

ИФО | 01.03.04 | ПМ | 6-й семестр

Строительные конструкции

Лекция №12



НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ

**СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ**

www: mgsu.ru/universityabout/Struktura/Kafedri/ZhBK/

e-mail: gbk@mgsu.ru; dpekin@mail.ru

тел.: +7 495 287 49 14 доб. 3036, 3084

Пекин Дмитрий Анатольевич, доцент, к.т.н.

Лекция №12 – Деревянные конструкции

- Общие сведения
 - Несущие деревянные конструкции в зданиях и сооружениях
 - Плоские деревянные конструкции
 - Расчет деревянных конструкций
 - Расчет сплошных элементов деревянных конструкций

Несущие деревянные конструкции:

В зданиях и сооружениях можно разделить на два класса:

- Плоские
 - Балки
 - Фермы, арки
 - Рамы
 - Шпренгельные системы и др.
- Пространственные
 - Сетчатые своды
 - Купола
 - Складки и др.

Для восприятия растягивающих усилий деревянные конструкции комбинируют со стальными, получая **металлодеревянные**

Материалы для деревянных конструкций:

Применяются преимущественно из древесины хвойных пород:

- Сосна
- Ель
- Лиственница
- Кедр
- Пихта



Для изготовления нагелей, шпонок, подушек и других ответственных **деталей** применяют древесину **дуба** и других ценных лиственных пород

Для строительства используются **1, 2 и 3** сорта древесины по ГОСТ 8486, ГОСТ 2695, ГОСТ 9462, ГОСТ 9463

Дополнительные требования к материалам:

- Ширина годовичных слоев древесины должна быть не более 5 мм, а содержание в них поздней древесины – не более 20%
- В заготовках из пиломатериалов **1** и **2** сортов для крайней растянутой зоны (на **0,15** высоты сечения) клееных изгибаемых элементов и в досках **1...3** сортов толщиной **60** мм и менее, работающих на ребро при изгибе или на растяжение, не допускается сердцевина
- Длина пиломатериалов установлена кратной **0,25** м от **1** до **6,5** м
- Толщина бревен в верхнем торце – от **120** до **300** мм через **10** мм, длина – от **4** до **9** м, кратная **0,25** м
- Клеевую строительную фанеру (ГОСТ 3916) производят с размерами листов 1830×1220, 1525×1525, 1825×725 и 1220×725 мм толщиной **1,5; 2; 2,5; 3; 4; 5; 6; 8; 9; 10** и **12** мм

Выбор типа конструкции

- При пролетах покрытий до **6** м и расстоянии между несущими конструкциями не более **1** м применяют балки цельного сечения или легкие клееные балки двутаврового сечения, а при шаге **4...6** м – клееные многослойные дощатые балки
- При пролетах покрытий до **12** м приемлемы клееные балки из пакета досок двутаврового или прямоугольного сечения
- Фермы целесообразны при пролетах **18...30** м
- Арочные системы – при пролетах более **30** м

Для несущих деревянных конструкций предпочтительнее **статически определимые** системы

Изготовление несущих конструкций

Обычно осуществляется на **заводах**, что повышает удобство транспортировки и монтажа. Кроме того, более рационально используются материалы, повышается эффективность и надежность соединений, а также общее качество изготовления

В некоторых случаях (сложность транспортировки, необходимость использования местной древесины, малый объем работы) возможно изготовление конструкций в **мастерских** на месте строительства (например, металлодеревянных конструкций с брусчатыми и бревенчатыми элементами, ферм на лобовых врубках, подкосно-ригельных систем и др.) с помощью простейших электроинструментов

В этих условиях наличие определенного лесоматериала, бревен, пиломатериалов может повлиять на выбор типа конструкции, например при отсутствии высококачественного лесоматериала для растянутых поясов применяют конструкции с **металлическими** затяжками

Защита конструкций

При проектировании, возведении и эксплуатации необходимо предусматривать конструктивные и иные меры предохранения деревянных конструкций от **биологического** разрушения, **возгорания** и действия химически **агрессивной** среды

В необходимых случаях в зависимости от условий эксплуатации производят специальную **защитную** обработку древесины против указанных воздействий в соответствии с особыми требованиями нормативной или проектной документации

Поиск эффективного конструктивного решения

Выполняется на основе нахождения минимального собственного веса конструкции по формуле:

$$q_{\text{д}}^n = \frac{g^n + p^n}{\frac{1000}{k_{\text{см}} \cdot l} - 1}$$

где $q_{\text{д}}^n$ – нормативный собственный вес 1 м² несущей конструкции, кН/м²

g^n и p^n – постоянная и временная нормативные равномерно распределенные нагрузки на несущую конструкцию, кН/м²

$k_{\text{см}}$ – коэффициент собственного веса конструкции, зависящий от ее вида, схемы и нагрузки, определяемый по данным спецификации материалов готовых проектов

l – пролет конструкции, м

Варьируемые параметры

При отыскании **оптимального** конструктивного решения в общем случае варьируются несущие конструкции по их виду, расстоянию между ними, типу ограждающих конструкций, очертанию и относительной высоте конструкций, длине кровельных панелей, форме и размерам поперечных сечений и т. п.

На оценку **экономичности** конструктивного решения покрытия оказывают влияние конструкции кровельного ограждения (прогоны, настилы, связи и т.п.). Опыт показывает, что расход древесины на них составляет 50...70% от общего расхода древесины на все покрытие

При прочих равных условиях возможно варьирование только по **виду** несущих конструкций и компоновке конструктивной схемы (выбор шага основных балок, ферм, расстояния между прогонами и др.)

Оценка конструктивного решения

Производится по **затратам** материалов (древесины и стали), трудоемкости изготовления и монтажа, себестоимости конструкций

Приблизительно сопоставление **однотипных** конструкций (например, ферм или балок) при одинаковых пролетах, одних и тех же условиях строительства производят по **себестоимости** конструкции без учета затрат на транспортирование и монтаж. Для ориентировочных расчетов при однотипных решениях себестоимость изготовления конструкций считают **пропорциональной** объему материала и варианты сравнивают только по затратам материалов (древесины и стали) на изготовление конструкций. При этом пользуются показателями расхода материалов, трудоемкости и стоимости, отнесенными к 1 м^2 площади перекрываемого плана или к 1 м^3 древесины в деле конструкции

Расход металла определяют обычно в процентах от полной массы конструкции

Коэффициенты собственного веса конструкции

Определяются по формулам:

$$k_{\text{см}} = \frac{1000q_{\text{д}}^n}{(q_{\text{д}}^n + g^n + p^n) \cdot l}$$

$$k_{\text{м}} = \frac{q_{\text{м}}^n}{q_{\text{д}}^n} \cdot 100$$

Коэффициент $k_{\text{см}}$ отражает в условных единицах **расход материалов** на единицу нагрузки и на единицу площади или пролета, перекрываемой данной конструкцией. Коэффициент $k_{\text{м}}$ определяет расход стали $q_{\text{м}}^n$ (в %) от полной массы конструкции

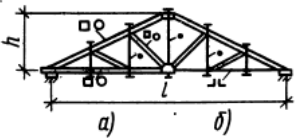
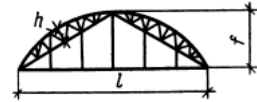
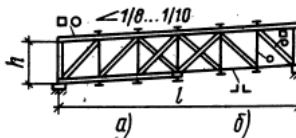
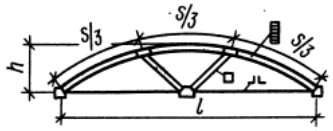
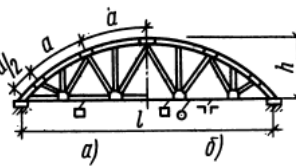
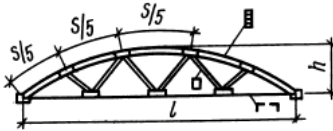
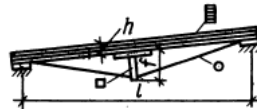
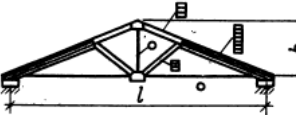
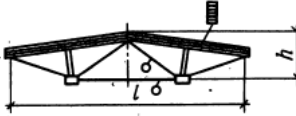
Значения $k_{\text{см}}$ и $k_{\text{м}}$ для наиболее распространенных несущих конструкций покрытий зданий приведены в таблицах на следующих слайдах

Чем **ниже** у конструкции $k_{\text{см}}$ и $k_{\text{м}}$, тем она **экономичнее**

Предварительные значения коэффициентов k_{CM} и k_M

| Наименование и область применения | Схемы | Генеральные размеры, показатели | Наименование | Схема | Генеральные размеры и показатели |
|---|-------|---|--|-------|---|
| Клееные балки из пакета досок прямоугольного или двутаврового сечения — несущие балки и прогоны покрытий и перекрытий | | $l=6...12$ м; $h/l=1/8...1/12$ $k_{CM}=6...4$; $k_M=1,5\%$ | Фермы из бревен и брусев на лобовых врубках с деревянным (а) и стальным (б) нижним поясом | | $l=12...18$ м; $h/l=1/5...1/4$; $k_{CM}=6...4,5$; а) $k_M=15...20\%$; б) $k_M=25...35\%$ |
| Клееные балки с фанерной стенкой — несущие балки для покрытий | | $l=6...12$ м; $h/l=1/8...1/12$; $k_{CM}=4...3$ $k_M=1\%$ | То же, с параллельными поясами | | $l=12...24$ м; $h/l=1/6$; $k_{CM}=6...4,5$; а) $k_M=15...20\%$; б) $k_M=25...35\%$ |
| Трехшарнирные арки из клееных балок и пакета досок со стальной затяжкой — несущие конструкции покрытий | | $l=12...18$ м; $h/l=1/30...1/50$; $f/l=1/2...1/7$; $k_{CM}=4...2$; $k_M=20...25\%$ | Фермы с ломаным верхним поясом из брусев с соединениями на нагелях с нижним деревянным (а) или стальным (б) поясом | | $l=18...30$ м; $h/l=1/6...1/7$; $k_{CM}=5...3$; а) $k_M=12...18\%$; б) $k_M=25...35\%$ |
| Двухшарнирные арки клееные в виде пакета досок — несущие конструкции покрытий | | $l=12...18$ м; $h/l=1/30...1/50$; $f/l=1/2...1/7$; $k_{CM}=4...2$; $k_M=20...25\%$ | Металлодеревянная шпренгельная ферма из клееных блоков (прогоны эстакад, несущие конструкции покрытий) | | $l=9...15$ м; $f/l=1/7...1/4$; $h/l=1/30...1/20$; $k_{CM}=4...3,5$; $k_M=20...30\%$ |
| Трехшарнирные рамы из клееных элементов — несущие конструкции каркасов | | $l=12...18$ м; $f/l=1/8...1/3$; $h/l=1/30...1/35$; $k_{CM}=5...4$; $k_M=20...25\%$ | Металлодеревянные фермы с верхним поясом из клееных блоков (треугольная с подкосами) | | $l=12...18$ м; $h/l=1/6...1/4$; $k_{CM}=4...3,5$; $k_M=25...30\%$ |
| | | | Пятиугольная с опиранием в уровне верхнего пояса | | $l=12...14$ м; $h/l=1/7...1/6$; $k_{CM}=4...3,5$; $k_M=25...35\%$ |

Предварительные значения коэффициентов k_{CM} и k_M

| Наименование | Схема | Генеральные размеры и показатели | Наименование | Схема | Генеральные размеры и показатели |
|---|---|---|--|---|---|
| Фермы из бревен и брусьев на лобовых врубках с деревянным (а) и стальным (б) нижним поясом |  | $l = 12...18$ м; $h/l = 1/5...1/4$; $k_{CM} = 6...4,5$; а) $k_M = 15...20\%$; б) $k_M = 25...35\%$ | Трехшарнирные решетчатые арки с сегментными фермами |  | $l = 30...60$ м; $f/l = 1/6...1/4$; $h/l = 1/25...1/15$; $k_{CM} = 5...3$; $k_M = 7...12\%$ (без затяжки); $k_M = 20...25\%$ (с затяжкой) |
| То же, с параллельными поясами |  | $l = 12...24$ м; $h/l = 1/6$; $k_{CM} = 6...4,5$; а) $k_M = 15...20\%$; б) $k_M = 25...35\%$ | Металлодеревянные сегментные фермы с верхним поясом из трех клееных блоков |  | $l = 12...24$ м; $h/l = 1/7...1/6$; $k_{CM} = 2,5...3,0$; $k_M = 30...35\%$ |
| Фермы с ломаным верхним поясом из брусьев с соединениями на нагелях с нижним деревянным (а) или стальным (б) поясом |  | $l = 18...30$ м; $h/l = 1/6...1/7$; $k_{CM} = 5...3$; а) $k_M = 12...18\%$; б) $k_M = 25...35\%$ | То же, из пяти |  | |
| Металлодеревянная шпренгельная ферма из клееных блоков (прогоны эстакад, несущие конструкции покрытий) |  | $l = 9...15$ м; $f/l = 1/7...1/4$; $h/l = 1/30...1/20$; $k_{CM} = 4...3,5$; $k_M = 20...30\%$ | | | |
| Металлодеревянные фермы с верхним поясом из клееных блоков (треугольная с подкосами) |  | $l = 12...18$ м; $h/l = 1/6...1/4$; $k_{CM} = 4...3,5$; $k_M = 25...30\%$ | | | |
| Пятиугольная с опиранием в уровне верхнего пояса |  | $l = 12...14$ м; $h/l = 1/7...1/6$; $k_{CM} = 4...3,5$; $k_M = 25...35\%$ | | | |

Плоские деревянные конструкции:

Сплошные (схемы 1-5 в левой таблице на слайде 13):

- Балочного типа – при пролетах до 12 м
- Арочного типа (с затяжками) – при пролетах до 18 м
- Рамного типа (подкосно-ригельного) – при пролетах до 18 м

Сквозные (схемы в таблицах на слайде 14):

- Фермы – при пролетах от 12 до 30 м
- Трехшарнирные арки с затяжками – при пролетах от 24 до 60 м

Выбор схемы и типа ферм определяется архитектурными, производственными и эксплуатационными требованиями и обосновывается технико-экономическим расчетом

Конфигурация крыши

Принимается в зависимости от назначения здания, типа покрытия (холодное или теплое, чердачное или бесчердачное) и вида кровельного материала: **односкатная** или **двускатная** с крутым или пологим уклоном

По очертанию фермы могут быть **треугольные, пятиугольные, сегментные** и др.

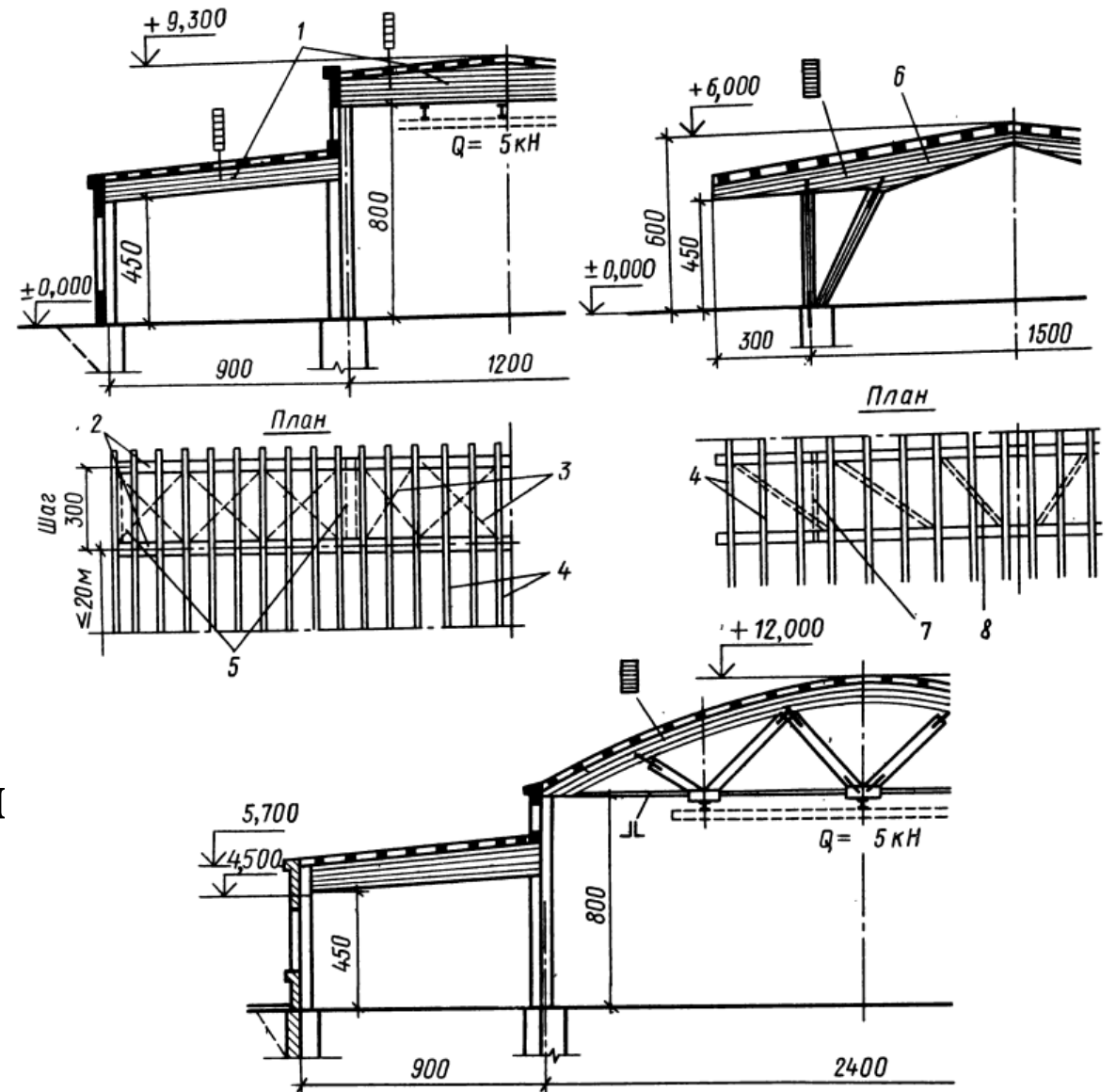
Фермы **треугольного** очертания применяют преимущественно при кровлях, требующих **крутых** уклонов, – из волнистых асбестоцементных листов, этернита, черепицы, кровельной стали и др.

Фермы **сегментные, двускатные** трапецеидальные, **многоугольные** устраивают при кровлях из рулонных материалов

Прогоны рекомендуется крепить только в **узлах** ферм, не допуская изгиба поясов

Схемы одноэтажных производственных зданий

- 1 – клееные балки прямоугольного сечения
- 2 – балки
- 3 – горизонтальные связи
- 4 – прогоны
- 5 – вертикальные связи между стойками
- 6 – клееная рама
- 7 – продольные вертикальные связи между стойками
- 8 – скатные связи



Связевые конструктивные элементы покрытия

Необходимы для восприятия **горизонтальных** нагрузок и воздействий (ветер, крановое оборудование, сейсмика и др.) из плоскости основных несущих конструкций

Связи вместе с элементами ферм образуют **плоские** геометрические неизменяемые системы, расположенные в **горизонтальных, вертикальных** и **наклонных** (скатные связи) плоскостях

Пространственная жесткость покрытия обеспечивается устройством специальных скатных ферм жесткости в плоскости верхних поясов соседних ферм, располагаемых в торцовых частях здания и по его длине на расстояниях не более 30 м. Такие фермы образуются **горизонтальными** связями вместе с верхними поясами двух соседних несущих конструкций и могут воспринимать ветровую нагрузку с торцовых стен и передавать действующие в ее плоскости усилия на опоры основных ферм

Горизонтальные связи покрытия

При большой высоте торцовых стен, наличии в торцах зданий больших проемов (например, для ворот гаража или ангара) и горизонтальных нагрузках от полотнищ ворот кроме связей в плоскости скатов крыши устраивают также связи в уровне **нижних** поясов в виде системы ферм с параллельными поясами и решеткой. При этом поясами этой фермы служат **нижние** пояса основных ферм, а сами связи – **решеткой**

Связи (деревянные брусчатые раскосы) к поясам крепят с помощью металлических **накладок**, образуя треугольную и раскосную решетки

В зданиях небольшой длины с жесткими торцовыми стенами устойчивость **сжатых** поясов ферм и всего покрытия может быть обеспечена **анкерровкой** их к кладке торцовых **стен**. В случае отсутствия надежной анкерровки прогонов необходима постановка связей по верхнему поясу ферм

Вертикальные связи покрытия

Кроме **горизонтальных** связей для геометрической неизменяемости пространственного блока покрытия размещают **вертикальные** связи по фермам в плоскости опорных стоек и в середине пролета

Вертикальные связи ставят, завязывая каждую пару ферм около обоих торцов здания и через один пролет. При пролетах ферм более 24 м вертикальные связи устраивают еще и в четвертях пролета

Поперечные **вертикальные** связи не ставят на протяжении всего покрытия, чтобы выход из строя одной фермы не повлек за собой обрушение всего покрытия

Вертикальные связи делают с раскосной или полураскосной решеткой. Нередко раскосы связей выполняют из стальных тяжей диаметром 12...16 мм с муфтами

Схемы покрытий производственных зданий

а) – пространственная схема связей покрытия

б) – торцевые и промежуточные связи по верхнему поясу ферм

1 – горизонтальные связи в плоскости покрытия; 2 – вертикальные связи

3 – основные фермы; 4 – надворотная горизонтальная ферма в нижнем уровне

5 – ворота; 6 – фахверк

7 – прогоны

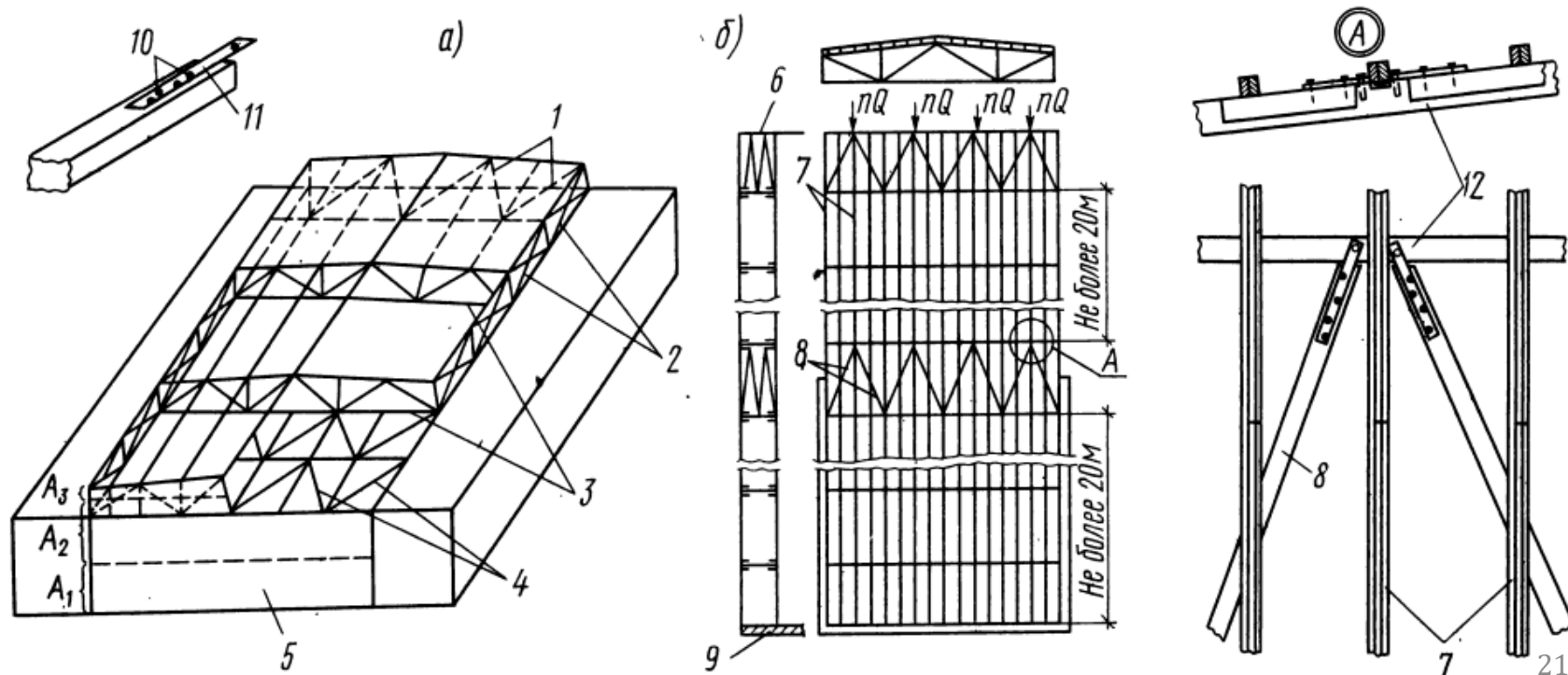
8 – раскосы связей

9 – жесткая стена

10 – гвозди

11 – стальная накладка

12 – верхний пояс фермы



Поперечные вертикальные связи покрытия

Поперечные **вертикальные** связи, скрепляющие фермы попарно, рассчитывают в вертикальной плоскости на ветровую нагрузку, действующую на торец здания, а также на условное знакопеременное усилие, равное 2% от сжимающего усилия, действующего в раскрепляемом элементе основной несущей фермы, направленное перпендикулярно плоскости фермы

Ветровую нагрузку собирают с соответствующей грузовой площади.

Например, на предыдущем слайде в торце здания устроен проем для ворот. Нижние опорные устройства раздвижных ворот воспринимают ветровую нагрузку с площади A_1 , ограниченной нижней половиной ворот, давление на остальную площадь ворот A_2 воспринимается горизонтальной, надворотной фермой, расположенной в плоскости нижних поясов крайних основных ферм

Давление на площадь торцовой несущей фермы A_3 передается на вертикальные связи, поставленные между несущими фермами. При подвеске к фермам кранового оборудования вертикальные связи следует рассчитывать на тормозные усилия

Промежуточные горизонтальные связи

Горизонтальные связи, расположенные между соседними конструкциями, рассчитывают подобно обычным фермам с **пролетом**, равным пролету вертикальных несущих ферм

Поясами горизонтальных ферм жесткости служат пояса самих несущих конструкций. Связи жесткости, раскрепляющие сжатые элементы конструкций, рассчитывают на **усилия**, направленные **перпендикулярно** основной плоскости конструкции, приложенные в каждом узле закрепления и равные **условной силе** $Q = 0,02N$ (где N – максимальное усилие в **сжатом** поясе фермы)

В каждом узле **горизонтальной** фермы приложена сила nQ , которая может быть направлена в сторону как одного, так и другого торца здания (n – число основных ферм, соединенных связевой фермой)

При незначительной величине усилий сечения элементов связей назначают по конструктивным соображениям – по **предельной гибкости**, которая не должна превышать **200**

Схема однопролетного производственного здания

1 – ось симметрии

2 – связи
вертикальные

3 – подкрановые
балки

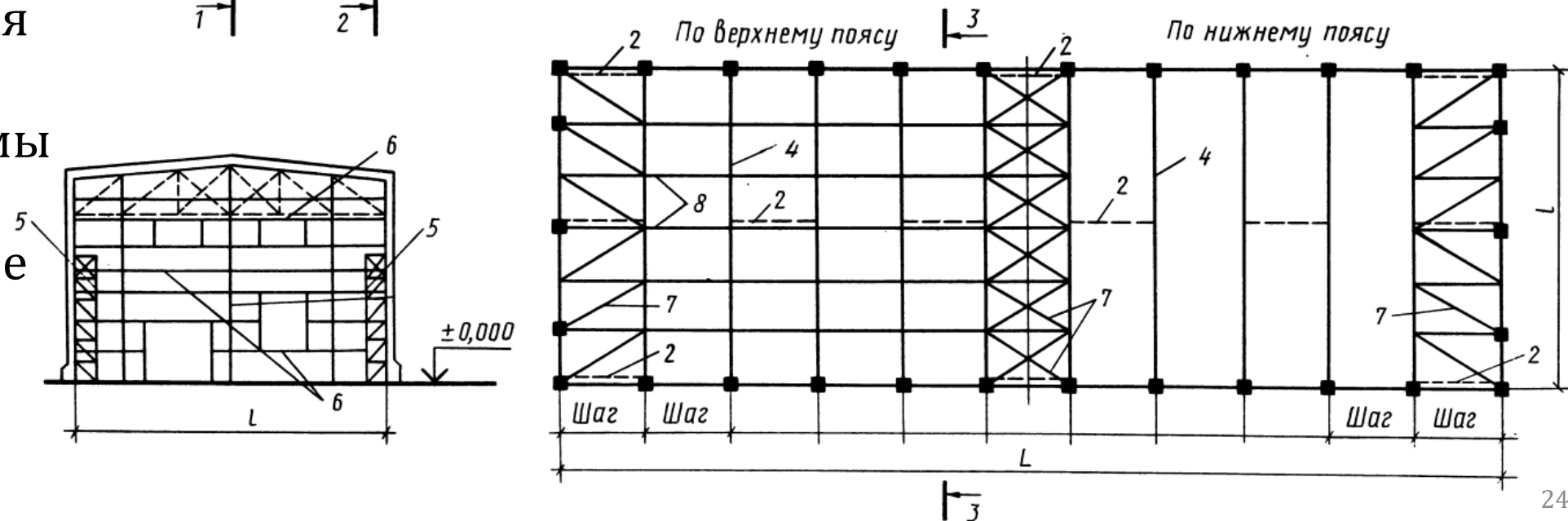
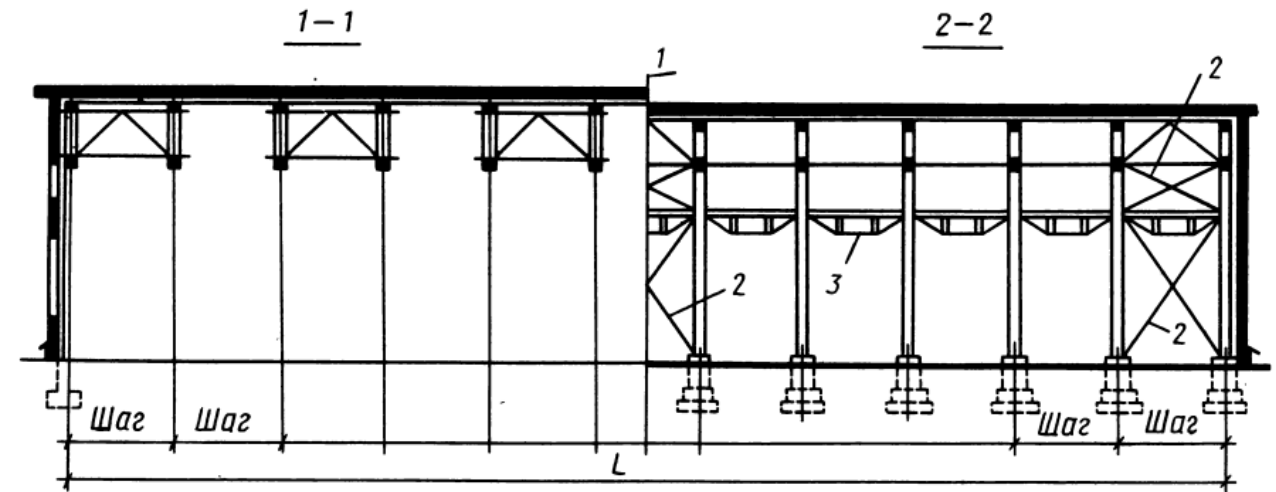
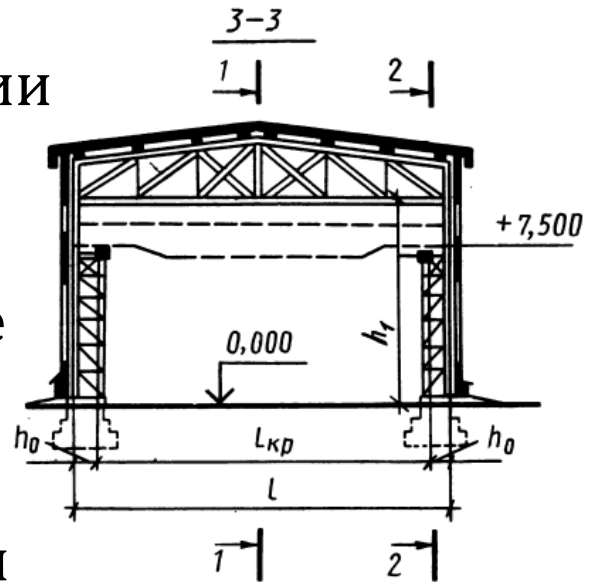
4 – ферма

5 – двухветвевая
колонна

6 – стойки фермы

7 – связи
горизонтальные

8 – прогоны



Расчет деревянных конструкций

Производят по **двум группам** предельных состояний:

- **I** – по несущей способности (прочности, устойчивости) – на расчетные нагрузки
- **II** – по деформациям (прогибам, колебаниям) – на нормативные нагрузки

При выполнении расчета материал считают **упругим**

Длительное сопротивление древесины вследствие ее ползучести, релаксации напряжений и т. п. учтено в значениях **расчетных** характеристик дополнительными **коэффициентами**

При расчете деревянных конструкций необходимо соблюдать требования и указания СП 64.13330

Прочностные характеристики

Расчетные сопротивления R древесины сосны, ели, лиственницы при различных **напряженных** состояниях в конструкциях приведены в табл. 3, расчетные сопротивления строительной фанеры – в табл. 8 СП 64.13330

Расчетные сопротивления получены **делением** нормативных сопротивлений на коэффициент **надежности** по материалу и предназначены для расчета деревянных конструкций при одновременном воздействии постоянной и временной нагрузок

Расчетные сопротивления древесины **других пород**, древесины конструкций, находящихся в условиях **повышенной** влажности или температуры, а также конструкций, проверяемых на воздействие только постоянной и временной длительной нагрузки (без учета **кратковременной** нагрузки), конструкций, рассчитываемых с учетом воздействий кратковременных (ветровых, монтажных или сейсмических) нагрузок, определяют умножением **расчетных** сопротивлений, приведенных в табл. 3, на **соответствующие** коэффициенты, указанные в СП 64.13330

Внутренние напряжения

Возникающие в древесине при **изменении** температуры, от усушки и разбухания вдоль волокон, при расчете конструкций не учитывают

Не принимают во внимание также **разгружающее** действие сил **трения**. Силы трения учитывают:

а) если **равновесие** системы обеспечивается только **трением** – при условии постоянного прижатия примыкающего элемента в конструкции и отсутствии вибрационного или повторного ударного воздействия нагрузки, в этих случаях коэффициент трения дерева по дереву принимают: торца по боковой поверхности – 0,3, боковых поверхностей – 0,2

б) если **трение** ухудшает условия работы конструкций и соединений (вызывает увеличение расчетного усилия и т. п.), в этом случае коэффициент трения принимают равным 0,6

Расчет центрально-растянутых элементов

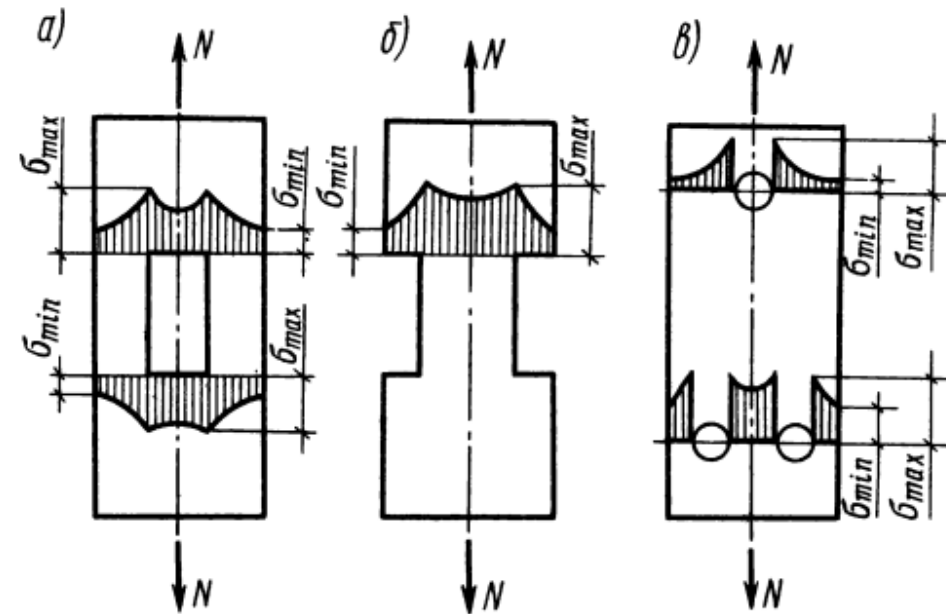
Сплошного сечения **вдоль волокон** выполняется по формуле:

$$\frac{N}{F_{\text{нт}}} \leq R_p$$

где N – расчетная продольная сила; $F_{\text{нт}}$ – площадь нетто (ослабленного) поперечного сечения элемента; R_p – расчетное сопротивление древесины растяжению вдоль волокон

При определении $F_{\text{нт}}$ все **ослабления**, расположенные на участке длиной **20 см**, принимаются совмещенными в одном сечении. Наибольшее **ослабление** должно быть не более **50%** площади $F_{\text{бр}}$

Прочность древесины на растяжение поперек волокон почти в **25 раз** меньше прочности вдоль волокон и практически не может быть использована в несущих конструкциях



а) – гнездо по оси элемента; **б)** – симметричные врубки; **в)** – отверстия по концам элемента

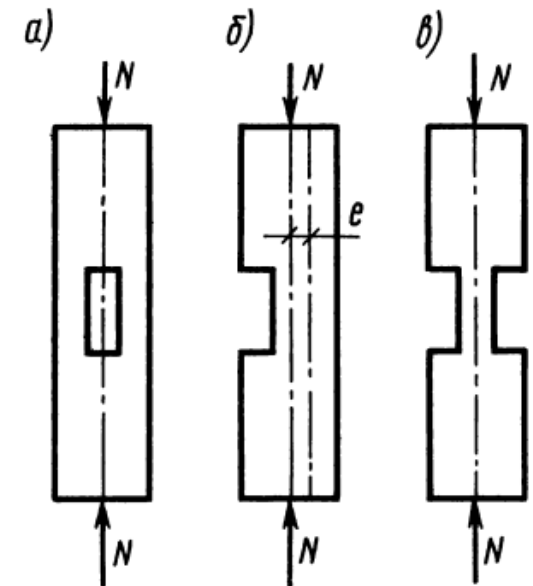
Расчет центрально-сжатых элементов

Сплошного сечения вдоль волокон выполняется на **прочность** и **устойчивость** по формулам:

$$\frac{N}{F_{\text{нт}}} \leq R_c \quad \text{и} \quad \frac{N}{\varphi \cdot F_{\text{расч}}} \leq R_c$$

где N – расчетная продольная сила; $F_{\text{нт}}$ и $F_{\text{расч}}$ – площадь **нетто** (ослабленного) и **расчетного** поперечного сечения элемента; φ – коэффициент продольного изгиба; R_c – расчетное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон

При расчете на **устойчивость**, отсутствии **ослаблений**, а также при ослаблениях, не выходящих на кромки – рис. **а**), если площадь ослаблений не превышает $0,25F_{\text{бр}}$, принимают $F_{\text{расч}} = F_{\text{бр}}$. Если площадь ослабления превышает $0,25F_{\text{бр}}$, то $F_{\text{расч}} = 4/3F_{\text{нт}}$, а при симметричных ослаблениях, выходящих на кромку – рис. **в**), $F_{\text{расч}} = F_{\text{нт}}$. При несимметричных ослаблениях сечений, выходящих на кромки – рис. **б**), элементы рассчитывают как внецентренно сжатые



Коэффициент продольного изгиба φ

При гибкости $\lambda \leq 70$ определяется по формуле:

$$\varphi = 1 - a \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2$$

При гибкости $\lambda > 70$ определяется по формуле:

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2}$$

где $a = 0,8$ для древесины и $a = 1,0$ для фанеры;

$A = 3000$ для древесины и $A = 2500$ для фанеры;

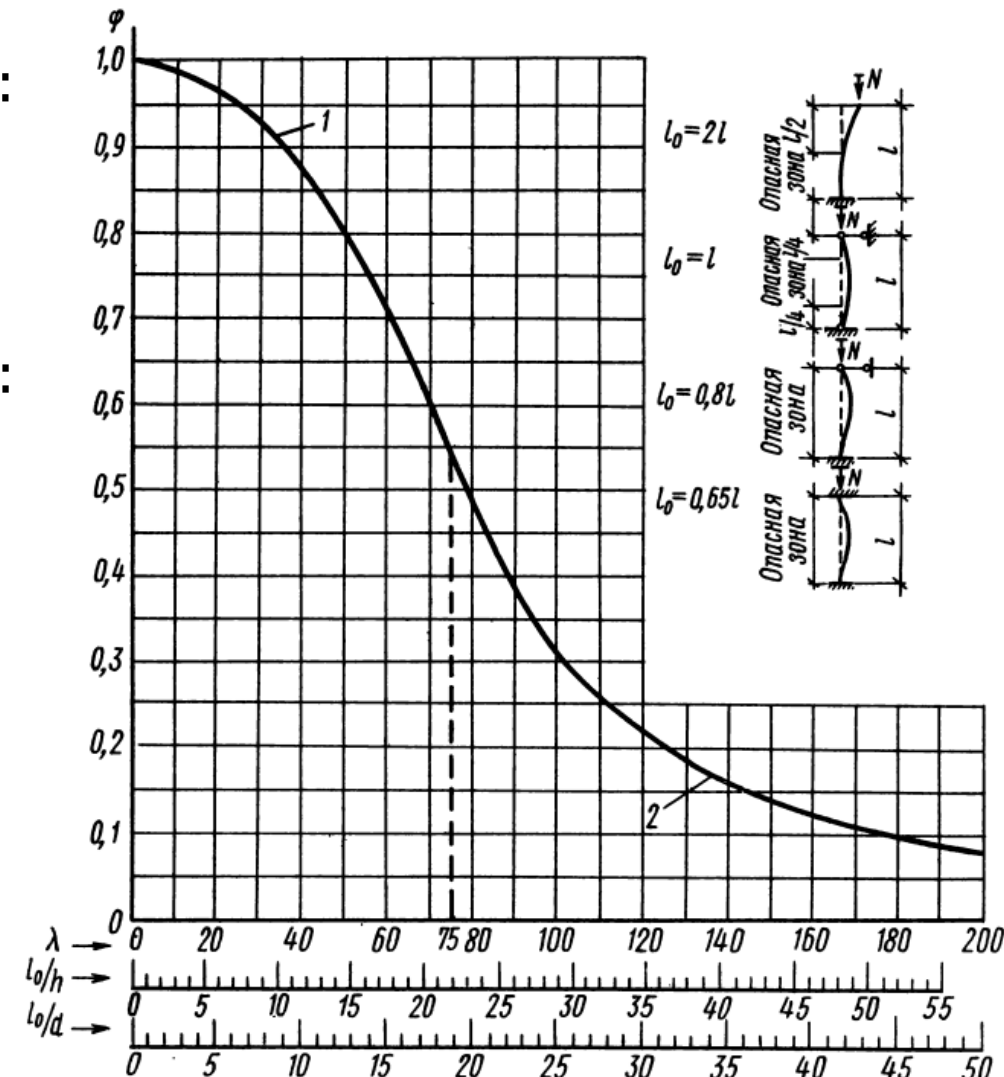
$\lambda = l_0/i$ – гибкость элемента;

$l_0 = \mu \cdot l$ – расчетная длина элемента;

μ – коэффициент расчетной длина элемента;

i – радиус инерции сечения брутто

Обозначения к графику: **1** – кривая норм при $\lambda \leq 70$; **2** – гипербола Эйлера при гибкости $\lambda > 70$



Ограничение гибкости λ элементов

В главных плоскостях инерции XZ и YZ :

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_x} = \frac{\mu_y \cdot l_y}{i_x} \leq \lambda_{\text{пр}} \quad \text{и} \quad \lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_y} = \frac{\mu_x \cdot l_x}{i_y} \leq \lambda_{\text{пр}},$$

где $\lambda_{\text{пр}} = 120; 150; 200$ – для **основных** элементов конструкций (пояса, опорные раскосы и стойки ферм, колонны); для прочих элементов; для связей

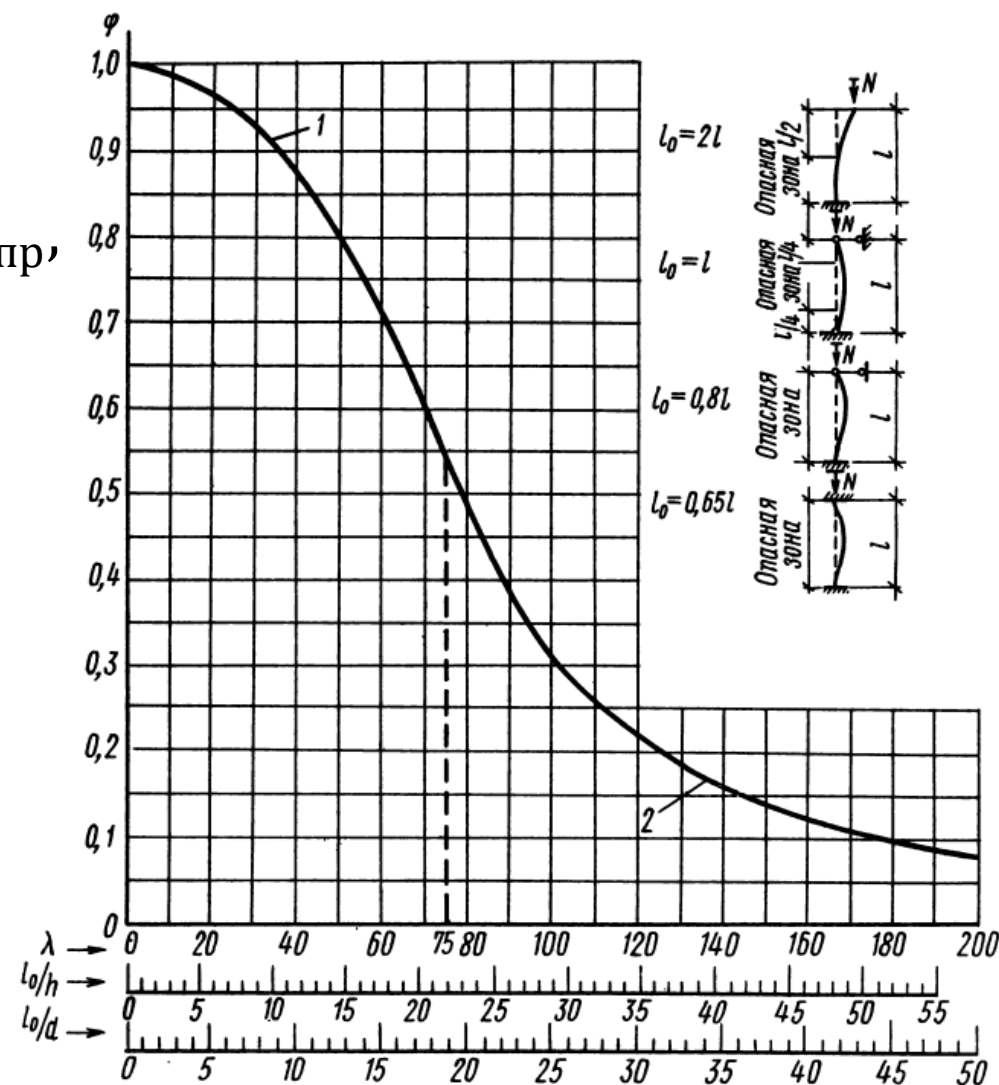
i_x и i_y – радиусы инерции сечения относительно осей X и Y ;

l_{0x} и l_{0y} – расчетные длины в плоскостях XZ и YZ ;

μ_x и μ_y – коэффициенты расчетной длины в плоскостях XZ и YZ ;

l_x и l_y – длины пролетов в плоскостях XZ и YZ

Обозначения к графику: **1** – кривая норм при $\lambda \leq 70$; **2** – гипербола Эйлера при гибкости $\lambda > 70$



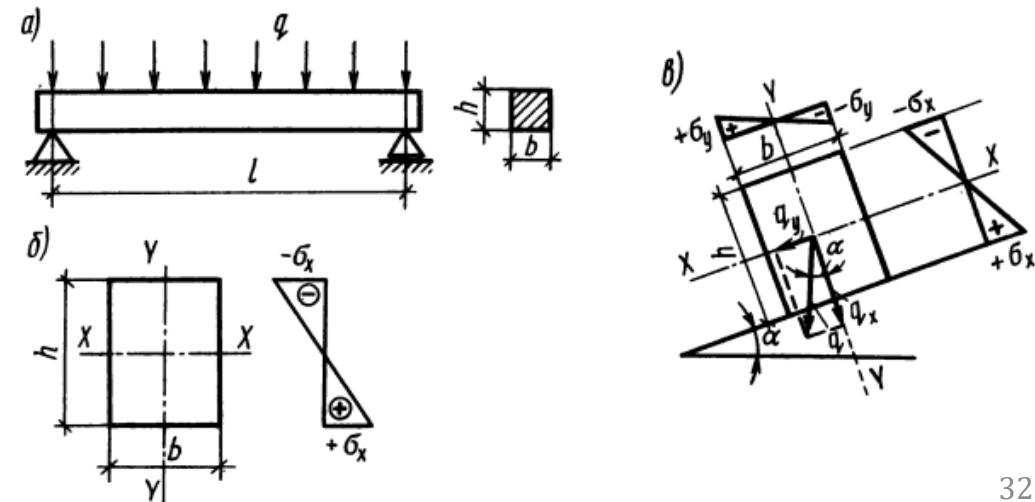
Расчет элементов при изгибе

В одной или двух плоскостях на прочность по нормальным напряжениям при невозможности реализации потери устойчивости плоской формы выполняется по формулам:

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{расч}}} \leq R_{\text{и}} \quad \text{и} \quad \sigma_{\text{max}} = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_{\text{и}}$$

где M, M_x, M_y – расчетный изгибающий момент в сечении; $W_{\text{расч}}$ – расчетный момент сопротивления поперечного сечения элемента, для цельных элементов $W_{\text{расч}} = W_{\text{нт}}$; $R_{\text{и}}$ – расчетное сопротивление древесины изгибу вдоль волокон

Изгибаемые элементы разрушаются от потери первоначальной формы сжатых волокон (вследствие чего резко смещается центральная ось в сторону растянутой зоны) и преодоления предела прочности на растяжение в крайних растянутых волокнах сечения



Расчет при изгибе на устойчивость

Плоской формы деформирования элементов прямоугольного постоянного сечения выполняется по формуле:

$$\sigma_{\text{ус}} = \frac{M}{\varphi_M \cdot W_{\text{бр}}} \leq R_{\text{и}}$$

где M – расчетный изгибающий момент на рассматриваемом участке l_p ;

$W_{\text{расч}}$ – максимальный момент сопротивления брутто на рассматриваемом участке l_p ;

$R_{\text{и}}$ – расчетное сопротивление древесины изгибу вдоль волокон

Коэффициент φ_M для изгибаемых элементов, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси:

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{l_p \cdot h} k_{\phi}$$

где l_p – расстояние между опорными сечениями элемента, закрепленными от смещения из плоскости изгиба; b и h - ширина и высота поперечного сечения;

k_{ϕ} – коэффициент формы, определяемый по таблице Е.1 СП 64.13330

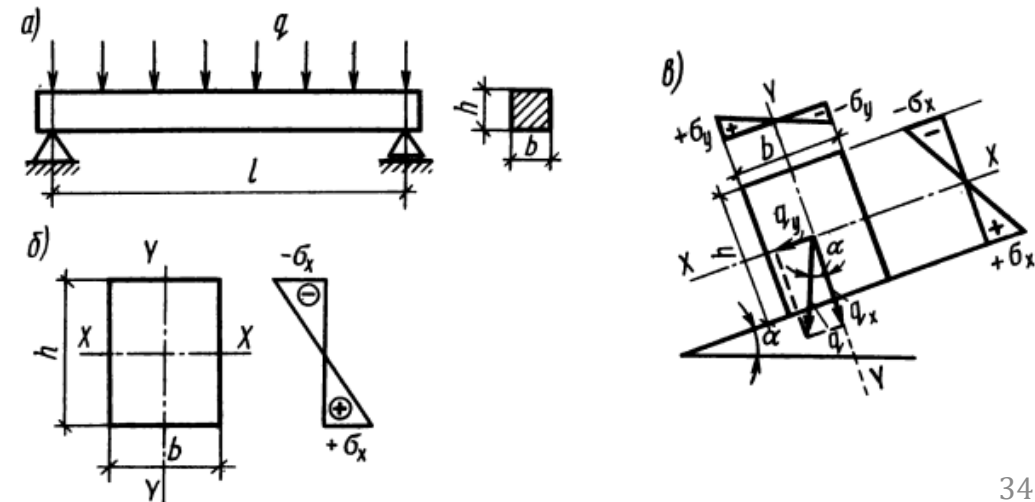
Расчет элементов на скалывание при изгибе

Выполняется в местах наибольших поперечных сил (обычно возле опор), а также в местах изменения формы поперечного сечения – там, где толщина стенки значительно меньше ширины пояса балки по, формуле:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{бр}^{отс}}{I_{бр} \cdot b_{расч}} \leq R_{ск}$$

где Q – расчетная поперечная сила; $I_{бр}$ и $S_{бр}^{отс}$ – момент инерции всего сечения брутто и статический момент сдвигаемой части относительно нейтральной оси; $R_{ск}$ – расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон; $b_{расч}$ – расчетная ширина сечения

Проверка на скалывание особенно имеет значение для коротких балок (при $b/h \leq 5$) с большими нагрузками или для балок с сосредоточенными силами, близко расположенными у опор



Внецентренное сжатие или растяжение

Происходит при **внецентренном** нагружении элемента – рис. **а)**, несимметричных ослаблениях элемента – рис. **б)**, наличии начальной кривизны элемента при одновременном действии в сечении продольной силы и изгибающего момента – рис. **в)**

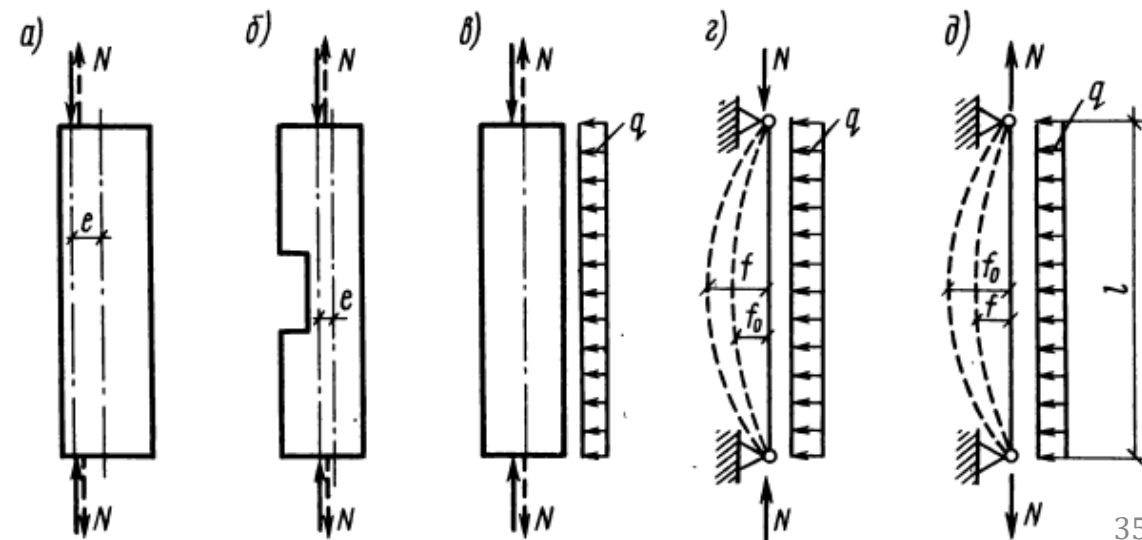
При внецентренном сжатии элемента – рис. **г)** расчетный изгибающий момент M_d образуется из двух частей:

$$M_d = M + N \cdot f$$

где M_d – расчетный изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме;

M – изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы

$N \cdot f$ – дополнительный момент от действия продольной силы и прогиба



Расчетный изгибающий момент M_D

С учетом полного прогиба f , определяемого по формуле:

$$f = f_0 \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{M}{N_{cr}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{M}{N_{cr} - N}$$

где $f_0 = \frac{M}{N_{cr}}$ – прогиб, вызываемый изгибающим моментом M , и

вместо $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_0^2}$ – критической силы по Эйлеру принимаем:

$N_{cr} = \varphi \cdot F_{бp} \cdot R_c$ – критическую силу по СП 64.13330, где $\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{\lambda^2}$

и подстановки в $M_D = M + N \cdot f$ получим:

$$M_D = M + \frac{N \cdot M}{N_{cr} - N} = M \left(1 + \frac{N}{N_{cr} - N} \right) = M \frac{N_{cr}}{N_{cr} - N} = \frac{M}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{M}{\xi}$$

где $\xi = 1 - \frac{N}{N_{cr}} = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot F_{бp} \cdot R_c} = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N}{3000 F_{бp} \cdot R_c}$

Расчет внецентренно-сжатых элементов

На прочность по нормальным напряжениям выполняется по формуле:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_{д}}{W_{расч}} = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M}{\xi \cdot W_{расч}} \leq R_c$$

где N – расчетная продольная сила;

$F_{расч}$ – площадь расчетного поперечного сечения элемента;

$M_{д}$ – расчетный изгибающий момент с учетом прогибов;

M – расчетный изгибающий момент;

R_c – расчетное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон;

$$\xi = 1 - \frac{N}{N_{cr}} = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot F_{бр} \cdot R_c} = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N}{3000 F_{бр} \cdot R_c}$$

Расчет внецентренно-сжатых элементов

На устойчивость плоской формы деформирования выполняется по формуле:

$$\frac{N}{\varphi \cdot F_{\text{бр}} \cdot R_c} + \left(\frac{M_d}{\varphi_M \cdot W_{\text{бр}} \cdot R_{\text{и}}} \right)^n \leq 1$$

где N – расчетная продольная сила;

$F_{\text{бр}}$ – площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента на участке l_p ;

R_c – расчетное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон;

$R_{\text{и}}$ – расчетное сопротивление древесины изгибу вдоль волокон;

$\varphi = \frac{A}{\lambda^2}$ – коэффициент продольного изгиба для участка с расчетной длиной l_p ;

$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{l_p \cdot h} k_\phi$ – коэффициент потери устойчивости при изгибе;

$n = 2$ – для элементов без закрепления растянутой зоны из плоскости деформирования и $n = 1$ – для элементов, имеющих такие закрепления

Расчет внецентренно-растянутых элементов

На прочность по нормальным напряжениям выполняется по формуле:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_d \cdot R_p}{W_{расч} \cdot R_{и}} = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M \cdot R_p}{\xi \cdot W_{расч} \cdot R_{и}} \leq R_p$$

где N – расчетная продольная сила;

$F_{расч}$ – площадь расчетного поперечного сечения элемента;

M_d – расчетный изгибающий момент с учетом прогибов;

M – расчетный изгибающий момент;

R_p и $R_{и}$ – расчетное сопротивление древесины растяжению и изгибу вдоль волокон;

$$\xi = 1 - \frac{N}{N_{cr}} = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot F_{бp} \cdot R_c} = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N}{3000 F_{бp} \cdot R_c}$$

Смятие древесины

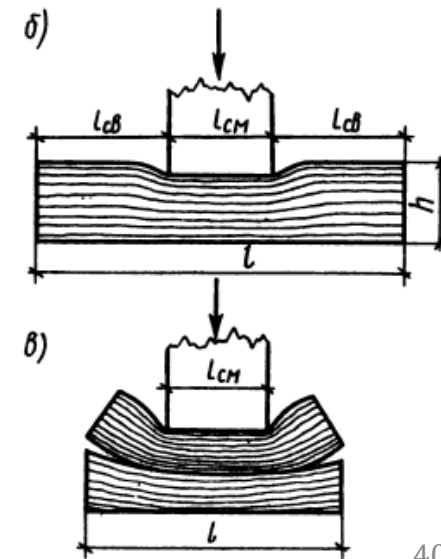
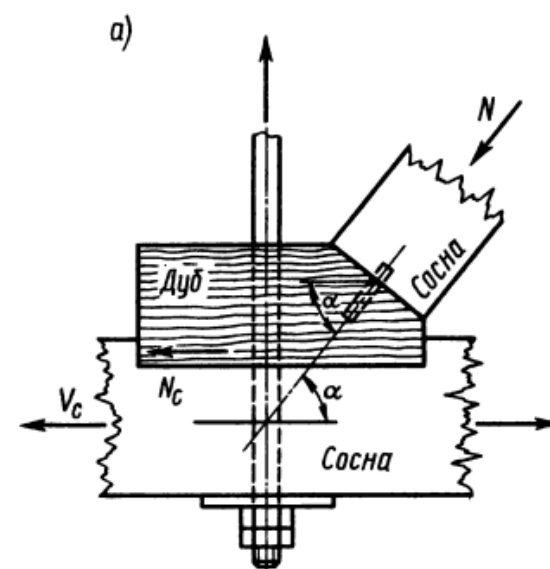
В конструкциях может происходить вдоль и поперек волокон, а также под углом к волокнам α

Сопротивление древесины смятию вдоль волокон близко по значению к сопротивлению сжатию вдоль волокон и принимается ему равным

Сопротивление древесины смятию поперек волокон в несколько раз меньше сопротивления ее вдоль волокон. Сопротивление древесины под углом к волокнам по всей поверхности – рис. а) зависит от угла наклона α :

$$R_{сма\alpha} = \frac{R_{с\text{м}}}{1 + \left(\frac{R_{с\text{м}}}{R_{с\text{м}90} - 1 \right) \sin^3 \alpha}$$

где $R_{с\text{м}}$ и $R_{с\text{м}90}$ – расчетное сопротивление древесины смятию вдоль и поперек волокон по всей поверхности



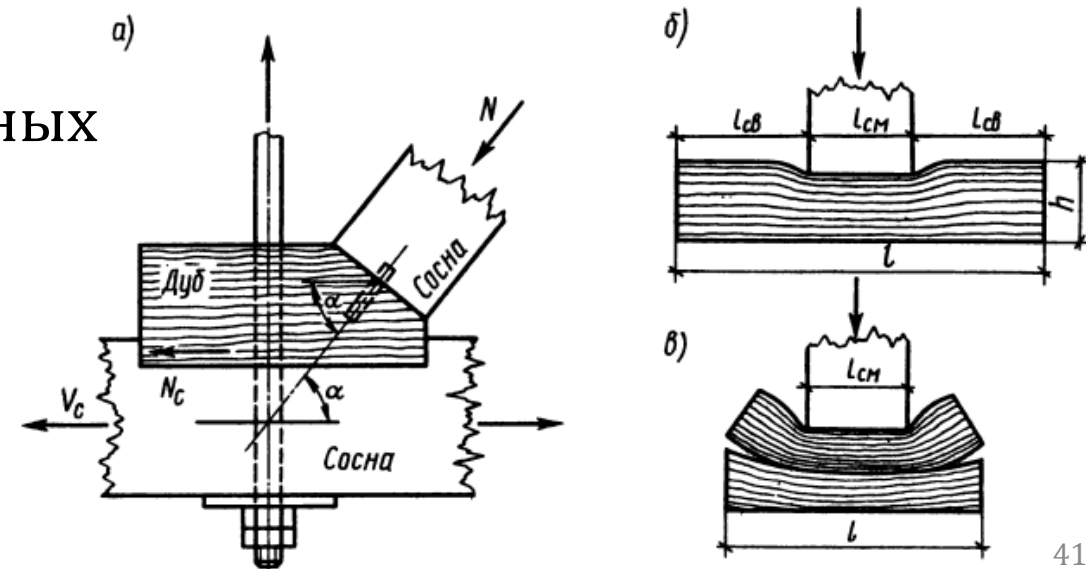
Смятие древесины

При смятии древесины происходит значительное развитие деформаций в направлении усилия. При местном смятии на части длины, как показывают опыты, в работу включается древесина за пределами плоскости контакта элементов – рис. б) и в). С увеличением длины незагруженных концов и увеличением высоты h сминаемого элемента сопротивление смятию поперек волокон увеличиваются. При малых величинах $l_{св}$ возможно расщепление концов бруса – рис. в)

Расчетное сопротивление смятию поперек волокон на части длины (при длине свободных концов $l_{св} \geq l_{см}$ и $l_{св} \geq h$):

$$R_{см} = R_{с90} [1 + 8 / (l_{см} + 1,2)]$$

где $R_{с90}$ – расчетное сопротивление древесины сжатию и смятию по всей поверхности поперек волокон



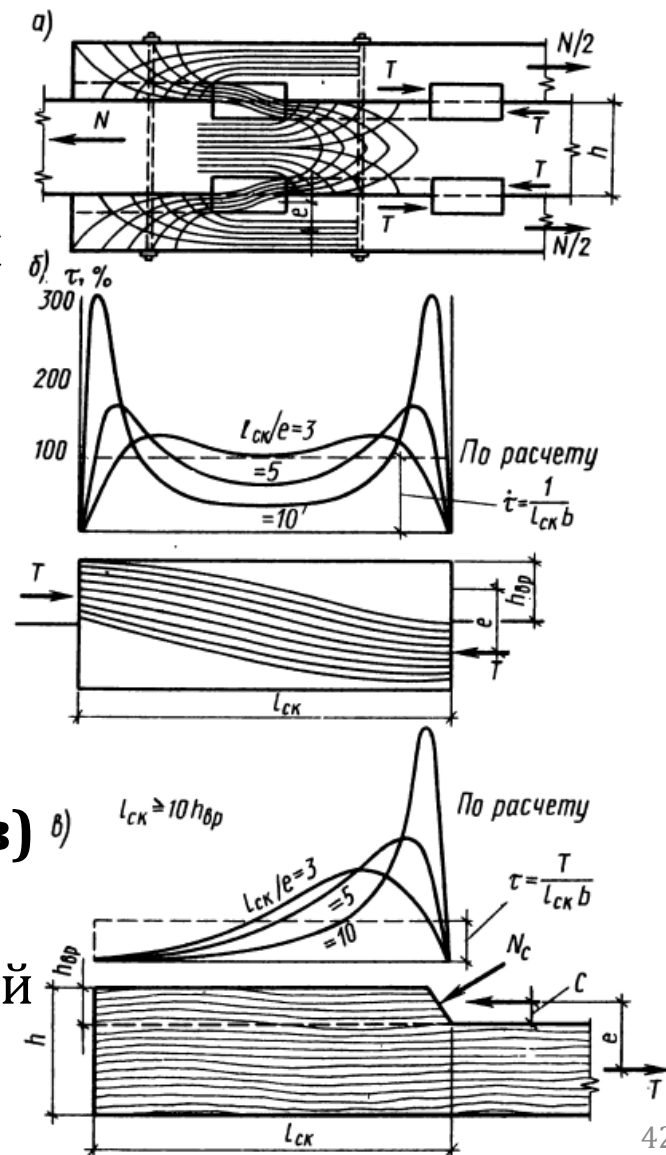
Скалывание древесины в соединениях

В соединениях деревянных конструкций учет скалывания древесины имеет огромное значение

Наличие усадочных трещин, косослоя и других случайных причин резко снижает сопротивление древесины скалыванию

В конструкциях различают скалывание одно- и двустороннее (промежуточное):

- Одностороннее – в случае одностороннего воздействия скалывающей силы на плоскость скалывания, например в накладках и брусе – рис. а), скалывание по плоскостям между шпонками или скалывание на концевом участке пояса – рис. в)
- Двустороннее – в сжатых элементах соединений, например в шпонках при двустороннем воздействии скалывающих усилий на плоскость скалывания – рис. б)



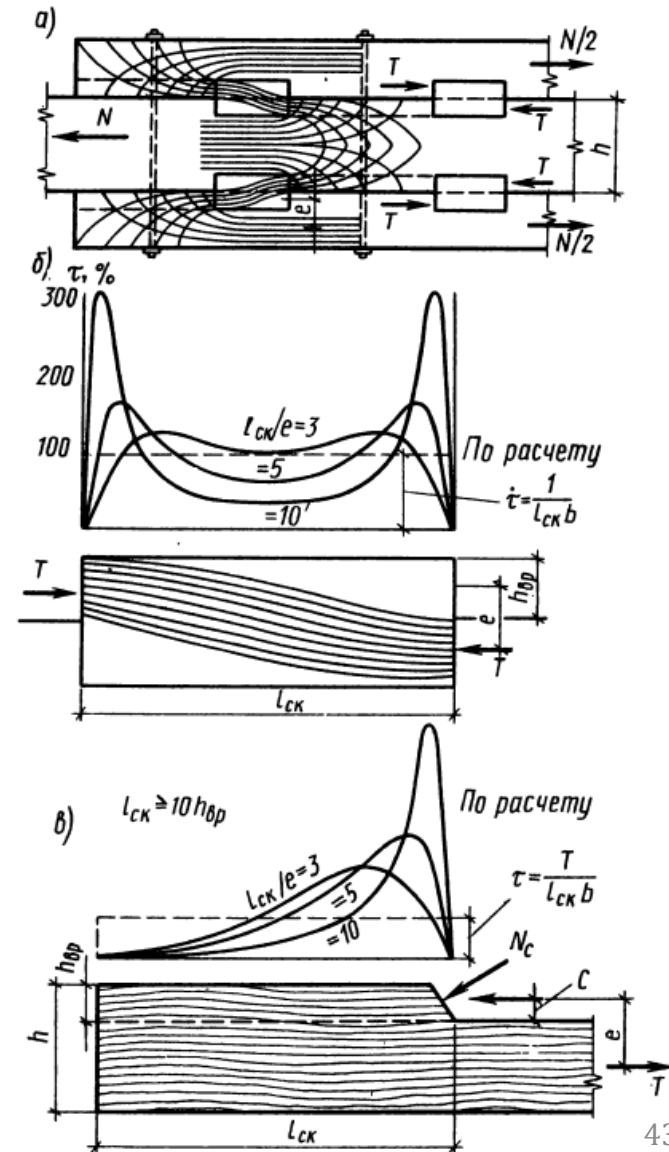
Скалывание древесины в соединениях

Исследования показывают, что касательные напряжения распределяются вдоль плоскости скалывания неравномерно, в особенности при одностороннем воздействии скалывающего усилия

Сопротивление скалывающим силам в соединениях возрастает с увеличением отношения $l_{ск}/h$ – рис. а), в), но до известного предела

Величина его зависит также от отношения длины плоскости скалывания $l_{ск}$ к величине плеча внутренней пары e – рис. б), в) и отношения $h/h_{вр}$ – рис. в)

С увеличением отношения $l_{ск}/e$ неравномерность распределения касательных напряжений возрастает, а сопротивление скалыванию уменьшается



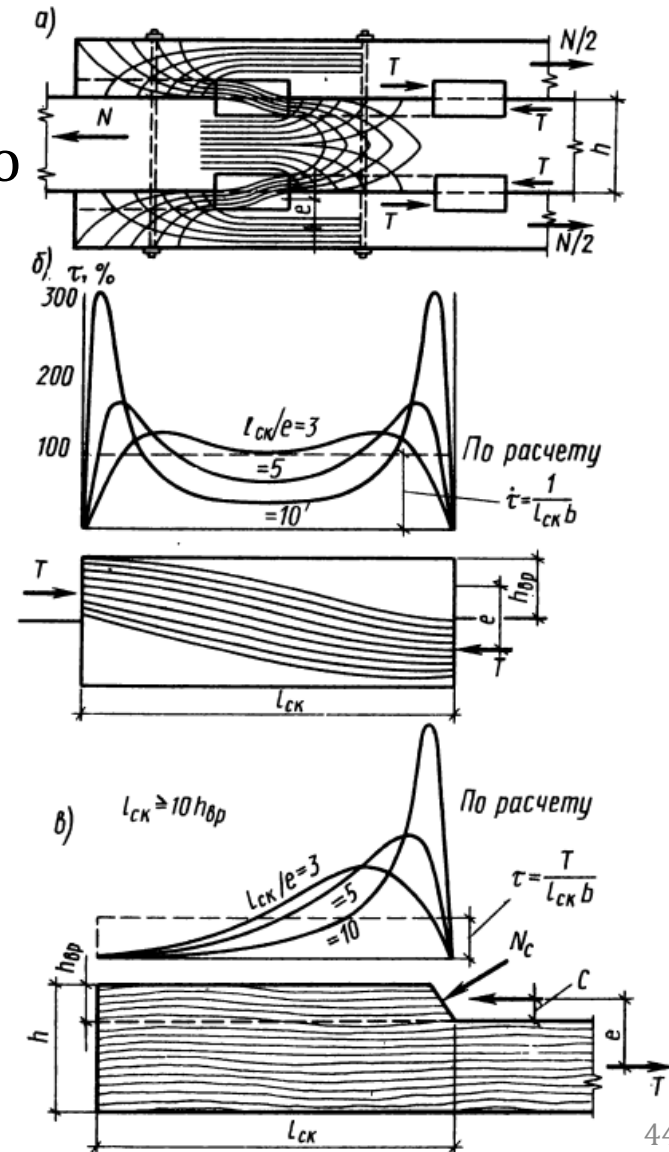
Скалывание древесины в соединениях

При малых значениях $l_{ск}/e$ повышается влияние отрывающего момента $M_{отр} = T \cdot c$ – рис. **в**), действующего по плоскости скалывания, что ведет к снижению прочности древесины на скалывание

Согласно опытам, при отношении $l_{ск}/e$ более трех напряжение скалывания резко уменьшается по мере удаления от места приложения силы скалывания, вследствие чего возможно выклинивание на поверхности элемента и скол при косослое

На основании испытаний длина плоскости скалывания, вводимая в расчет, ограничивается пределами:

$$1,5h \leq l_{ск} \leq 2h \quad \text{и} \quad l_{ск} \geq 10h_{вр}$$



Скалывание древесины

Несущая способность на скалывание:

$$T \leq R_{\text{СК}}^{\text{ср}} \cdot F_{\text{СК}}$$

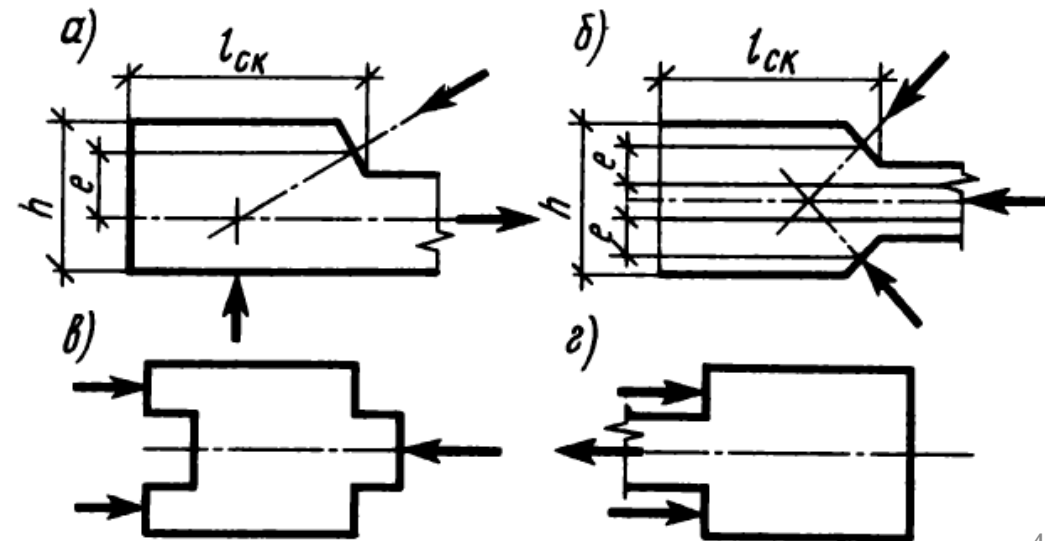
где T – расчетное усилие скалывания; $F_{\text{СК}}$ – расчетная площадь скалывания;

$R_{\text{СК}}^{\text{ср}} = \frac{R_{\text{СК}}}{1 + \beta \frac{l_{\text{СК}}}{e}}$ – расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление

Сопротивление древесины скалыванию под углом к волокнам по всей поверхности зависит от угла наклона α :

$$R_{\text{СК}\alpha} = \frac{R_{\text{СК}}}{1 + \left(\frac{R_{\text{СК}}}{R_{\text{СК}90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha}$$

где $R_{\text{СК}}$ и $R_{\text{СК}90}$ – расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль и поперек волокон по всей поверхности



Литература:

- ГОСТ 8486-86 Пиломатериалы хвойных пород
- ГОСТ 2695-83 Пиломатериалы лиственных пород
- ГОСТ 9462-2016 Лесоматериалы круглые лиственных пород
- ГОСТ 9463-2016 Лесоматериалы круглые хвойных пород
- СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции
- Иванов-Дятлов И. Г., Деллос К. П. и др. Строительные конструкции: Учеб. для авт.-дор. спец. вузов – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высшая школа, 1986. – 543 с.

ИФО | 01.03.04 | ПМ | 6-й семестр

Строительные конструкции

Лекция №12



НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ

**СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ**

www: mgsu.ru/universityabout/Struktura/Kafedri/ZhBK/

e-mail: gbk@mgsu.ru; dpekin@mail.ru

тел.: +7 495 287 49 14 доб. 3036, 3084

Пекин Дмитрий Анатольевич, доцент, к.т.н.