{расч}} = 3600.0 \cdot \text{м}^2.$$

Если в покрытии здания проектируемого применяются прогоны сечением $h_{\text{пр}} := 300 \text{ мм}$ и $b_{\text{пр}} := 140 \text{ мм}$ с шагом вдоль скатов арок $Ш_{\text{пр}} := 2.0 \text{ м}$, то получим:

Число прогонов на скатах составит $n_{пр} := \text{trunc}\left(\frac{S}{Ш_{пр}}\right) + 2 = 34$ шт.

При длине здания $D = 60$ м общий расход древесины на прогоны составит

$$V_{пр} := h_{пр} \cdot b_{пр} \cdot n_{пр} \cdot D = 85.7 \cdot \text{м}^3.$$

Примерный расход древесины на прогоны составит

$$V_{прог.кв.м} := \frac{V_{пр}}{D \cdot L_{расч}} = 0.024 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}.$$

Суммарный расход древесины $V_{кдк} := V_{др} + V_{пр} = 296.0 \cdot \text{м}^3$.

Общий расход древесины в расчете на 1 кв. метр перекрываемой площади составляет

$$V_{кдк.кв.м} := V_{рам.кв.м} + V_{прог.кв.м} = 0.082 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}.$$

Для расчета конструкций конькового и опорных узлов следует учесть величины опорных реакций, полученные в статическом расчете

Нагрузки от "фрагмента схемы" для одностороннего заграждения снегом слева (комбинация _2_)

Горизонтальный РАСПОР - $RX_{к1} = 42.36 \cdot \text{тс}$.

Вертикальная реакция СЛЕВА в узле 1 $RZ_{к1.лее} = 37.19 \cdot \text{тс}$,

СПРАВА в узле J = 81 $RZ_{к1.пра} = 27.42 \cdot \text{тс}$.

Равнодействующая опорных реакций на ЛЕВОЙ опоре составляет

$$R_{оп.к1.лее} = 56.37 \cdot \text{тс}.$$

Равнодействующая опорных реакций на ПРАВОЙ опоре составляет

$$R_{оп.к1.пра} = 50.46 \cdot \text{тс}.$$

Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
6. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 6.4. Арка треугольная трехшарнирная из LVL с металлической затяжкой (линейный и нелинейный расчеты)

Запроектировать трехшарнирную клеодощатую треугольную арку с металлической затяжкой для покрытия одноэтажного здания пролетом в осях $L := 17.4 \text{ м}$.

Район строительства - _____ (_____ снеговой район), в котором нормативное значение снегового покрова на 1 кв. м горизонтальной поверхности земли составляет $s_g := 2.5 \text{ кПа}$.

Шаг поперечных рам $Ш := 4.25 \text{ м}$. Число шагов по длине здания $n_{ш} := 10$.

Длина здания $D := n_{ш} \cdot Ш = 42.5 \text{ м}$. Отметка конструкции на уровне затяжки $H_{эм} := 3.95 \text{ м}$.

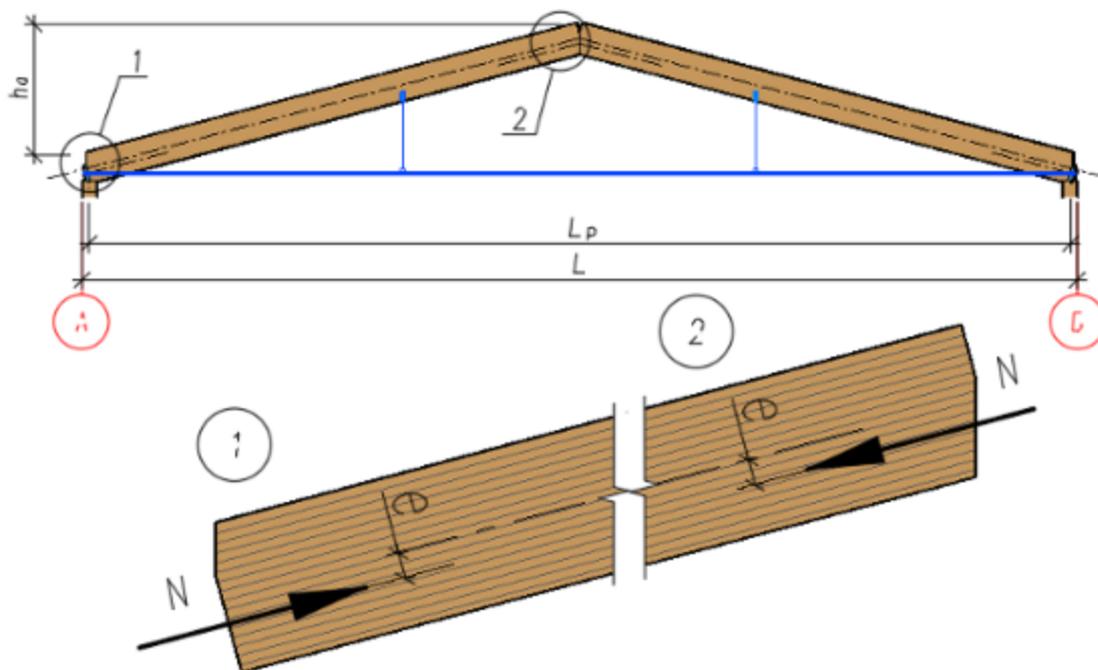


Рис. 1. Конструктивная схема треугольной трехшарнирной арки

На рис. 1 показан эксцентриситет приложения нормальной силы N на опорах и в коньке "в", который применяется для уменьшения изгибающего момента в середине прямолинейного элемента арки.

При этом считается, что **расчетный изгибающий момент** в сечениях составляет $M_p = M_i - N \cdot e$. Эксцентриситет принимают не более $0,25 h$, где h - высота сечения прямолинейного элемента.

Конструктивный расчет выполняется в соответствии с СП 64.13330-2011 Деревянные конструкции. Статический расчет фермы выполнен с помощью расчетно-вычислительного комплекса SCAD. Расчет в SCAD может производиться в 2 вариантах: нелинейной и линейной постановках (в смысле напряженно-деформированного состояния, т.е. соответственно с учетом геометрической нелинейности или без ее учета).

Для расчета в SCAD по "деформированной схеме" упругие характеристики материала (модули упругости и сдвига клееной древесины) закладываются в "жесткости" элементов в соответствии с п.5.4 СП 64.13330-2011 [1], а именно с коэффициентом $m_{дс}$, равным **0,75** для древесины и **0,8** для LVL.

В SCAD такой расчет называется **нелинейным** и выполняется с учетом геометрической нелинейности. Это означает, что расчет выполнен по **деформированной** схеме конструкции и использование коэффициента ξ (кси) не требуется.

Если же расчет в SCAD выполняется по "недеформированной схеме", то упругие характеристики (модули упругости и сдвига клееной древесины) принимаются в соответствии с п. 5.3 [1], т.е. без понижающих коэффициентов или формально $m_{дс} = 1,0$ для древесины и LVL. В SCAD такой расчет является обычным **линейным** расчетом. Однако для учета деформированного состояния отечественные нормы проектирования [1] в результаты расчета по недеформированной схеме требуют вводить коэффициент ξ (кси).

В настоящем отчете реализованы конструктивные расчеты для обоих вариантов статического расчета. Для этого следует выбрать вариант выполненного в SCAD статического расчета и скрыть или раскрыть соответствующие варианту "области" документа :

Выберем вариант выполненного статического расчета конструкции в SCAD НЕЛИНЕЙНЫЙ расчет с учетом геометрической нелинейности ЛИНЕЙНЫЙ расчет без учета геометрической нелинейности

В настоящем примере выполняется конструктивный расчет, для которого в расчетном SCAD для трехшарнирной расчетной схемы клеudoщатой деревянной реализован статический вариант_расчета = "ЛИНЕЙНЫЙ расчет без учета геометрической нелинейности"

▶ Открыть, если статический расчет в SCAD является НЕЛИНЕЙНЫМ , и скрыть, если - линейным.

▶ Открыть, если статический расчет в SCAD является ЛИНЕЙНЫМ , и скрыть, если - нелинейным.

- 1. Собственный вес +
- 2. Покрытие + оборудование +
- 3. Снег слева +
- 4. Снег полный +
- 5. Ветер слева +

На основе предварительных расчетов ветровая нагрузка разгружает систему и поэтому в расчет не принималась.

Тип рассчитываемой клеudoщатой деревянной конструкции трехшарнирная арка

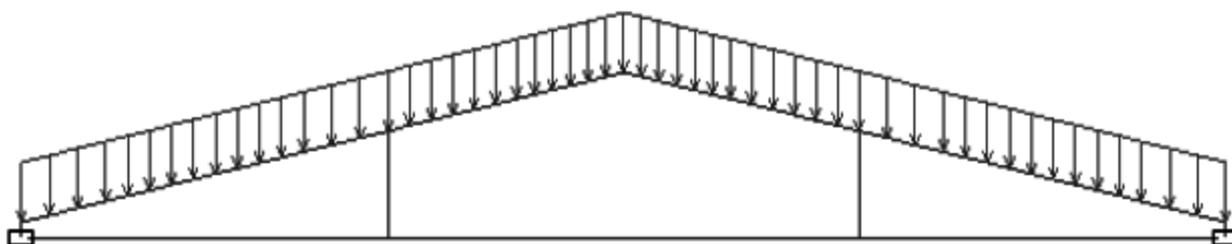


Рис. 2. Схема трехшарнирной рамы (по оси) с распределенными нагрузками

▶ Ввод данных из SCAD (координаты оси, усилия NMQ и др) закрыть после ввода и корректировки данных

Расчетный пролет конструкции составляет $L_{расч} = 16.90 \cdot м$. Шаг конструкций - $Ш = 4.25 \cdot м$.
 Нормальная сила на опоре составляет $N_{оп} = 41.92 \cdot тс$, в коньке - $N_k = -38.82 \cdot тс$.



Рис. 3. Геометрическая схема трехшарнирной рамы (по оси)

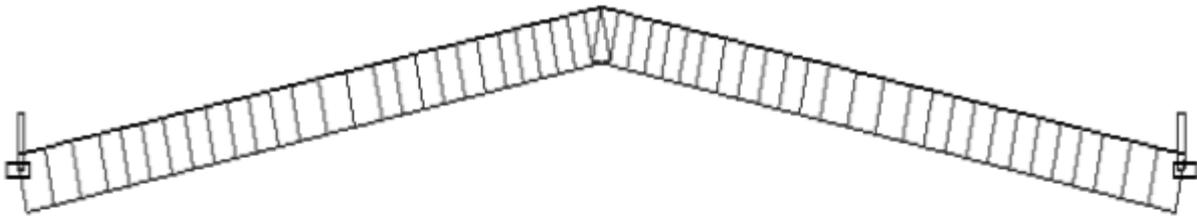


Рис. 4. Эпюры нормальных сил в верхнем поясе треугольной арки из программы SCAD



Рис. 5. Эпюры изгибающего момента в верхнем поясе треугольной арки из программы SCAD

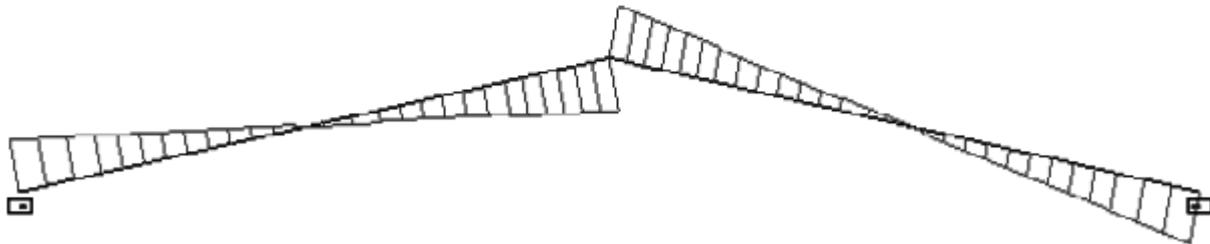


Рис. 6. Эпюры поперечных сил в верхнем поясе треугольной арки из программы SCAD

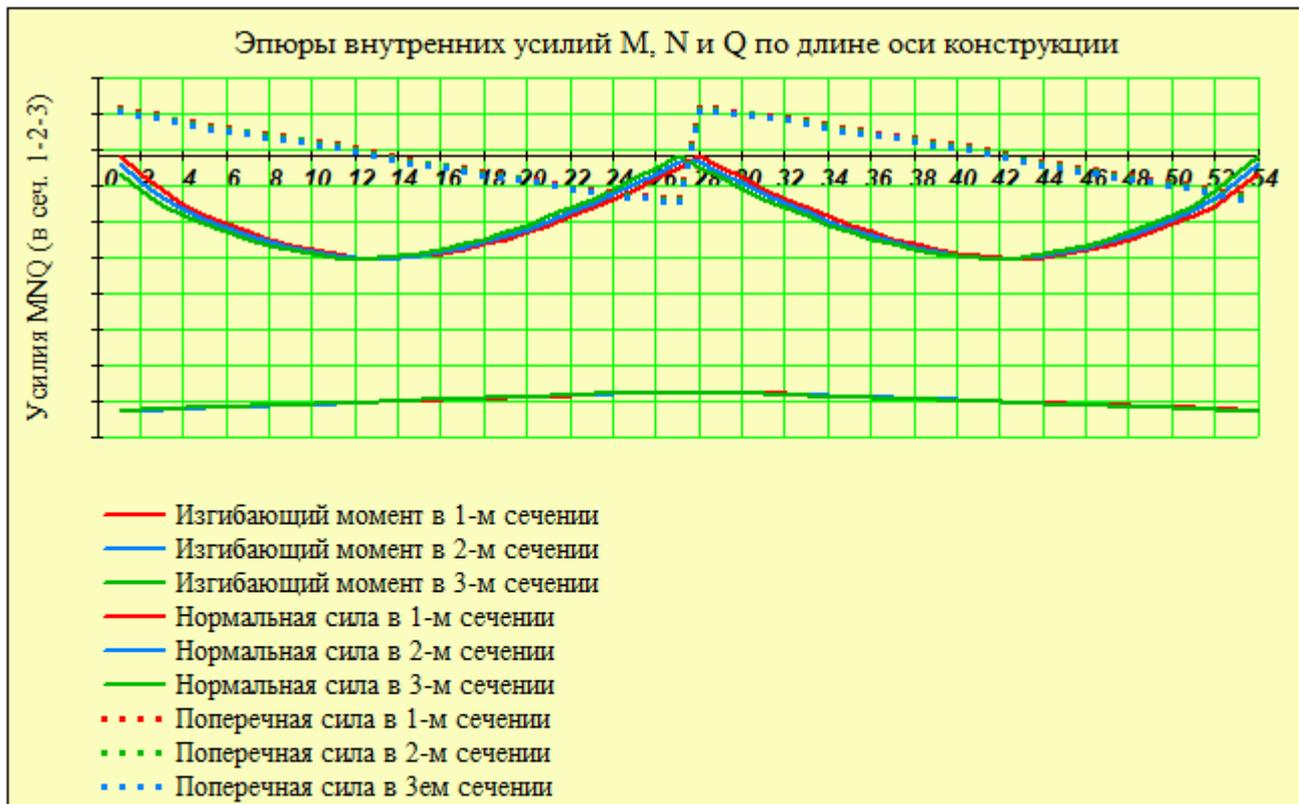


Рис. 7. Эпюры внутренних усилий MNQ в верхнем поясе треугольной арки

2. Подбор расчетного сопротивления LVL сжатию, изгибу и растяжению

2.1. Геометрические параметры сечения конструкции

Предполагаем, что сечение конструкции остается постоянным по длине. Состоит из вертикально поставленных плит LVL с расположением волокон вдоль оси.

При стандартных толщинах применяемых плит LVL (см. табл.) принимаем ширину элементов сечения конструкции: крайних - $\delta_{LVL,1} := 63 \text{ мм}$ и средних - $\delta_{LVL,2} := 51 \text{ мм}$ (см. рис. 8).

Высоту сечения конструкции задаем $h := 600 \text{ мм}$. Расчетный пролет арки $L_{расч} = 16.90 \cdot \text{м}$.

Принимаем эксцентриситет силы N $e := 110 \text{ мм}$ ($\frac{e}{h} = 0.18$ - это в пределах допустимого $0.25h$).

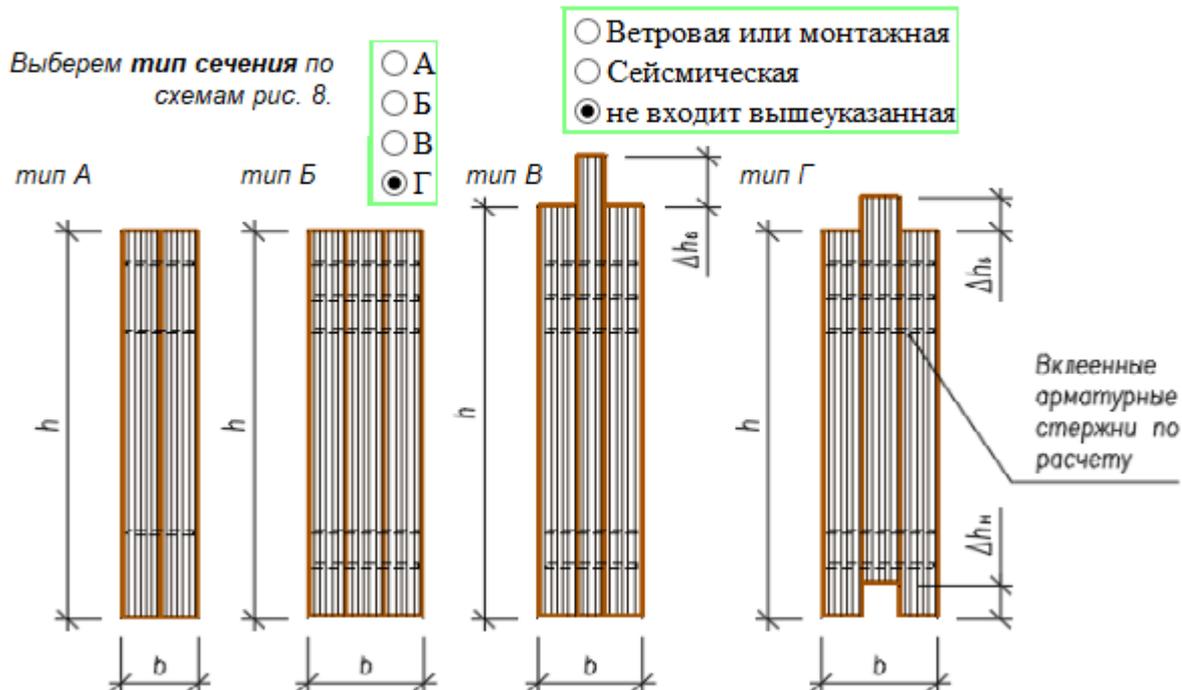


Рис. 8. Возможные типы сечений верхнего пояса LVL треугольной арки

Для типов сечения В и Г примем размеры выступов среднего элемента:

$\Delta h_e := 50 \text{ мм}$ - для Δh_e допустимо принимать положительные и отрицательные значения;

$\Delta h_n := 50 \text{ мм}$ - для Δh_n принимать только положительные значения ($\Delta h_n := |\Delta h_n|$).

Скрытые расчеты геометрии

Для выбранного Типа = "Г" - площадь сечения составляет

$$F_o = 1062 \cdot \text{см}^2;$$

- момент инерции сечения

$$J_o = 320020 \cdot \text{см}^4;$$

- расстояние от низа до центра тяжести сечения

$$y_o = 31.4 \cdot \text{см};$$

- статический момент на уровне центра тяжести

$$S_{н.о} = 8010 \cdot \text{см}^3.$$

2.2. Подбор расчетного сопротивления LVL на сжатие вдоль волокон

Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - мв, мт, md и mn

Выдержки из СП 64.13330.2011 по расчетным сопротивлениям LVL, табл. 4

определения коэффициента m.б

Выдержки из СП 64.13330.2011 по коэффициентам условия работы - m.б, m.о и m.а

- 1/К45 (LVL)
 2/К40 (LVL)
 3/К35 (LVL)

Выберем сорт/класс прочности LVL в соответствии с СП 64.13330.2011 и уровень ответственности проектируемого здания

- Повышенный уровень ответственности
 Нормальный уровень ответственности
 Пониженный уровень ответственности

Подбор расчетного сопротивления LVL, например, на сжатие вдоль волокон R_c выполняется в соответствии с СП 64.13330.2011 и состоит в определении ряда коэффициентов условий работы:

$$R_c := R'_c \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_B \cdot m_o \cdot m_a \cdot \gamma_{н.сс}$$

где R'_c - расчетное сопротивление LVL на сжатие из табл. 4 СП 64.13330.2011;

$m_e, m_T, m_D, m_H, m_B, m_o$ и $\gamma_{н.сс}$ - коэффициенты условий работы, см. ниже.

Коэффициент $\gamma_n = 1.0$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

Ниже приведены все коэффициенты условий работы, имеющие следующие значения :

- $m_e = 1.0$ - для различных условий эксплуатации (температурно-влажностный режим);
- $m_T = 1.0$ - для конструкций, эксплуатируемых при температуре воздуха до + 35 °С (1.0) ...при + 50 °С (0.8). Для промежуточных температур использовать линейную интерполяцию;
- $m_D = 1.0$ - для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок - (0.8) ;
- $m_H = 1.00$ - для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия кратковременных нагрузок (ветровой, монтажной, сейсмической) ;
- $m_B = 0.945$ - учет снижения прочности при высоте сечения элементов более 50 см для изгибаемых и сжато-изгибаемых конструкций ;
- $m_o = 1.0$ - для растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении - 0.8 , для другого напряженного состояния - 1.0 ;
- $m_a = 1.0$ - для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением (0.9);
- $\gamma_{н.сс} = 1.0$ - коэффициент надежности по сроку службы (равен от 1.0 до 0.9 - при сроке от 50 до 100 лет соответственно и 0.8 - более 100 лет) ;
- $\gamma_n = 1.00$ - коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751-2014 "Надежность строительных конструкций и оснований".

Учет ответственности сооружения в нагрузках - Автоматический выбор РАСЧЕТНЫХ сопротивлений LVL по классам прочности

Табличное значение расчетного сопротивления на сжатие в плоскости листа вдоль волокон из табл. 4 [1] составляет $R'_{с.пл.ев} = 20.0 \cdot \text{МПа}$ (Класс_прочности_LVL = 2).

Тогда **расчетное сопротивление на сжатие** (с учетом знака "-") равно $R_{с.пл.ев} := -R'_{с.пл.ев} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_B \cdot m_o \cdot m_a \cdot \gamma_{н.сс} = -18.9 \cdot \text{МПа}$.

Табличное значение расчетного сопротивления на растяжение вдоль волокон из табл. 4 [1] составляет $R'_{р.ев} = 18.0 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на растяжение вдоль волокон равно $R_{р.ев} := R'_{р.ев} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_o \cdot m_a \cdot \gamma_{н.сс} = 18.0 \cdot \text{МПа}$.

Табличное значение расчетного сопротивления на изгиб в плоскости листа из табл. 4 [1] составляет $R'_{изг} = 22.5 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на изгиб в плоскости листа равно $R_{изг} := R'_{изг} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_B \cdot m_o \cdot m_a \cdot \gamma_{н.сс} = 21.3 \cdot \text{МПа}$.

Табличное значение расчетного сопротивления на скалывание вдоль волокон поперек плоскости листа из табл. 4 [1] составляет $R'_{ск.плл.ев} = 2.6 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на скалывание в плоскости листа вдоль волокон равно $R_{ск.плл.ев} := R'_{ск.плл.ев} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_o \cdot m_a \cdot \gamma_{н.сс} = 2.6 \cdot \text{МПа}$.

Длина рамы по оси $S := \sum_{j=1}^{J-1} \sqrt{(X_{p_{j+1}} - X_{p_j})^2 + (Y_{p_{j+1}} - Y_{p_j})^2} = 17.25 \cdot \text{м}$.

Площадь сечения $F_o = 1062 \cdot \text{см}^2$ Момент инерции $J_o = 320020 \cdot \text{см}^4$.

"Момент сопротивления" для нижней кромки $\frac{J_o}{y_o} = 10179 \cdot \text{см}^3$, для верхней - $\frac{J_o}{h - y_o} = 11205 \cdot \text{см}^3$.

Радиус инерции сечения $r := \sqrt{\frac{J_o}{F_o}} = 17.4 \cdot \text{см}$.

Так как в расчетном комплексе SCAD для нашей трехшарнирной расчетной схемы реализован статический вариант_расчета = "ЛИНЕЙНЫЙ расчет без учета геометрической нелинейности", то

ЛИНЕЙНЫЙ и закрыть, если нелинейный

для конструкции, в которой принят конструктивный тип = "трехшарнирная арка", усилия, полученные в SCAD, вычислены без учета деформированной схемы, в соответствии с [1] следует вычислить коэффициент ξ , учитывающий дополнительный изгибающий момент от нормальной силы (т.е. деформированную расчетную схему конструкции).

Для этого следует принять расчетную длину L_o трехшарнирных арок и сводов в соответствии с [п.8.56...8.59, 1], где указано, что при расчете на прочность по деформированной схеме

$$L_o := \begin{cases} (0.58 \cdot S) & \text{if } \text{тип} = \text{"трехшарнирная арка"} \\ S & \text{if } \text{тип} = \text{"трехшарнирная рама"} \\ (0.5 \cdot S) & \text{if } \text{тип} = \text{"трехшарнирная стрельчатая арка"} \end{cases}$$

Таким образом, расчетная длина нашей конструкции составляет $L_o = 10.00$ м.

Расчетная длина 3-шарнирной арки $L_o = 10.00$ м Гибкость $\lambda := \frac{L_o}{r} = 57.63$

Коэффициент $\varphi := \frac{3000}{\lambda^2} = 0.90$, Уклон ската в коньке $\alpha := \text{atan}\left(\frac{Y_{p_{tk}} - Y_{p_{tk-1}}}{X_{p_{tk}} - X_{p_{tk-1}}}\right) = 11.31^\circ$

Коэффициент ξ , учитывающий дополнительный момент от нормальной силы:

$$\xi := \begin{cases} 1 & \text{if } 1 - \frac{|N_k| \cdot \cos(\alpha)}{\varphi \cdot |R_{c,пл.ес}| \cdot F_o} > 1 \\ 1 - \frac{|N_k| \cdot \cos(\alpha)}{\varphi \cdot |R_{c,пл.ес}| \cdot F_o} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.79$$

ЛИНЕЙНЫЙ и закрыть, если нелинейный

коэффициент ξ , учитывающий дополнительный момент от нормальной силы, $\xi = 0.79$

Нормальные краевые напряжения в сеч. 1 по **нижней кромке** $\sigma_{1_{ниж.п}} := \frac{N1}{F_o} + \frac{M1 + N1 \cdot e}{\xi \cdot J_o} \cdot y_o$

Нормальные краевые напряжения в сеч. 1 по **верхней кромке** $\sigma_{1_{врх.п}} := \frac{N1}{F_o} - \frac{M1 + N1 \cdot e}{\xi \cdot J_o} \cdot (h - y_o)$

То же для **нижней кромки** в сечениях 2 $\sigma_{2_{ниж.п}} := \frac{N2}{F_o} + \frac{M2 + N2 \cdot e}{\xi \cdot J_o} \cdot y_o$

То же для **верхней кромки** в сечениях 2 $\sigma_{2_{врх.п}} := \frac{N2}{F_o} - \frac{M2 + N2 \cdot e}{\xi \cdot J_o} \cdot (h - y_o)$

То же для **нижней кромки** в сечениях 3 $\sigma_{3_{ниж.п}} := \frac{N3}{F_o} + \frac{M3 + N3 \cdot e}{\xi \cdot J_o} \cdot y_o$

То же для **верхней кромки** в сечениях 3 $\sigma_{3_{врх.п}} := \frac{N3}{F_o} - \frac{M3 + N3 \cdot e}{\xi \cdot J_o} \cdot (h - y_o)$

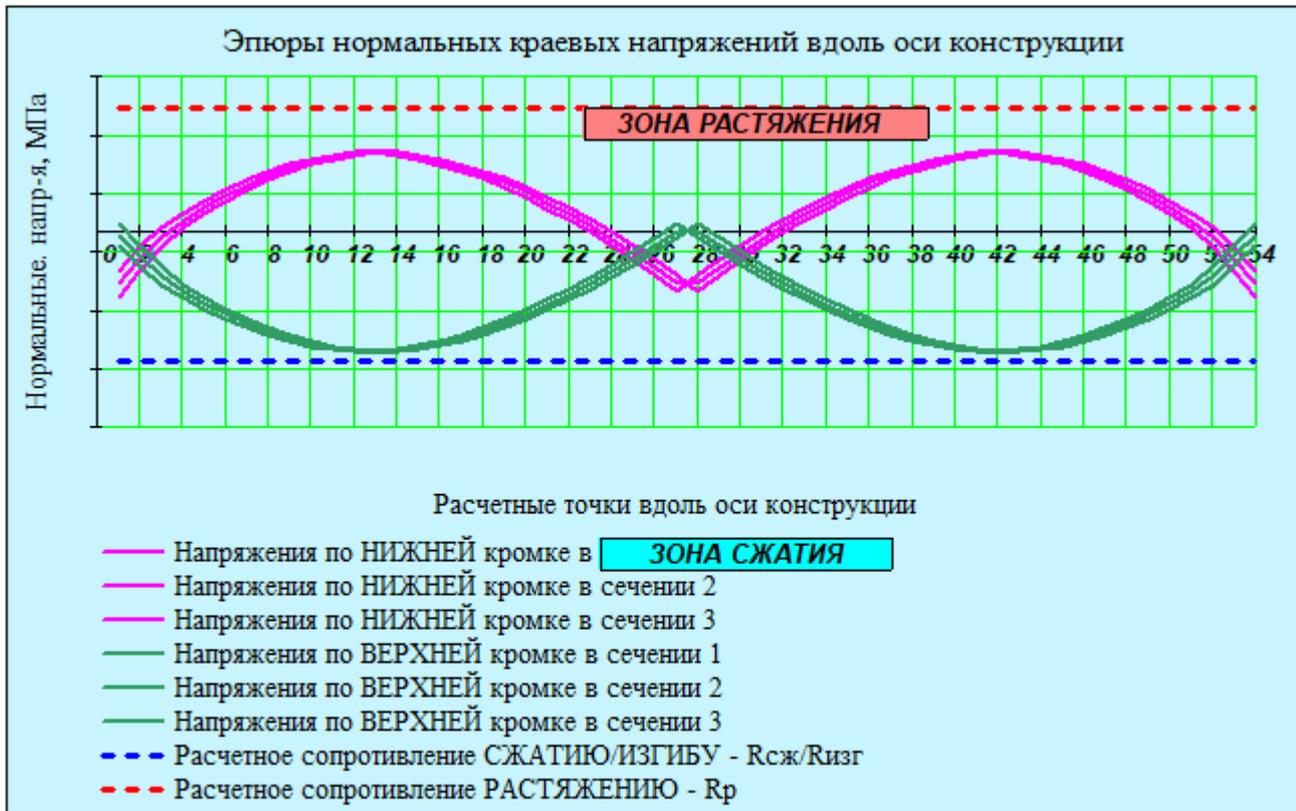


Рис. 9. Эпюры нормальных краевых напряжений вдоль оси рамы

Рассчитаем распределение нормальных напряжений по высоте сечения $h = 600 \cdot \text{мм}$.

Разделим условно высоту сечения на слои количеством $n_{сч} := 20$ с толщиной слоя $\delta_{\partial} := \frac{h}{n_{сч}} = 30 \cdot \text{мм}$.

Тогда в точках "z" от нижней грани до верхней $z := \frac{-h}{2}, \left(\frac{-h}{2} + \delta_{\partial}\right) \dots \frac{h}{2}$ с шагом, равным толщине ламели $\delta_{\partial} = 30 \cdot \text{мм}$, эти напряжения во всех расчетных точках по оси составят

$$\sigma_{сеч}(z, j) := \frac{N1_j}{F_o} - \frac{M1_j + N1_j \cdot e}{(\xi) \cdot J_o} \cdot z.$$

Построим распределение нормальных напряжений по высоте сечения в расчетной точке $j := 13$ (из анализа эпюр напряжений рис. 9).

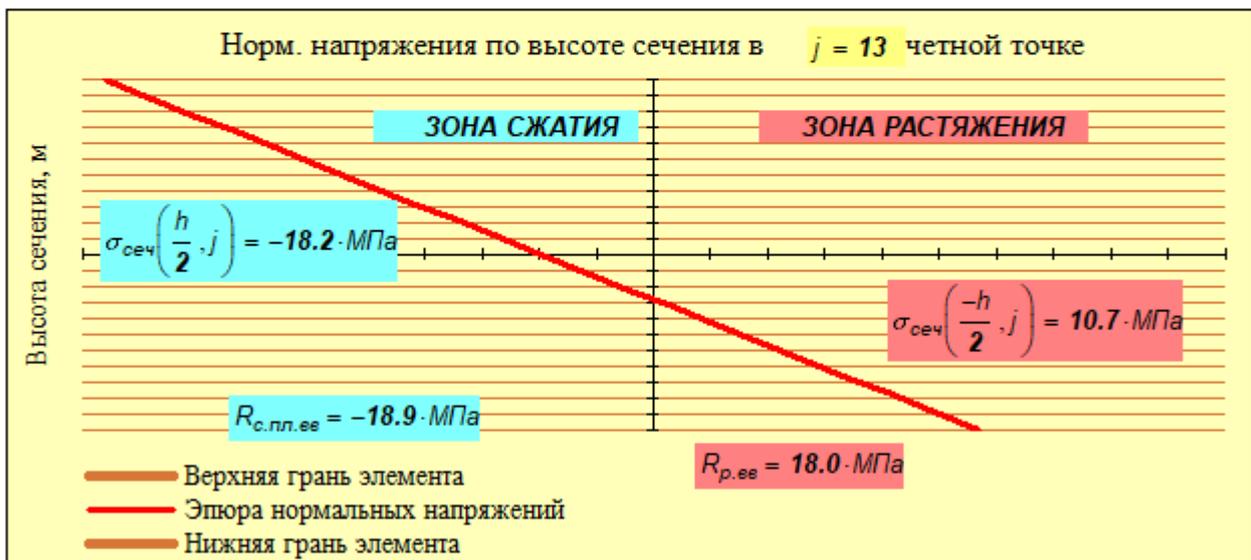


Рис. 10. Эпюры нормальных краевых напряжений по высоте сечения в расчетной точке $j = 13$

Напряжения по центральной оси сечения в точке $j = 13$ составляют $\sigma_{\text{сеч}}(0, j) = -3.73 \cdot \text{МПа}$.

Из рассмотрения эпюр рис. 9 построим распределение нормальных напряжений по высоте сечения в расчетной точке $j = 42$.



Рис. 11. Эпюры нормальных крайевых напряжений по высоте сечения в расчетной точке $j = 42$

Напряжения по центральной оси сечения в точке $j = 42$ составляют $\sigma_{\text{сеч}}(0, j) = -3.72 \cdot \text{МПа}$.

Результаты расчета сечений на прочность по нормальным напряжениям

Размеры сечения в криволинейных частях конструкций $h = 60.0 \cdot \text{см}$ $b = 17.7 \cdot \text{см}$.

Для 1-го сечения

$$\sigma_{1\text{max}} := \max(\sigma_{1\text{ниж.п.}}, \sigma_{1\text{верх.п.}}) = 11.43 \cdot \text{МПа} < R_{\text{р.ее}} = 18.00 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по растяжению

$$\frac{|R_{\text{р.ее}}| - |\sigma_{1\text{max}}|}{|R_{\text{р.ее}}|} = 36\%.$$

$$\sigma_{1\text{min}} := \min(\sigma_{1\text{ниж.п.}}, \sigma_{1\text{верх.п.}}) = -17.50 \cdot \text{МПа} < R_{\text{с.пл.ее}} = -18.90 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по сжатию

$$\frac{|R_{\text{с.пл.ее}}| - (|\sigma_{1\text{min}}|)}{|R_{\text{с.пл.ее}}|} = 7\%.$$

Для 2-го сечения

$$\sigma_{2\text{max}} := \max(\sigma_{2\text{ниж.п.}}, \sigma_{2\text{верх.п.}}) = 11.47 \cdot \text{МПа} < R_{\text{р.ее}} = 18.00 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по растяжению

$$\frac{|R_{\text{р.ее}}| - |\sigma_{2\text{max}}|}{|R_{\text{р.ее}}|} = 36\%.$$

$$\sigma_{2\text{min}} := \min(\sigma_{2\text{ниж.п.}}, \sigma_{2\text{верх.п.}}) = -17.53 \cdot \text{МПа} < R_{\text{с.пл.ее}} = -18.90 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по сжатию

$$\frac{|R_{\text{с.пл.ее}}| - (|\sigma_{2\text{min}}|)}{|R_{\text{с.пл.ее}}|} = 7\%.$$

Для 3-го сечения

$$\sigma_{3\text{max}} := \max(\sigma_{3\text{ниж.п.}}, \sigma_{3\text{верх.п.}}) = 11.43 \cdot \text{МПа} < R_{\text{р.ее}} = 18.00 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности по растяжению

$$\frac{|R_{\text{р.ее}}| - |\sigma_{3\text{max}}|}{|R_{\text{р.ее}}|} = 36\%.$$

$$\sigma_{3\text{min}} := \min(\sigma_{3\text{ниж.п.}}, \sigma_{3\text{верх.п.}}) = -17.50 \cdot \text{МПа} < R_{\text{с.пл.ее}} = -18.90 \cdot \text{МПа}.$$

$$\text{Запас прочности по сжатию} \quad \frac{|R_{с.пл.ес}| - (|\sigma_{3min}|)}{|R_{с.пл.ес}|} = 7\%$$

4. Проверка прочности по скалыванию при изгибе

Расчет сжато-изгибаемых элементов на прочность по скалыванию в соответствии с п. 6.18 [1] выполняется по формуле с геометрическими характеристиками "брутто"

$$\sigma_{ск} := \frac{Q \cdot S'_{бр}}{J_{бр} \cdot b} + \Delta\tau < R_{ск.пл.ес.} = 2.60 \cdot \text{МПа} \quad (R_{ск.пл.ес.} = 26.5 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2})$$

4.1. Проверка в пролетном сечении в расчетной точке $k := t_k = 27$ (в коньке)

Из статического расчета величина максимальной поперечной силы $Q_{пр} = 7.88 \cdot \text{тс}$

Статический момент отсеченной части сечения $\text{Типа} = "Г"$ $S'_{бр} := S_{н.о} = 8010 \cdot \text{см}^3$

Момент инерции брутто расчетного сечения $\text{Типа} = "Г"$ $J_{бр} := J_o = 320020 \cdot \text{см}^4$

Эксцентриситет передачи нормальной силы $N1_k = -38.82 \cdot \text{тс}$ в расчетной точке $k = 27$ составляет $e = 110 \cdot \text{мм}$

(Для криволинейных конструкций обычно "e" принимают равным нулю. Для конструкций из прямолинейных элементов эксцентриситет принимают из конструктивных соображений узла опирания, но не более $0.25 h$)

$$\Delta\tau := \frac{1.75 \cdot |N1_k| \cdot e}{b \cdot h^2} = 11.73 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

Таким образом, касательные напряжения составляют

$$\tau_{пр} := \frac{Q_{пр} \cdot S'_{бр}}{J_{бр} \cdot b} + \Delta\tau = 22.87 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

$$\text{Запас составляет} \quad \frac{R_{ск.пл.ес.} - \tau_{пр}}{R_{ск.пл.ес.}} = 14\%$$

4.2. Проверка в опорном сечении в расчетной точке $k := 1$

Из статического расчета величина максимальной поперечной силы $Q_{оп} = 7.80 \cdot \text{тс}$

Статический момент брутто расчетного сечения $S'_{бр} := \frac{b \cdot h^2}{8} = 7965 \cdot \text{см}^3$

Момент инерции брутто расчетного сечения $J_{бр} := J_o = 320020 \cdot \text{см}^4$

Эксцентриситет "e" передачи нормальной силы $N1_k = -41.92 \cdot \text{тс}$ в расчетной точке $k = 1$ составляет $e = 110 \cdot \text{мм}$

(Для криволинейных конструкций обычно "e" принимают равным нулю. Для конструкций из прямолинейных элементов эксцентриситет принимают из конструктивных соображений узла опирания, но не более $0.25 h$). В нашем случае $e = 110 \cdot \text{мм}$ не превышает величины $0.25 \cdot h = 0.15 \cdot \text{м}$

$$\Delta\tau := \frac{1.75 \cdot |N1_k| \cdot e}{b \cdot h^2} = 12.66 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

Таким образом, касательные напряжения составляют

$$\tau_{оп} := \frac{Q_{оп} \cdot S'_{бр}}{J_{бр} \cdot b} + \Delta\tau = 23.63 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

$$\text{Запас составляет } \frac{R_{\text{ск.плл.ев.}} - \tau_{\text{оп}}}{R_{\text{ск.плл.ев.}}} = 11\% .$$

▶ ОТКРЫТЬ, если требуется рассчитать сечение затяжки и подвесок, и ЗАКРЫТЬ, если НЕ требуется

5. Проверка устойчивости плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов

Устойчивость от бокового выпучивания зависит от поперечной жесткости самой конструкции и от раскрепления ее поперечными связями в покрытии. Например, связевыми распорками, прогонами или плитами покрытия. Расчет выполняется по следующей формуле :

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_u \cdot F_{бр}} + \left(\frac{M_{\partial}}{\varphi_m \cdot R_u \cdot W_{бр}} \right)^n \leq 1.0 \quad (\text{для расчетного сечения } j := 14) ,$$

где $F_{бр} := F_o = 1062 \cdot \text{см}^2$ - площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента ;

$$W_{бр} := \frac{J_o}{y_o} = 10179 \cdot \text{см}^3 - \text{максимальный момент сопротивления брутто на участке } l_p$$

с высотой сечения $h = 600 \cdot \text{мм}$ и шагом конструкций $\text{Ш} = 4.25 \cdot \text{м}$;

n - показатель, равный = 2, если участок l_p имеет крепления только по сжатой кромке,

равный = 1, если участок l_p имеет еще крепления по растянутой кромке.

Принимаем этот показатель $n := 2$.

Для раскрепления сжатой кромки конструкции обычно принимают установку деревянных распорок с шагом, примерно равным шагу основных конструкций .

В нашем случае из эпюры нормальных напряжений (рис.9) видим, что участок конструкции между точками $t_1 := 12$ и $t_2 := 14$, является наиболее напряженным. Тогда расстояние вдоль оси конструкции между этими точками будем считать шагом раскрепляющих распорок и вычислим его

по следующей формуле:

$$l_p(t_1, t_2) := \sum_{j=t_1}^{t_2} \sqrt{(X_{p_{t_1}} - X_{p_{t_2}})^2 + (Y_{p_{t_1}} - Y_{p_{t_2}})^2} .$$

Так, длина участка между точками раскрепления конструкции из плоскости $l_p := l_p(t_1, t_2) = 2.17 \cdot \text{м}$.

Примем расстояние между распорками $l_p := 4.25 \cdot \text{м}$.

Боковая устойчивость для изгибаемых элементов прямоугольного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, оценивается коэффициентом φ_m (в соответствии с п. 6.20). Для вычисления этого коэффициента предварительно определим из [1, Прил.Е, табл. Е.2] величины k_{ϕ} и $k_{жм}$.

$$\text{Распределение изгибающего момента при } d := \begin{cases} \frac{M2_{t_2}}{M2_{t_1}} & \text{if } \frac{M2_{t_2}}{M2_{t_1}} \leq 1 = 1.00 \text{ и при } \beta := \frac{h}{h} = 1.00 \\ \frac{M2_{t_1}}{M2_{t_2}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{коэффициенты } k_{\phi} := 1.75 - 0.75 \cdot d = 1.00 , \quad k_{жм} := \beta^{\frac{1}{3-d}} = 1.00 .$$

Таким образом, значение $\varphi_m := 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_{\phi} \cdot k_{жм} = 1.72$ при коэффициенте расчетной длины

$$\mu := 0.7 \text{ (для жесткой заделки обоих концов участка) и гибкости } \lambda_p := \frac{l_p \cdot \mu}{0.289 \cdot b} = 58.2 .$$

Коэффициент продольного изгиба $\varphi := \frac{3000}{\lambda_p^2} = 0.89$.

По формуле [1, (22)] $\sigma_{уст} := \frac{|N2_j|}{\varphi \cdot |R_{с.пл.ев}| \cdot F_{бр}} + \left(\frac{|M2_j|}{\varphi_M \cdot |R_{уиз}| \cdot W_{бр}} \right)^n = 0.42$.

Минимальный запас по устойчивости между $t_1 = 12$ и $t_2 = 14$ составляет $\frac{1 - \sigma_{уст}}{1} = 58\%$.

Раскрепляем конструкцию из плоскости в точках верхней кромки распорками с шагом $l_p = 4.25 \cdot м$.

6. Расчет прогибов по второй группе предельных состояний

В соответствии с [2] расчет прогибов (деформаций) должен выполняться на нормативные нагрузки. Если же расчет по программе SCAD (или Lira) выполнен на расчетные нагрузки, и был получен соответствующий максимальный прогиб $f_p := 65.53 \text{ мм}$, то его значение при нормативных нагрузках можно приближенно оценить через отношение нормативной нагрузки к расчетной.

Например, отношение нормативных нагрузок к их расчетным значениям (в расчетном сочетании нагрузок) составляет $k_{нзр} := 0.79$. Тогда, считая, что деформации конструкции пропорциональны нагрузкам, прогиб при нормативной нагрузке составит $f := f_p \cdot k_{нзр} = 51.77 \cdot \text{мм}$.

Обычно, если при расчетных нагрузках имеется запас по прогибу, то для нормативных нагрузок он будет еще больше, и пересчет можно не выполнять.

Если же нужен более точный расчет прогиба, то следует сделать перерасчет конструкции в SCAD на нормативные нагрузки, а $k_{нзр}$ приравнять 1 (единице).

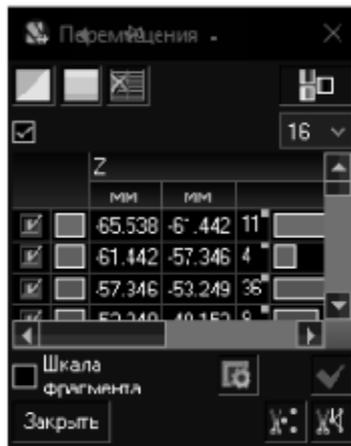
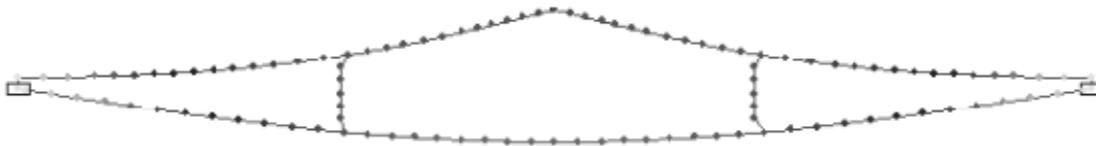


Рис. 12. Деформированное состояние конструкции при расчетном сочетании нормативных нагрузок

Предельный относительный прогиб $f_{пр}$ для пролета $L = 17.4 \cdot м$ определяется по линейной интерполяции в зависимости от того, выше или ниже 6 метров высота помещения от чистого пола помещения до низа несущей конструкции.

В настоящем примере высота помещения составляет $H_{эт} = 3.95 \cdot м$.

Ниже даны параметры для вычисления предельного прогиба по СП 20.13330.2016.

$$v_l := \left(\frac{1}{120} \quad \frac{1}{150} \quad \frac{1}{200} \quad \frac{1}{250} \quad \frac{1}{300} \right)^T$$

$$v_{\text{более.6м}} := (1 \text{ м} \quad 3 \text{ м} \quad 6 \text{ м} \quad 24 \text{ м} \quad 36 \text{ м})^T$$

$$v_{\text{менее.6м}} := (1 \text{ м} \quad 3 \text{ м} \quad 6 \text{ м} \quad 12 \text{ м} \quad 24 \text{ м})^T$$

$$f_L := \begin{cases} \frac{1}{\text{linterp}(vf_{\text{менее.6м}}, vl, L)} & \text{if } H_{\text{эм}} \leq 6 \cdot M = 270 \\ \frac{1}{\text{linterp}(vf_{\text{более.6м}}, vl, L)} & \text{if } H_{\text{эм}} > 6 \cdot M \\ 300 & \text{if } H_{\text{эм}} \geq 36 \cdot M \end{cases}$$

Предельный прогиб составит $f_{\text{пр}} := L_{\text{расч}} \frac{1}{f_L} = 62.5 \cdot \text{мм}$.

Расчетный прогиб: $f = 51.77 \cdot \text{мм} < f_{\text{пр}} = 62.5 \cdot \text{мм}$.

Запас составляет $\left(\frac{f_{\text{пр}} - f}{f_{\text{пр}}} \right) = 17\%$.

Максимальные горизонтальные перемещения опор от расчетных нагрузок по программе SCAD составляют $a_{\text{гор}} := 17.42 \text{ мм}$.

8. Примерный расход LVL "в деле"

Прикидочный расчет показал, что габаритные размеры сечения несущих рам покрытия составляют $h = 60 \cdot \text{см}$ $b = 17.7 \cdot \text{см}$, а объем LVL на одну раму $V_{1р} := S \cdot F_o = 1.83 \cdot \text{м}^3$.

При длине здания $D = 42.50 \cdot \text{м}$, шаге конструкции $Ш = 4.3 \cdot \text{м}$ и пролете здания $L = 17.4 \cdot \text{м}$ общий расход LVL "в деле" на все конструкции покрытия составит

$$V_{\text{др}} := V_{1р} \cdot (n_{ш} + 1) = 20.1 \cdot \text{м}^3.$$

Таким образом, примерный расход на кв. метр перекрываемой площади составит

$$V_{\text{рам.кв.м}} := \frac{V_{\text{др}}}{D \cdot L} = 0.03 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}, \text{ где площадь пола составляет } D \cdot L = 739.5 \cdot \text{м}^2.$$

Если предварительно принять прогоны сечением $h_{\text{пр}} := 180 \text{ мм}$, $b_{\text{пр}} := 100 \text{ мм}$ и шаг прогонов вдоль скатов рам $Ш_{\text{пр}} := 0.84 \text{ м}$, то получим:

$$\text{Число прогонов на скатах составит } n_{\text{пр}} := \text{trunc} \left(\frac{S}{Ш_{\text{пр}}} \right) + 2 = 22 \text{ шт.}$$

При длине здания $D = 43 \cdot \text{м}$ общий расход LVL на прогоны составит

$$V_{\text{пр}} := h_{\text{пр}} \cdot b_{\text{пр}} \cdot n_{\text{пр}} \cdot D = 17 \cdot \text{м}^3.$$

Примерный расход LVL на прогоны составит

$$V_{\text{прог.кв.м}} := \frac{V_{\text{пр}}}{D \cdot L_{\text{расч}}} = 0.02 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}.$$

Суммарный расход LVL $V_{\text{кдк}} := V_{\text{др}} + V_{\text{пр}} = 37 \cdot \text{м}^3$.

Общий расход LVL в расчете на 1 кв. метр перекрываемой площади составляет

$$V_{\text{кдк.кв.м}} := V_{\text{рам.кв.м}} + V_{\text{прог.кв.м}} = 0.051 \cdot \frac{\text{м}^3}{\text{м}^2}.$$

Литература

- СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
- СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
- ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
- Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
- Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
- СТО 36554501-021-2010. Деревянные конструкции. Многослойный клееный из шпона материал Ultralam (Ультралам). Общие технические требования. М.: ОАО НИЦ "Строительство", 2010. 14 с.

▶ Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 6.5.1. Коньковый узел трехшарнирной арки/рамы с металлическими накладками (прокладками)

Коньковые шарнирные узлы трехшарнирных рам или арок с металлическими накладками и прокладками, как правило, проектируются для конструкций пролетом более 30 метров, так как при больших пролетах в лобовом упоре при естественных поворотах упорных обрезов конструкций центр шарнира может значительно сместиться от центральной оси шарнира и привести к возникновению опорного изгибающего момента, который в свою очередь вызовет скалывание и раскалывание древесины в опорных торцах.

Сам шарнир выполняется либо с центральным валиком, либо в виде так называемого плиточного шарнира, см. [6]. Инженерной задачей здесь является собрать распределенные по концевой части деревянной конструкции внутренние усилия и передать их на центральный стальной шарнир.

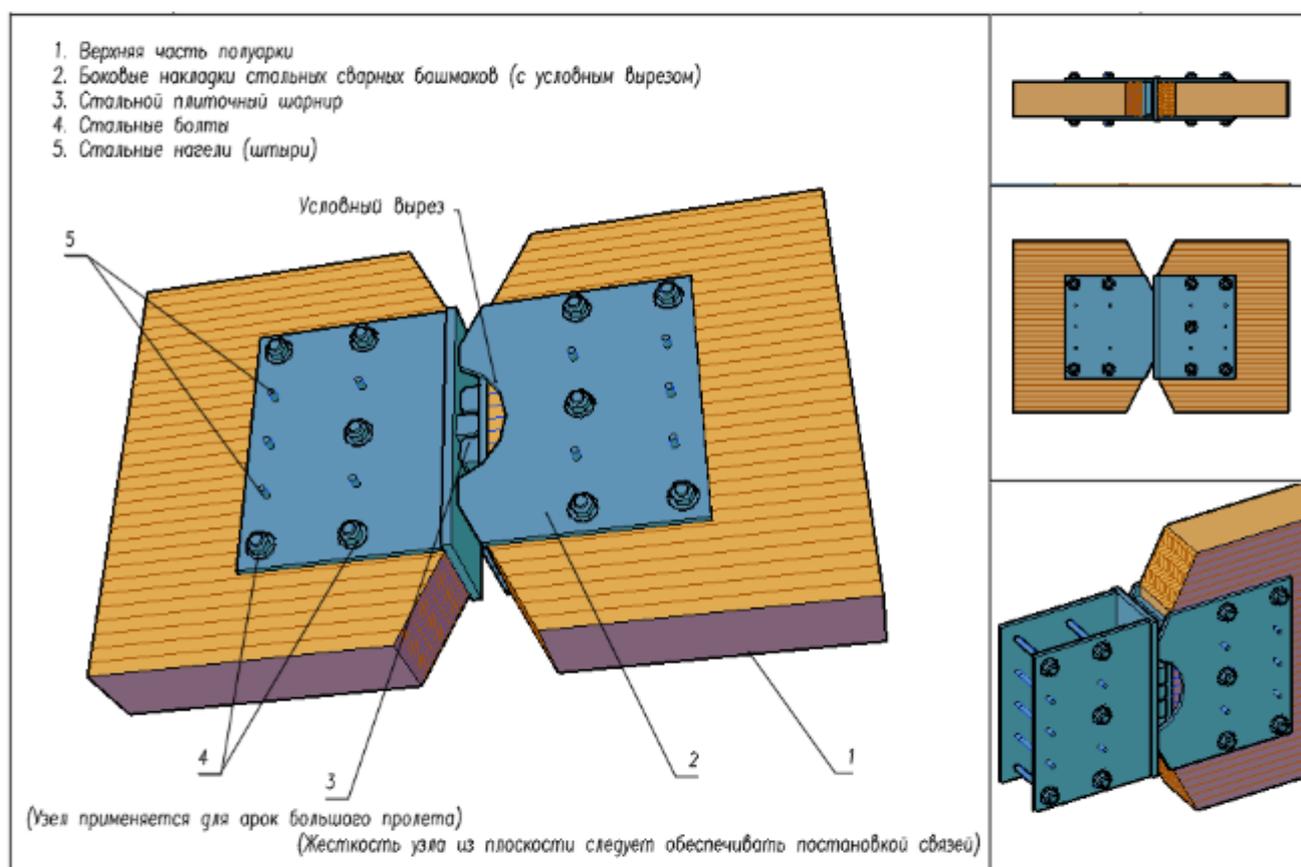


Рис. 1. Примерная конструктивная схема конькового узла трехшарнирной рамы (арки).
 Вариант "плиточного шарнира"

Это делается с помощью (не менее 6) расставленных нагелей-штырей, которые передают усилия на накладки, которые в свою очередь все собранные усилия отдают на центральный валик или "элементы плиточного шарнира".

Здесь реализуется известный "Принцип дробности" для соединений деревянных конструкций: с помощью множества мелких связей на одной полуарке мы собираем на металлическую пластину небольшие участки поля напряжений и передаем их на относительно малый по размеру (но прочный) стальной шарнир. А стальной шарнир полученную сосредоточенную силу передает на другую пластину, которая распределяет это усилие через множество точек (нагелей) на древесину противоположной полуарки.

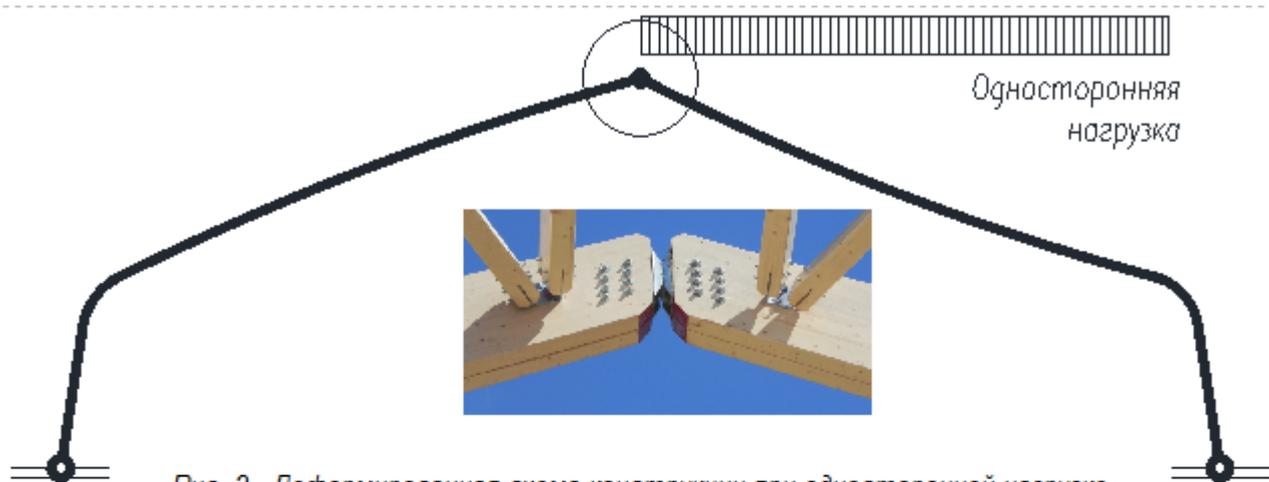


Рис. 2. Деформированная схема конструкции при односторонней нагрузке

По результатам статического расчета в коньковом шарнире при односторонней нагрузке максимальная расчетная поперечная сила составляет $Q_k := 10.5 \text{ тс}$ и при этой же нагрузке нормальная сила в коньке составляет $N_k := 19.10 \text{ тс}$.

Обращаем внимание на то, что в трехшарнирных системах наибольшее значение поперечной силы возникает, как правило, **при односторонних и несимметричных нагрузках** (например, снеговых, ветровых и пр.), см. рис. 2, а величина нормальной силы не является максимальной. И наоборот, при симметричных нагрузках нормальная сила - максимальная, а поперечная равно нулю или минимальна.

Уклон оси верхнего ската в ключевом шарнире составляет $\alpha := 16.85^\circ$.

Высота сечения конструкции в ключевом шарнире составляет $h_k := 900 \text{ мм}$.

Настоящий расчет построен в следующем порядке. Сначала на основе известного конструктивного решения конькового шарнирного узла задаются его конструктивные и геометрические параметры. При этом должны соблюдаться нормативные требования по расстановке нагелей в деревянных и металлических элементах в зависимости от диаметра нагеля. Здесь же задаются параметры металлических деталей узла, которые увязываются с особенностями конструирования деревянных элементов.

Одновременно подсчитывается общее количество нагелей и их рациональное расположение вдоль и поперек волокон.

Далее определяется несущая способность наиболее нагруженного нагеля исходя из действующих на узел усилий (нагрузок).

1. Задание параметров нагельного соединения конькового узла

1/К26

2/К24

3/К16

Выберем **Сорт/Класс прочности** применяемой древесины по СП 64.13330.2011.

Ниже приведены коэффициенты условий работы, принятые для настоящего расчета:

$m_e := 1.0$ - для различных условий эксплуатации (температурно-влажностный режим);

$m_T := 1.0$ - для конструкций, эксплуатируемых при температуре воздуха до $+35^\circ\text{C}$ (1.0)... при $+50^\circ\text{C}$ (0.8). Для промежуточных температур использовать линейную интерполяцию;

$m_D := 1.0$ - для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок - (0.8);

$m_H := 1.0$ - для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия кратковременных нагрузок: $m_H = 1.2$ - для ветровой и монтажной; $m_H = 1.4$ - для сейсмической;

$m_a := 1.0$ - для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением (0.9);

$\gamma_{H,cc} := 1.0$ - коэффициент надежности по сроку службы равен 1.0 при сроке до 50 лет, 0.9 - при сроке 50 - 100 лет и 0.8, если срок более 100 лет;

Здесь следует учесть, что принятые из статического расчета арки/рамы **усилия** (распор, реакции и внутренние усилия N и Q) были получены с соответствующим коэффициентом γ_n - по уровню ответственности сооружения. Поэтому в данном расчете этот коэффициент не учитывается.

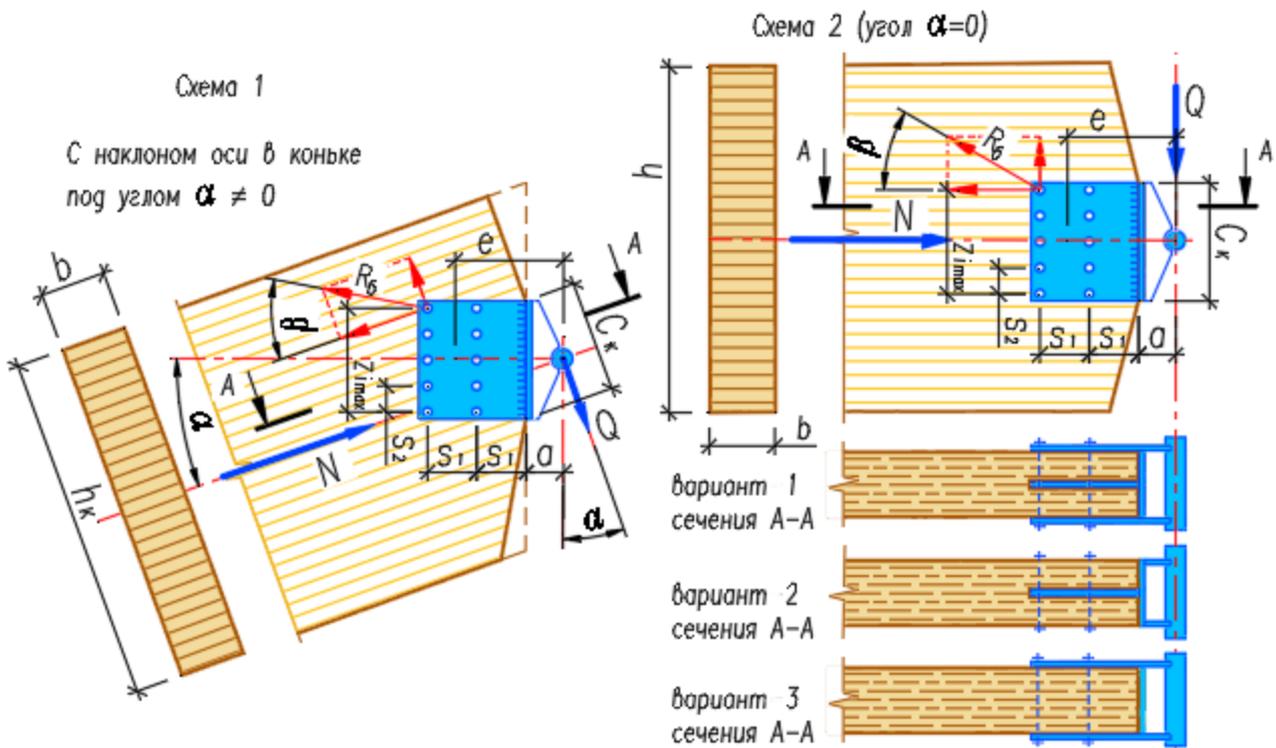


Рис. 3. Схемы для расчета расстановки нагелей в коньковом узле трехшарнирных арок/рам из древесины. Варианты сечения 1, 2, 3 - конструкции узла со стальными накладками и прокладками
 Зададим диаметр болтов $d = 22 \text{ мм}$ из списка круглого стального проката ГОСТ 2590-88 ----->

Ширина основной конструкции рамы (арки) $b = 240 \text{ мм}$.

Толщина прокладки $t_{\text{прокл}} = 12 \text{ мм}$ при их числе $n_{\text{прокл}} = 1 \text{ шт}$.

Толщина накладки $t_{\text{накл}} = 12 \text{ мм}$ при их числе $n_{\text{накл}} = 2(t_{\text{накл}} > 0) = 2 \text{ шт}$.

Число срезов одного болта с учетом стальных накладок и прокладок

$$m_{\text{ср}} := \begin{cases} 2 \cdot n_{\text{прокл}} + n_{\text{накл}} & \text{if } t_{\text{прокл}} \wedge t_{\text{накл}} \neq 0 = 4 \\ 2 \cdot n_{\text{прокл}} & \text{if } t_{\text{накл}} = 0 \\ n_{\text{накл}} & \text{if } t_{\text{прокл}} = 0 \end{cases}$$

Расчетная ширина конструкции, как "среднего" элемента в нагельном соединении при $k_c = 1.25$ составляет $c = b - k_c \cdot n_{\text{прокл}} \cdot t_{\text{прокл}} = 225 \cdot \text{мм}$, здесь k_c принять ≥ 1.0 , чтобы учесть ширину пропила под прокладку.

Число болтов в крайнем (верхнем/нижнем) ряду, параллельном оси элемента: $n_p = 2$ (или число рядов, перпендикулярных оси элемента).

Число болтов в (левом/правом) ряду, перпендикулярном оси элемента: $m_p = 5$ (или число рядов, направленных вдоль оси элемента).

Расстояние от центра шарнира до торца деревянного элемента $a = 50 \text{ мм}$ (взять из чертежей).

Примем коэффициенты увеличения к минимальному расстоянию между болтами $k_{s2} = 1.04$ и $k_{s1} = 1.04$ (эти коэффициенты можно менять, чтобы иметь на чертежах округленные числовые значения. При их значении, равном 1.0, эти расстояния являются минимально допустимыми по нормам расстановки, поэтому значения этих коэффициентов рекомендуется принимать для наглядности чертежа и упрощения изготовления элементов узла).

Расстояния между болтами условно вдоль волокон $s_1 := k_{s1} 7.0 d = 160 \text{ мм}$.

Расстояния между болтами условно поперек волокон $s_2 := k_{s2} 3.5 d = 80 \text{ мм}$.

Расстояние между средними болтами поперек волокон $z_1 := s_2 \cdot \left| \left(m_p - 2 \cdot \text{floor} \left(\frac{m_p}{2} \right) \right) - 1 \right| = 0 \text{ мм}$.

Плечо от шарнира до равнодействующей R_B всех болтов $e := s_1 \cdot \frac{1 + n_p}{2} + a = 290 \text{ мм}$.

2. Определение несущей способности болтов

Момент в наиболее нагруженном болте $M_B := Q_k \cdot e = 3047.5 \text{ кгс м}$.

Равнодействующее усилие R_B в наиболее нагруженном болте можно определить

из условия равновесия по следующей формуле $R_B := \sqrt{\left(\frac{M_B \cdot z_{i_{\max}}}{n_p \cdot \text{Sum}} \right)^2 + \left(\frac{Q_k}{n_p \cdot m_p} \right)^2}$,

где $i_{\max} := \text{floor} \left(\frac{0.99 \cdot m_p}{2} \right) + 1 = 3$; $i := 1 \dots i_{\max}$.

Расстояние по вертикали между осями болтов - $z_i := z_1 + (2 \cdot i - 2) \cdot s_2$,

Максимальное расстояние $z_{i_{\max}} = 320 \text{ мм}$ $\text{Sum} := \sum_{i=1}^{i_{\max}} (z_i)^2 = 1283 \cdot \text{см}^2$.

Тогда равнодействующая составит $R_B := \sqrt{\left(\frac{M_B \cdot z_{i_{\max}}}{n_p \cdot \text{Sum}} \right)^2 + \left(\frac{Q_k}{n_p \cdot m_p} \right)^2} = 3948 \text{ кгс}$.

▶ Автоматический выбор РАСЧЕТНЫХ сопротивлений ДРЕВЕСИНЫ по классам прочности и размерам сечения по [1, табл.3]

▶ Выдержки из СП 64.13330.2011 "Деревянные конструкции" по расчету цилиндрических нагелей

Ⓐ Подсчет коэф-нта $k(\alpha)$ (интерполяция табл. 21 СП 64.13330.2011 "Деревянные конструкции" - Чт сен 27 0:35:18 2018

Угол β , под которым возникает равнодействующая R_B относительно волокон древесины,

составляет $\beta := \text{atan} \left(\frac{\frac{Q_k}{n_p \cdot m_p}}{\frac{M_B \cdot z_{i_{\max}}}{n_p \cdot \text{Sum}}} \right) = 15.4^\circ$.

Определяем по таблице [1, табл. 21] в зависимости от угла β и диаметра нагеля $k(\beta) = 0.95$.

Несущая способность одного болта из условия ИЗГИБА нагеля и числа срезов $m_{cp} = 4$

$$T_u := 250 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} \cdot d^2 \cdot m_{cp} \cdot \sqrt{k(\beta)} \cdot \sqrt{m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_a \cdot \gamma_{H,cc}} = 4714 \cdot \text{кгс}$$

Несущая способность одного болта из условия СМЯТИЯ в среднем элементе (несущей конструкции)

$$T_{cm} := 50 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} \cdot c \cdot d \cdot m_{cp} \cdot k(\beta) \cdot (m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_a \cdot \gamma_{H,cc}) = 9391 \cdot \text{кгс}$$

Расчетная несущая способность одного болта из условия $T_H := \min(T_u, T_{см}) = 4714 \cdot \text{кгс}$.

Сравним усилие в наиболее нагруженном болте $R_б = 3947.8 \cdot \text{кгс}$ с расчетной несущей способностью болта $T_H = 4714 \cdot \text{кгс}$.

Процент расхождения $\frac{T_H - R_б}{R_б} = 19\%$ в сторону запаса.

3.1. Расчет стальных накладок и прокладок на смятие в отверстиях болтов

Напряжения смятия в стальных наружных накладках и прокладках при числе накладок $n_{накл} = 2$ и прокладок $n_{прокл} = 1$, расчетном сопротивлении стали на смятие $R_{Ip} := 1710 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$ (как местного смятия в цилиндрических шарнирах) и с учетом совместной работы всех нагелей составляет

$$\sigma_{см.ст} := \frac{R_б}{(n_{накл} \cdot t_{накл} + n_{прокл} \cdot t_{прокл}) \cdot 1.25 \cdot 0.5 \cdot d} = 798 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} < R_{Ip}$$

с запасом по прочности $\frac{R_{Ip} - \sigma_{см.ст}}{R_{Ip}} = 53\%$.

3.2. Расчет опорной части древесины на смятие под пластиной

на величину усилия распора в коньке $N_k = 19.10 \cdot \text{тс}$

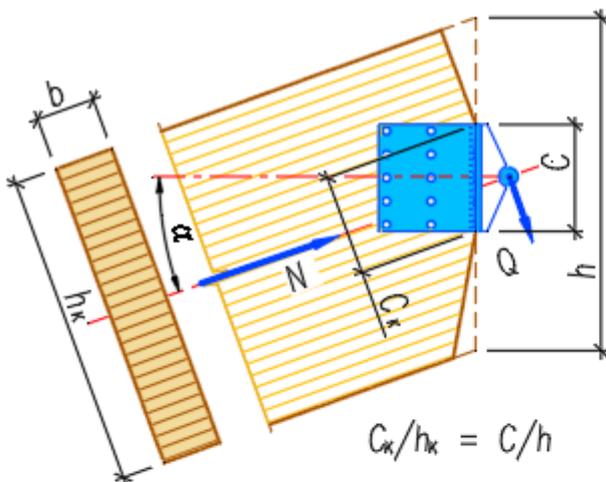


Рис. 4. Расчетная схема ключевого шарнира арки/рамы для расчета древесины на смятие под опорной пластиной

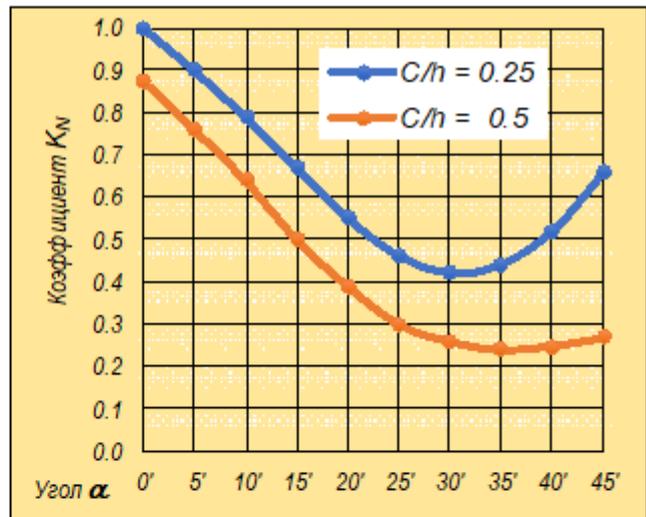


Рис. 5. График зависимости коэффициента K_N от угла наклона волокон (α) и параметра $\frac{C}{h}$

Из расчета кол-ва нагелей высота пластин C (см. рис. 3) (или накладок /прокладок) должна быть не менее, чем $C := z_{i_{max}} + 2 \cdot 1.5 \cdot d = 386 \cdot \text{мм}$. Принимаем $C := 400 \text{ мм}$ и считаем, что упорная пластина, через которую распор от деревянной конструкции передается на шарнир, имеет ту же величину, но не меньше неё.

Наклонная проекция величины C на ось поперечной силы равна $C_k := C \cdot \cos(\alpha) = 383 \cdot \text{мм}$. Тогда отношение C_k к высоте сечения конструкции в коньке $h_k = 90 \cdot \text{см}$ (равное отношению C/h , с учетом уклона " α ") составит $k_{Ch} := \frac{C_k}{h_k} = 0.43$. Эта величина должна быть в пределах интервала $(0,25 \text{ :-} 0,5)$.



Из графика рис.4 для $\alpha = 16.9^\circ$ имеем при $\frac{C}{h} = 0.25$ $K_{N025}(\alpha) = 0.639$,
 при $\frac{C}{h} = 0.5$ $K_{N05}(\alpha) = 0.494$.

По линейной интерполяции для отношения $K_{Ch} = 0.43$ можно получить соответствующее значение

$$K_N := K_{N025}(\alpha) - \frac{K_{N025}(\alpha) - K_{N05}(\alpha)}{0.5 - 0.25} \cdot (K_{Ch} - 0.25) = 0.538$$

Размеры опорной стальной пластины, через которую усилия передаются на древесину :

высота - $h_{пл} := C = 400 \cdot \text{мм}$ ширина - $b_{пл} := c = 225 \cdot \text{мм}$ (за вычетом толщины $t_{прокл} = 12 \cdot \text{мм}$).

Расчетное сопротивление древесины смятию под углом $\alpha = 16.9^\circ$ к направлению волокон (при прочности на смятие вдоль волокон $R_{см} := R'_{сж} \cdot (m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_A \cdot \gamma_{н.сс}) = 15.0 \cdot \text{МПа}$ и поперек волокон $R_{см,90} := R'_{с90} \cdot (m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_A \cdot \gamma_{н.сс}) = 1.8 \cdot \text{МПа}$)

составит
$$R_{см,\alpha} := \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см,90}} - 1 \right) \cdot \sin(\alpha)^3} = 12.7 \cdot \text{МПа} .$$

Площадь опорной части древесины составляет $F_{др.оп} := h_{пл} \cdot b_{пл} = 900 \cdot \text{см}^2$.

Напряжения смятия древесины
$$\sigma_{см.др} := \frac{N_k}{F_{др.оп}} = 2.08 \cdot \text{МПа} < R_{см,\alpha} \cdot K_N = 6.8 \cdot \text{МПа} .$$

Прочность обеспечена с запасом
$$\frac{K_N \cdot R_{см,\alpha} - \sigma_{см.др}}{K_N \cdot R_{см,\alpha}} = 70 \% .$$

4. Результаты расчета и расход материалов

1. Диаметр болтов - $d = 22 \cdot \text{мм}$ длиной $L_{болт} := b + 5 \cdot d = 350 \cdot \text{мм}$.
2. Общее число болтов - $n_p \cdot m_p = 10$.
3. Число рядов нагелей
 вдоль оси элемента - $n_p = 2$ с расстоянием между ними $s_1 = 160 \cdot \text{мм}$ вдоль волокон ,
 поперек оси элемента - $m_p = 5$ с расстоянием между ними $s_2 = 80 \cdot \text{мм}$ поперек волокон .
4. Число срезов одного болта - $m_{ср} = 4$.
5. Для узла применяются прокладка толщиной $t_{прокл} = 12 \cdot \text{мм}$ в кол-ве $n_{прокл} = 1$ шт
 и наружные накладки толщиной $t_{накл} = 12 \cdot \text{мм}$ в кол-ве $n_{накл} = 2$ шт.
6. Минимальные размеры металлических пластин (накладок и прокладки) составляют :

вдоль оси элемента $a_{пл} := n_p \cdot s_1 + 2 \cdot d = 364 \cdot \text{мм}$,

поперек оси элемента $b_{пл} := m_p \cdot s_2 + 2 \cdot 1.5 \cdot d = 466 \cdot \text{мм}$,

площадь пластин составит $F_{пл} := a_{пл} \times b_{пл} = 1699 \cdot \text{см}^2$.

7. Масса одной накладки $m_{1нкл} := \rho_{ст} \cdot F_{пл} \cdot t_{накл} = 16.0 \cdot \text{кгс}$. ($\rho_{ст} = 7850 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$).

Масса всех накладок $m_{нкл} := 2 \cdot n_{накл} \cdot m_{1нкл} = 64.0 \cdot \text{кгс}$;

Масса одной прокладки $m_{1прокл} := \rho_{ст} \cdot F_{пл} \cdot t_{прокл} = 16.0 \cdot \text{кгс}$.

Масса всех прокладок $m_{прокл} := 2 \cdot n_{прокл} \cdot m_{1прокл} = 32.0 \cdot \text{кгс}$.

Общая масса всех пластин составляет $m_{пл} := m_{нкл} + m_{прокл} = 96 \cdot \text{кгс}$.

Масса всех болтов диаметром $d = 22 \cdot \text{мм}$ и длиной $L_{болт} = 350 \cdot \text{мм}$ с учетом гаек и шайб (5%)

составит $m_{болт} := 1.05 \cdot 2 \cdot n_p \cdot m_p \cdot L_{болт} \cdot \rho_{ст} \cdot 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 = 22 \cdot \text{кгс}$.

8. Суммарная масса стали на коньковый узел составляет $m_{к.узл} := m_{пл} + m_{болт} = 118.0 \cdot \text{кгс}$.

5. Дополнительные расчеты

▢ Описание расчета нагеля при стальной прокладке по методике В.А. Иванова (1960 г.) - для информации

5.1. Расчет несущей способности болтов без учета изгибающего момента (по неопубликованной методике ЦНИИСК)

Зададим диаметр болтов $d = 16 \cdot \text{мм}$ из списка круглого стального проката ГОСТ 2590-88 ---->

Число болтов в крайнем (верхнем/нижнем) ряду,

параллельном оси элемента, $n_p := 2$ (или число рядов, перпендикулярных оси элемента).

Число болтов в (левом/правом) ряду,

перпендикулярном оси элемента, $m_p := 4$ (или число рядов, направленных вдоль оси элемента).

Расстояние от центра шарнира до торца деревянного элемента $a := 50 \cdot \text{мм}$ (взять из чертежей).

Примем коэффициенты увеличения к минимальному расстоянию между болтами $k_{s2} := 1.08$ и $k_{s1} := 1.03$ (эти коэффициенты можно менять, чтобы иметь на чертежах округленные числовые значения. При их значении, равном 1.0, эти расстояния являются минимально допустимыми по нормам расстановки, поэтому значения этих коэффициентов рекомендуется принимать для наглядности чертежа и упрощения изготовления элементов узла).

Расстояния между болтами условно вдоль волокон $s_1 := k_{s1} \cdot 7.0 \cdot d = 115 \cdot \text{мм}$.

Расстояния между болтами условно поперек волокон $s_2 := k_{s2} \cdot 3.5 \cdot d = 60 \cdot \text{мм}$.

▢ Выдержки из СП 64.13330.2011 "Деревянные конструкции" по расчету цилиндрических нагелей

🔒 Подсчет коэффициента k(alfa) (интерполяция табл 21 СП 64.13330,2011 "Деревянные констру

Предполагается, что изгибающий момент от поперечных сил полностью воспринимается стальными пластинами (накладками и прокладками), а болты работают только на восприятие поперечной силы.

Поперечная сила, приходящаяся на 1 болт $Q_{к.1} := \frac{Q_k}{n_p \cdot m_p} = 1313 \cdot \text{кгс}$.

Коэффициент, учитывающий угол между усилием $Q_{к.1}$ в нагеле и направлением волокон (90°), определяем по таблице 21 СП 64.13330.2011: $k(90^\circ) = 0.65$.

Несущая способность одного болта из условия ИЗГИБА при числе срезов $m_{ср} = 4$

$$T_u := 250 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} \cdot d^2 \cdot m_{ср} \cdot \sqrt{k(90^\circ)} \cdot \sqrt{m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_a} = 2064 \cdot \text{кгс}$$

Несущая способность одного болта из условия СМЯТИЯ в среднем элементе (несущей конструкции)

$$T_{см} := 50 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} \cdot c \cdot d \cdot m_{ср} \cdot k(90^\circ) \cdot (m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_a) = 4680 \cdot \text{кгс}$$

Расчетная несущая способность одного болта $T_H := \min(T_u, T_{см}) = 2064 \cdot \text{кгс}$.

Сравним усилие в наиболее нагруженном болте $Q_{к.1} = 1312.5 \cdot \text{кгс}$.

Процент расхождения в сторону запаса $\frac{T_H - Q_{к.1}}{Q_{к.1}} = 57\%$.

5.2. Расчет стальных накладок и прокладок на смятие в отверстиях болтов

Напряжения смятия в стальных наружных накладках и прокладках при числе накладок $n_{накл} = 2$ и прокладок $n_{прокл} = 1$, расчетном сопротивлении стали на смятие $R_{Iр} := 1710 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$ (как местного смятия в цилиндрических шарнирах) и с учетом совместной работы всех нагелей составляет

$$\sigma_{см.ст} := \frac{Q_{к.1}}{(n_{накл} \cdot t_{накл} + n_{прокл} \cdot t_{прокл}) \cdot 1.25 \cdot 0.5 \cdot d} = 365 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} < R_{Iр}$$

с запасом по прочности $\frac{R_{Iр} - \sigma_{см.ст}}{R_{Iр}} = 79\%$.

5.3. Расчет древесины на смятие под опорной пластиной

на величину усилия в коньке $N_k = 19.10 \cdot \text{тс}$ (аналогично п. 3.2)

Напряжения смятия древесины $\sigma_{см.др} := \frac{N_k}{F_{др.оп}} = 2.08 \cdot \text{МПа} < R_{см.а} \cdot K_N = 6.8 \cdot \text{МПа}$

Прочность обеспечена с запасом $\frac{K_N \cdot R_{см.а} - \sigma_{см.др}}{K_N \cdot R_{см.а}} = 70\%$.

6. Результаты расчета по методике ЦНИИСК 2012 г.

- Диаметр болтов - $d = 16 \cdot \text{мм}$ длиной $L_{болт} := b + 5 \cdot d = 320 \cdot \text{мм}$.
- Общее число болтов - $n_p \cdot m_p = 8$.
- Число рядов нагелей вдоль оси элемента - $n_p = 2$ с расстоянием между ними $s_1 = 115 \cdot \text{мм}$ вдоль волокон,

поперек оси элемента - $m_p = 4$ с расстоянием между ними $s_2 = 60$ мм поперек волокон.

4. Число срезов одного болта - $m_{ср} = 4$.

5. Для узла применяются прокладка толщиной - $t_{прокл} = 12$ мм в кол-ве $n_{прокл} = 1$ шт,
и наружные накладки толщиной - $t_{накл} = 12$ мм в кол-ве $n_{накл} = 2$ шт.

6. Минимальные размеры металлических пластин (накладок и прокладки) составляют:

вдоль оси элемента $a_{пл.ц} := n_p \cdot s_1 + 2 \cdot d = 263$ мм,

поперек оси элемента $b_{пл.ц} := m_p \cdot s_2 + 2 \cdot 1.5 \cdot d = 290$ мм,

площадь пластин составит $F_{пл.ц} := a_{пл.ц} \times b_{пл.ц} = 762$ см².

7. Масса одной накладки $m_{1накл} := \rho_{ст} \cdot F_{пл.ц} \cdot t_{накл} = 7.2$ кгс. ($\rho_{ст} = 7850 \cdot \frac{кгс}{м^3}$).

Масса всех накладок $m_{накл} := 2 \cdot n_{накл} \cdot m_{1накл} = 28.7$ кгс.

Масса одной прокладки $m_{1прокл} := \rho_{ст} \cdot F_{пл.ц} \cdot t_{прокл} = 7.2$ кгс.

Масса всех прокладок $m_{прокл} := 2 \cdot n_{прокл} \cdot m_{1прокл} = 14.4$ кгс.

Общая масса всех пластин составляет на оба опорных узла $m_{пл} := m_{накл} + m_{прокл} = 43$ кгс.

Масса всех болтов диаметром $d = 16$ мм и длиной $L_{болт} = 320$ мм с учетом гаек и шайб (5%)

составит - $m_{болт} := 1.05 \cdot 2 \cdot n_p \cdot m_p \cdot L_{болт} \cdot \rho_{ст} \cdot 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 = 8.5$ кгс.

8. Суммарная масса стали на коньковый узел составляет

$m_{к.узл.цНИИСК} := m_{пл} + m_{болт} = 51.5$ кгс.

Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
6. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.
7. Дмитриев П.А. Деревянные балки и балочные клетки: учеб. пособие / П.А. Дмитриев. Новосибирск: НИСИ, 1989. 161 с.
8. Гринь И.М., Джан-Темиров К.Е., Гринь В.И. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет: учеб. пособие / 3-е изд., перераб. и доп. Киев: Выща шк., 1990. 221 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 6.5.2. Опорный узел трехшарнирной арки/рамы с металлическими накладками (прокладками)

Опорные шарнирные узлы трехшарнирных рам или арок с металлическими накладками и прокладками, как правило, проектируются для конструкций пролетом более 30 м, так как при больших пролетах в лобовом упоре при естественных поворотах упорных обрезов конструкций центр шарнира может значительно сместиться от центральной оси шарнира и привести к возникновению опорного изгибающего момента, который в свою очередь вызовет скалывание и раскалывание древесины в опорных торцах.

Сам шарнир выполняется либо с центральным валиком, либо в виде так называемого плиточного шарнира, см [6]. Инженерной задачей здесь является собрать распределенные по концевой части деревянной конструкции внутренние усилия и передать их на центральный стальной шарнир.

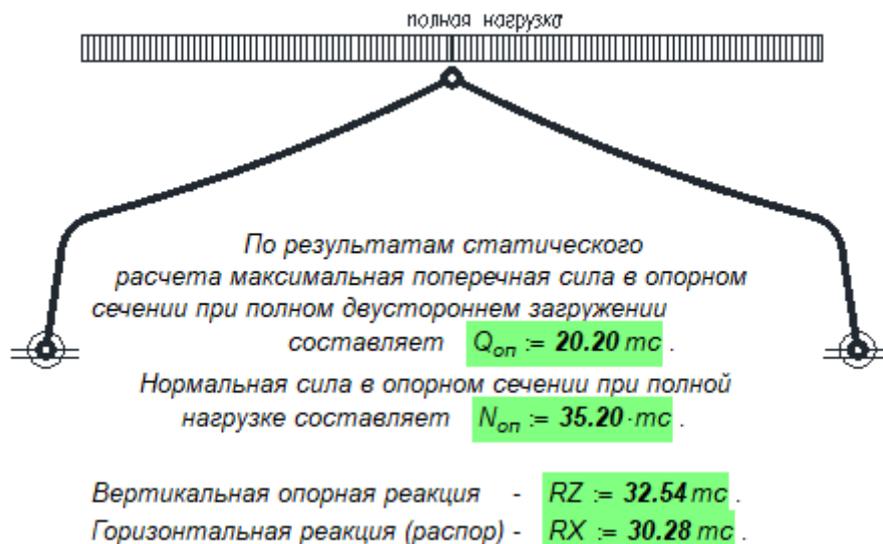


Рис. 1. Схема конструкции при симметричной нагрузке и фотопример исполнения опорного узла с металлическими прокладками

Обращаем внимание на то, что в трехшарнирных системах наибольшее значение поперечной силы возникает, как правило, при полных симметричных нагрузках (например, снеговых и пр., без ветровых), см. рис.1, как и величина нормальной силы, которая также оказывается максимальной.

В предыдущих рекомендациях [4, п.6.40] содержалось указание о том, что площадки, передающие усилие распора в торцы арок, должны быть ориентированы нормально к ее оси. Сейчас это требование снято и специалисты ЦНИИСК рекомендуют ориентировать опорную площадку нормально к равнодействующей опорной реакции и распору. Так как эта равнодействующая имеет различную величину и направление в зависимости от действующих нагрузок (например, при односторонних ветре и(или) снеге), то следует выбирать такое состояние, при котором эта равнодействующая оказывается наибольшей по величине. Это означает, что опорная площадка может быть ориентирована под углом к волокнам древесины (рис.1 и 2).

Уклон оси ската конструкции в опорном шарнире составляет $\alpha := 70.0^\circ$.

Высота сечения конструкции в опорном шарнире составляет $h_{оп} := 1200 \text{ мм}$.

Настоящий расчет построен в следующем порядке. Сначала на основе известного конструктивного решения опорного шарнирного узла задаются его конструктивные и геометрические параметры. При этом должны соблюдаться нормативные требования по расстановке нагелей в деревянных и металлических элементах в зависимости от диаметра нагеля. Здесь же задаются параметры металлических деталей узла, которые увязываются с особенностями конструирования деревянных элементов. Одновременно подсчитывается общее количество нагелей и их рациональное расположение вдоль и поперек волокон.

Далее определяется несущая способность наиболее нагруженного нагеля исходя из действующих на узел усилий (нагрузок).

1. Задание параметров нагельного соединения опорного узла

- 1/К26
- 2/К24
- 3/К16

Выберем **Сорт/Класс прочности** применяемой древесины по СП 64.13330.2011 .

Ниже приведены коэффициенты условий работы, принятые для настоящего расчета :

- $m_e := 1.0$ - для различных условий эксплуатации (температурно-влажностный режим) ;
- $m_T := 1.0$ - для конструкций, эксплуатируемых при температуре воздуха до +35 °С (1.0) ... при +50 °С (0.8). Для промежуточных температур использовать линейную интерполяцию;
- $m_D := 1.0$ - для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок - (0.8);
- $m_H := 1.0$ - для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия кратковременных нагрузок: $m_H = 1.2$ - для ветровой и монтажной; $m_H = 1.4$ - для сейсмической;
- $m_a := 1.0$ - для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением (0.9);
- $\gamma_{H,cc} := 1.0$ - коэффициент надежности по сроку службы равен 1.0 при сроке до 50 лет, 0.9 - при сроке 50 - 100 лет и 0.8, если срок более 100 лет ;

Здесь следует учесть, что принятые из статического расчет арки/рамы **усилия** (распор, реакции и внутренние усилия N и Q) были получены с соответствующим коэффициентом γ_n по уровню ответственности сооружения. Поэтому в данном расчете этот коэффициент не учитывается.

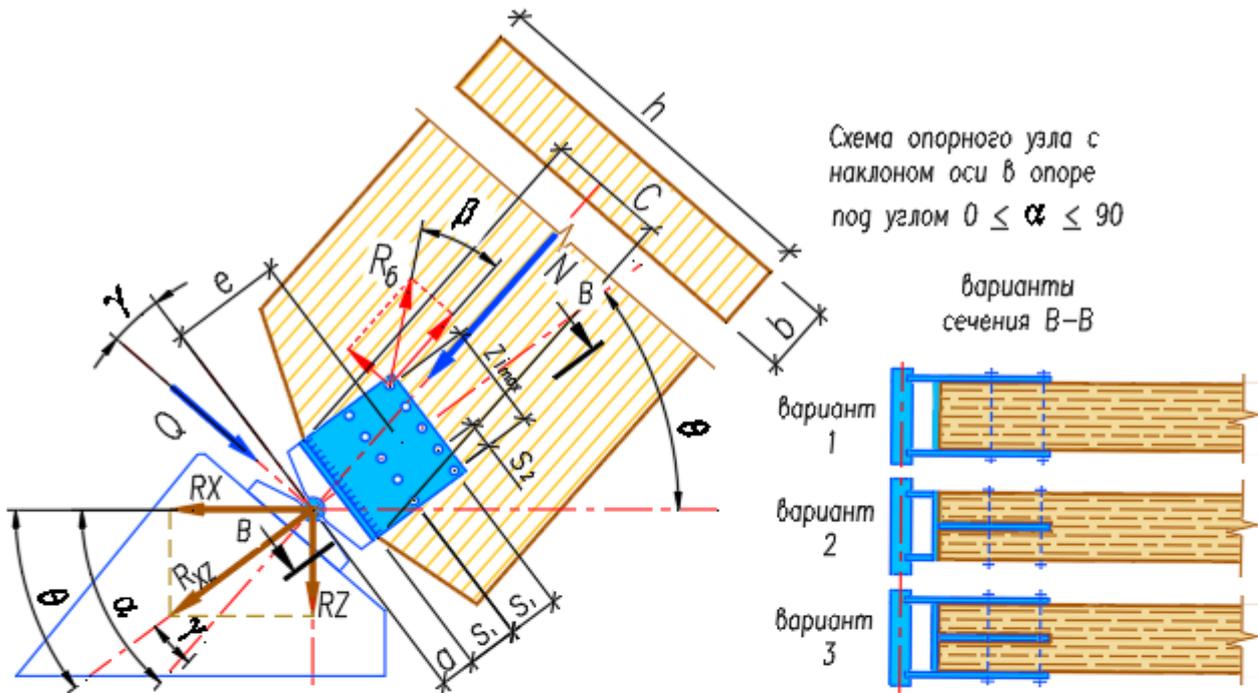


Рис. 2. Расчетная схема опорного шарнирного узла трехшарнирной клеодощатой арки(рамы). Варианты сечения 1, 2, 3 - конструкции узла со стальными накладками и прокладками

Поперечная сила в опорном сечении рамы из статического расчета равна $Q_{оп} = 20.20 \cdot mc$.

Уклон оси нижней части конструкции к вертикали в опорном шарнире $\alpha = 70^\circ$.

Распор от приложенных нагрузок на конструкцию составляет $R_X = 30.28 \cdot mc$, а вертикальная реакция от тех же нагрузок - $R_Z = 32.54 \cdot mc$.

Равнодействующая этих реакций составит $R_{xz} := \sqrt{R_Z^2 + R_X^2} = 44.45 \cdot mc$.

Угол наклона этой равнодействующей R_{xz} к горизонту составляет $\theta := \text{atan}\left(\frac{R_Z}{R_X}\right) = 47.1^\circ$.

Площадку опирания ориентируем нормально к R_{xz} , тогда угол между векторами R_{xz} и $N_{оп}$ будет равен $\gamma := \alpha - \theta = 22.9^\circ$.

Зададим диаметр болтов $d := 22 \text{ мм}$ из сортамента круглого стального проката ГОСТ 2590-88 ---->
Ширина основной конструкции рамы (арки) $b := 240 \text{ мм}$.

Толщина прокладки $t_{прокл} := 12 \text{ мм}$ при их числе $n_{прокл} := 1 \text{ шт}$.

Толщина накладки $t_{накл} := 12 \text{ мм}$ при их числе $n_{накл} := 2(t_{накл} > 0) = 2 \text{ шт}$.

Число срезов одного болта с учетом стальных накладок и прокладок

$$m_{ср} := \begin{cases} 2 \cdot n_{прокл} + n_{накл} & \text{if } t_{прокл} \wedge t_{накл} \neq 0 = 4 \\ 2 \cdot n_{прокл} & \text{if } t_{накл} = 0 \\ n_{накл} & \text{if } t_{прокл} = 0 \end{cases}$$

Расчетная ширина конструкции как "среднего" элемента в нагельном соединении при $k_c := 1.25$ составляет $c := b - k_c \cdot t_{прокл} \cdot n_{прокл} = 225 \text{ мм}$, здесь k_c принять ≥ 1.0 , чтобы учесть ширину пропила под прокладку.

Число болтов в крайнем (верхнем/нижнем) ряду, параллельном оси элемента: $n_p := 3$ (или число рядов, перпендикулярных оси элемента).

Число болтов в (левом/правом) ряду, перпендикулярном оси элемента: $m_p := 5$ (или число рядов, направленных вдоль оси элемента).

Расстояние от шарнира до торца деревянного элемента задаем $a := 50 \text{ мм}$.

Примем коэффициенты увеличения к минимальному расстоянию между болтами $k_{s2} := 1.56$
 $k_{s1} := 1.005$ (эти коэффициенты можно менять, чтобы иметь на чертежах округленные числовые значения. При их значении, равном 1.0, эти расстояния являются минимально допустимыми по нормам расстановки, поэтому значения этих коэффициентов рекомендуется принимать для наглядности чертежа и упрощения изготовления элементов узла).

Расстояния между болтами поперек волокон $s_2 := k_{s2} \cdot 3.5 \cdot d = 120 \text{ мм}$.

Расстояния между болтами вдоль волокон $s_1 := k_{s1} \cdot 7.0 \cdot d = 155 \text{ мм}$.

Расстояние между средними болтами поперек волокон

$$z_1 := s_2 \cdot \left| \left(m_p - 2 \cdot \text{floor} \left(\frac{m_p}{2} \right) \right) - 1 \right| = 0 \text{ мм}$$

Плечо от шарнира до равнодействующей всех болтов $e := s_1 \cdot \frac{1 + n_p}{2} + a = 360 \text{ мм}$.

2. Определение несущей способности болтов

Момент в наиболее нагруженном болте $M_b := \frac{Q_{оп}}{\cos(\gamma)} \cdot e = 7886 \text{ кгс м}$.

Равнодействующее усилие R_b в наиболее нагруженном болте можно определить

из условия равновесия по следующей формуле
$$R_b := \sqrt{\left(\frac{M_b \cdot z_{i_{max}}}{n_p \cdot \text{Sum}} \right)^2 + \left(\frac{Q_{оп}}{n_p \cdot m_p \cdot \cos(\gamma)} \right)^2}$$

где $i_{max} := \text{floor} \left(\frac{0.99 m_p}{2} \right) + 1 = 3$. $i := 1 .. i_{max}$.

Расстояние между осями болтов - $z_i := z_1 + (2 \cdot i - 2) \cdot s_2$;

Максимальное расстояние $z_{i_{\max}} = 480 \cdot \text{мм}$; $Sum := \sum_{i=1}^{i_{\max}} (z_i)^2 = 2886 \cdot \text{см}^2$.

Тогда равнодействующее усилие в наиболее нагруженном болте

составит $R_b := \sqrt{\left(\frac{M_b \cdot z_{i_{\max}}}{n_p \cdot Sum}\right)^2 + \left(\frac{Q_{оп}}{n_p \cdot m_p \cdot \cos(\gamma)}\right)^2} = 4615 \cdot \text{кгс}$.

Автоматический выбор РАСЧЕТНЫХ сопротивлений ДРЕВЕСИНЫ по классам прочности и размерам сечения по [1, табл.3] - В с а

Выдержки из СП 64.13330.2011 "Деревянные конструкции" по расчету цилиндрических нагелей

Подсчет коэффициента $k(\alpha)$ (интерполяция табл. 21 СП 64.13330.2011 "Деревянные конструкции")

$\beta := \text{atan}\left(\frac{\frac{Q_{оп}}{n_p \cdot m_p}}{\frac{M_b \cdot z_{i_{\max}}}{n_p \cdot Sum}}\right) = 17^\circ$ Определяем по таблице СНиП в зависимости от угла $k(\beta) = 0.94$.

Несущая способность одного болта из условия **ИЗГИБА** нагеля и числа срезов $m_{ср} = 4$

$T_u := 250 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} \cdot d^2 \cdot m_{ср} \cdot \sqrt{k(\beta)} \cdot \sqrt{m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_a} = 4700 \cdot \text{кгс}$.

Несущая способность одного болта из условия **СМЯТИЯ** в среднем элементе (несущей конструкции)

$T_{см} := 50 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} \cdot c \cdot d \cdot m_{ср} \cdot k(\beta) \cdot (m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_a) = 9336 \cdot \text{кгс}$.

Расчетная несущая способность одного болта из условия $T_H := \min(T_u, T_{см}) = 4700 \cdot \text{кгс}$.

Сравним усилие в наиболее нагруженном болте $R_b = 4615 \cdot \text{кгс}$
с расчетной несущей способностью болта $T_H = 4700 \cdot \text{кгс}$.

Процент расхождения $\frac{T_H - R_b}{R_b} = 2\%$ в сторону запаса .

3.1. Расчет стальных накладок и прокладок на смятие в отверстиях болтов

Напряжения смятия в стальных наружных накладках и прокладках при числе накладок $n_{накл} = 2$ и прокладок $n_{прокл} = 1$ и расчетном сопротивлении стали на смятие $R_{Iп} := 1710 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$ (как местного смятия в цилиндрических шарнирах) и с учетом совместной работы всех нагелей составляет

$\sigma_{см.см} := \frac{R_b}{(n_{накл} \cdot t_{накл} + n_{прокл} \cdot t_{прокл}) \cdot 1.25 \cdot 0.5 \cdot d} = 932 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} < R_{Iп}$
с запасом по прочности в $\frac{R_{Iп} - \sigma_{см.см}}{R_{Iп}} = 45\%$.

3.2. Расчет опорной части древесины на смятие под опорной пластиной

на величину усилия распора в коньке $N_{оп} = 35.20 \cdot тс$

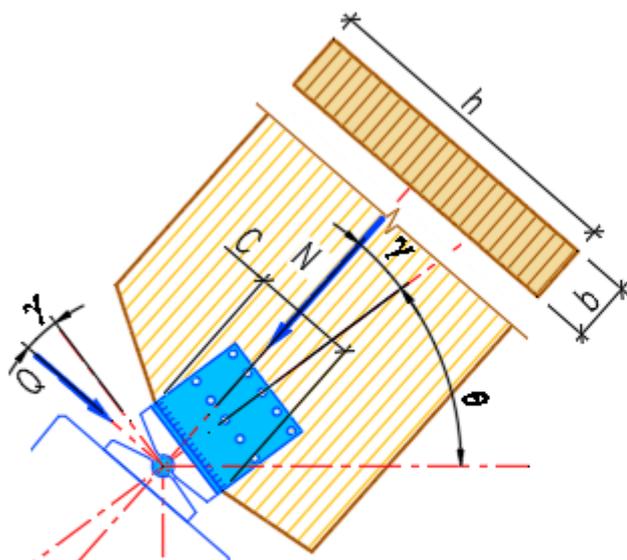


Рис. 3. Расчетная схема опорного шарнира арки/рамы для расчета древесины на смятие под опорной пластиной

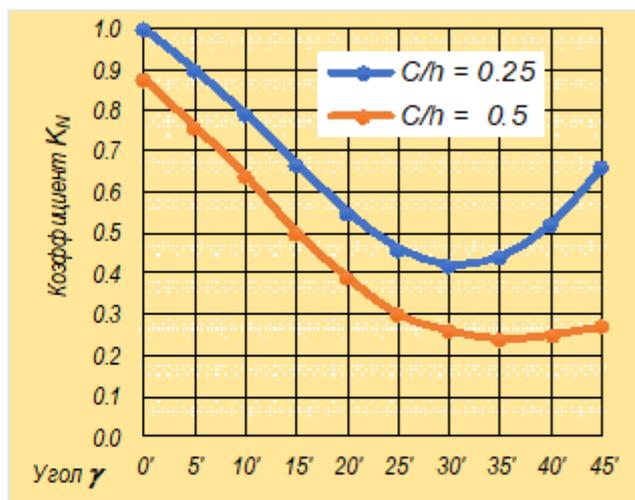


Рис. 4. График зависимости коэффициента K_N от угла наклона волокон (α) и параметра $\frac{C}{h}$

Из расчета кол-ва нагелей высота пластин C (см. рис. 2) (или накладок /прокладок) должна быть не менее, чем $C_{оп} := z_{i_{max}} + 2 \cdot 1.5 \cdot d = 546 \cdot мм$. Принимаем $C_{оп} := 550 мм$ и считаем, что упорная пластина, через которую распор от деревянной конструкции передается на шарнир, имеет ту же величину, но не меньше неё.

Наклонная проекция величины C на ось поперечной силы равна $C := C_{оп} \cdot \cos(\gamma) = 507 \cdot мм$. Тогда отношение C к высоте сечения конструкции в коньке $h := h_{оп} = 120 \cdot см$ составит $k_{Ch} := \frac{C}{h} = 0.42$.

Эта величина должна быть в пределах интервала (0,25 -;- 0,5).

Скрытая аппроксимация графика рис. 5 - Ср авг 08 2:51:41 2018 —

Из графика рис. 4 для $\gamma = 22.9^\circ$ имеем при $\frac{C}{h} = 0.25$ $K_{N025}(\gamma) = 0.545$,

при $\frac{C}{h} = 0.5$ $K_{N05}(\gamma) = 0.448$.

По линейной интерполяции для отношения $k_{Ch} = 0.42$ можно получить соответствующее значение

$$K_N := K_{N025}(\gamma) - \frac{K_{N025}(\gamma) - K_{N05}(\gamma)}{0.5 - 0.25} \cdot (k_{Ch} - 0.25) = 0.478$$

Размеры опорной стальной пластины, через которую усилие R_{xz} передается на древесину: высота - $h_{пл} := C_{оп} = 550 \cdot мм$ ширина - $b_{пл} := c = 225 \cdot мм$ (за вычетом толщины $t_{прокл} = 12 \cdot мм$). Расчетное сопротивление древесины смятию под углом $\gamma = 22.9^\circ$ к направлению волокон (при прочности на смятие вдоль волокон $R_{см} := R'_{сж} \cdot (m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_a \cdot \gamma_{н.сс}) = 15.0 \cdot МПа$

и поперек волокон $R_{см.90} := R'_{с90} \cdot (m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_a \cdot \gamma_{н.сс}) = 1.8 \cdot МПа$

составит

$$R_{см,\gamma} := \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см,90}} - 1 \right) \cdot \sin(\gamma)^3} = 10.5 \cdot \text{МПа} .$$

Площадь опорной части древесины составляет $F_{др.оп} := h_{пл} \cdot b_{пл} = 1238 \cdot \text{см}^2$.

Величина равнодействующей опорных реакций, вызывающей напряжения смятия $R_{xz} = 44.4 \cdot \text{тс}$.

Напряжения смятия древесины $\sigma_{см.др} := \frac{R_{xz}}{F_{др.оп}} = 3.5 \cdot \text{МПа} < R_{см,\gamma} = 10.5 \cdot \text{МПа}$.

Прочность обеспечена с запасом $\frac{K_N \cdot R_{см,\gamma} - \sigma_{см.др}}{K_N \cdot R_{см,\gamma}} = 30\%$.

4. Результаты расчета и расход материалов

1. Диаметр болтов - $d = 22 \cdot \text{мм}$ длиной $L_{блт} := b + 5 \cdot d = 350 \cdot \text{мм}$.

2. Общее число болтов - $n_p \cdot m_p = 15$.

3. Число рядов нагелей
вдоль оси элемента - $n_p = 3$ с расстоянием между ними $s_1 = 155 \cdot \text{мм}$ вдоль волокон ;
поперек оси элемента - $m_p = 5$ с расстоянием между ними $s_2 = 120 \cdot \text{мм}$ поперек волокон.

4. Число срезов одного болта - $m_{ср} = 4$.

5. Для узла применяются прокладка толщиной - $t_{прокл} = 12 \cdot \text{мм}$ в кол-ве $n_{прокл} = 1$ шт ;
и наружные накладки толщиной - $t_{накл} = 12 \cdot \text{мм}$ в кол-ве $n_{накл} = 2$ шт .

6. Минимальные размеры металлических пластин (накладок и прокладок) составляют :

вдоль оси элемента $a_{пл} := n_p \cdot s_1 + 2 \cdot d = 508 \cdot \text{мм}$,

поперек оси элемента $b_{пл} := m_p \cdot s_2 + 2 \cdot 1.5 \cdot d = 667 \cdot \text{мм}$,

площадь пластин составит $F_{пл} := a_{пл} \times b_{пл} = 3388 \cdot \text{см}^2$.

7. Масса одной накладки $m_{1нкл} := \rho_{ст} \cdot F_{пл} \cdot t_{накл} = 31.9 \cdot \text{кгс}$.

Масса всех накладок $m_{нкл} := 2 \cdot n_{накл} \cdot m_{1нкл} = 127.7 \cdot \text{кгс}$;

Масса одной прокладки $m_{1прокл} := \rho_{ст} \cdot F_{пл} \cdot t_{прокл} = 31.9 \cdot \text{кгс}$.

Масса всех прокладок $m_{прокл} := 2 \cdot n_{прокл} \cdot m_{1прокл} = 63.8 \cdot \text{кгс}$.

Общая масса всех пластин составляет на оба опорных узла $m_{пл} := m_{нкл} + m_{прокл} = 192 \cdot \text{кгс}$.

Масса всех болтов диаметром $d = 22 \cdot \text{мм}$ и длиной $L_{блт} = 350 \cdot \text{мм}$ с учетом гаек и шайб (5%)

составит $m_{блт} := 1.05 \cdot 2 \cdot n_p \cdot m_p \cdot L_{блт} \cdot \rho_{ст} \cdot 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 = 33 \cdot \text{кгс}$.

8. Суммарная масса стали на опорные узлы составляет $m_{к.узл} := m_{пл} + m_{блт} = 224.4 \cdot \text{кгс}$.

5. Дополнительные расчеты

► Описание расчета нагеля при стальной прокладке по методике В.А. Иванова (1960 г.) - для информации

5.1. Расчет несущей способности болтов без учета изгибающего момента (по неопубликованной методике ЦНИИСК)

Зададим диаметр болтов $d := 20 \cdot \text{мм}$ из списка круглого стального проката ГОСТ 2590-88 ---->

Число болтов в крайнем (верхнем/нижнем) ряду, параллельном оси элемента : $n_p := 2$ (или число рядов, перпендикулярных оси элемента)

Число болтов в (левом/правом) ряду, перпендикулярном оси элемента : $m_p := 4$ (или число рядов, направленных вдоль оси элемента)

Расстановку нагелей (расстояния между нагелями) оставляем такой же, как принята выше.

Расстояние от центра шарнира до торца деревянного элемента $a := 50 \cdot \text{мм}$ (взять из чертежей)

Примем коэффициенты увеличения к минимальному расстоянию между болтами

$k_{s2} := 1.07$ $k_{s1} := 1.035$ (эти коэффициенты можно менять, чтобы иметь на чертежах

округленные числовые значения. При их значении, равном 1.0, эти расстояния являются минимально допустимыми по нормам расстановки, поэтому значения этих коэффициентов рекомендуется принимать для наглядности чертежа и упрощения изготовления элементов узла).

Расстояния между болтами условно вдоль волокон $s_1 := k_{s1} \cdot 7.0 \cdot d = 145 \cdot \text{мм}$.

Расстояния между болтами условно поперек волокон $s_2 := k_{s2} \cdot 3.5 \cdot d = 75 \cdot \text{мм}$.

► Выдержки из СП 64.13330.2011 "Деревянные конструкции"

Подсчет коэффициента $k(\alpha)$ (интерполяция табл. 21 СП 64.13330.2011 "Деревянные констр

Предполагается, что изгибающий момент от поперечных сил полностью воспринимается стальными пластинами (накладками и прокладками), а болты работают только на восприятие поперечной силы.

Поперечная сила, приходящаяся на 1 болт $Q_{оп.1} := \frac{Q_{оп}}{n_p \cdot m_p} = 2525 \cdot \text{кгс}$.

Коэффициент, учитывающий угол между усилием $Q_{оп.1}$ в нагеле и направлением волокон (90°), определяем по таблице 21 СП 64.13330.2011 $k(90^\circ) = 0.55$.

Несущая способность одного болта из условия ИЗГИБА при числе срезов $m_{ср} = 4$

$$T_u := 250 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} \cdot d^2 \cdot m_{ср} \cdot \sqrt{k(90^\circ)} \cdot \sqrt{m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_a} = 2966 \cdot \text{кгс}$$

Несущая способность одного болта из условия СМЯТИЯ в среднем элементе (несущей конструкции)

$$T_{см} := 50 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} \cdot c \cdot d \cdot m_{ср} \cdot k(90^\circ) \cdot (m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_a) = 4950 \cdot \text{кгс}$$

Расчетная несущая способность одного болта из условия $T_H := \min(T_u, T_{см}) = 2966 \cdot \text{кгс}$.

Сравним усилие в наиболее нагруженном болте $Q_{оп.1} = 2525.0 \cdot \text{кгс}$.

Процент расхождения в сторону запаса $\frac{T_H - Q_{оп.1}}{Q_{оп.1}} = 17\%$.

5.2. Расчет стальных накладок и прокладок на смятие в отверстиях болтов

Напряжения смятия в стальных наружных накладках и прокладках при числе накладок $n_{накл} = 2$ и прокладок $n_{прокл} = 1$, расчетном сопротивлении стали на смятие $R_{Iр} := 1710 \frac{кгс}{см^2}$ (как местного смятия в цилиндрических шарнирах) и с учетом совместной работы всех нагелей составляет

$$\sigma_{см.см} := \frac{Q_{оп.1}}{(n_{накл} \cdot t_{накл} + n_{прокл} \cdot t_{прокл}) \cdot 1.25 \cdot 0.5 \cdot d} = 561 \cdot \frac{кгс}{см^2} < R_{Iр}$$

с запасом по прочности $\frac{R_{Iр} - \sigma_{см.см}}{R_{Iр}} = 67\%$.

5.3. Расчет древесины на смятие под опорной пластиной

на величину усилия на опоре $R_{xz} = 44.45 \cdot тс$ (аналогично п. 3.2)

Напряжения смятия древесины $\sigma_{см.др} := \frac{R_{xz}}{F_{др.оп}} = 3.5 \cdot МПа < R_{см.γ} = 10.5 \cdot МПа$

Прочность обеспечена с запасом $\frac{K_N \cdot R_{см.γ} - \sigma_{см.др}}{K_N \cdot R_{см.γ}} = 30\%$.

6. Результаты расчета по методике ЦНИИСК

1. Диаметр болтов - $d = 20 \cdot мм$ длиной $L_{болт} := b + 5 \cdot d = 340 \cdot мм$.
2. Общее число болтов - $n_p \cdot m_p = 8$.
3. Число рядов нагелей
вдоль оси элемента - $n_p = 2$ с расстоянием между ними $s_1 = 145 \cdot мм$ вдоль волокон,
поперек оси элемента - $m_p = 4$ с расстоянием между ними $s_2 = 75 \cdot мм$ поперек волокон.
4. Число срезов одного болта - $m_{ср} = 4$.
5. Для узла применяются прокладка толщиной - $t_{прокл} = 12 \cdot мм$ в кол-ве $n_{прокл} = 1$ шт.
и наружные накладки толщиной - $t_{накл} = 12 \cdot мм$ в кол-ве $n_{накл} = 2$ шт.

6. Минимальные размеры металлических пластин (накладок и прокладки) составляют:

вдоль оси элемента $a_{пл.ц} := n_p \cdot s_1 + 2 \cdot d = 330 \cdot мм$,

поперек оси элемента $b_{пл.ц} := m_p \cdot s_2 + 2 \cdot 1.5 \cdot d = 360 \cdot мм$,

площадь пластин составит $F_{пл.ц} := a_{пл.ц} \times b_{пл.ц} = 1186 \cdot см^2$.

7. Масса одной накладки $m_{1\text{нккл}} := \rho_{\text{ст}} \cdot F_{\text{пл.ц}} \cdot t_{\text{накл}} = 11.2 \cdot \text{кгс} \cdot \left(\rho_{\text{ст}} = 7850 \cdot \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3} \right)$.

Масса всех накладок $m_{\text{нккл}} := 2 \cdot n_{\text{накл}} \cdot m_{1\text{нккл}} = 44.7 \cdot \text{кгс}$;

Масса одной прокладки $m_{1\text{прокл}} := \rho_{\text{ст}} \cdot F_{\text{пл.ц}} \cdot t_{\text{прокл}} = 11.2 \cdot \text{кгс}$.

Масса всех прокладок $m_{\text{прокл}} := 2 \cdot n_{\text{прокл}} \cdot m_{1\text{прокл}} = 22.3 \cdot \text{кгс}$.

Общая масса всех пластин составляет на оба опорных узла $m_{\text{пл}} := m_{\text{нккл}} + m_{\text{прокл}} = 67 \cdot \text{кгс}$.

Масса всех болтов диаметром $d = 20 \cdot \text{мм}$ и длиной $L_{\text{болт}} = 340 \cdot \text{мм}$ с учетом гаек и шайб (5%)

составит $m_{\text{болт}} := 1.05 \cdot 2 \cdot n_p \cdot m_p \cdot L_{\text{болт}} \cdot \rho_{\text{ст}} \cdot 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 = 14.1 \cdot \text{кгс}$.

8. Суммарная масса стали на опорные узлы составляет

$m_{\text{оп.узел.ЦНИИСК}} := m_{\text{пл}} + m_{\text{болт}} = 81.1 \cdot \text{кгс}$.

Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
6. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.
7. Дмитриев П.А. Деревянные балки и балочные клетки: учеб. пособие / П.А. Дмитриев. Новосибирск: НИСИ, 1989. 161 с.
8. Гринь И.М., Джан-Темиров К.Е., Гринь В.И. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет: учеб. пособие / 3-е изд., перераб. и доп. Киев: Выща шк., 1990. 221 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 6.5.3. Коньковый узел трехшарнирной арки/рамы с деревянными накладками (прокладками) на болтах

Запроектировать для конструкции трехшарнирной рамы из деревянных элементов коньковый узел с применением накладок и/или прокладок из клееной или цельной древесины.

Коньковые шарнирные узлы трехшарнирных рам или арок с деревянными накладками-прокладками, как правило, проектируются для конструкций пролетом **менее 24 метров**. В конструкциях таких пролетов возникают в коньке небольшие усилия (нормальная сила), которые позволяют стыковать полурамы "лобовым упором". В таких случаях при небольших естественных поворотах упорных обрезов конструкций центр шарнира незначительно смещается от центральной оси шарнира.

Конструктивному расчету деревянной накладки должен предшествовать статический расчет конструкции (трехшарнирной системы: арки, рамы или др.) для получения максимальной поперечной силы в коньковом ключевом шарнире.

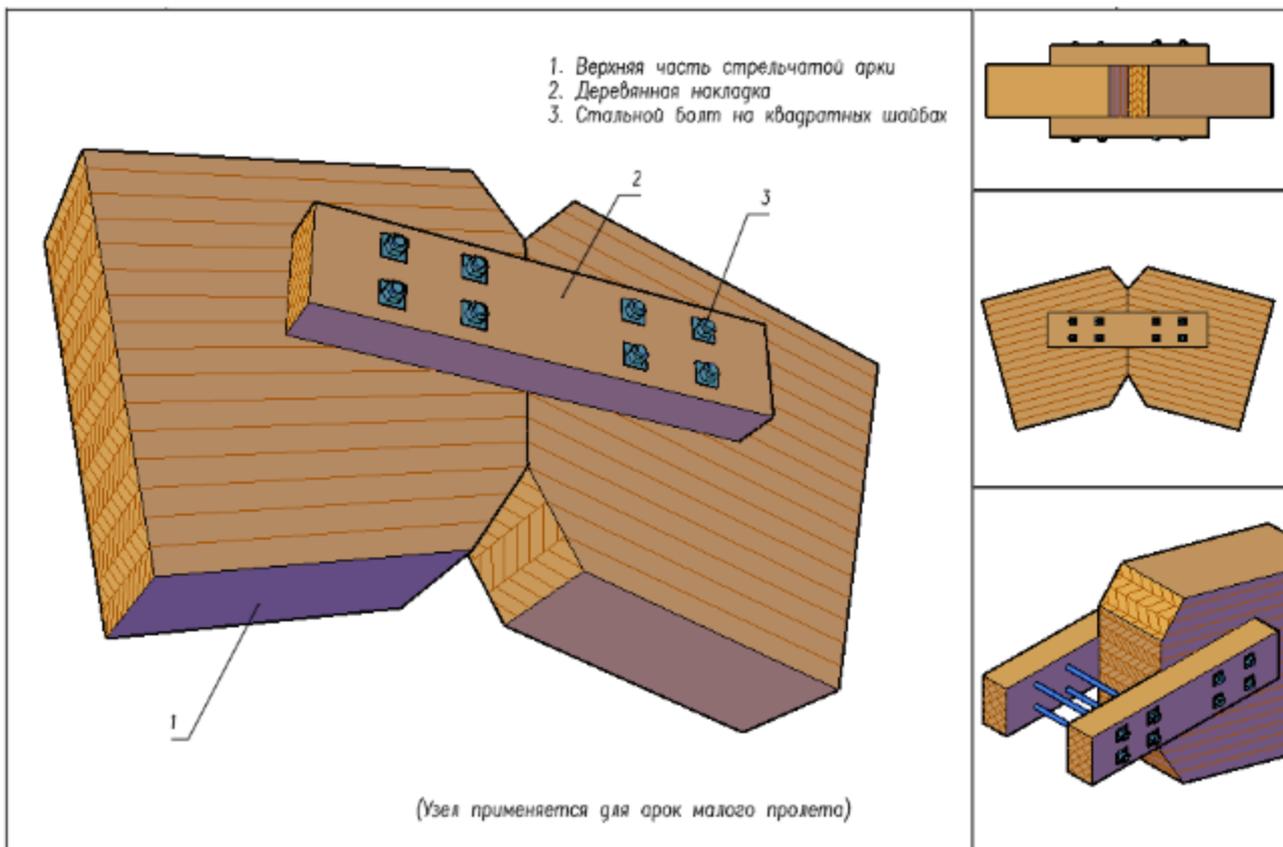


Рис. 1. Примерная конструктивная схема конькового узла трехшарнирной рамы (арки).
Вариант с деревянными накладками

Нормальная сила N , действующая в коньке, передается через приторцованные поверхности полуригелей и вызывает напряжения сжатия вдоль или под некоторым углом α к волокнам, значительно меньшие соответствующего расчетного сопротивления древесины. Поэтому расчет на сжатие, как правило, не выполняется в силу большого запаса.

А вот поперечная сила Q , действующая вертикально, стремится сместить один полуригель относительно противоположного. Для восприятия этого усилия и служит **деревянная накладка**, которая через сквозные стальные болты-нагели работает на изгиб. Таким образом расчет конькового узла заключается в подсчете числа нагелей и проверке деревянных накладок на изгиб, см. рис.3.



Фото примера конькового узла с деревянной прокладкой



По результатам статического расчета максимальная поперечная сила в коньковом шарнире составляет $Q := 1.35 \text{ тс}$. Уклон ската в ключевом шарнире по оси составляет $\alpha_Q := 15^\circ$.

Из статического расчета поперечная сила в ключевом шарнире полуарки составляет $Q = 1.35 \cdot \text{тс}$. Обращаем внимание на то, что в трехшарнирных системах наибольшее значение поперечной силы возникает, как правило, при односторонних и несимметричных нагрузках (например, снеговых, ветровых и пр. см. рис.2), а величина нормальной силы не является максимальной. И наоборот, при симметричных нагрузках нормальная сила - максимальная, а поперечная равна нулю или минимальна.

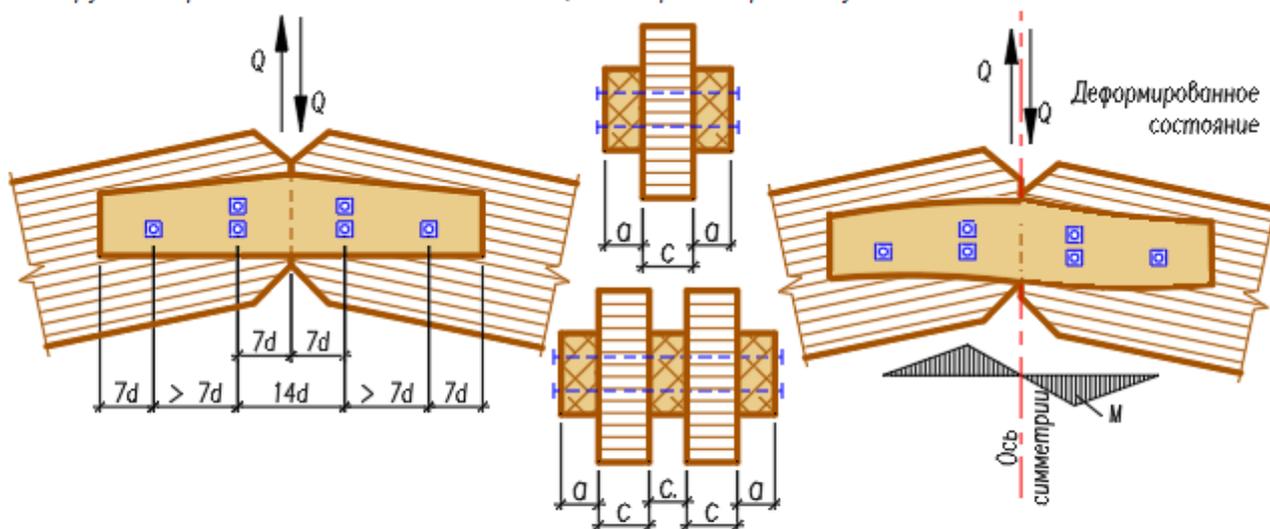


Рис. 3. Конструктивная схема конькового узла с деревянной накладкой

- 1/К26
- 2/К24
- 3/К16

Выберем **Сорт/Класс прочности** применяемой древесины по СП 64.13330.2011

Ниже приведены коэффициенты условий работы, принятые для настоящего расчета :

- $m_e := 1.0$ - для различных условий эксплуатации (температурно-влажностный режим) ;
- $m_T := 1.0$ - для конструкций, эксплуатируемых при температуре воздуха до $+35^\circ\text{C}$ (1.0) ... при $+50^\circ\text{C}$ (0.8). Для промежуточных температур использовать линейную интерполяцию;
- $m_D := 1.0$ - для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок - (0.8);
- $m_H := 1.0$ - для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия кратковременных нагрузок: $m_H = 1.2$ - для ветровой и монтажной; $m_H = 1.4$ - для сейсмической;
- $m_a := 1.0$ - для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением (0.9);
- $\gamma_{н.ср} := 1.0$ - коэффициент надежности по сроку службы равен 1.0 при сроке до 50 лет, 0.9 - при сроке 50 - 100 лет и 0.8, если срок более 100 лет ;

Здесь следует учесть, что принятые из статического расчет арки/рамы **усилия** (распор, реакции и внутренние усилия N и Q) были получены с соответствующим коэффициентом γ_n по уровню ответственности сооружения. Поэтому в данном расчете этот коэффициент не учитывается.

1. Задание параметров конькового узла с деревянной накладкой (прокладкой)

На рис. 4 приведена расчетная схема деревянных накладок в коньковом узле.

Диаметр болтов принимаем $d := 20 \text{ мм}$.

Толщина основной несущей конструкции равна $c_{\text{нк}} := 200 \text{ мм}$ (общая, если ригель из двух элементов).

Минимальное расстояние вдоль волокон древесины от лобового упора до первых болтов должно составлять не более $7 \cdot d = 140 \text{ мм}$. Принимаем $e_1 := 120 \text{ мм}$.

Расстояние e_2 принимаем $e_2 := 120 \text{ мм}$. (минимум $7 \cdot d = 140 \text{ мм}$).

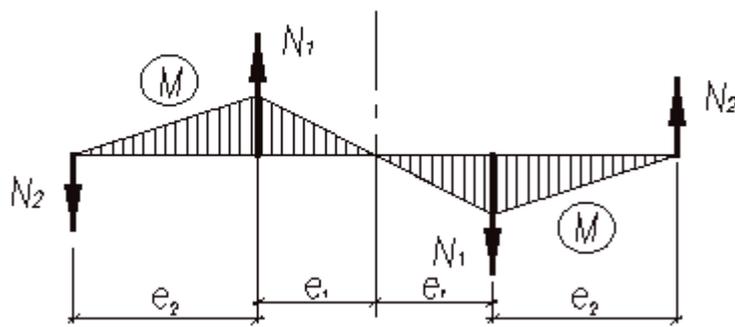
Высоту сечения накладок и прокладок первоначально принимаем одинаковой $h := 220 \text{ мм}$.

Толщину накладок принимаем $a_{\text{нкл}} := 100 \text{ мм}$.

Число накладок $n_{\text{нкл}} := 2$.

Толщину прокладки принимаем $a_{\text{пркл}} := 80 \text{ мм}$.

Число прокладок $n_{\text{пркл}} := 0$.



Из условия равновесия с использованием симметрии в соответствии с расчетной схемой на рис. 4 получаем

$$N_1 := Q \cdot \frac{(e_1 + e_2)}{e_2} = 2.7 \cdot \text{тс}$$

$$N_2 := Q \cdot \frac{e_1}{e_2} = 1.4 \cdot \text{тс}$$

Расчетная схема

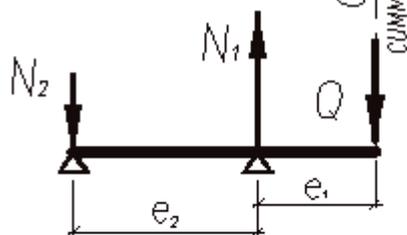


Рис. 4. Расчетная схема накладки конькового узла в виде однопролетной консольной балки

Условие равновесия

$$Q \cdot (e_1 + e_2) - N_1 \cdot e_2 = 0.00 \cdot \text{кгс} \cdot \text{м}$$

$$N_1 \cdot e_1 - N_2 \cdot (e_1 + e_2) = 0.00 \cdot \text{кгс} \cdot \text{м}$$

▶ Автоматический выбор РАСЧЕТНЫХ сопротивлений ДРЕВЕСИНЫ по классам прочности и размерам сечения по [1, табл.3]

2. Расчет деревянной накладки на прочность при изгибе

Изгибающий момент в накладке под силой N_1 составляет $M := Q \cdot e_1 = 162 \cdot \text{кгс} \cdot \text{м}$.

Момент сопротивления сечения накладки $W := \frac{(n_{\text{нкл}} \cdot a_{\text{нкл}} + n_{\text{пркл}} \cdot a_{\text{пркл}}) \cdot h^2}{6} = 1613.3 \cdot \text{см}^3$.

Тогда нормальные напряжения в накладке от изгиба составят $\sigma_u := \frac{M}{W} = 1 \cdot \text{МПа}$.

Расчетное сопротивление на изгиб древесины накладки составляет

$$R_u := R'_u \cdot (m_s \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_A \cdot \gamma_{\text{н.сс}}) = 13 \cdot \text{МПа}$$

Условие прочности выполняется с запасом $\frac{R_u - \sigma_u}{R_u} = 92 \cdot \%$.

► Подсчет коэффициента $k(a)$ (интерполяция табл. 21 СП 64.13330.2011 "Деревянные конструкции"

2.1. Расчет нагелей крепления деревянной накладки

Число срезов одного болта-нагеля с учетом числа деревянных накладок и прокладок

$$m_{cp} := \begin{cases} 2 \cdot n_{пркл} + n_{нкл} & \text{if } a_{пркл} \wedge a_{нкл} \neq 0 \\ 2 \cdot n_{пркл} & \text{if } a_{нкл} = 0 \\ n_{нкл} & \text{if } a_{пркл} = 0 \end{cases} = 2$$

Угол α между усилием в нагеле и волокнами древесины в накладке составляет $\alpha_c := 90^\circ - \alpha_Q = 75^\circ$.
Тогда коэффициент, учитывающий снижение несущей способности нагельного соединения в зависимости от диаметра нагеля (по таблице 21 СП 64.13330,2011), составляет $k_{\alpha c} = 0.600$.

Определим для расчета нагельного соединения толщину крайних (а) и средних (с) элементов при различных комбинациях принятых накладок и прокладок.

$$\text{Толщина среднего элемента } c := \begin{cases} c_{нк} & \text{if } n_{пркл} = 0 \\ a_{пркл} & \text{if } n_{пркл} \geq 1 \end{cases} = 200 \cdot \text{мм}.$$

$$\text{Толщина крайнего элемента } a := \begin{cases} a_{нкл} & \text{if } n_{нкл} \neq 0 \\ \frac{c_{нк}}{2} & \text{otherwise} \end{cases} = 100 \cdot \text{мм}.$$

Несущая способность одного нагеля из условия изгиба

$$T_u := (180 \cdot d^2 + 2 \cdot a^2) \cdot \sqrt{k_{\alpha c}} \cdot \sqrt{m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_a \cdot \gamma_{н.сс}} \cdot \left(\frac{кгс}{см^2} \right) = 682.3 \cdot кгс.$$

Несущая способность одного болта из условия смятия в несущей конструкции, как среднего

$$\text{элемента } T_{см.с} := 50 \cdot c \cdot d \cdot k_{\alpha c} \cdot m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_a \cdot \gamma_{н.сс} \cdot \left(\frac{кгс}{см^2} \right) = 1200.0 \cdot кгс.$$

Несущая способность одного болта из условия смятия в деревянной накладке, как крайнего

$$\text{элемента } T_{см.а} := 80 \cdot a \cdot d \cdot k_{\alpha c} \cdot (m_e \cdot m_T \cdot m_D \cdot m_H \cdot m_a \cdot \gamma_{н.сс}) \cdot \left(\frac{кгс}{см^2} \right) = 880.0 \cdot кгс.$$

Расчетная несущая способность одного болта из условия $T_H := \min(T_u, T_{см.с}, T_{см.а}) = 682.3 \cdot кгс$.

$$\text{Количество нагелей под усилие } N_1 \text{ составляет } n_{N1} := \text{ceil} \left(\frac{N_1}{T_H \cdot m_{cp}} \right) = 2 \quad \left(\frac{N_1}{T_H \cdot m_{cp}} = 1.98 \right).$$

$$\text{Количество нагелей под усилие } N_2 \text{ составляет } n_{N2} := \text{ceil} \left(\frac{N_2}{T_H \cdot m_{cp}} \right) = 1 \quad \left(\frac{N_2}{T_H \cdot m_{cp}} = 0.99 \right).$$

Требуемая длина накладок и прокладок составляет $L_{накл} := 2 \cdot (e_1 + e_2 + 7 \cdot d) = 760 \cdot \text{мм}$.

Принимаем $L_{нкл} := 720 \cdot \text{мм}$.

Требуемая высота накладок и прокладок составляет $h_{накл} := (n_{N1} - 1) \cdot 3.5 \cdot d + 2 \cdot 3 \cdot d = 190 \cdot \text{мм}$.

Принимаем $h_{\text{нкп}} := 200 \text{ мм}$.

Если первоначально принятые размеры накладок и прокладок изменились, то следует сделать перерасчет узла с новыми размерами деревянных элементов.

Если в результате расчета суммарное количество болтов под усилие **N1** оказывается больше **3-4** штук с диаметром более **22 мм**, то, видимо, есть смысл отказаться от применения деревянных элементов в коньковом узле и использовать другую конструкцию узла, например, с металлическими деталями.

Можно также попытаться использовать LVL для накладок и прокладок.

3. Результаты расчета

1. Диаметр болтов-нагелей - $d = 20 \text{ мм}$.
- длиной - $L_{\text{блт}} := (a_{\text{нкп}} \cdot n_{\text{нкп}} + a_{\text{пркл}} \cdot n_{\text{пркл}}) + 3 \cdot d = 260 \text{ мм}$.
2. Общее число болтов на узел - $2 \cdot (n_{N1} + n_{N2}) = 6$.
3. Число срезов одного болта - $m_{\text{ср}} = 2$.
4. Для узла применяются деревянные накладки толщиной - $a_{\text{нкп}} = 100 \text{ мм}$, в кол-ве $n_{\text{нкп}} = 2$
и деревянная прокладка толщиной - $a_{\text{пркл}} = 0 \text{ мм}$, в кол-ве $n_{\text{пркл}} = 0$.
5. Для накладок и прокладок принята единая высота сечения - $h = 220 \text{ мм}$
и единая длина - $L_{\text{нкп}} = 720 \text{ мм}$.

4. Расчет расхода материалов на коньковый узел

Расход древесины на накладки и прокладки $V_{\text{др}} := L_{\text{нкп}} \cdot h_{\text{нкп}} \cdot (a_{\text{нкп}} \cdot n_{\text{нкп}} + a_{\text{пркл}} \cdot n_{\text{пркл}}) = 0.029 \cdot \text{м}^3$.

Расход стали на болты-нагели $G_{\text{ст}} := 7.85 \frac{\text{тс}}{\text{м}^3} \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4} \cdot L_{\text{блт}} \cdot 2 \cdot (n_{N1} + n_{N2}) = 3.85 \cdot \text{кгс}$.

Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
6. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М.: АСВ, 2002. 285 с.
7. Дмитриев П.А. Деревянные балки и балочные клетки: учеб. пособие / П.А. Дмитриев. Новосибирск: НИСИ, 1989. 161 с.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 8.1.1. Расчет предела огнестойкости клеодощатой двускатной балки

В настоящем примере приводятся методика и расчет предела огнестойкости несущей строительной конструкции из клееной древесины в соответствии с действующими на 2016 год нормативными документами - СП 112.13330.2011 (СНиП 21-01-97) "Пожарная безопасность зданий и сооружений" и [6] и СП 64.13330.2011 "Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80" [1], основанными на рекомендациях международных организаций по стандартизации и нормированию. Действующие нормы СП 112.13330.2011 (СНиП 21-01-97) являются основополагающим документом комплекса 21 "Пожарная безопасность" Системы нормативных документов в строительстве.

Полученный расчетным путем **расчетный** предел огнестойкости конструкции по признаку (R - несущая способность) должен быть не меньше **требуемого нормативного** предела огнестойкости, который назначается Заказчиком в соответствии с функциональным назначением здания, степенью участия рассматриваемых конструкций в обеспечении общей устойчивости и геометрической неизменяемости здания при пожаре, а также степенью огнестойкости здания в соответствии с табл. 4* [6], представленной ниже.

Таблица 4*

Степень огнестойкости здания	Предел огнестойкости строительных конструкций, не менее						
	Несущие элементы здания	Наружные ненесущие стены	Перекрытия междуэтажные (в т. ч. чердачные и над подвалами)	Элементы бесчердачных покрытий		Лестничные клетки	
				Настилы (в том числе с утеплителем)	Фермы, балки, прогоны	Внутренние стены	Марши и площадки лестниц
I	R 120	E 30	REI 60	RE 30	R 30	REI 120	R 60
II	R 90	E 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 90	R 60
III	R 45	E 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 60	R 45
IV	R 15	E 15	REI 15	RE 15	R 15	REI 45	R 15
V	не нормируется						

5.18* Здания и пожарные отсеки подразделяются по **степеням огнестойкости** согласно **таблице 4***.

К несущим элементам здания, как правило, относятся несущие стены и колонны, связи, диафрагмы жесткости, элементы перекрытий (балки, ригели или плиты), **если они участвуют в обеспечении общей устойчивости и геометрической неизменяемости здания при пожаре**. Сведения о несущих конструкциях, не участвующих в обеспечении общей устойчивости здания, приводятся проектной организацией в технической документации на здание.

Перед расчетом конструкции на огнестойкость следует выполнить статический и конструктивный расчеты конструкции, чтобы определить размеры ее сечения. После этого по стандартной методике можно определить **расчетный предел огнестойкости** конструкции, то есть определить время, в течение которого конструкция способна выполнять свои несущие функции в условиях пожара.

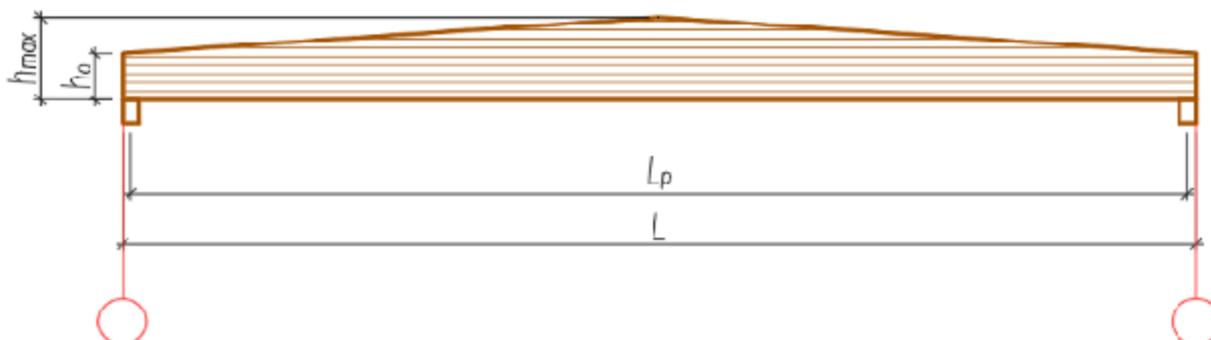


Рис. 1. Общий вид проектируемой клеодощатой конструкции

1. Геометрические параметры дощатоклееной двускатной балки

Пролет балки в осях $L := 20.0$ м (при нулевой привязке к координационным осям). Шаг балок $Ш := 6$ м.
 Район строительства Всеволожск, (_____ снеговой район).

Уклон скатов балки $i := \frac{450 \text{ мм}}{0.5 \cdot L} = 4.50\%$ (здесь в числителе следует ввести разницу высот сечения

балки в центре и на опоре, но не менее 0.1 мм). Тогда угол наклона составит $\theta := \text{atan}(i) = 2.58^\circ$.

Покрытие состоит из утепленных эффективным утеплителем плит на деревянном каркасе.

Расчетный пролет балки с учетом опирания на стойку (высотой сечения $h_{\text{см}} := 400$ мм) и нулевой привязкой продольных осей составляет $L_p := L - h_{\text{см}} = 19.60$ м.

Для изготовления балок приняты сухие сосновые доски влажностью 10-12% 2-го и 3-го сортов. Толщина досок принята $\delta_d := 42$ мм (после фрезерования пластей заготовок).

Высота балки в центре пролета принята $h_{\text{max}} := 1428$ мм ($\frac{L}{h_{\text{max}}} = 14.0$).

Высота опорного сечения - $h_o := h_{\text{max}} - 0.5 \cdot L_p \cdot i = 987$ мм.

Ширину сечения балки принимаем с учетом гладкого фрезерования боковых поверхностей балки. Здесь из фактического размера доски надо вычесть 20 мм, если конструкция длиннее 12 м, и 15 мм, если - менее 12 м. Тогда ширина сечения балки - $b := 225 \text{ мм} - 20 \text{ мм} = 205$ мм.

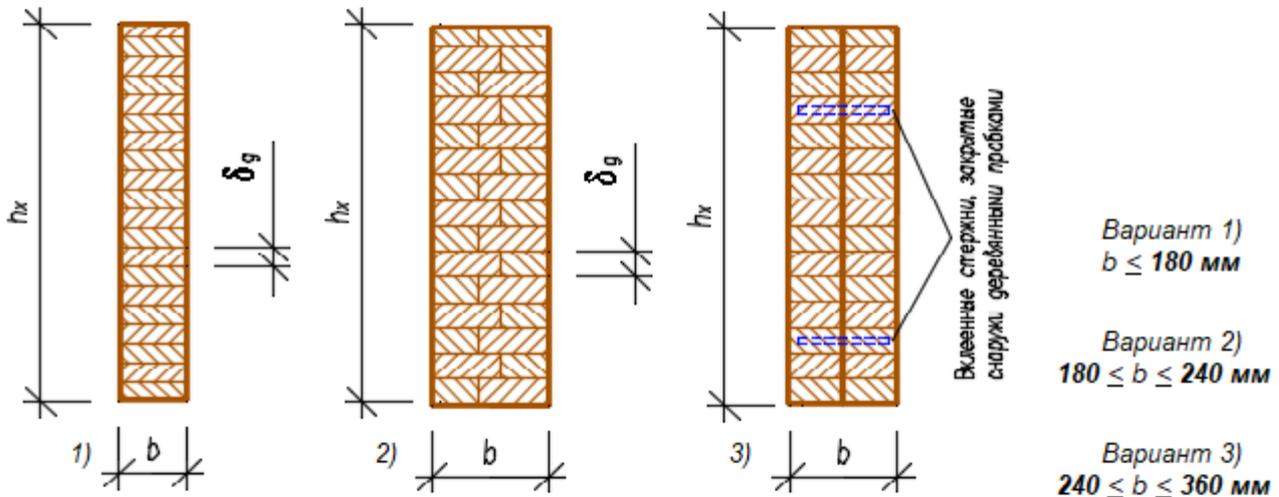


Рис. 2. Возможные виды сечений клеодощатой конструкции

Компоновку сечений клеодощатых конструкций следует принимать с учетом сортамента пиломатериалов, технологии изготовления и требований унификации.

Рекомендуется принимать ширину сечения клееных конструкций :

- для одинарных блоков, склеенных из досок только по пласти (вариант 1, рис. 2) :

80 мм, 100 мм, 120 мм, 140 мм, 160 мм ;

- для одинарных блоков, склеенных из досок по пласти и по кромке (вариант 2, рис. 2) :

не более **240 мм**, причем расстояние между стыками по кромке - не менее толщины слоя δ_d ;

- для спаренного из двух клееных блоков на поперечных вклеенных стержнях (вариант 3, рис. 2)

не более **360 мм** .

Для наглядности расчета примем число расчетных точек по длине балки $n_x := 150$, тогда расстояние

от опоры до каждой точки составит $x := 0, \frac{L_p}{n_x} .. L_p$, а шаг точек будет равен $x1 := \frac{L_p}{n_x} = 13.1$ см.

Высота сечения балки в каждой из расчетных точек $h(x)$ в зависимости от уклона скатов и расстояния x от опоры вычисляется - $h(x) := \begin{cases} h_o + i \cdot x & \text{if } x \leq 0.5 \cdot L_p \\ h_o + i \cdot (L_p - x) & \text{if } x > 0.5 \cdot L_p \end{cases}$.

2. Нагрузки и статический расчет балки

- 1/К26
 2/К24
 3/К16

Выберем **Сорт/Класс прочности** применяемой древесины с СП 64.13330.2011 и **уровень ответственности** проектируемого здания

- Повышенный уровень ответственности
 Нормальный уровень ответственности
 Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 1.00$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751 2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

В соответствии с [1, п. 10.5] и расчет на огнестойкость следует выполнять на особое сочетание нагрузок с коэффициентом сочетаний для всех кратковременных нагрузок $\psi_t := 0.8$ и коэффициентом надежности по нагрузке для них $\gamma_f := 0.5$.

1. Из расчета несущей клеодощатой балки нормативное значение снегового покрова $s_g := 1.0$ кПа и соответствующие коэффициенты $c_e := 0.753$ и $c_t := 1.0$. С учетом уклона балки $i := 5\%$ (то есть угла $i = 2.86^\circ$ менее 30°) и коэффициента $\mu := 1.0$ получим значение снеговой временной нагрузки, $S_0 := c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot s_g = 0.75 \cdot \text{кПа}$.

2. Нормативная нагрузка от вышележащего покрытия составляет

$$q'_{нп} := 0.8347 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

3. Расчетная нагрузка от вышележащего покрытия составляет

$$q'_п := 0.9647 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Подсчитаем собственный вес балки. Объем древесины "в деле"

при её плотности $\rho_d := 500 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$ - $V_d := L \cdot b \cdot (h_o + h_{\text{max}}) \cdot 0.5 = 4.95 \cdot \text{м}^3$.

Вес балки составляет

$$G := \rho_d \cdot V_d = 2475.4 \cdot \text{кгс}$$

4. Нормативная нагрузка от собственного веса балки на 1 кв. м

$$q'_{нб} := \frac{G}{L \cdot Ш} = 0.202 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

5. Для повышения огнестойкости обшиваем балку асбестоцементно-перлитовыми или минераловатными листами плотностью $\rho_{оз} := 1600 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$ и толщиной листа $t_{оз} := 0$ мм.

6. Нормативная нагрузка от огнезащиты

$$q'_{нозн} := \rho_{оз} \cdot \left[\frac{(1 \cdot t_{оз}) \cdot L \cdot (h_o + h_{\text{max}}) + b \cdot L_p \cdot 1 \cdot t_{оз}}{L \cdot Ш} \right] = 0.000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Таблица сбора нагрузок на 1 кв. метр горизонтальной поверхности для **основного** сочетания нагрузок

	Наименование нагрузки	Нормат. нагрузка, кН/м ²	Кэф-т надежн. по нагр.	Расчет. нагрузка, кН/м ²
Постоянная				
1	Конструкция покрытия	0.83		0.96
2	Собственный вес балки	0.20	1.1	0.22
3	Огнезащита -	0.00	1.2	0.00
	Итого	1.04		1.19
Временная				
4	Снеговая	0.75	1.4	1.05
	Всего	1.79		2.24

Из таблицы сбора нагрузок получаем для **основного** их сочетания:

Постоянная нагрузка на 1 кв. м

- нормативная: $q'_{пн} := q'_{пн} \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 1.04 \cdot \text{кПа}$ - расчетная: $q'_п := q' \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 1.19 \cdot \text{кПа}$.

Временная нагрузка на 1 кв. м

- нормативная: $q'_{ен} := q'_{ен} \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 0.75 \cdot \text{кПа}$ - расчетная: $q'_е := q'_е \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 1.05 \cdot \text{кПа}$

Постоянная и временная (полная) на 1 кв.м

- нормативная (полная) $q'_н := q'_{пн} + q'_{ен} = 1.79 \cdot (\text{кПа})$ - расчетная (полная) $q' := q'_п + q'_е = 2.24 \cdot \text{кПа}$.

Подсчитаем нагрузки на 1 погонный метр балки с учетом шага несущих конструкций $\text{Ш} = 6.00 \cdot \text{м}$ и коэффициента $\gamma_n = 1.00$ (уклон кровли для постоянной нагрузки не учитываем в силу его малости)

Погонная **постоянная расчетная** нагрузка $q_n := q'_п \cdot \text{Ш} \cdot \gamma_n = 7.12 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ ($q_n = 0.726 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$).

Погонная **временная расчетная** нагрузка $q_e := q'_е \cdot \text{Ш} \cdot \gamma_n = 6.33 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ ($q_e = 0.645 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$).

Таким образом, **ОСНОВНОЕ СОЧЕТАНИЕ** расчетных нагрузок составит

$$q_m := q_n + q_e = 13.45 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}} \quad (q_m = 1.371 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}).$$

Теперь вычислим **ОСОБОЕ СОЧЕТАНИЕ** расчетных нагрузок с учетом коэффициентов ψ_t и γ_f

$$q_s := q_m + \psi_t \cdot \gamma_f \cdot q'_е \cdot \text{Ш} = 15.26 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}} \quad (q_s = 1.556 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}).$$

Опорные реакции при полной нагрузке составят $A := \frac{q_s \cdot L}{2} = 15.56 \cdot \text{тс}$.

Для балок с переменным по высоте сечением место с наибольшими напряжениями не совпадает с участком максимального изгибающего момента. Это место называется "опасным сечением X" и

для двускатной балки определяется как $X := \frac{L_p \cdot h_o}{2 \cdot h_{\text{max}}} = 6.77 \cdot \text{м}$.

Высота балки в опасном сечении $h(X) = 1292 \cdot \text{мм}$.

Изгибающий момент в некотором сечении "X" по длине балки $M(x) := \frac{q_s \cdot x}{2} \cdot (L_p - x)$.

Поперечная сила в некотором сечении "X" по длине балки $Q(x) := q_s \cdot \left(\frac{L_p}{2} - x \right)$.

3. Расчет огнестойкости клеодощатой несущей конструкции

В соответствии с [6] "Пожарная безопасность зданий и сооружений" строительные конструкции классифицируются по пожарной опасности и огнестойкости. Огнестойкость конструкции оценивается пределом огнестойкости (в часах), который расчетным путем получается из данных сечения конструкции и ее напряженного состояния. Затем расчетный предел огнестойкости сравнивается с требуемым предельным значением, и если он не превышает последний, то делается вывод об удовлетворении требований норм по огнестойкости для применяемой конструкции.

Расчет на огнестойкость заключается в определении расчетного предела огнестойкости (т.е. времени в минутах) клееной деревянной конструкции. В общем случае для деревянных конструкций необходимо решение двух задач огнестойкости - **теплотехнической** и **прочностной**.

Решение **теплотехнической задачи** огнестойкости, применительно к деревянным конструкциям, заключается:

- в определении времени T_f от начала теплового воздействия до воспламенения древесины конструкции;

- в определении рабочего сечения деревянной конструкции после воспламенения древесины при пожаре, за счет процесса обугливания.

Решение **прочностной задачи** огнестойкости, применительно к деревянным конструкциям, заключается:

- в определении изменений соответствующих напряжений в расчетных сечениях конструкций от нормативных нагрузок в зависимости от изменений рабочих сечений деревянной конструкции за счет обугливания древесины после ее воспламенения при пожаре;
- в проверке условий прочности деревянной конструкции на воздействие соответствующих нормативных нагрузок в зависимости от времени горения древесины;
- в определении времени T_r от начала воспламенения древесины до утраты конструкцией несущей способности.

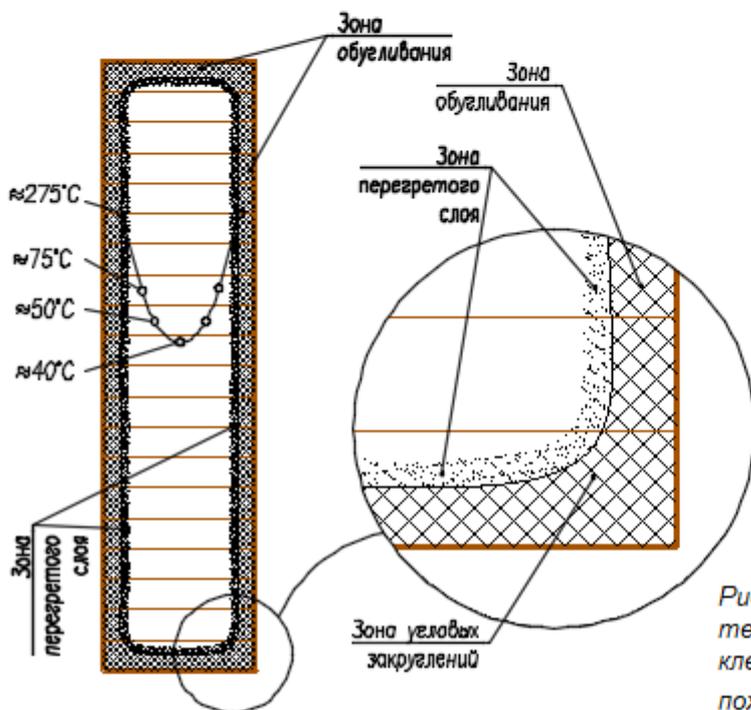


Рис. 3. Распределение температуры и зон температурного воздействия по сечению клееного деревянного элемента в условиях пожара при температуре свыше 500°C

Таким образом, предел огнестойкости $T_{fr}(R)$ несущих деревянных конструкций определяется выражением

$$T_{fr}(R) = T_f + T_r$$

Рекомендуемый метод расчета несущих деревянных конструкций на огнестойкость основан на следующих допущениях:

- обугливание древесины конструкций после ее воспламенения при пожаре происходит с постоянной скоростью;
- свойства необуглившейся (рабочей) части сечения конструкции одинаковы по всей его площади.

4. Методика расчета предела огнестойкости несущих строительных конструкций из клееной древесины

В соответствии с СП 64.13330.2017. "Деревянные конструкции", в п. 10 "Пожарно-технические требования к конструкциям из древесины" указано :

"...Допускается предел огнестойкости деревянных элементов конструкций устанавливать расчетным путем на основе закономерностей обугливания и прогрева в условиях стандартного теплового воздействия, регламентированного ГОСТ 30247.0, и с учетом предельных состояний по огнестойкости, регламентированных ГОСТ 30247.1".

Методика расчета предела огнестойкости заключается в учете основных закономерностей процессов возгорания и горения древесины (в том числе клееной) при воздействии открытого огня в условиях пожара.

Эти закономерности состоят в следующем:

- температура начала обугливания древесины составляет 270 °С;
- время достижения этой температуры на поверхности древесины после начала стандартного

теплового воздействия пожара;

- условную скорость обугливания (скорость перемещения фронта обугливания), включающую влияние угловых закруглений, для древесины хвойных пород следует принимать постоянной, равной 0.7 мм/мин;
- за фронтом обугливания температура древесины снижается по гиперболическому закону.
- время достижения температуры обугливания на поверхности равно:
 - для незащищенной древесины - 4 минуты;
 - для древесины, защищенной вспучивающимися составми, обеспечивающими класс пожарной опасности K0(15), K0(30) или K0(45) - соответственно 15, 30 и 45 минут;
 - для древесины, защищенной пропиточными антипиренами - 4 минуты.

При расчете на огнестойкость следует учитывать только **постоянные и временные длительные нагрузки**.

Вследствие неравномерного распределения температур по сечению за фронтом обугливания, при определении геометрических размеров сечения в любой момент времени огневого воздействия следует исключить **слой** перегретой свыше 100°C древесины с учетом угловых закруглений толщиной **7 мм**.

Расчет на прочность в условиях пожара ведется по методу эффективного сечения, уменьшенного с учетом обугливания, включая влияние угловых закруглений и перегретого слоя древесины.

4.1. Назначение расчетных сопротивлений древесины при расчете на огнестойкость

Расчетное сопротивление древесины в условиях пожара устанавливается в соответствии с п. 10.7 [1]

$$R_n = R^* m_{\text{дп}} / \gamma_m,$$

где $m_{\text{дп}} := 0.8$ - учитывает время пожара 15-120 мин ;

R^* - нормативное сопротивление древесины, табл. В1 [1] ;

γ_m - коэффициент надежности по материалу по формуле (95) 10.7 [1] .

$$\gamma_m \geq \left[\frac{(1 - \eta_H \cdot \nu)}{1 - \eta_P \cdot \nu} \right].$$

Здесь $\eta_H := 1.65$ - квантиль распределения для обеспеченности 0.95;

$\eta_P := 0.84$ - квантиль распределения для обеспеченности 0.8 .

Принимаем для сжатия $\gamma_{m, \text{сж}} := \frac{(1 - 0.12 \cdot \eta_H)}{(1 - 0.10 \cdot \eta_P)} = 0.88$, для изгиба $\gamma_{m, \text{изг}} := \frac{(1 - 0.12 \cdot \eta_H)}{(1 - 0.10 \cdot \eta_P)} = 0.88$,

для скалывания $\gamma_{m, \text{ск}} := \frac{(1 - 0.18 \cdot \eta_H)}{(1 - 0.15 \cdot \eta_P)} = 0.80$, для растяжения $\gamma_{m, \text{р}} := \frac{(1 - 0.15 \cdot \eta_H)}{(1 - 0.12 \cdot \eta_P)} = 0.84$.

 Автоматический выбор НОРМАТИВНЫХ сопротивлений ДРЕВЕСИНЫ по классам прочности по [1, табл. В1]

Принимаем нормативные значения величин сопротивления древесины в условиях пожара в соответствии с [1, табл. В.1] (см. выше)

$$R_n = R^* m_{\text{дп}} / \gamma_m,$$

где для изгиба $R'_{n, \text{изг}} = 27.00 \cdot \text{МПа}$ (изгиб при нагружении по пласти) ;

для сжатия $R'_{n, \text{сж}} = 23.00 \cdot \text{МПа}$ (сжатие вдоль волокон) ;

для скалывания $R'_{n, \text{ск}} = 3.20 \cdot \text{МПа}$ (скалывание вдоль волокон) ;

здесь $m_{\text{дп}} = 0.80$; коэффициенты надежности $\gamma_{m, \text{сж}} = 0.88$, $\gamma_{m, \text{изг}} = 0.88$, $\gamma_{m, \text{ск}} = 0.80$.

Тогда значения расчетных сопротивлений древесины в условиях пожара составят [1, п. 10.7]

На изгиб $R'_{f, \text{изг}} := \frac{R'_{n, \text{изг}} \cdot m_{\text{дп}}}{\gamma_{m, \text{сж}}} = 24.67 \cdot \text{МПа} .$

На сжатие $R'_{f, \text{сж}} := \frac{R'_{n, \text{сж}} \cdot m_{\text{дп}}}{\gamma_{m, \text{изг}}} = 21.02 \cdot \text{МПа} .$

На скалывание $R'_{f, \text{ск}} := \frac{R'_{n, \text{ск}} \cdot m_{\text{дп}}}{\gamma_{m, \text{ск}}} = 3.18 \cdot \text{МПа} .$

► Определения коэффициента m_b

► Определение коэффициента m_{cl}

Подбор расчетного сопротивления LVL выполняется в соответствии с СП 64.13330.2011 и состоит в определении ряда коэффициентов условий работы.

В соответствии с этой методикой вычисляем расчетные сопротивления в условиях пожара $R_{п}$ на изгиб, сжатие растяжение или растяжение с использованием соответствующих вышеприведенных значений $R'_{f,изг}$, $R'_{f,сж}$, $R'_{f,раст}$ или $R'_{f,ск}$.

$$R_{огн...} := R'_{f...} \cdot m_e \cdot m_{cl} \cdot m_b \cdot m_a,$$

где, $R'_{f...}$ - сопротивление древесины на огнестойкость (Класс прочности = 2);

m_e , m_{cl} , m_b , m_a коэффициенты условий работы для соответствующего напряженно-состояния. Ниже приводится расчет и выбор соответствующих коэффициентов условий работы конструкций.

Коэффициенты условий работы для деревянных конструкций, необходимые для расчета :

- $m_e = 1.0$ - для различных условий эксплуатации (температурно-влажн. режим) по [1, п.а, табл. 7];
- $m_{cl} = 0.95$ - учет влияния толщины слоя (ламели) на прочность древесины вдоль волокон;
- $m_b = 0.80$ - учет снижения прочности при высоте сечения более 50 см по [1, п.г, табл.9], см выше;
- $m_a = 1.0$ - для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением (0.9).

5. Решение теплотехнической задачи огнестойкости для деревянных конструкций

5.1. Определение времени до начала воспламенения

Время от начала теплового воздействия пожара на деревянную конструкцию до времени достижения температуры обугливания на поверхности t_f в зависимости от способа огнезащиты по нижеследующей табл. 1 [1 п. 10.4].

Таблица 1

Способ огнезащиты	Время до температуры обугливания древесины, мин
Без огнезащиты или при пропитке антипиренами	4
Асбестоцементный перлитовый плоский лист, толщиной 10 - 30 мм	20
Полужесткая минераловатная плита, толщиной 70 мм	35
Вспучивающиеся покрытия :	
с классом пожарной опасности К0 (15)	15
с классом пожарной опасности К0 (30)	30
с классом пожарной опасности К0 (45)	45

5.2. Определение скорости обугливания (прогорания)

Изменение рабочего сечения деревянных конструкций за счет обугливания древесины после ее воспламенения определяется в зависимости от скорости обугливания древесины при воздействии стандартного пожара. Значение скорости обугливания древесины V в зависимости от размеров сечения конструкций (из клееной или цельной древесины) следует принимать по [4, табл. 1 и 6, табл. 9.3.16].

Зададим способ защиты конструкции и соответственно время достижения обугливания по табл. 1.

- С огнезащитной пропиткой антипиренами
- С защитой асбестоцементно-перлитовым листом толщиной 15-30 мм
- С защитой полужесткой минераловатной плитой толщиной 30 - 70 мм
- С защитой вспучивающимися составами с классом пожарной опасности К0(15)
- С защитой вспучивающимися составами с классом пожарной опасности К0(30)
- С защитой вспучивающимися составами с классом пожарной опасности К0(45)

Тогда при толщине огнезащитного слоя $t_{оз} = 0$ -мм время до температуры обугливания конструкции

составит $\tau_f = 30$ мин. Скорость обугливания (прогорания) цельной и клееной древесины дана в табл. 2.

Наименьшая сторона сечения элемента, мм	Скорость обугливания древесины V , мм/мин	
	Клееной (и LVL)	Цельной
120 и более	0.6	0.8
< 120	0.7	1.0

Таблица 2

В соответствии с таблицей 2 для нашего случая следует принимать $V' := 0.6 \frac{\text{мм}}{\text{мин}}$.

Однако по рекомендациям СП 64.13330.2017 (п. 10.4) и [4] при определении предела огнестойкости расчетным путем условную скорость обугливания, включающую влияние угловых закруглений, для древесины хвойных пород следует принимать постоянной, равной $V := 0.7 \frac{\text{мм}}{\text{мин}}$.

Величину перегретого слоя за фронтом обугливания по [1] принимаем $\delta_{\text{прз}} := 7$ мм.

При расчете изменения рабочего сечения деревянных конструкций при пожаре следует учитывать схему воздействия пожара на рассматриваемую конструкцию:

- одностороннее воздействие (междуэтажное перекрытие);
- двустороннее воздействие;
- трехстороннее воздействие пожара (деревянные балки, арки, рамы, колонны, примыкающие к стенам и покрытию);
- четырехстороннее воздействие (деревянные промежуточные колонны, стойки, пояса ферм и пр.).

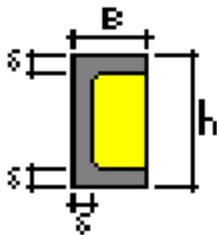


Схема 1

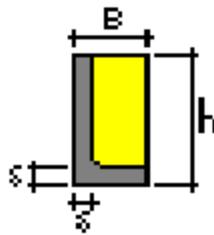


Схема 2

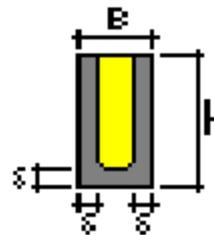


Схема 3

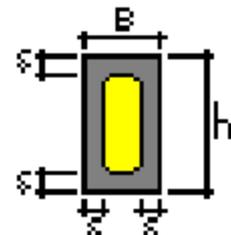


Схема 4

- Схема 1
- Схема 2
- Схема 3
- Схема 4

Далее следует указать номер схемы, по которой может обугливаться рассчитываемая конструкция. ----- >



В нашем случае конструкция имеет рабочее сечение, которому соответствует **Схема = 3**.

Тогда в процессе пожара размеры сечения можно определить по формулам:

Высота сечения в расчетной точке "x" при времени горения " $t_{\text{зоп}}$ " составит

$$h_{\text{огн}}(t_{\text{зоп}}, \text{Схема}, x) := h(x) - (V \cdot t_{\text{зоп}} + \delta_{\text{прз}}) \cdot n_h$$

Ширина сечения в расчетной точке "i" при времени горения " $t_{\text{зоп}}$ " составит

$$b_{\text{огн}}(t_{\text{зоп}}, \text{Схема}) := b - (V \cdot t_{\text{зоп}} + \delta_{\text{прз}}) \cdot n_b$$

Площадь сечения арки в каждой расчетной точке "i" при времени горения t (мин) и № схемы воздействия пожара составит

$$F_{\text{огн}}(t_{\text{зоп}}, \text{Схема}, x) := b_{\text{огн}}(t_{\text{зоп}}, \text{Схема}) \cdot h_{\text{огн}}(t_{\text{зоп}}, \text{Схема}, x)$$

Момент инерции обуглившегося i -го сечения при времени горения " $t_{\text{зоп}}$ " и № схемы воздействия пожара составит

$$J_{\text{огн}}(t_{\text{зоп}}, \text{Схема}, x) := \frac{b_{\text{огн}}(t_{\text{зоп}}, \text{Схема}) \cdot h_{\text{огн}}(t_{\text{зоп}}, \text{Схема}, x)^3}{12}$$

Момент сопротивления обуглившегося i -го сечения при времени горения " $t_{\text{зоп}}$ " и № схемы воздействия пожара составит

$$W_{огн}(t_{гор}, Схема, x) := \frac{b_{огн}(t_{гор}, Схема) \cdot h_{огн}(t_{гор}, Схема, x)^2}{6}$$

Статический момент обуглившегося i -го сечения при времени горения " $t_{гор}$ " и № схемы воздействия пожара составит

$$S_{огн}(t_{гор}, Схема, x) := \frac{b_{огн}(t_{гор}, Схема) \cdot h_{огн}(t_{гор}, Схема, x)^2}{8}$$

Глубина обугливания с учетом перегретого слоя в зависимости от времени горения составит

$$\Delta_{прз}(t_{гор}) := (V \cdot t_{гор} + \delta_{прз})$$

6. Решение прочностной задачи огнестойкости для деревянных конструкций

6.1. Проверка прочности по нормальным напряжениям в опасном сечении "X" (при пожаре)

Расчет выполним путем подбора времени прогорания $T_{гор}$ для вычисления размеров обуглившегося сечения и получения соответствующих нормальных напряжений. Расчет проводим до момента, когда разница между действующими напряжениями (σ) и расчетным сопротивлением по огнестойкости (R_f) станет близкой к нулю. Время прогорания при этом условии будет считаться за предел огнестойкости по несущей способности.

Зададимся временем горения $T := 40$ мин, тогда глубина прогорания составит $\Delta_{прз}(T) = 35.0$ мм.

Размеры необуглившегося сечения, еще способного нести нагрузку, составляют:

- высота сечения $h_{огн}(T, Схема, X) = 1257$ мм;

- ширина сечения $b_{огн}(T, Схема) = 135$ мм.

Изгибающий момент от нормативной нагрузки в опасном сечении $X = 6.77$ м составляет

$$M(X) = 662.7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент сопротивления в этом сечении $W_{огн}(T, Схема, X) = 35540$ см³.

Действующие нормальные напряжения $\sigma(t, x) := \frac{M(X)}{W_{огн}(T, Схема, X)}$.

Для опасного сечения X эти напряжения составляют $\sigma(T, X) = 18.65$ МПа.

▷ определения коэффициента m_b

Тогда расчетное сопротивление древесины изгибу на огнестойкость при высоте сечения $h_{огн}(T, Схема, X) = 1257$ мм и соответствующем коэффициенте $m_b = 0.80$ составит

$$R_{огн.изг} := R'_{f.изг} \cdot m_e \cdot m_{сл} \cdot m_b \cdot m_a = 18.7 \text{ МПа}.$$

Запас прочности составляет $\frac{R_{огн.изг} - \sigma(T, X)}{R_{огн.изг}} = 1\%$.

Принимем за расчетный по изгибу предел огнестойкости $T_{f.изг} := T = 40$ мин.

6.2. Проверка прочности на скалывание в опорном сечении (при пожаре)

Размеры необуглившегося опорного сечения при времени пожара $T := 65$ мин и глубине прогорания $\Delta_{прз}(T) = 52.5$ мм составляют:

- высота сечения $h_{огн}(T, Схема, 0м) = 934$ мм;

- ширина сечения $b_{огн}(T, Схема) = 100$ мм.

Поперечная сила на опоре равна $Q(0м) = 149.51$ кН.

Касательные напряжения по формуле Журавского достигают значения

$$\tau := Q(0 \cdot м) \cdot \frac{S_{огн}(T, Схема, 0м)}{J_{огн}(T, Схема, 0м) \cdot b_{огн}(T, Схема)} = 2.40 \text{ МПа},$$

здесь $S_{огн}(T, Схема, 0м) = 10916$ см³ - статический момент сечения на опоре $x = 0$ м.

$J_{огн}(T, Схема, 0м) = 680075$ см⁴ - момент инерции опорного сечения.

Расчетное сопротивление древесины на огнестойкость при скалывании

$$R_{\text{огн.ск}} := R'_{f,\text{ск}} \cdot m_e \cdot m_{\text{сп}} \cdot m_b \cdot m_a = 2.4 \cdot \text{МПа}.$$

Запас прочности составляет $\frac{R_{\text{огн.ск}} - \tau}{R_{\text{огн.ск}}} = 1\%$.

Принимем за расчетный по скалыванию на опоре предел огнестойкости $T_{f,\text{ск}} := T = 65 \cdot \text{мин}$.

7. Результаты расчета и выводы

Размеры сечения конструкции до начала пожара составляли :

Высота на опоре $h_o = 987 \cdot \text{мм}$, высота в центре $h_{\text{max}} = 1428 \cdot \text{мм}$, ширина $b = 205 \cdot \text{мм}$.

1. По несущей способности (признаку R) предел огнестойкости составляет

по изгибу - $T_{f,\text{изг}} = 40 \cdot \text{мин}$,

по скалыванию на опоре - $T_{f,\text{ск}} = 65 \cdot \text{мин}$.

2. Минимальный собственный предел огнестойкости конструкции по несущей способности (принимается меньшее значение)

составляет $T_r := \min(T_{f,\text{изг}}, T_{f,\text{ск}}) = 40 \cdot \text{мин}$ - без учета времени до начала обугливания.

3. Общий расчетный предел огнестойкости по потере несущей способности (R) с учетом огнезащиты составляет $T_{\text{огн}} := T_f + T_r = 70 \cdot \text{мин}$.

4. Для повышения огнестойкости конструкции принят

Способ_огнезащиты = "Защита вспучивающимися составами с клас. пожарной опасности $K0(30)$ "
толщиной огнезащитного слоя $t_{\text{оз}} = 0 \cdot \text{мм}$ со временем до начала обугливания $\tau_f = 30 \cdot \text{мин}$.

Литература

- СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2018. 88 с.
- СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2011. 81 с.
- ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
- Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
- Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. М.: АСВ, 2011. 536 с.
- Ройтман В.М.. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. Ассоциация "Пожарная безопасность и наука", 2001. 382 с.
- Предотвращение распространения пожара. Пособие к СНиП 20-01-97 "Пожарная безопасность зданий и сооружений МСД 21-1.98". М.: ЦНИИпромзданий. 1998.
- СП 112.13330.2011. Пожарная безопасность зданий и сооружений (взамен СНиП 21-01-97* с изменениями. М.: Госстрой России, 2002), 2011. 56 с.
- Изменения № 1 к СП 64.13330.2017. 2-я редакция ОКС 91.08020.

► Размерности величин и условные обозначения (примечания для пользователя)

Пример 8.1.2. Расчет предела огнестойкости двускатной балки из LVL

В настоящем примере приводятся методика и расчет предела огнестойкости несущей строительной конструкции из клееной древесины в соответствии с действующими на 2016 год нормативными документами - СП 112.13330.2011 (СНиП 21-01-97) "Пожарная безопасность зданий и сооружений" и [6] и СП 64.13330.2017 "Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80" [1], основанными на рекомендациях международных организаций по стандартизации и нормированию. Действующие нормы СП 112.13330.2011 (СНиП 21-01-97) являются основополагающим документом комплекса 21 "Пожарная безопасность" Системы нормативных документов в строительстве.

Полученный расчетным путем **расчетный** предел огнестойкости конструкции по признаку (R - несущая способность) должен быть не меньше **требуемого нормативного** предела огнестойкости, который назначается Заказчиком в соответствии с функциональным назначением здания, степенью участия рассматриваемых конструкций в обеспечении общей устойчивости и геометрической неизменяемости здания при пожаре, а также степенью огнестойкости здания в соответствии с табл.4* [6], представленной ниже.

Таблица 4*

Степень огнестойкости здания	Предел огнестойкости строительных конструкций, не менее						
	Несущие элементы здания	Наружные несущие стены	Перекрытия междуэтажные (в т. ч. чердачные и над подвалами)	Элементы бесчердачных покрытий		Лестничные клетки	
				Настилы (в том числе с утеплителем)	Фермы, балки, прогоны	Внутренние стены	Марши и площадки лестниц
I	R 120	E 30	REI 60	RE 30	R 30	REI 120	R 60
II	R 90	E 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 90	R 60
III	R 45	E 15	REI 45	RE 15	R15	REI 60	R 45
IV	R 15	E 15	REI 15	RE 15	R15	REI 45	R 15
V	не нормируется						

5.18* Здания и пожарные отсеки подразделяются по степеням огнестойкости согласно [таблице 4*](#).

К несущим элементам здания, как правило, относятся несущие стены и колонны, связи, диафрагмы жесткости, элементы перекрытий (балки, ригели или плиты), **если они участвуют в обеспечении общей устойчивости и геометрической неизменяемости здания при пожаре**. Сведения о несущих конструкциях, не участвующих в обеспечении общей устойчивости здания, приводятся проектной организацией в технической документации на здание.

Перед расчетом конструкции на огнестойкость следует выполнить статический и конструктивный расчеты конструкции, чтобы определить размеры ее сечения. После этого по стандартной методике п. 10.2 [1] можно определить **расчетный предел огнестойкости** конструкции, то есть определить время, в течение которого конструкция способна выполнять свои несущие функции в условиях пожара.

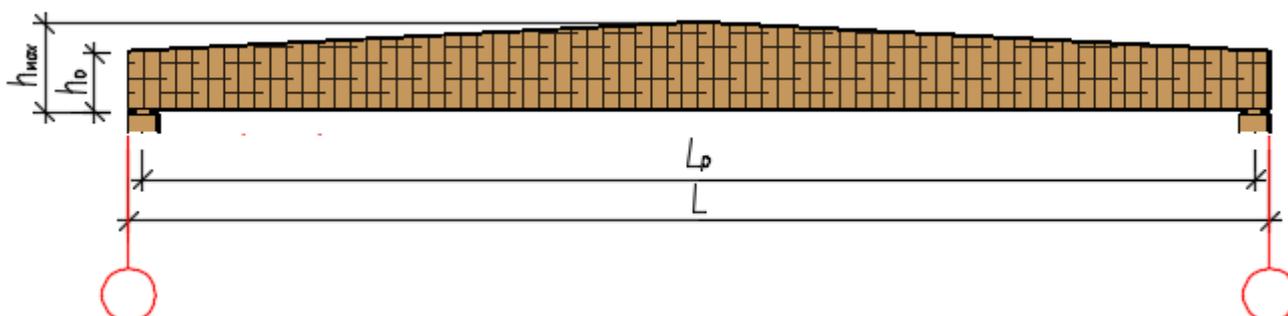


Рис. 1. Геометрические параметры двускатной балки из LVL

1. Геометрические параметры дощатоклеенной двускатной балки

Пролет балки в осях $L := 18.0$ м (при нулевой привязке к координационным осям). Шаг балок $Ш := 4.25$ м
 Район строительства - Всеволожск, (_____ снеговой район).

Уклон скатов балки $i := \frac{600 \text{ мм}}{0.5L} = 6.7\%$ (здесь в числителе следует ввести разницу высот сечения

балки в центре и на опоре, но не менее 0.1 мм). Тогда угол наклона составит $\theta := \text{atan}(i) = 3.81^\circ$.

Покрытие состоит из утепленных эффективным утеплителем плит на деревянном каркасе.

Расчетный пролет балки с учетом опирания на стойку (высотой сечения $h_{см} := 400$ мм) и нулевой привязкой продольных осей составляет $L_p := L - h_{см} = 17.60$ м.

Высота балки в центре пролета составляет $h_{макс} := 1100$ мм. ($\frac{L}{h_{макс}} = 16$).

Высоту торцового сечения на опоре принимаем $h_{торц} := h_{макс} - 0.5 \cdot L \cdot i = 500$ мм.

Высота опорного сечения $h_o := h_{макс} - 0.5 \cdot L_p \cdot i = 513$ мм.

Ширина сечения балки принята с учетом стандартных размеров толщины плиты LVL-плиты (см. табл. стандартных размеров LVL-Ultralam ...51, 57, 63, 69, 75, ...) из двух (трех) поставленных на ребро плит. Половинки балки соединяются между собой на винтах-саморезах или на вклеенных арматурных стержнях по расчету (здесь не приводится).

Выберем тип сечения по схемам рис. 2.

- А
 Б
 В
 Г

Примем по длине балки число расчетных точек $n_x := 200$, тогда расстояние

от опоры до каждой точки - $x := 0, \frac{L_p}{n_x} .. L_p$ и шаг точек - $\frac{L_p}{n_x} = 88$ мм.

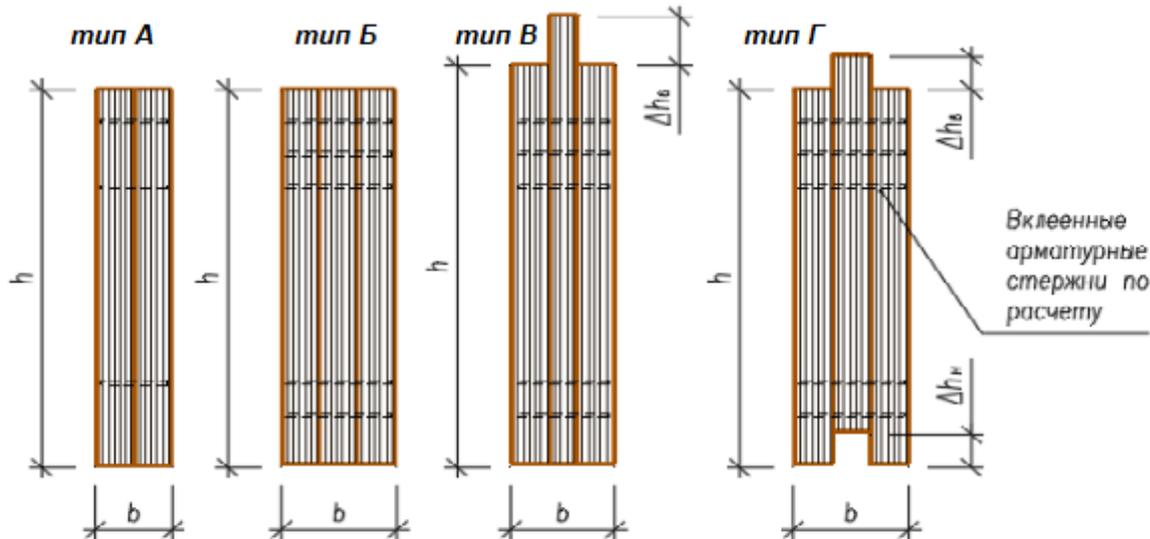


Рис. 2. Возможные виды сечений LVL-конструкции

При стандартных толщинах применяемых плит LVL (см. табл.) принимаем ширину сечения элементов конструкции: крайних - $\delta_{LVL_k} := 63$ мм и средних - $\delta_{LVL_c} := 51$ мм (см. рис. 2).

Таблица стандартных размеров Ultralam по СТО 36554501-021-2010 и Kerto по СТО 15481225-001-2014

Высота сечения балки $h(x)$ в зависимости от уклона скатов и расстояния x от опоры

$$\text{вычисляется} \quad h(x) := \begin{cases} h_o + i \cdot x & \text{if } x \leq 0.5 \cdot L_p \\ h_o + i \cdot (L_p - x) & \text{if } x > 0.5 \cdot L_p \end{cases}$$

Для типов сечения В и Г примем размеры выступов среднего элемента:

$\Delta h_e := 60$ мм - для Δh_e допустимо принимать **положительные** и **отрицательные** значения;

$\Delta h_n := 0$ мм - для Δh_n принимать **только положительные значения** ($\Delta h_n := |\Delta h_n|$).

Ширина сечения для выбранного типа_сечения = "B" составляет $b = 177 \cdot \text{мм}$.

Отношение высоты сечения к ширине рекомендуется принимать примерно $(1/5 - 1/8) h_{\text{max}}$,

$$\text{фактически имеем : } \frac{0.5 \cdot (h_{\text{max}} + h_o)}{b} = 4.6 .$$

Площадь сечения для выбранного типа_сечения = "B" в опоре балки $F_o(0\text{м}) = 939 \cdot \text{см}^2$,

в центре балки $F_o(0.5 \cdot L_p) = 1978 \cdot \text{см}^2$.

2. Нагрузки и статический расчет балки

- 1/К45 (LVL)
 2/К40 (LVL)
 3/К35 (LVL)

Выберем сорт/класс прочности LVL в соответствии с СП 64.13330.2017 и уровень ответственности проектируемого здания

- Повышенный уровень ответственности
 Нормальный уровень ответственности
 Пониженный уровень ответственности

Коэффициент $\gamma_n = 1.00$ учитывает уровень ответственности здания в соответствии с ГОСТ 27751.2014 "Надежность строительных конструкций и оснований". Добавляется к нагрузке или комбинации нагрузок путем умножения на нормативное или расчетное значение нагрузки.

В нагрузку для данного расчета входит

- Ветровая или монтажная
 Сейсмическая
 не входит вышеуказанная

нагрузка .

В соответствии с [1, п. 10.5] расчет на огнестойкость следует выполнять на особое сочетание нагрузок с коэффициентом сочетаний для всех кратковременных нагрузок $\psi_t = 0.8$ и коэффициентом надежности по нагрузке для них $\gamma_f = 0.5$.

1. Из расчета несущей балки из LVL нормативное значение снегового покрова $s_g = 1.5 \text{ кПа}$ и соответствующие коэффициенты $c_e = 0.753$ и $c_t = 1.0$. С учетом уклона балки $i = 5\%$ (то есть угла $i = 2.86^\circ$ менее 30°) и коэффициента $\mu = 1.0$ получим значение снеговой временной нагрузки, $S_o = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot s_g = 1.13 \cdot \text{кПа}$.

2. Нормативная нагрузка от вышележащего покрытия составляет -

$$q'_{\text{нп}} = 0.6347 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

3. Расчетная нагрузка от вышележащего покрытия составляет -

$$q'_n = 0.7647 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Подсчитаем собственный вес балки. Объем LVL "в деле" при плотности

$$\rho_{\text{LVL}} = 550 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$$

$$V_{\partial} = L \cdot b \cdot (h_{\text{торца}} + h_{\text{max}}) \cdot 0.5 = 2.55 \cdot \text{м}^3 .$$

Вес балки составляет $G = \rho_{\text{LVL}} \cdot V_{\partial} = 1402 \cdot \text{кгс}$.

4. Нормативная нагрузка от собственного веса балки на 1 кв. м -

$$q'_{\text{нб}} = \frac{G}{L \cdot \text{Ш}} = 0.18 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

5. Для повышения огнестойкости обшиваем балку асбестоцементно-перлитовыми или минераловат-

ными листами плотностью $\rho_{\text{оз}} = 1400 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^3}$ и толщиной листа $t_{\text{оз}} = 10 \text{ мм}$.

6. Нормативная нагрузка от огнезащиты

$$q'_{\text{нозн}} = \rho_{\text{оз}} \cdot \left[\frac{(1 - t_{\text{оз}}) \cdot L \cdot (h_o + h_{\text{max}}) + b \cdot L_p \cdot 1 \cdot t_{\text{оз}}}{L \cdot \text{Ш}} \right] = 0.06 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Таблица сбора нагрузок на 1 кв. метр горизонтальной поверхности
для **основного** сочетания нагрузок

	Наименование нагрузки	Нормат. нагрузка, кН/м ²	Кэф-т надежн. по нагр.	Расчет. нагрузка, кН/м ²
Постоянная				
1	Конструкция покрытия	0.63		0.76
2	Собственный вес балки	0.18	1.1	0.20
3	Огнезащита -	0.06	1.2	0.07
	Итого	0.87		1.03
Временная				
4	Снеговая	1.13	1.4	1.58
	Всего	2.00		2.61

Из таблицы сбора нагрузок получаем для **основного** их сочетания:

Постоянная нагрузка на 1 кв. м

- нормативная: $q'_{пн} := q_{пн} \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 0.87 \cdot \text{кПа}$ - расчетная: $q'_п := q'_{пн} \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 1.03 \cdot \text{кПа}$.

Временная нагрузка на 1 кв. м

- нормативная: $q'_{ен} := q_{ен} \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 1.13 \cdot \text{кПа}$ - расчетная: $q'_е := q'_{ен} \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 1.58 \cdot \text{кПа}$

Постоянная и временная (полная) на 1 кв. м

- нормативная (полная) $q'_н := q'_{пн} + q'_{ен} = 2.00 \cdot (\text{кПа})$. - расчетная (полная) $q' := q'_п + q'_е = 2.61 \cdot \text{кПа}$.

Подсчитаем нагрузки на 1 погонный метр балки с учетом шага несущих конструкций $Ш = 4.25 \cdot \text{м}$ и коэффициента $\gamma_n = 1.00$ (уклон кровли для постоянной нагрузки не учитываем в силу его малости).

Погонная **постоянная расчетная** нагрузка $q_n := q'_п \cdot Ш \cdot \gamma_n = 4.38 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ ($q_n = 0.447 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$).

Погонная **временная расчетная** нагрузка $q_e := q'_е \cdot Ш \cdot \gamma_n = 6.72 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ ($q_e = 0.685 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}$).

Таким образом, **ОСНОВНОЕ СОЧЕТАНИЕ** расчетных нагрузок составит

$$q_m := q_n + q_e = 11.10 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}} \quad (q_m = 1.132 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}).$$

Теперь вычислим **ОСОБОЕ СОЧЕТАНИЕ** расчетных нагрузок с учетом коэффициентов ψ_t и γ_f

$$q_s := q_m + \psi_t \cdot \gamma_f \cdot q'_{ен} \cdot Ш = 13.03 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}} \quad (q_s = 1.328 \cdot \frac{\text{тс}}{\text{м}}).$$

Опорные реакции балки при полной нагрузке составляют $A := \frac{q_s \cdot L}{2} = 11.95 \cdot \text{тс}$.

Для балок с переменным по высоте сечением место с наибольшими напряжениями не совпадает с участком максимального изгибающего момента. Это место называется "опасным сечением X" и для двускатной балки определяется как

$$X := \frac{L_p \cdot h_o}{2 \cdot h_{\max}} = 4.11 \cdot \text{м}.$$

Высота балки в опасном сечении $h(X) = 0.79 \cdot \text{м}$.

Изгибающий момент в некотором сечении x по длине балки

$$M(x) := \frac{q_s \cdot x}{2} \cdot (L_p - x),$$

поперечная сила

$$Q(x) := q_s \cdot \left(\frac{L_p}{2} - x \right).$$

3. Расчет огнестойкости несущей конструкции из LVL

В соответствии с [6] "Пожарная безопасность зданий и сооружений" строительные конструкции классифицируются по пожарной опасности и огнестойкости. Огнестойкость конструкции оценивается пределом огнестойкости (в часах), который расчетным путем получается из данных сечения конструкции и ее напряженного состояния. Затем расчетный предел огнестойкости сравнивается с требуемым предельным значением, и если он не превышает последний, то делается вывод об удовлетворении требований норм по огнестойкости для применяемой конструкции.

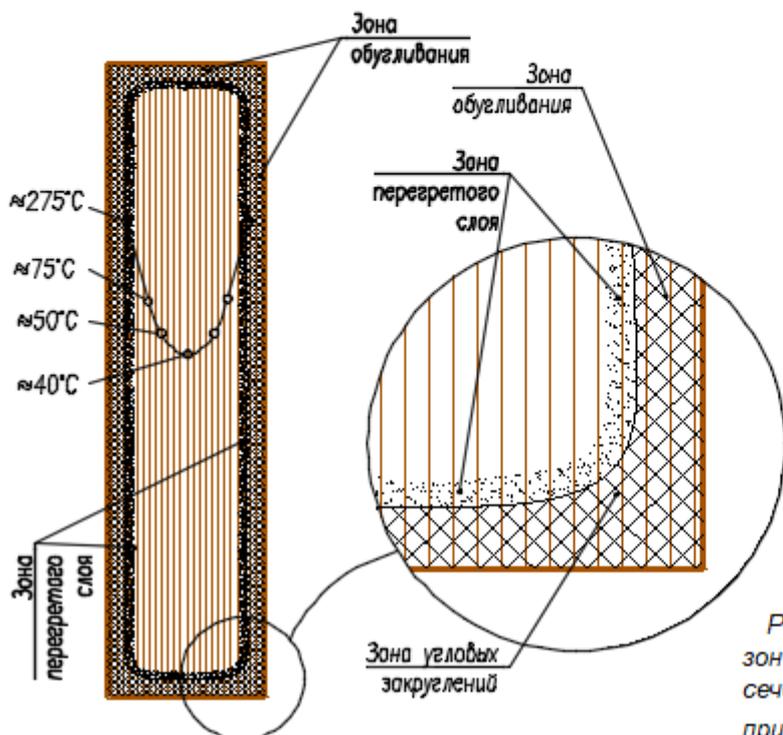


Рис. 3. Распределение температуры и зон температурного воздействия по сечению LVL-элемента в условиях пожара при температуре свыше 500°C

Расчет на огнестойкость заключается в определении расчетного предела огнестойкости (т.е. времени в минутах) клееной деревянной конструкции. В общем случае для деревянных конструкций необходимо решение двух задач огнестойкости - **теплотехнической** и **прочностной**.

Решение **теплотехнической задачи** огнестойкости, применительно к деревянным конструкциям, заключается:

- в определении времени T_f от начала теплового воздействия до воспламенения древесины конструкции;
- в определении рабочего сечения деревянной конструкции после воспламенения древесины при пожаре за счет процесса обугливания.

Решение **прочностной задачи** огнестойкости, применительно к деревянным конструкциям, заключается:

- в определении изменений соответствующих напряжений в расчетных сечениях конструкций от нормативных нагрузок в зависимости от изменений рабочих сечений деревянной конструкции за счет обугливания древесины после ее воспламенения при пожаре;
- в проверке условий прочности деревянной конструкции на воздействие соответствующих нормативных нагрузок в зависимости от времени горения древесины;
- в определении времени T_r от начала воспламенения древесины до утраты конструкцией несущей способности.

Таким образом, предел огнестойкости $T_{fr}(R)$ несущих деревянных конструкций определяется выражением

$$T_{fr}(R) = T_f + T_r$$

Рекомендуемый метод расчета несущих деревянных конструкций на огнестойкость основан на следующих допущениях:

- обугливание древесины конструкций после ее воспламенения при пожаре происходит с постоянной скоростью;
- свойства необуглившейся (рабочей) части сечения конструкции одинаковы по всей его площади.

4. Методика расчета предела огнестойкости несущих строительных конструкций из древесины и LVL

В соответствии с СП 64.13330.2017. "Деревянные конструкции", в п. 10 "Пожарно-технические требования к конструкциям из древесины" указано :

"...Допускается предел огнестойкости деревянных элементов конструкций устанавливать расчетным путем на основе закономерностей обугливания и прогрева в условиях стандартного теплового воздействия, регламентируемого ГОСТ 30247.0, и с учетом предельных состояний по огнестойкости, регламентируемых ГОСТ 30247.1".

Методика расчета предела огнестойкости заключается в учете основных закономерностей процессов возгорания и горения древесины (в том числе клееной) при воздействии открытого огня в условиях пожара.

Эти закономерности состоят в следующем :

- температура начала обугливания древесины составляет **270 °С**;
- эта температура достигается на поверхности древесины через 4 мин после начала стандартного теплового воздействия пожара;
- условную скорость обугливания (скорость перемещения фронта обугливания), включающую влияние угловых закруглений, для древесины хвойных пород следует принимать постоянной, равной **0.7 мм/мин**;
- за фронтом обугливания температура древесины снижается по гиперболическому закону.

При расчете на огнестойкость следует учитывать только **постоянные и временные длительные нагрузки**.

Вследствие неравномерного распределения температур по сечению за фронтом обугливания, при определении геометрических размеров сечения в любой момент времени огневого воздействия следует исключить слой перегретой свыше **100°С** древесины с учетом угловых закруглений толщиной **7 мм**.

Расчет на прочность в условиях пожара ведется по методу эффективного сечения, уменьшенного с учетом обугливания, включая влияние угловых закруглений и перегретого слоя древесины.

4.1. Назначение расчетных сопротивлений LVL при расчете на огнестойкость

Расчетное сопротивление LVL в условиях пожара устанавливается в соответствии с п. 10.7 [1]

$$R_n = R^* m_{\text{дп}} / \gamma_m$$

где $m_{\text{дп}} := 0.8$ - учитывает время пожара **15 -120 мин**.

R^* - нормативное сопротивление LVL табл.В2 [1] ;

γ_m - коэффициент надежности по материалу по формуле (95) 10.7 [1] .

$$\gamma_m \geq \left[\frac{(1 - \eta_H \cdot \nu)}{1 - \eta_P \cdot \nu} \right]$$

Здесь $\eta_H := 1.65$ - квантиль распределения для обеспеченности **0.95**;

$\eta_P := 0.84$ - квантиль распределения для обеспеченности **0.8** .

Принимаем для сжатия $\gamma_{m, \text{сж}} := \frac{(1 - 0.10 \cdot \eta_H)}{(1 - 0.08 \cdot \eta_P)} = 0.90$, для изгиба $\gamma_{m, \text{изг}} := \frac{(1 - 0.10 \cdot \eta_H)}{(1 - 0.08 \cdot \eta_P)} = 0.90$,

для скалывания $\gamma_{m, \text{ск}} := \frac{(1 - 0.15 \cdot \eta_H)}{(1 - 0.12 \cdot \eta_P)} = 0.84$, для растяжения $\gamma_{m, \text{р}} := \frac{(1 - 0.12 \cdot \eta_H)}{(1 - 0.10 \cdot \eta_P)} = 0.88$.

 Автоматический выбор НОРМАТИВНЫХ сопротивлений LVL по классам прочности

Принимаем **нормативные** значения величин сопротивления LVL в условиях пожара в соответствии с [1, табл. В.2] (см. выше)

$$R_n = R_n \cdot m_{\text{дп}} / \gamma_m,$$

где для изгиба $R'_{н.изг} = 40.00 \cdot \text{МПа}$ (изгиб при нагружении в плоскости LVL-плиты вдоль волокон);
 для сжатия $R'_{н.сж} = 35.00 \cdot \text{МПа}$ (сжатие вдоль волокон);
 для скалывания $R'_{н.ск} = 4.70 \cdot \text{МПа}$ (скалывание вдоль волокон поперек плоскости листа);
 здесь $m_{\text{дп}} = 0.80$; коэффициенты надежности $\gamma_{м.сж} = 0.90$, $\gamma_{м.изг} = 0.90$, $\gamma_{м.ск} = 0.84$.
 Тогда значения расчетных сопротивлений LVL в условиях пожара составят [1, п. 10.7].

На изгиб $R'_{f.изг} := \frac{R'_{н.изг} \cdot m_{\text{дп}}}{\gamma_{м.сж}} = 35.75 \cdot \text{МПа}.$

На сжатие $R'_{f.сж} := \frac{R'_{н.сж} \cdot m_{\text{дп}}}{\gamma_{м.изг}} = 31.28 \cdot \text{МПа}.$

На скалывание $R'_{f.ск} := \frac{R'_{н.ск} \cdot m_{\text{дп}}}{\gamma_{м.ск}} = 4.49 \cdot \text{МПа}.$

► **Определения коэффициента м.б**

Подбор расчетного сопротивления LVL выполняется в соответствии с СП 64.13330.2017 и состоит в определении ряда коэффициентов условий работы.

В соответствии с этой методикой вычисляем расчетные сопротивления в условиях пожара $R_{n..}$ на изгиб, сжатие, растяжение или скалывание с использованием соответствующих вышеприведенных значений $R'_{f.изг}$, $R'_{f.сж}$, $R'_{f.раст}$ или $R'_{f.ск}$

$$R_{n..} := R'_{f...} \cdot m_{\epsilon} \cdot m_{\beta} \cdot m_{\alpha},$$

где, $R'_{f...}$ - сопротивление LVL на огнестойкость (**Класс_прочности_LVL = 2**);

m_{ϵ} , m_{β} , m_{α} - коэффициенты условий работ для соответствующего напряженного состояния. Ниже приводится расчет и выбор соответствующих коэффициентов условий работы конструкции.

Коэффициенты условий работы для LVL-конструкций, необходимые для расчета :

$m_{\epsilon} := 1.0$ - для различных условий эксплуатации (температурно-влажн. режим) по [1, п.а, табл.7];

$m_{\beta} = 0.90$ - учет снижения прочности при высоте сечения более 50 см по [1, п.г, табл.9], см. выше;

$m_{\alpha} := 1.0$ - для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением (0,9).

5. Решение теплотехнической задачи огнестойкости для LVL конструкций

5.1. Определение времени до начала воспламенения

Время от начала теплового воздействия пожара на деревянную конструкцию до времени достижения температуры обугливания на поверхности τ_f в зависимости от способа огнезащиты по нижеследующей табл. 1, [1 п. 10.4]. Будем считать для LVL эти характеристики теми же.

Таблица 1

Способ огнезащиты	Время до температуры обугливания древесины, мин
Без огнезащиты или при пропитке антипиренами	4
Асбестоцементный перлитовый плоский лист, толщиной 10 - 30 мм	20
Полужесткая минераловатная плита, толщиной 70 мм	35
Вспучивающиеся покрытия :	
с классом пожарной опасности K0 (15)	15
с классом пожарной опасности K0 (30)	30
с классом пожарной опасности K0 (45)	45

5.2. Определение скорости обугливания (прогорания)

Изменение рабочего сечения деревянных конструкций за счет обугливания древесины после ее воспламенения определяется в зависимости от скорости обугливания древесины при воздействии стандартного пожара. Значение скорости обугливания древесины V в зависимости от размеров сечения конструкций (из клееной древесины или LVL) следует принимать по [4, табл.1 и 6, табл. 9.3.16].

Зададим способ защиты конструкции и соответственно время достижения обугливания по табл. 1.

- С огнезащитной пропиткой антипиренами
- С защитой асбестоцементно-перлитовым листом толщиной 15-30 мм
- С защитой полужесткой минераловатной плитой толщиной 30 - 70 мм
- С защитой вспучивающимися составами с классом пожарной опасности К0(15)
- С защитой вспучивающимися составами с классом пожарной опасности К0(30)
- С защитой вспучивающимися составами с классом пожарной опасности К0(45)

Тогда при толщине огнезащитного слоя $t_{оз} = 10 \cdot \text{мм}$ время до температуры обугливания конструкции составит $t_f = 20 \cdot \text{мин}$. Скорость обугливания (прогорания) клееной древесины и LVL дана в табл.2.

Наименьшая сторона сечения элемента, мм	Скорость обугливания древесины V , мм/мин	
	Клееной (и LVL)	Цельной
120 и более	0.6	0.8
< 120	0.7	1.0

Таблица 2

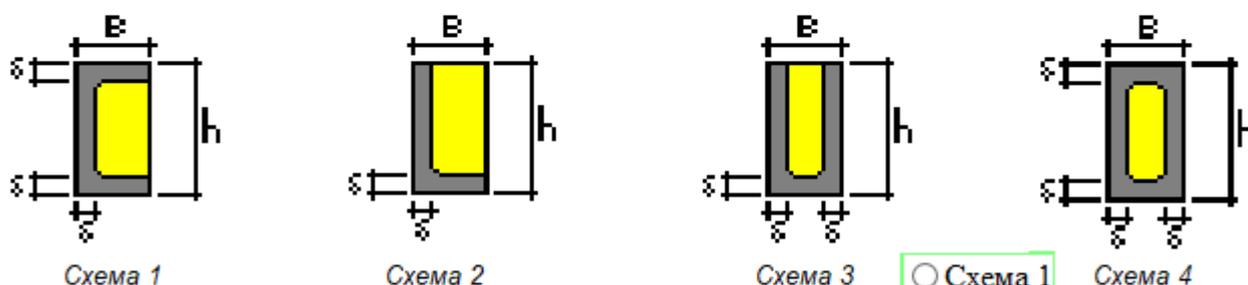
В соответствии с табл. 2 для нашего случая конструкции из LVL принимаем $V' := 0.6 \frac{\text{мм}}{\text{мин}}$.

Однако по рекомендациям СП 64.13330.2017 (п. 10.4) и [4] при определении предела огнестойкости расчетным путем условную скорость обугливания, включающую влияние угловых закруглений, для древесины хвойных пород следует принимать постоянной, равной 0.7 мм/мин . Для LVL принимаем такую же величину скорости обугливания $V := 0.7 \frac{\text{мм}}{\text{мин}}$.

Величина перегретого слоя за фронтом обугливания по [1] составляет $\delta_{прз} := 7 \cdot \text{мм}$.

При расчете изменения рабочего сечения деревянных конструкций при пожаре следует учитывать схему воздействия пожара на рассматриваемую конструкцию:

- одностороннее воздействие (междуэтажное перекрытие);
- двустороннее воздействие ;
- трехстороннее воздействие пожара (деревянные балки, арки, рамы, колонны, примыкающие к стенам и покрытию) ;
- четырехстороннее воздействие (деревянные промежуточные колонны, стойки, пояса ферм и пр.).



- Схема 1
- Схема 2
- Схема 3
- Схема 4

Далее следует указать номер схемы, по которой может обугливаться рассчитываемая конструкция. ----->



В нашем случае конструкция имеет рабочее сечение, которому соответствует **Схема = 3**.

Для упрощения расчетов сложных сечений из LVL типов "Г" и "Д" будем считать их прямоугольными без учета выпуска наружных элементов. Это пойдет в некоторый запас с малой погрешностью. Тогда в процессе пожара размеры сечения можно определить по формулам:

Высота сечения в расчетной точке "х" при времени горения " $t_{зор}$ " составит

$$h_{огн}(t_{зор}, \text{Схема}, x) := h(x) - (V \cdot t_{зор} + \delta_{прз}) \cdot n_h.$$

Ширина сечения в расчетной точке "i" при времени горения " $t_{зор}$ " составит

$$b_{огн}(t_{зор}, \text{Схема}) := b - (V \cdot t_{зор} + \delta_{прз}) \cdot n_b.$$

Площадь сечения арки в каждой расчетной точке "i" при времени горения t (мин) и № схемы воздействия пожара составит

$$F_{огн}(t_{зор}, \text{Схема}, x) := b_{огн}(t_{зор}, \text{Схема}) \cdot h_{огн}(t_{зор}, \text{Схема}, x).$$

Момент инерции обуглившегося i -го сечения при времени горения " $t_{зор}$ " и № схемы воздействия пожара составит

$$J_{огн}(t_{зор}, \text{Схема}, x) := \frac{b_{огн}(t_{зор}, \text{Схема}) \cdot h_{огн}(t_{зор}, \text{Схема}, x)^3}{12}.$$

Момент сопротивления обуглившегося i -го сечения при времени горения " $t_{зор}$ " и № схемы воздействия пожара составит

$$W_{огн}(t_{зор}, \text{Схема}, x) := \frac{b_{огн}(t_{зор}, \text{Схема}) \cdot h_{огн}(t_{зор}, \text{Схема}, x)^2}{6}.$$

Статический момент обуглившегося i -го сечения при времени горения " $t_{зор}$ " и № схемы воздействия пожара составит

$$S_{огн}(t_{зор}, \text{Схема}, x) := \frac{b_{огн}(t_{зор}, \text{Схема}) \cdot h_{огн}(t_{зор}, \text{Схема}, x)^2}{8}.$$

Глубина обугливания с учетом перегретого слоя в зависимости от времени горения составит

$$\Delta_{прз}(t_{зор}) := (V \cdot t_{зор} + \delta_{прз}).$$

6. Решение прочностной задачи огнестойкости для деревянных конструкций

6.1. Проверка прочности по нормальным напряжениям в опасном сечении "X" (при пожаре)

Расчет выполним путем подбора времени прогорания $T_{зор}$ для вычисления размеров обуглившегося сечения и получения соответствующих нормальных напряжений. Расчет проводим до момента, когда разница между действующими напряжениями (σ) и расчетным сопротивлением по огнестойкости (R_f) станет близкой к нулю. Время прогорания при этом условии будет считаться за предел огнестойкости по несущей способности.

Зададимся временем горения $T := 33$ мин, тогда глубина прогорания составит $\Delta_{прз}(T) = 30.1$ мм.

Размеры необуглившегося сечения, еще способного нести нагрузку, составляют:

- высота сечения $h_{огн}(T, \text{Схема}, X) = 757$ мм;

- ширина сечения $b_{огн}(T, \text{Схема}) = 117$ мм.

Изгибающий момент от нормативной нагрузки в опасном сечении $X = 4.11$ м составляет

$$M(X) = 360.9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент сопротивления в этом сечении $W_{огн}(T, \text{Схема}, X) = 11156 \text{ см}^3$.

Действующие нормальные напряжения $\sigma(t, x) := \frac{M(X)}{W_{огн}(T, \text{Схема}, X)}$.

Для опасного сечения X эти напряжения составляют $\sigma(T, X) = 32.35$ МПа.

▶ Определения коэффициента m_6

Тогда расчетное сопротивление LVL изгибу на огнестойкость при высоте сечения

$h_{огн}(T, \text{Схема}, X) = 757$ мм и соответствующем коэффициенте $m_6 = 0.91$ составит

$$R_{огн.изг} := R'_{f.изг} \cdot m_e \cdot m_6 \cdot m_a = 32.6 \text{ МПа}.$$

Запас прочности составляет $\frac{R_{\text{огн.изг}} - \sigma(T, X)}{R_{\text{огн.изг}}} = 1\%$.

Принимаем за расчетный по **изгибу** предел огнестойкости $T_{f,\text{изг}} := T = 33.0 \text{ мин}$.

6.2. Проверка прочности на скалывание в опорном сечении (при пожаре)

Размеры необуглившегося опорного сечения при времени пожара $T := 57 \text{ мин}$ и глубине прогорания $\Delta_{\text{прз}}(T) = 46.9 \text{ мм}$ составляют:

- высота сечения $h_{\text{огн}}(T, \text{Схема}, 0\text{м}) = 466 \text{ мм}$.
- ширина сечения $b_{\text{огн}}(T, \text{Схема}) = 83 \text{ мм}$.

Поперечная сила на опоре равна $Q(0\text{м}) = 114.62 \text{ кН}$.

Касательные напряжения по формуле Журавского достигают значения

$$\tau := Q(0\text{м}) \cdot \frac{S_{\text{огн}}(T, \text{Схема}, 0\text{м})}{J_{\text{огн}}(T, \text{Схема}, 0\text{м}) \cdot b_{\text{огн}}(T, \text{Схема})} = 4.43 \text{ МПа}.$$

(Здесь $S_{\text{огн}}(T, \text{Схема}, 0\text{м}) = 2263 \text{ см}^3$ - статический момент сечения на опоре $x = 0\text{м}$).

$J_{\text{огн}}(T, \text{Схема}, 0\text{м}) = 70358 \text{ см}^4$ - момент инерции опорного сечения.

Расчетное сопротивление LVL на огнестойкость при скалывании

$$R_{\text{огн.ск}} := R'_{f,\text{ск}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{з}} = 4.49 \text{ МПа}.$$

Запас прочности составляет $\frac{R_{\text{огн.ск}} - \tau}{R_{\text{огн.ск}}} = 1\%$.

Принимаем за расчетный по **скалыванию** на опоре предел огнестойкости $T_{f,\text{ск}} := T = 57.0 \text{ мин}$.

7. Результаты расчета и выводы

Размеры сечения конструкции до начала пожара составляли:

Высота на опоре $h_0 = 513 \text{ мм}$, высота в центре $h_{\text{max}} = 1100 \text{ мм}$, ширина $b = 177 \text{ мм}$.

1. По несущей способности (признаку R) предел огнестойкости составляет
 - по изгибу - $T_{f,\text{изг}} = 33 \text{ мин}$,
 - по скалыванию на опоре - $T_{f,\text{ск}} = 57 \text{ мин}$.

2. Минимальный собственный предел огнестойкости конструкции по несущей способности (принимается меньшее значение) составляет

$$\tau_r := \min(T_{f,\text{изг}}, T_{f,\text{ск}}) = 33 \text{ мин} - \text{без учета времени до начала обугливания}.$$

3. Общий расчетный предел огнестойкости по потере несущей способности (R) с учетом огнезащиты составляет $T_{\text{огн}} := \tau_f + \tau_r = 53 \text{ мин}$.

4. Для повышения огнестойкости конструкции принят

Способ_огнезащиты = "Защита асбестоцементно-перлитовым листом"

толщиной огнезащитного слоя $t_{\text{оз}} = 10 \text{ мм}$ со временем до начала обугливания $\tau_f = 20 \text{ мин}$.

Литература

1. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Минрегион России, 2018. 88 с.
2. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. М.: Минрегион России, 2016. 81 с.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015.
4. Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. Ассоциация "Пожарная безопасность и наука", 2001. 382 с.
5. Предотвращение распространения пожара. Пособие к СНиП 20-01-97 "Пожарная безопасность зданий и сооружений МСД 21-1.98. М.: ЦНИИпромзданий, 1998.
6. СП 112.13330.2011. Пожарная безопасность зданий и сооружений (взамен СНиП 21-01-97* с изменениями). М.: Госстрой России, 2002. 2011. 56 с.
7. Изменения № 1 к СП 64.13330.2017. 2-я редакция ОКБ 91.08020.

Литература

1. СП 64.13330.2011. *Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80*. М.: Минрегион России, 2011. 88 с.
2. СП 20.13330.2016. *Нагрузки и воздействия*. М.: Минстрой ЖКХ РФ, 2016. 85 с.
3. ГОСТ 27751-2014. *Надежность строительных конструкций и оснований*. М.: Стандартинформ, 2015.
4. *Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80)*. М.: Стройиздат, 1986. 216 с.
5. *Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова*. М.: АСВ, 2011. 536 с.
6. Филимонов В.Ф., Гаппоев М.М., Гуськов И.М., Ермоленко Л.К., Линьков В.И., Серова Е.Т., Степанов Б.А. *Конструкции из дерева и пластмасс: учебник*. М.: АСВ, 2010. 440 с.
7. Дмитриев П.А. *Деревянные балки и балочные клетки: учебное пособие / П.А. Дмитриев*. Новосибирск: НИСИ, 1989. 161 с.
8. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. *Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие*. М.: АСВ, 2002. 285 с.
9. Гринь И.М. *Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет*. Киев: Вища школа, 1975. 280 с.
10. Турковский С.Б. *Разработка и экспериментальные исследования несущих деревянных конструкций на основе соединений с наклонно вклеенными связями: диссертация д.т.н., 2001*.
11. Шмидт А.Б., Халтурин Ю.В., Пантюшина Л.Н. *15 примеров расчета деревянных конструкций для курсовых и дипломных проектов: учебное пособие*. Барнаул: Изд-во АлтГТУ, 1997. 86 с.
12. *Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В 2 кн. Кн. 1. Под ред. А. А. Уманского. Изд. 2-е, передел. и доп.* М.: Стройиздат, 1972. 600 с.
13. Островидов А.М., Кузнецов И. *Таблицы для проектирования мостов. Справочник. Раздел 3. Глава 10. Данные для расчета балок*. М.: Научно-техническое изд-во автотранспортной литературы, 1959.
14. Ройтман В.М. *Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. Ассоциация "Пожарная безопасность и наука", 2001. 382 с.*
15. *Предотвращение распространения пожара. Пособие к СНиП 20-01-97 "Пожарная безопасность зданий и сооружений МСД 21-1.98"*. М.: ЦНИИпромзданий, 1998.
16. СТО 36554501-021-2010. *Деревянные конструкции. Многослойный клееный из шпона материал Ultralam (Ультралам). Общие технические требования*. М.: ОАО НИЦ "Строительство", 2010. 14 с.

Учебное издание

**СОВРЕМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ
ИЗ ДРЕВЕСИНЫ, ФАНЕРЫ И LVL**

**Интерактивные примеры проектирования
(адаптация к Mathcad-15)**

Учебное пособие

Шмидт Александр Борисович

Редактор Молчанова М.А.

Корректор

Компьютерная верстка

Подписано к печати .18. Формат 60×84 1/16. Бум. офсетная.

Усл. печ. л. . Тираж 100 экз. Заказ . «С» .

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет.
190005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4.

Отпечатано на МФУ. 190005, Санкт-Петербург, ул. Егорова, д. 5/8 лит. А.