

Раздел 1. Компьютерный практикум

Занятие 1. Расчет элементов деревянной башни.

На занятии должна быть задействована программа DEKOR, приложение к программному комплексу SCAD:

1. Конструктивные решения деревянных башен

В практике строительства применяются решетчатые башни. Решетчатые башни представляют собой пространственные стержневые конструкции, которые могут выполняться из цельной древесины – брусьев или бревен, или из клееной древесины (рис. 1).

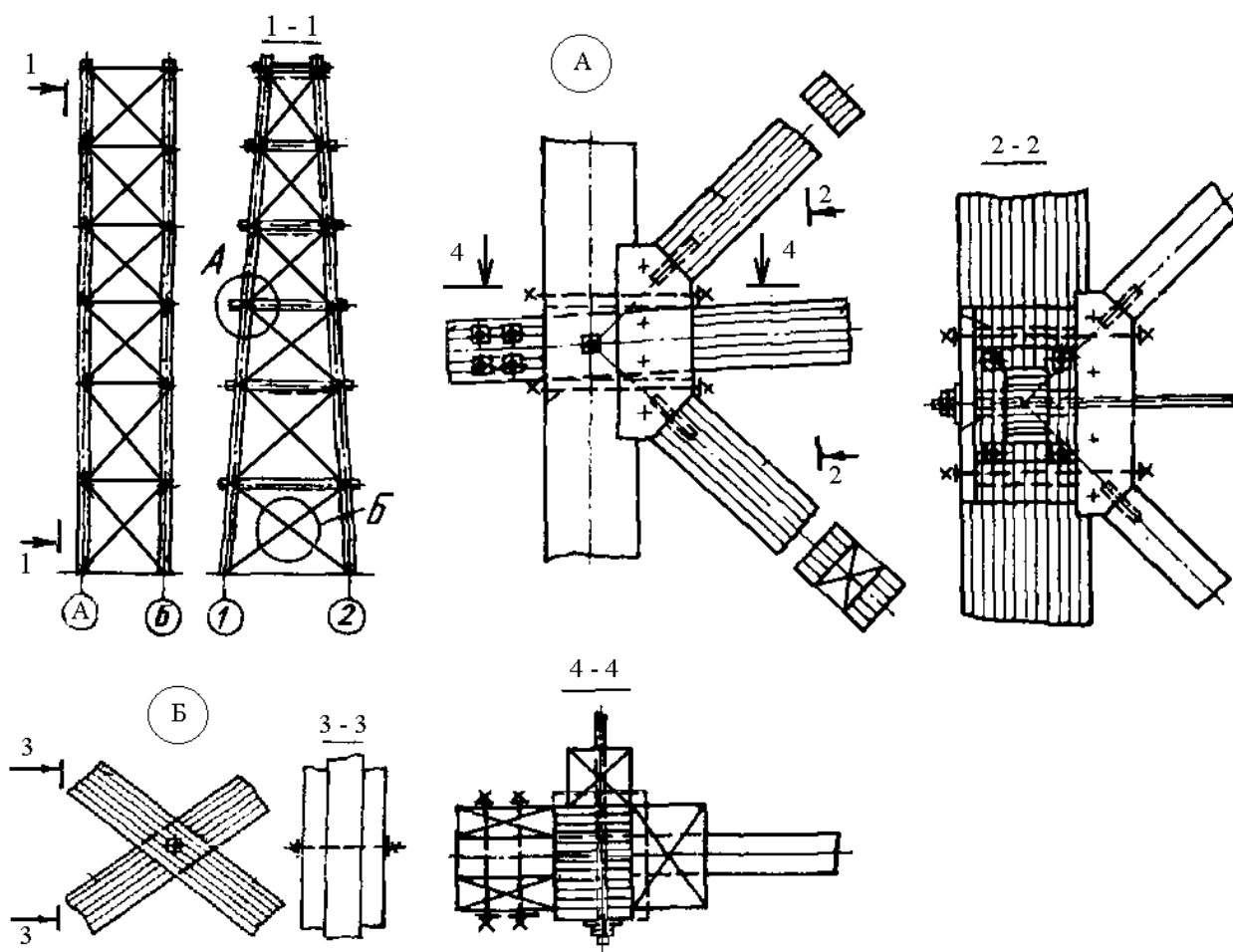


Рис. 1. Конструкция решетчатой башни из клееной древесины.

Решетчатые башни представляют собой пространственное сочетание вертикально или наклонно поставленных ферм, образующих в плане треугольник, квадрат или правильный многоугольник (рис. 1). В случае преобладающего направления горизонтальных усилий поперечное сечение

башни может быть принято прямоугольным, большой размер которого имеет развитие в направлении действия максимальной нагрузки.

Рекомендуемое значение отношения ширины b боковой части грани у основания башни к высоте H башни $\frac{b}{H}$ колеблется в широких пределах в зависимости от назначения сооружения и для свободно стоящих решетчатых башен размер b должен быть не менее $1/8-1/10$ высоты башни H .

Сбор нагрузок на башню.

1. Собственный вес конструкций

а) Собственный вес каркаса башни.

Принимается по объему башни $V_{\text{башни}}$ при условном весе 1 куб.м объема башни с учетом лестниц, рабочих и переходных площадок $g = 40-60$ кг/куб.м

$$G_{\text{башни}} = V_{\text{башни}} * g * Y_f,$$

где

$Y_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке для деревянных конструкций по табл. 7.1 СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*»;

$$V_{\text{башни}} = 1/3 H (S_{\text{осн}} + S_{\text{в.п.}} + \sqrt{S_{\text{осн}} + S_{\text{в.п.}}}),$$

H – высота башни;

$S_{\text{осн}}$ – площадь основания башни;

$S_{\text{в.п.}}$ – площадь верхней площадки башни.

Для башен постоянной ширины $S_{\text{осн}} = S_{\text{в.п.}}$.

2. Нагрузка от оборудования

Нагрузки от оборудования устанавливаются в задании на проектирование, в котором должны быть приведены:

возможные на каждой технологической площадке места расположения и габариты опор оборудования, размеры участков расположения материалов и изделий, места возможного перемещения оборудования в процессе эксплуатации;

нормативные значения нагрузок и коэффициенты надежности по нагрузке для машин с динамическими нагрузками - нормативные значения инерционных сил и коэффициенты надежности по нагрузке для инерционных сил, а также другие необходимые характеристики.

Нормативное значение веса оборудования следует определять на основании стандартов, а для нестандартного оборудования - на основании паспортных данных заводов-изготовителей или рабочих чертежей.

Коэффициенты надежности по нагрузке для веса оборудования и материалов приведен в таблице 1 (выборка из табл. 8.2 СП 20.13330.2016)

Таблица 1

Коэффициенты надежности по нагрузке для веса оборудования башни

№ п/п	Оборудование и материалы	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
1	Стационарное оборудование	1,05
2	Изоляция стационарного оборудования	1,2
3	Заполнители оборудования (в том числе резервуаров и т.п.):	
3.1	жидкости	1,0
3.2	сыпучие тела	1,1
4	Складируемые материалы и изделия	1,2

3. Временная нагрузка на рабочие и переходные площадки

Нагрузка на рабочие и переходные площадки деревянных башен принимается по п.11 табл. 8.3 СП 20.13330.2016 (таблица 2):

Таблица 2

Временная нагрузка на рабочие и переходные площадки

Помещения зданий и сооружений	Нормативная нагрузка кН/кв.м
Участки обслуживания и ремонта оборудования	1,5

Коэффициент надежности по нагрузке для нагрузки на рабочие и переходные площадки деревянных башен $Y_f = 1,3$.

4. Снеговые нагрузки

Снеговые нагрузки располагают на покрытии башни, а так же если башня не имеет ограждений - на рабочих и переходных площадках и лестничных маршах. Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия, лестничного марша, на рабочую и переходную площадку следует определять по формуле

$$S_0 = C_e C_t \mu S_g$$

где C_e - коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов;

$C_t = 1$ - термический коэффициент, принимаемый равным 1;

μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, лестничный марш или промежуточные рабочие и переходные площадки;

S - нормативное значение веса снегового покрова на 1 м горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с табл. 3.

Таблица 3

Нормативное значение веса снегового покрова
(из табл. 10.1 СП 20.13330.2016)

Снеговые районы (принимаются по карте 1 приложения Е СП 20.13330.2016)	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_g , кН/кв.м	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0

При расчете прогонов покрытия башни и ригелей рабочих площадок следует учесть локальную неравномерность снегоотложений введением дополнительного коэффициента $\mu = 1,1$ к нормативным значениям снеговой равномерно распределенной нагрузки.

Коэффициент надежности по нагрузке Y_f для снеговой нагрузки следует принимать равным 1,4.

5. Ветровые нагрузки

При расчете деревянных башен необходимо учитывать следующие воздействия ветра:

а) основной тип ветровой нагрузки (в дальнейшем - "основная ветровая нагрузка");

б) пиковые значения ветровой нагрузки, действующие на конструктивные элементы ограждения и элементы их крепления (в дальнейшем - "пиковая ветровая нагрузка");

Резонансное вихревое возбуждение и аэродинамические неустойчивые колебания необходимо учитывать для деревянных башен, имеющих сплошное ограждение, у которых

$$\lambda_e = 2 * (H/b) > 20,$$

где H – высота башни;

b – ширина башни в плоскости, перпендикулярной направлению действия ветра.

Нормативное значение основной ветровой нагрузки w представляет собой совокупность:

а) нормального давления w_e , приложенного к внешней поверхности сооружения или элемента;

б) сил трения w_f , направленных по касательной к внешней поверхности;

в) нормального давления w_i , приложенного к внутренним поверхностям сооружений с проницаемыми ограждениями, открывающимися или постоянно открытыми проемами.

Во всех случаях нормативное значение основной ветровой нагрузки w следует определять как сумму средней w_m и пульсационной w_p составляющих

$$w = w_m + w_p$$

При определении внутреннего давления w_i пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается не учитывать.

Нормативное значение средней составляющей основной ветровой нагрузки w_m в зависимости от эквивалентной высоты z над поверхностью земли следует определять по формуле

$$w_m = w_0 k(Ze) C$$

где w_0 - нормативное значение ветрового давления (см. табл. 4);

$k(Ze)$ - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты Ze .

Таблица 4

Нормативное значение ветрового давления w
(из табл. 11.1 СП 20.13330.2016)

Ветровые районы (принимаются по карте 2 приложения Е СП 20.13330.2016)	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
w_0 , кН/кв.м	0,17	0,23	0,30	0,38	0,48	0,60	0,73	0,85

Для башенных сооружений, мачт, труб, решетчатых конструкций и т.п. сооружений эквивалентная высота $Ze = Z$,

Z – высота от поверхности земли.

Нормативное значение пульсационной составляющей основной ветровой нагрузки w_p на эквивалентной высоте Ze следует определять в зависимости от частоты собственных колебаний башни:

а) для сооружений (и их конструктивных элементов), у которых первая частота собственных колебаний f_1 , Гц, больше предельного значения собственной частоты f_{lim} , по формуле

$$w_p = w_m \zeta(Ze) \nu,$$

где w_m - нормативное значение средней составляющей основной ветровой нагрузки;

$\zeta(Ze)$ - коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый по таблице 11.4 СП 20.13330.2016 ;

ν - коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра.

б) для всех сооружений и их конструктивных элементов, у которых

$f_1 < f_{lim} < f_2$ - по формуле

$$w_p = w_m \xi \zeta(Ze) v ,$$

где f_2 - вторая собственная частота;

ξ - коэффициент динамичности, определяемый по рисунку 2 в зависимости от логарифмического декремента колебаний δ

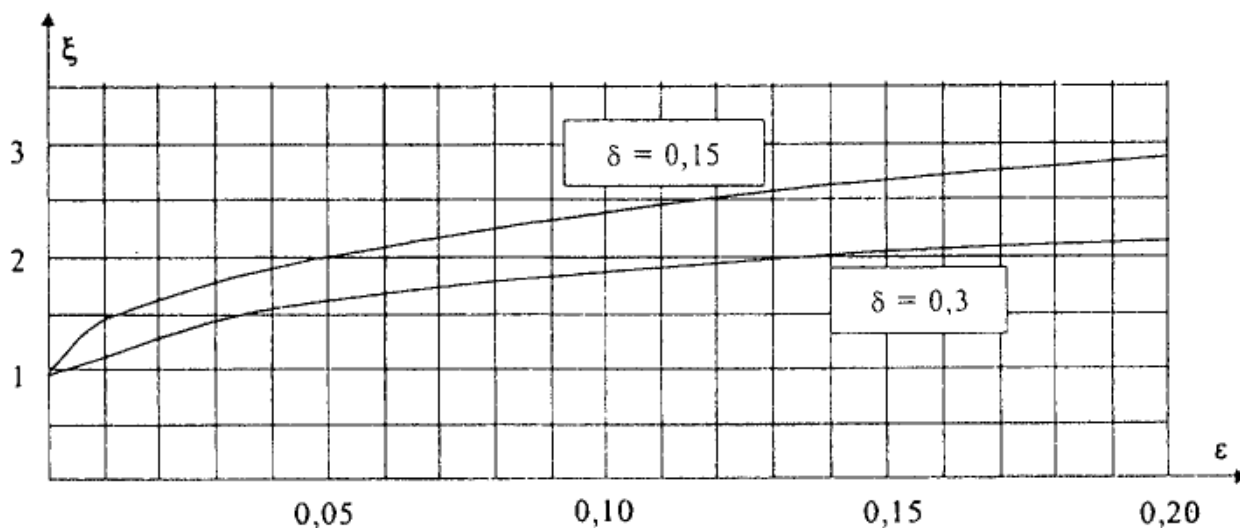


Рис. 2. Коэффициенты динамичности для определения пульсационной составляющей.

Значение логарифмического декремента колебаний δ следует принимать:

- а) для железобетонных и каменных сооружений, а также для зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций $\delta = 0,3$;
- б) для стальных сооружений, футерованных дымовых труб, аппаратов колонного типа, в том числе на железобетонных постаментов $\delta = 0,15$.

Площади соответствующих сторон башни следует определять с учетом коэффициента заполнения.

Период собственных колебаний башни [с] определяется по формуле:

$$T = 6,28 * \sqrt{\frac{P_1 \times Y_1^2 + P_2 \times Y_2^2 + \dots + P_n \times Y_n^2}{g Y_1}},$$

где $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ – ускорение силы тяжести;

$P_1 \dots P_n$ - сосредоточенные грузы от веса одного яруса башни;

$Y_1 \dots Y_n$ – горизонтальные прогибы центров тяжести грузов $P_1 \dots P_n$ при действии на верхний ярус башни сосредоточенной силы $X = 1$.

Соответственно частота собственных колебаний башни $f_1 = 1/T$ [Гц].

Расчет решетчатых башен, как пространственных стержневых конструкций, выполняют в программных комплексах в линейной постановке. Четырехгранные башни могут быть рассчитаны приближенно, путем разбиения пространственной конструкции башни на плоские фермы. Фермы следует рассматривать как стержневые системы, работающие по консольной схеме. При этом опыт проектирования башен показывает:

- расчет на действие горизонтальной (ветровой) нагрузки, направленной по нормали к одной из сторон башни позволяет определить максимальные усилия в элементах решетки;

- расчет на действие горизонтальной (ветровой) нагрузки в диагональном направлении позволяет определить наибольшие усилия в стойках башни.

Башни проверяют на опрокидывание вокруг оси, совпадающей с одной гранью плана на уровне подошвы фундамента. Расчет на опрокидывание выполняют без учета полезной нагрузки. Условие удержания от опрокидывания

$$M_{\text{удерж}} \geq 1,3 * M_{\text{опр}},$$

где $M_{\text{опр}}$ – момент, вызывающий опрокидывание башни;

$M_{\text{удерж}}$ - момент, удерживающий башню от опрокидывания.

В случае, если башню монтируют в собранном виде, кроме расчетов на традиционные эксплуатационные силовые воздействия сооружение рассчитывают так же на монтажные нагрузки. Монтажные нагрузки определяют в зависимости от способа монтажа, схемы крепления оснастки и захватных приспособлений.

Задача 1.

Запроектировать стойку решетчатой башни (рис. 3)

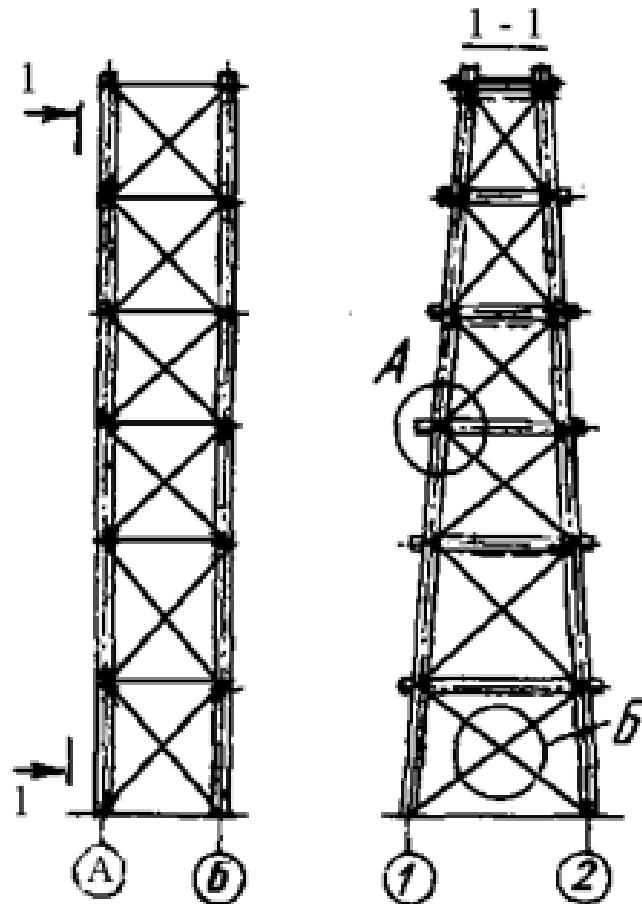


Рис. 3 Конструктивная схема деревянной решетчатой башни

Стойка из цельнодеревянного бруса.

Условия (рис.4):

- Элемент – опорный подкос, работает на центральное сжатие;
- Сжимающее усилие $N_c = 160$ кН;
- Длина элемента $L=6,2$ м;
- Условия закрепления концов элемента – «шарнир-шарнир»;
- В стойке имеется ослабление - паз шириной $t=50$ мм;
- Элемент подвергнут глубокой пропитке антисептиком.
- Класс ответственности здания – II, $\gamma_n=0,95$;
- Условия эксплуатации - 3 (табл. 9 СП 64.13330.2017).

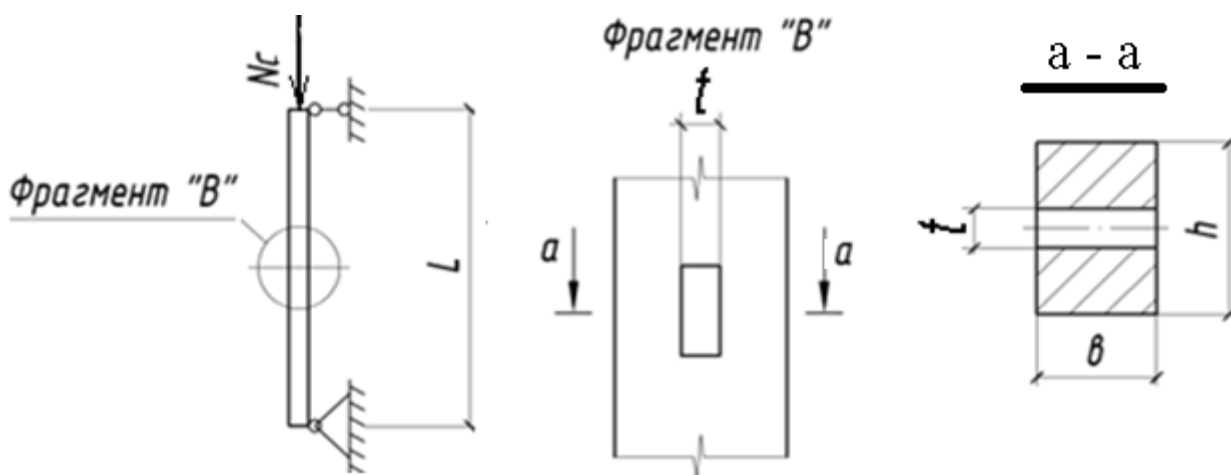


Рис. 4. К задаче 1.

Решение.

1. Принимаем:

Материал - древесина сосны 2-го сорта.

2. Расчетная длина элемента $L_{расч} = L * \mu_0 = 6200 * 1 = 6200$ мм,

где коэффициент $\mu_0 = 1$ – см. п. 7.23 СП 64.13330.2017 для условий закрепления концов сжатого стержня «шарнир-шарнир».

Предельная гибкость элемента (см. табл. 16 СП 64.13330.2017)

$$[\lambda] = 120.$$

Из формулы $\lambda = L_{расч} / (0,289 * b_{min})$ определяем меньший размер поперечного сечения из условия обеспечения предельной гибкости

$$b_{min} \geq L_{расч} / (0,289 * [\lambda]) = 6200 / (0,289 * 120) = 179 \text{ мм.}$$

Принимаем по сортаменту $b = 200$ мм.

Соответственно гибкость для размера $b=200$ мм составит

$$\lambda = L_{расч} / (0,289 * b) = 6200 / (0,289 * 200) = 107,3 < [\lambda] = 120$$

Т.к. $\lambda = 107,3 > 70$ коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 107,3^2 = 0,261.$$

Площадь ослабления составит $F_{осл} = 50 * 200 = 10,0 * 10^3 \text{ мм}^2$.

3. Определение расчетного сопротивления

- сорт древесины – 2 ;

- режим нагружения для нормирования прочностных характеристик древесины согласно таблице 4 СП 64.13330.2017– «Г» - совместное действие постоянной и кратковременной ветровой нагрузок;

- древесина хвойных пород, сосна;
- условия (режим) эксплуатации – 3;
- конструкция будет эксплуатироваться при установившейся температуре воздуха ниже плюс 35°C;
- глубокая пропитка элемента антисептиками;
- срок службы сооружения – до 50 лет;

По табл. 3 СП 64.13330.2017 принимаем расчетное сопротивление сжатию древесины влажностью 12% для режима нагружения «А» в сооружениях 2-го класса функционального назначения, при сроке эксплуатации не более 50 лет для сорта 2

$$R_c^A = 22,5 \text{ МПа.}$$

Коэффициент длительной прочности для режима нагружения «Г»

$$m_{дл} = 0,8;$$

Коэффициент влияния породы $m_{п} = 1$;

Коэффициент режима эксплуатации $m_{в} = 0,85$;

Коэффициент температурного режима $m_{т} = 1$;

Коэффициент масштабного фактора при сечении высотой не более 50 см $m_{б} = 1$;

Глубокой пропитке антипиренами не подвергалась, $m_{а} = 0,9$;

Элемент цельнодеревянный, коэффициент $m_{сл}$ не учитываем;

Элемент не гнутый, коэффициент $m_{гн}$ не учитываем;

Коэффициент срока службы сооружения $m_{с.с} = 1$

Расчетные сопротивления древесины сосны, ели и лиственницы европейской отсортированной по сортам определяем по формуле:

$$R^p = R^A m_{дл} \cdot \Pi m_i.$$

Определяем произведение коэффициентов условий работы:

$$\Pi m_i = m_{п} * m_{в} * m_{т} * m_{б} * m_{а} * m_{с.с} = 1 * 0,85 * 1 * 1 * 0,9 * 1 = 0,765$$

Расчетное сопротивление древесины сосны сжатию:

$$R_c = 22,5 * 0,8 * 0,765 = 13,77 \text{ МПа.}$$

То же, для сооружения 2-го класса ответственности

$$R_c = 13,77 / \gamma_n = 13,77 / 0,95 = 14,5 \text{ МПа.}$$

3. Проверка устойчивости центрально-сжатого элемента (п. 7.2 СП 64.13330.2017) $\sigma_c = N_c / (\varphi F_{расч}) \leq R_c$,

где R_c – расчетное сопротивление древесины сжатию, МПа,

$F_{расч}$ – расчетная площадь поперечного сечения, мм²,

Тогда требуемая расчетная площадь поперечного сечения

$$F_{расч} \geq N_c / (\varphi R_c) = 160 \cdot 10^3 / (0,261 \cdot 14,5) = 42,32 \cdot 10^3 \text{ мм}^2.$$

4. Полагаем (в запас прочности), что площадь ослабления $F_{осл}$ составляет более 25% от площади брутто $F_{бр}$ определяем требуемую площадь брутто поперечного сечения сжатого элемента

$$F_{бр} = \frac{3}{4} \cdot F_{расч} + F_{осл} = \frac{3}{4} \cdot 42,32 \cdot 10^3 + 10,0 \cdot 10^3 = 41,74 \cdot 10^3 \text{ мм}^2.$$

При ширине $b=200$ мм требуемая высота поперечного сечения сжатого элемента составит $h_{треб} \geq F_{бр} / b = 41,74 \cdot 10^3 / 200 = 209$ мм.

Принимаем по сортаменту $h=225$ мм.

5. Выполняем проверку устойчивости центрально-сжатого элемента с размерами поперечного сечения $b \times h = 200 \times 225$ мм (см. п. 7.2 СП 64.13330.2017): $\sigma_c = N_c / (\varphi F_{расч}) \leq R_c$

Площадь поперечного сечения брутто $F_{бр} = 200 \times 225 = 45 \cdot 10^3 \text{ мм}^2$.

Площадь ослабления $F_{осл} = 200 \times 50 = 10,0 \cdot 10^3 \text{ мм}^2$.

$F_{осл} / F_{бр} = 10,0 \cdot 10^3 / 45 \cdot 10^3 \cdot 100\% = 22\% < 25\%$ - площадь ослабления $F_{осл}$ составляет не более 25% от площади брутто $F_{бр}$.

Тогда площадь поперечного сечения расчетная

$$F_{расч} = F_{бр} = 45 \cdot 10^3 \text{ мм}^2.$$

Расчетное сопротивление древесины 2-го сорта сжатию $R_c = 14,5$ МПа.

Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,261$

$$\sigma_c = N_c / (\varphi F_{расч}) = 160 \cdot 10^3 / (0,261 \cdot 45 \cdot 10^3) = 13,6 \text{ МПа} < R_c = 14,5 \text{ МПа}.$$

Устойчивость стойки решетчатой башни из цельнодеревянного бруса при размерах поперечного сечения 200×225 мм обеспечена.

Ответ:

принимаем стойку решетчатой башни из цельнодеревянного бруса сечением $b \times h = 200 \times 225$ мм.

Выполним расчет в приложении DECOR

Запускаем программу. На экране – меню (рис. 5)

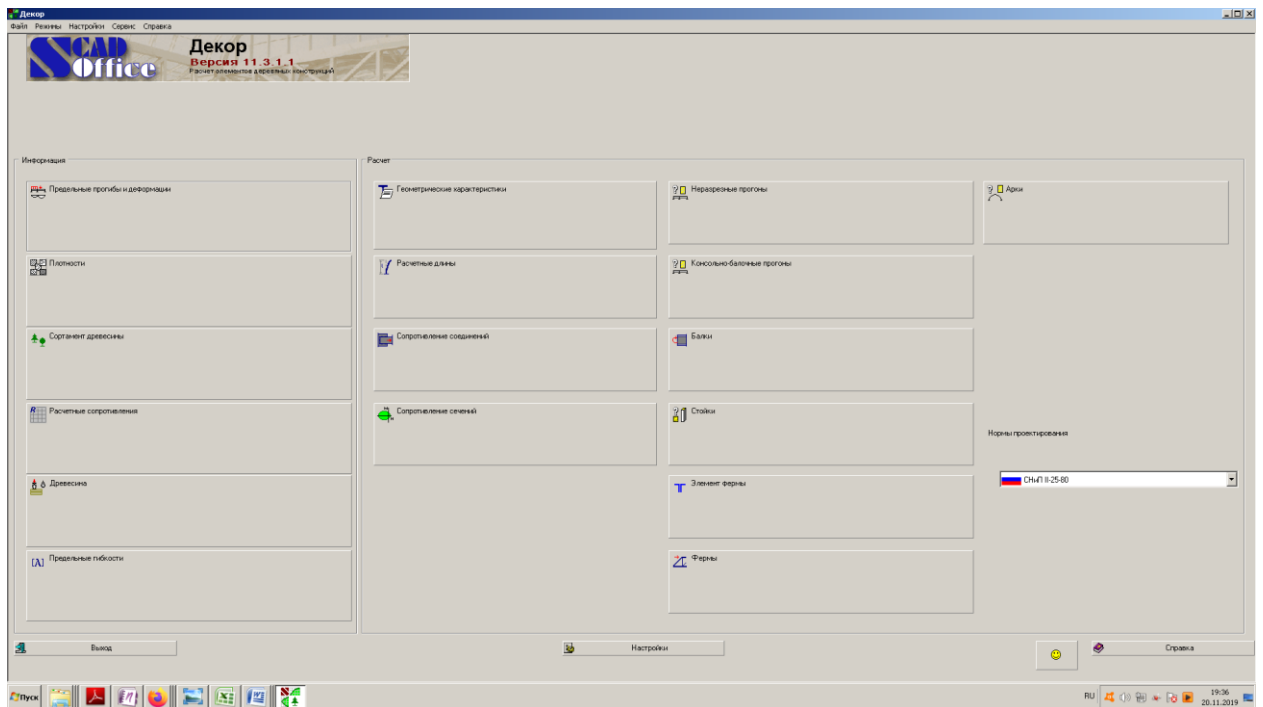


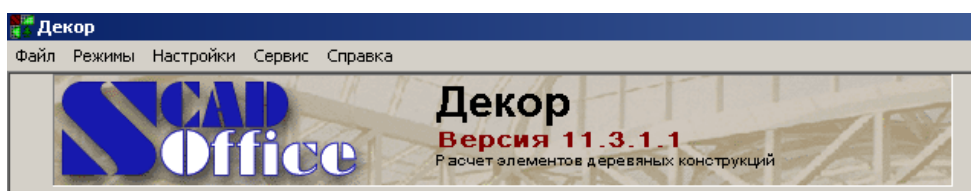
Рис. 5. Исходное меню программы DECOR

Задача: Запроектировать стойку решетчатой башни (рис. 3)

Стойка из цельнодеревянного бруса.

Условия (рис.4):

- Элемент – опорный подкос, работает на центральное сжатие;
- Сжимающее усилие $N_s = 160 \text{ кН}$;
- Длина элемента $L=6,2 \text{ м}$;
- Условия закрепления концов элемента – «шарнир-шарнир»;
- В стойке имеется ослабление - паз шириной $t = 50 \text{ мм}$;
- Элемент подвергнут глубокой пропитке антисептиком.
- Класс ответственности здания – II, $\gamma_n=0,95$;
- Условия эксплуатации - 3 (табл. 9 СП 64.13330.2017).



Выбираем «Настройки» - Единицы измерения (рис.6).

Устанавливаем:

силы – кН, моменты сил – кН*м; распределенные силы – кН/м; давления – МПа; удельный вес – кН/м³. Остальное – по умолчанию.

Нажимаем «Применить» - «ОК». Возвращаемся в главное меню.

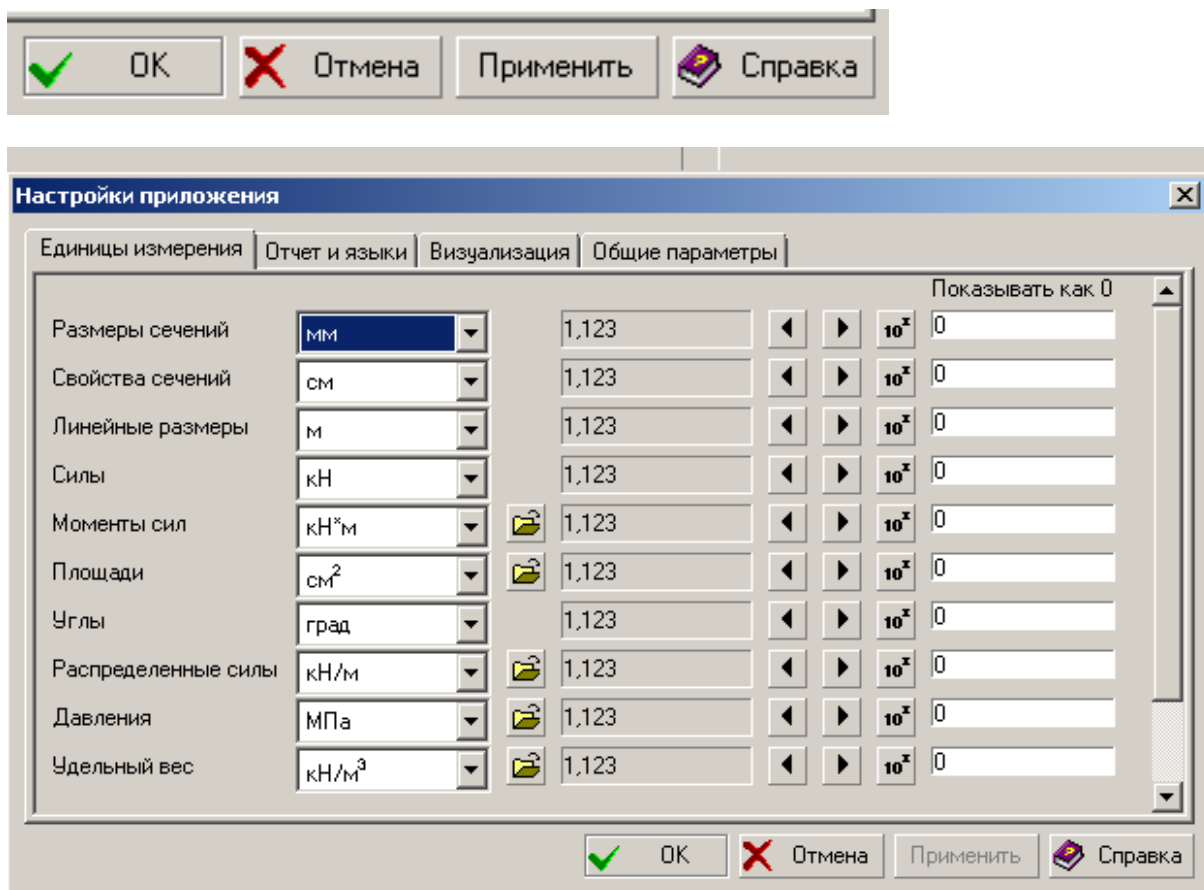
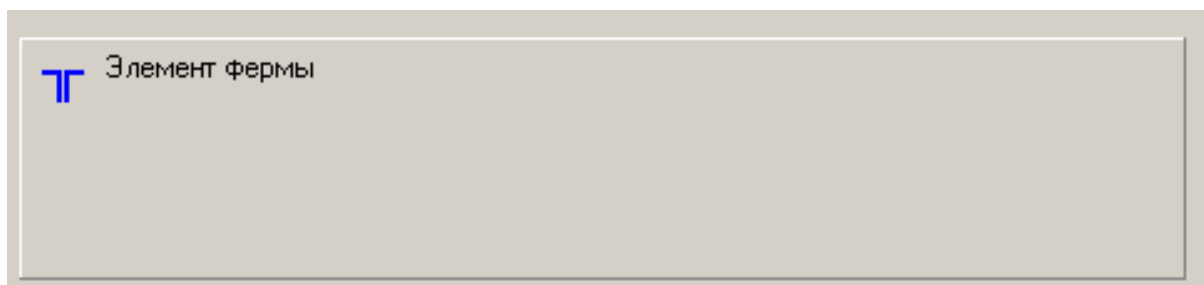


Рис. 6. Меню «Настройки» программы DECOR

Выбираем «Элементы фермы».



Вкладка «Общие параметры» (рис. 7).

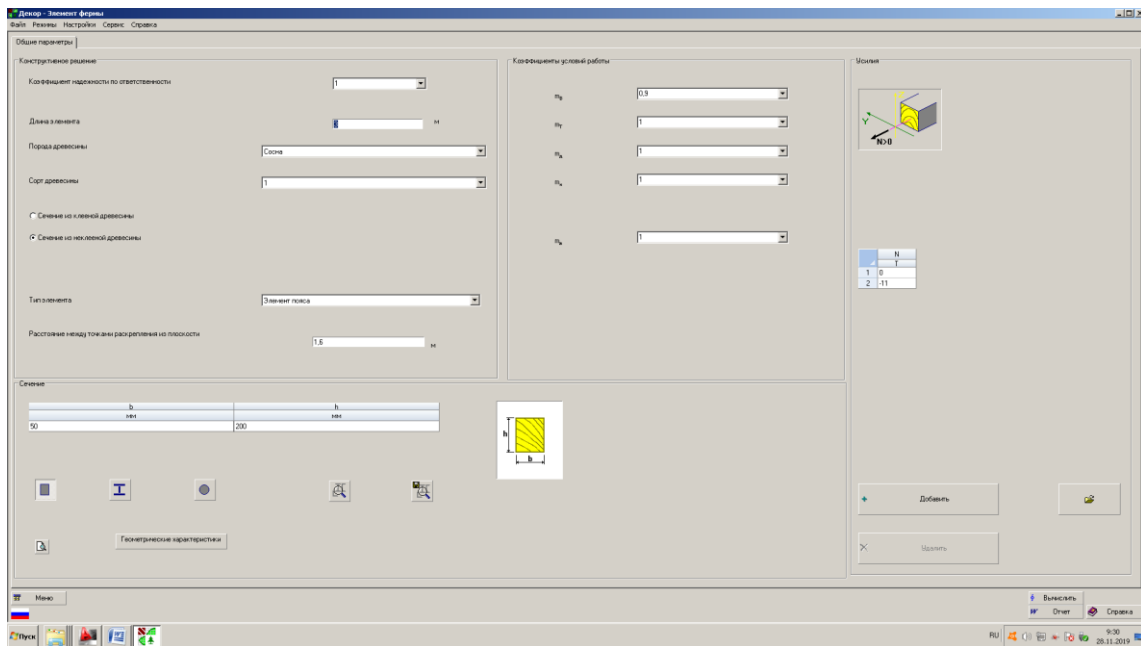


Рис. 7. Меню «Элементы фермы», вкладка «Общие параметры» программы DECOR

Устанавливаем:

Коэффициент надежности по ответственности	0,95	
Длина элемента	6,2	м
Порода древесины	Сосна	
Сорт древесины	2	
Сечение из клееной древесины	•	
Тип элемента	Опорная стойка	
Сечение	прямоугольное	
	b 200	мм
	h 200	мм

Коэффициенты условия работы		
m _в	0,85	
m _т	1	
m _д	1	
m _н – с учетом наличия ветровой нагрузки	1	
m _а	0,9	
Усилия		
	N - 160	кН

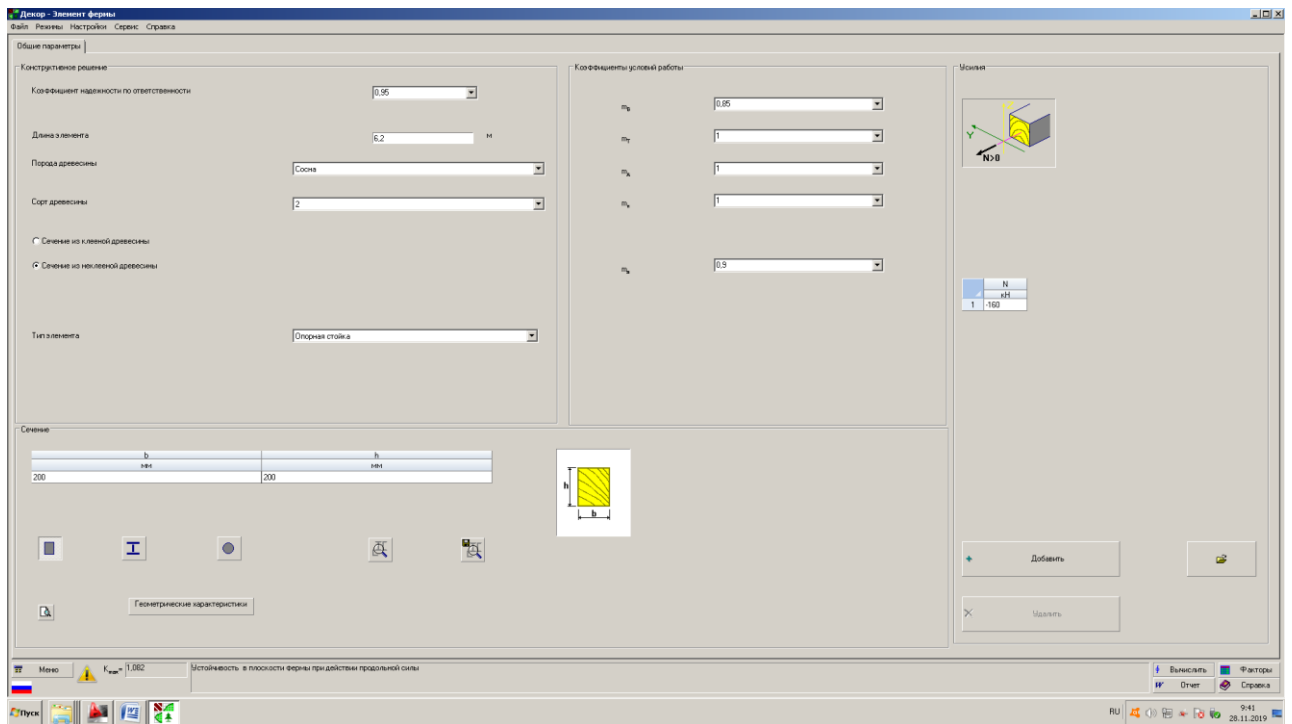
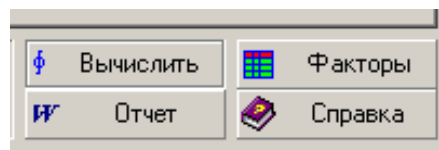
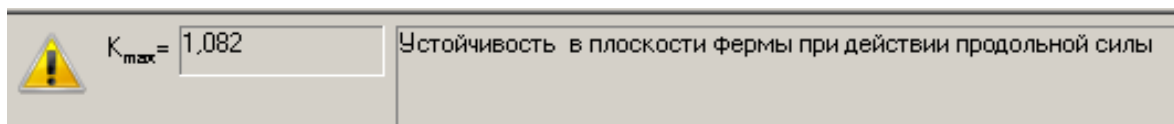


Рис. 8. Меню «Элементы фермы», вкладка «Общие параметры» программы DECOR после заполнения

Нажимаем «Вычислить».



Результат:



Коэффициент использования $K_{\max} = 1,082$ – устойчивость в плоскости фермы при действии продольной силы.

Т.е. стойка сечением 200х200 мм не проходит по критерию устойчивости в плоскости фермы.

Увеличиваем сечение стойки в плоскости фермы $h=225$ мм.

Сечение	прямоугольное	
b	200	мм
h	225	мм

Нажимаем «Вычислить».



Результат:

$K_{max} = 0,962$	Устойчивость из плоскости фермы при действии продольной силы
-------------------	--

Коэффициент использования $K_{max} = 0,962$ – устойчивость из плоскости фермы при действии продольной силы.

Т.е. стойка сечением $b \times h = 200 \times 225$ мм проходит. Определяющим является критерий устойчивости стойки из плоскости фермы.

Сравним с ручным расчетом.

Коэффициент использования	
Ручной расчет	ПК ДЕКОР
$13,6/14,5 = 0,938$	0,895

Разница составляет 4 %.

Проверим «Факторы». Нажимаем соответствующую кнопку:

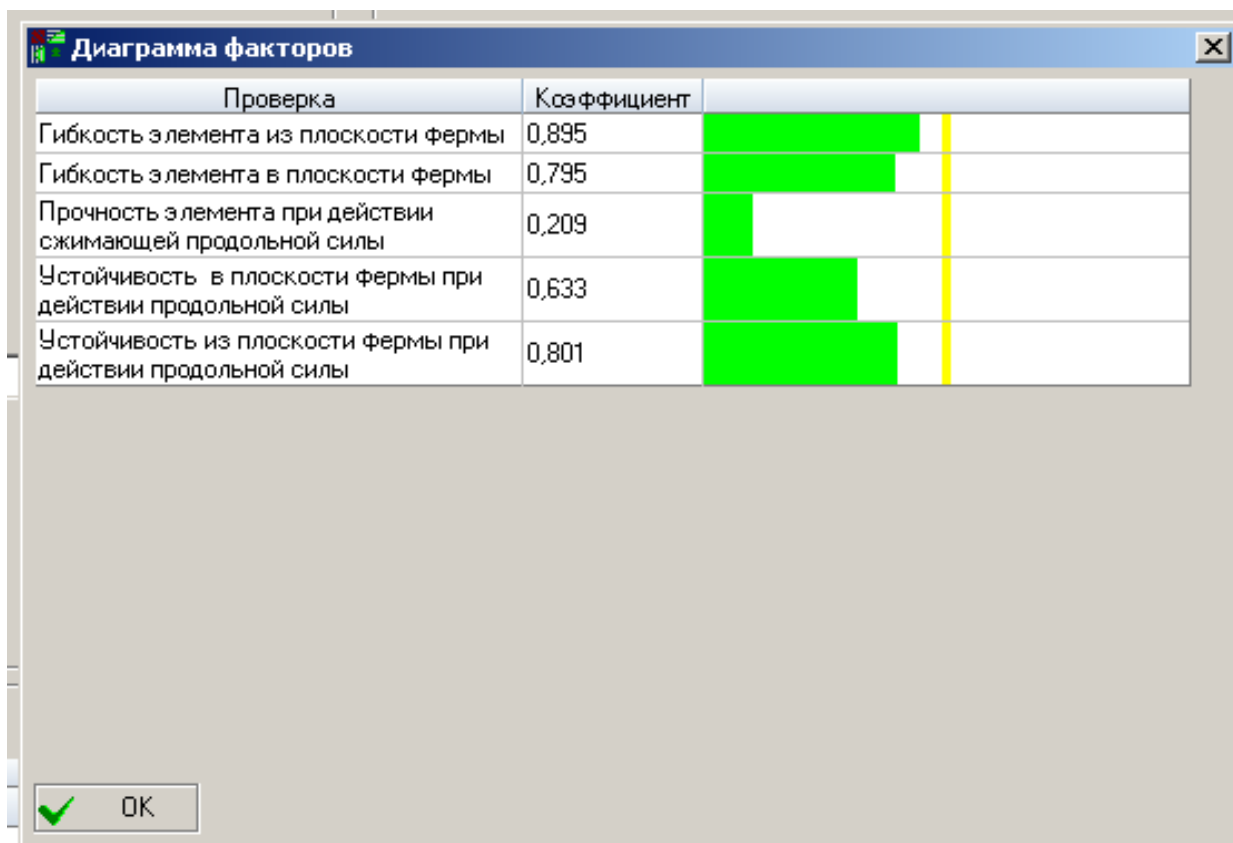
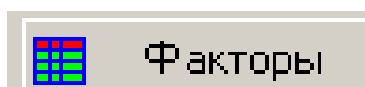


Рис. 9. «Факторы», по результатам расчета в программе программы DECOR

Выводы: принятое сечение стойки решетчатой башни $b \times h = 200 \times 225$ мм при действующем усилии $N_c = 160$ кН используется:

- по критерию гибкости из плоскости фермы на 90%;
- по критерию гибкости в плоскости фермы на 80%;
- по критерию прочности элемента при действии сжимающей силы на 21%;
- по критерию устойчивости в плоскости фермы при действии сжимающей силы на 64%;
- по критерию устойчивости из плоскости фермы при действии сжимающей силы на 81%.

Раздел 1. Компьютерный практикум

Занятие 2. Пневматические строительные конструкции.

Пневматические строительные конструкции покрытий по характеру работы очень близки к пространственным висячим и тентовым мембранам. Оболочки этих конструкций, изготовленные из тканых материалов, способны стабилизировать свою форму только при наличии предварительного напряжения. Пневматические конструкции реализуют предварительное напряжение вследствие разности давления (избыточного или вакуума) в подбололочном и окружающем конструкцию пространстве.



Рис. 1. Пневматическая конструкция. Общий вид.

Преимущества пневматических конструкций:

- малый собственный вес,
- высокая мобильность,
- быстрота и простота возведения,
- возможность перекрытия больших пролетов,
- высокая степень заводской готовности.

Область применения пневматических конструкций

а) складов:

зерна, семян, овощей;

сырья и готовой продукции пищевой промышленности;

минеральных удобрений (невзрывоопасных и непожароопасных);

строительных материалов (несгораемых и трудносгораемых): цемента, извести, песка, стекла, а также теплоизоляционных, облицовочных и футеровочных материалов;

оборудования, станков и механизмов;

сырья, заготовок и продукции металлургической промышленности;

б) укрытий:

стоянок автотранспорта;

ремонтно-механических мастерских;

строительно-монтажных работ;

работ в горнодобывающей промышленности;

полигонов изготовления железобетонных конструкций;

участков сварочных и изоляционных работ на магистральных трубопроводах;

трубосварочных баз;

площадок буровых работ;

мастерских по изготовлению металлических конструкций;

в) цехов:

холодной обработки металлов;

сборочных механических;

г) укрытий для объектов животноводства в полевых условиях;

д) спортивных сооружений для тренировочных занятий без трибун:

бассейнов, катков, теннисных кортов, площадок ручных игр и легкой атлетики, при отсутствии на площадках сгораемых материалов, за исключением спортивного инвентаря.

Пневматические конструкции бывают воздухоопорные (рис. 2) и пневмокаркасные (рис. 3).



Рис. 2. Воздухоопорная конструкция



Рис. 3. Пневмокаркасная конструкция

Схемы воздухоопорных конструкций.

Воздухоопорные конструкции проектируются сферическими и цилиндрическими. Цилиндрические оболочки могут быть со сферическими или цилиндрическими торцами (рис. 4).

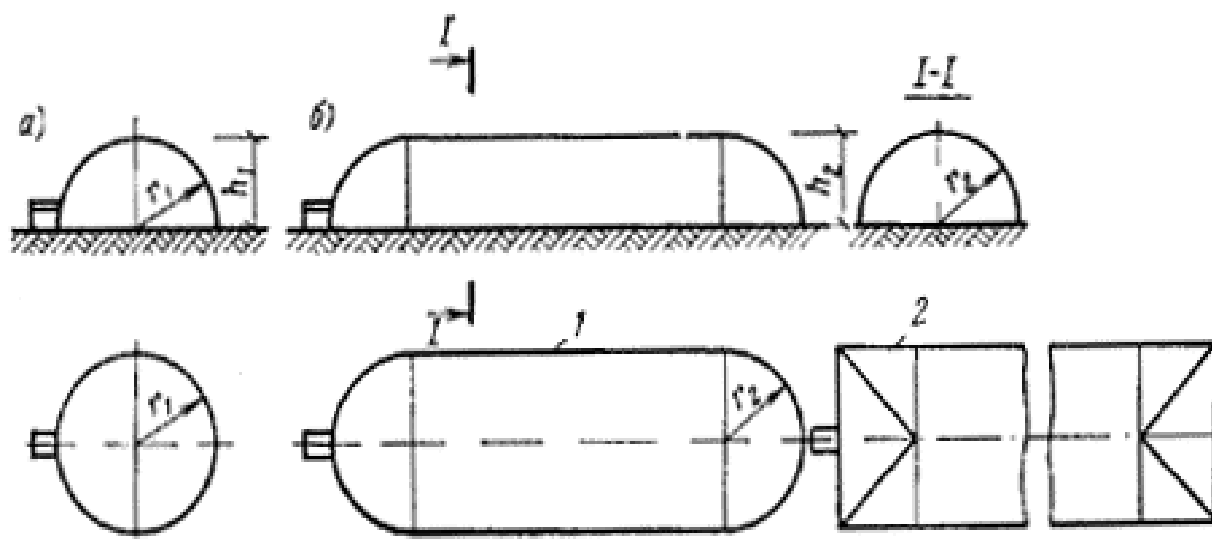


Рис. 4. Схемы воздухоопорных конструкций: а — сферическая; б — цилиндрическая; 1 — план оболочки со сферическими торцами; 2 — то же, с цилиндрическими торцами

Основные части воздухоопорных конструкций представлены на рис. 5.

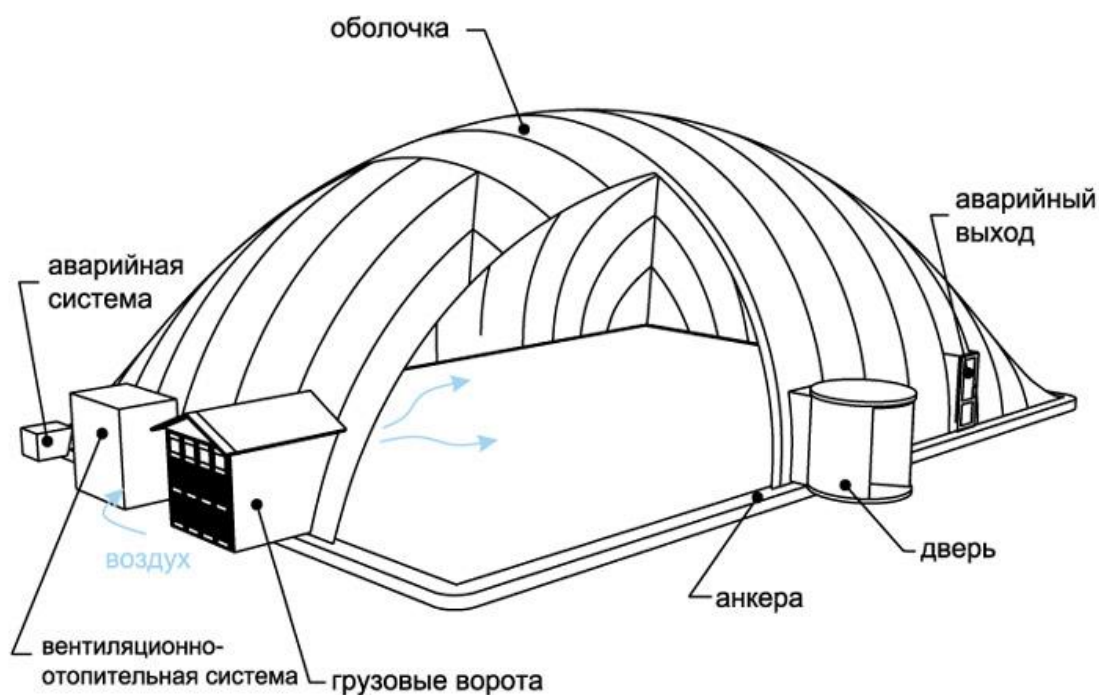


Рис. 5. Схема воздухоопорной конструкции

Воздухоопорные конструкции представляют собой оболочки, стабилизированные в проектном положении незначительной разницей давления в разделяемых оболочкой пространствах. Это конструкции, которые опираются на воздух. Для противодействия внешним нагрузкам

давление воздуха под оболочкой по сравнению с атмосферным повышается в пределах 10—40 кПа. Такое незначительное избыточное давление не осложняет требований к герметичности и к самочувствию находящихся под оболочкой людей.

Воздухоопорные сооружения получили в строительстве большое распространение. Покрытия этого типа отличаются простотой конструкции, безопасностью и надежностью в эксплуатации, низкой стоимостью, способностью перекрывать большие пролеты. Около 50—70 % возведенных в настоящее время воздухоопорных покрытий используются как складские помещения; 20—40 % — как покрытия для спортивных сооружений. Часть конструкций используют как выставочные павильоны, покрытия строительно-монтажных площадок, различного рода укрытия.

Наибольшее распространение получили оболочки в форме цилиндрических сводов и сферических куполов. Поскольку оболочка «лежит» на воздушной подушке, пролеты воздухоопорных конструкций теоретически не имеют ограничений. Практически пролет оболочек без усиления канатами или тросовыми сетками достигает 50—70 м. Пролеты оболочек, усиленные тросами, достигают 168 м, что не является предельным.

Существует проект покрытия города на 20 тыс. жителей, разработанный в форме купола, имеет диаметр 2 км, высоту 240 м, диаметр несущих канатов из полиэфирного волокна 270 мм. Гарантированный срок службы покрытия 100 лет. Давление под оболочкой всего 250 Па.

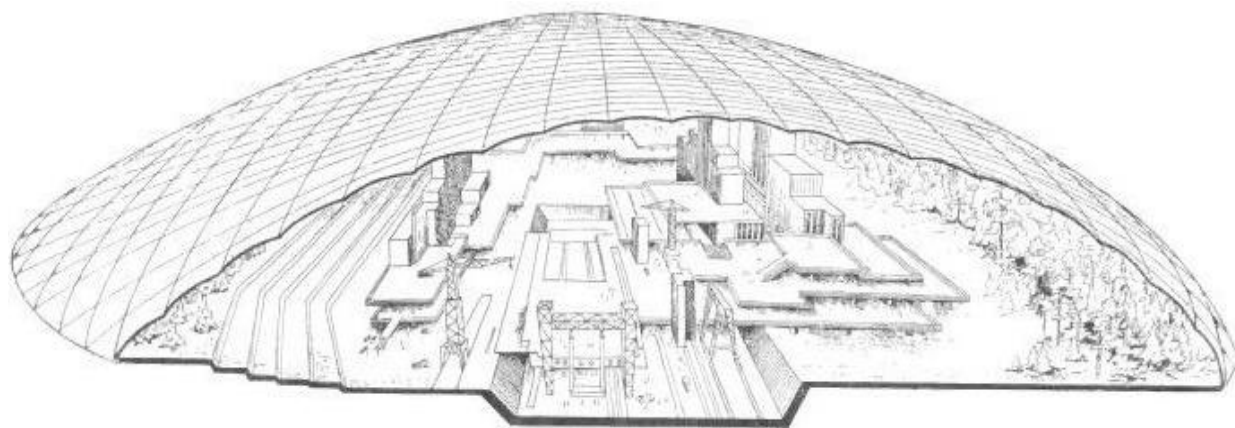


Рис. 6.Общий вид воздухоопорной конструкции покрытия города

Основными частями воздухоопорной пневматической конструкции являются собственно оболочка, шлюз, контурные элементы с анкерными устройствами, воздуходувные и отопительные установки. Основу несущей конструкции шлюза обычно составляет жесткий каркас из металла, дерева, пластмассы, по которому закрепляют герметизирующую оболочку покрытия. Размеры шлюза зависят от назначения сооружения и колеблются от 1х2х2 м для запасных входов до размеров, обеспечивающих шлюзование реактивных самолетов.

Анкерное устройство.

Ответственной частью воздухоопорной конструкции является анкерное устройство. (рис. 7)

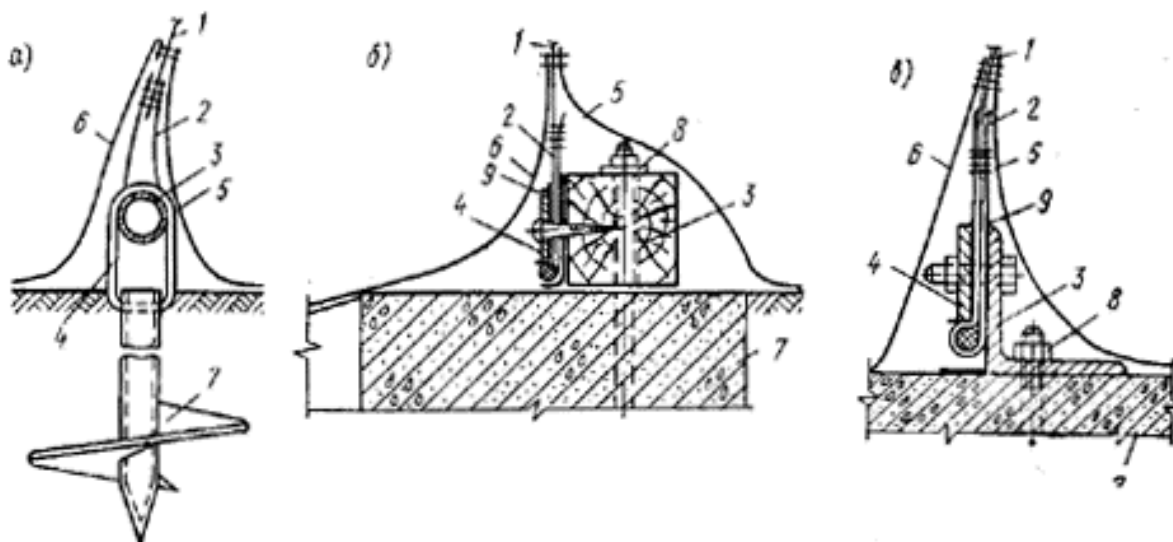


Рис. 7. Крепление опорного контура оболочки: а — к винтовым сваям; б — к деревянному брусу; в — к металлическому уголку; 1 — оболочка; 2 — кромка оболочки; 3 — распределительный элемент; 4 — прижимная планка (серьга); 5 — внутренний фартук; 6 — наружный фартук; 7 — фундамент (винтовая свая); 8 — анкерный болт; 9 — резиновая прокладка

Материалы для пневматических конструкций

Наибольшее распространение для пневматических конструкций получили тканевые материалы, обрешиненные или покрытые полимерами. Реже применяют высокопрочные синтетические пленки одинарные или двойные с внутренним армирующим слоем из синтетических волокон.

Синтетические волокна, получившие наибольшее распространение, делятся на группы:

- полиамидные (капрон, нейлон, дедерон, перлон, силон, стилон);
- полиэфирные (лавсан, дакрон, гризутен, диолон, тревира, теторон, терилон и др.);
- полиакрилонитрильные (нитрон, орлон, дракон и др.);
- поливинилспиртовые (винол, винилон и др.).

Основными полимерными покрытиями являются хлорсульфированный полиэтилен (ХСПЭ), пластифицированный поливинилхлорид (ПВХ). Последний светопрозрачен, окрашивается в любой цвет, морозостоек до — 30...—40 °С. Основные требования, предъявляемые к материалу оболочек, без которых невозможны пневматические конструкции, являются прочность и воздухонепроницаемость. К этим двум требованиям добавляют еще долговечность, светопрозрачность, эластичность и легкость, стойкость против химической и биологической агрессии, действия низких и высоких температур, технологичность изготовления и возведения конструкции.



Рис. 8. Структура материала для пневматических конструкций

Для массовых серийных оболочек пролетом до 60 м прочность материалов пневматических конструкций колеблется в пределах 20—200 кН/м. Обычный срок службы оболочек из них составляет 5—10 лет. Для массовых серийных оболочек пролетом до 60 м прочность материалов пневматических конструкций колеблется в пределах 20—200 кН/м. Обычный срок службы оболочек из них составляет 5—10 лет.

Расчетные сопротивления R материалов для массовых серийных оболочек приведены в табл. 1.

Таблица 1

Шифр материала	Расчетное сопротивление R , кгс/м		Шифр материала	Расчетное сопротивление R , кгс/м	
	по основе R_{oc}	по утку R_{ym}		по основе R_{oc}	по утку R_{ym}
51-019	2350	1050	23-М	2350	1050
У-92	2350	1050	А-01	2250	2250
У-93	1280	830	Тентовый материал	1690	1250

Расчет пневматических конструкций.

Проектирование строительных пневматических, конструкций включает решение следующих задач:

1) Нахождение оптимальной формы оболочки. Формальным признаком оптимальной формы оболочки может служить состояние района напряженности во всех направлениях по ее поверхности. К таким поверхностям можно отнести мыльную пленку. Однако найденные таким образом формы будут оптимальными только для воздействия внутреннего давления. При действии любой другой нагрузки это условие будет сразу нарушено и может привести к появлению на поверхности оболочки морщин и складок либо повышению расчетных усилий до уровня расчетных

сопротивлений материала. Поэтому учет реальных условий работы оболочки требует анализа ее напряженно-деформированного состояния и коррекции формы поверхности образованной мыльной пленки.

2) установление характера и величины силового воздействия. Основными нагрузками на пневматическую конструкцию является избыточное давление, ветровые и снеговые воздействия.

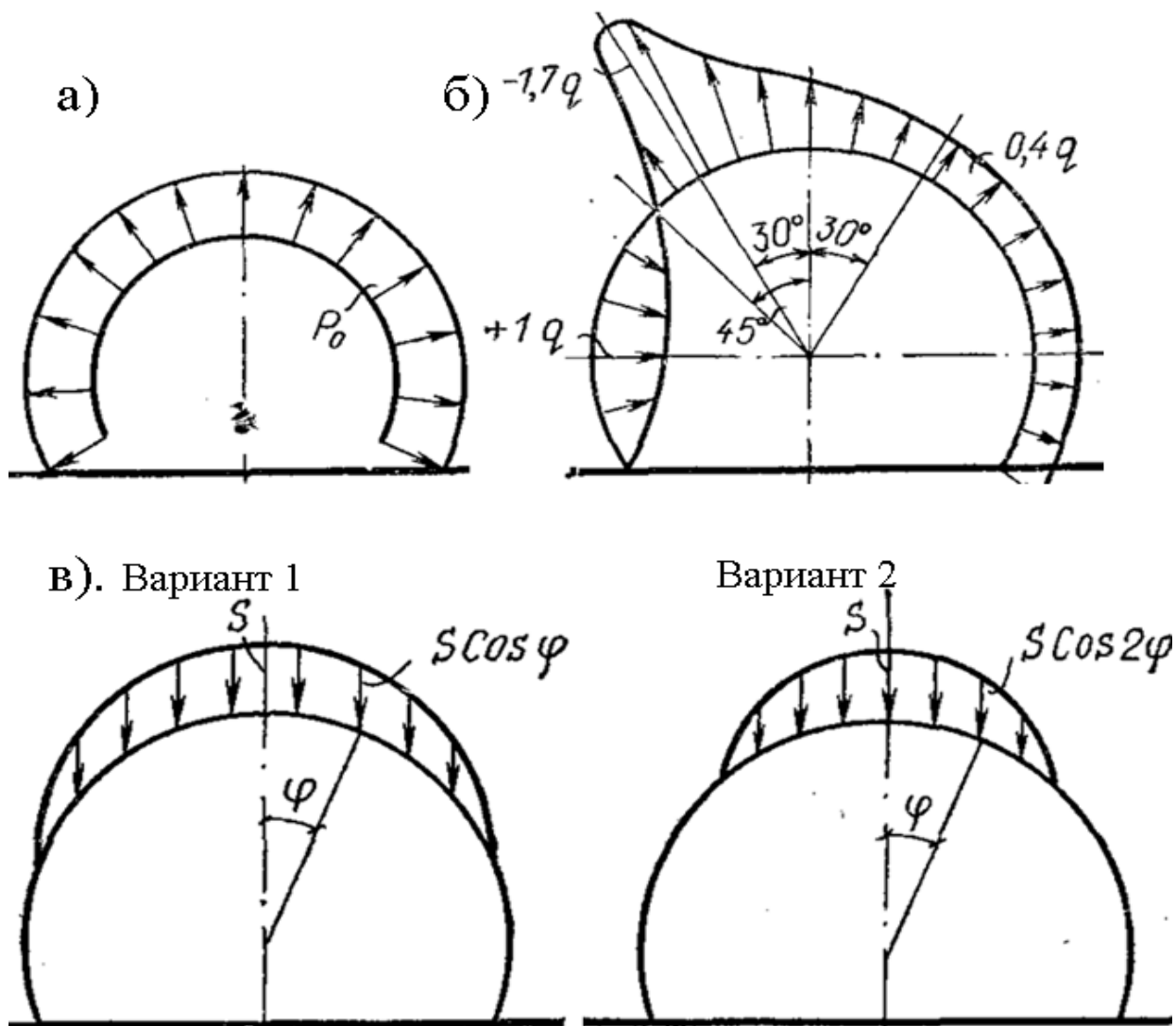


Рис. 9. Нагрузки на пневматическую конструкцию: а – избыточное давление, б – ветровая нагрузка, в – снеговая нагрузка.

Для расчета пневматической конструкции на ветровое воздействие необходимо выявить картину обтекания оболочки потоком воздуха, выраженную в эпюре распределения ветрового давления по ее поверхности.

Снеговая нагрузка вследствие подвижности и колебания поверхности оболочки не достигает интенсивности, характерной для жестких покрытий. На этом основании принято считать расчетную интенсивность снеговой нагрузки, равную суточному максимуму выпадения снега в данном районе (по статистическим данным за последние 10 лет). Так, например, в зоне умеренных широт европейской части РФ она составляет $P = 220$ Па. Считается возможным принять распределение снеговой нагрузки на оболочке по закону $P(\varphi) = P \cos \varphi$ или даже $P(\varphi) = P \cos^2 \varphi$, где φ — угол наклона касательной к оболочке. При $\psi \geq 60^\circ$ снег не задерживается на оболочке, если последняя сохраняет свою форму;

3) выяснение физико-механических свойств материалов оболочек и расчетных сопротивлений материалов;

4) выявление перемещений оболочки под действием нагрузок. Пневматические оболочки являются кинематически подвижными и геометрически изменяемыми системами. Перемещение оболочки может быть следствием двух причин: 1) упругого или пластического удлинения материала (деформации) и 2) изменения геометрии оболочки при приложении нагрузок — кинематического перемещения, которое в значительной степени обуславливает интенсивность и характер ветровой и снеговой нагрузок. Изменение геометрии оболочки под действием нагрузок (переход в новое равновесное состояние) соизмеримо с размерами самой оболочки, требует учета геометрической нелинейности, что существенно усложняет задачу расчета.

5) определение напряженно-деформированного состояния оболочки.

Прочность оболочек проверяется по формулам:

$$T_{1,2} \leq R_{oc} \text{ или } T_{1,2} \leq R_{ym}$$

где T_1, T_2 — усилия растяжения в оболочке (рис. 10), кгс/м;

R_{oc}, R_{ym} — расчетные сопротивления материала оболочки по основе или утку, кгс/м.

Деформации оболочек не проверяются.

Усилия $T_{1,2}$ определяются от давления воздуха внутри оболочки и внешних нагрузок от снега и ветра. Собственный вес оболочки не учитывается.

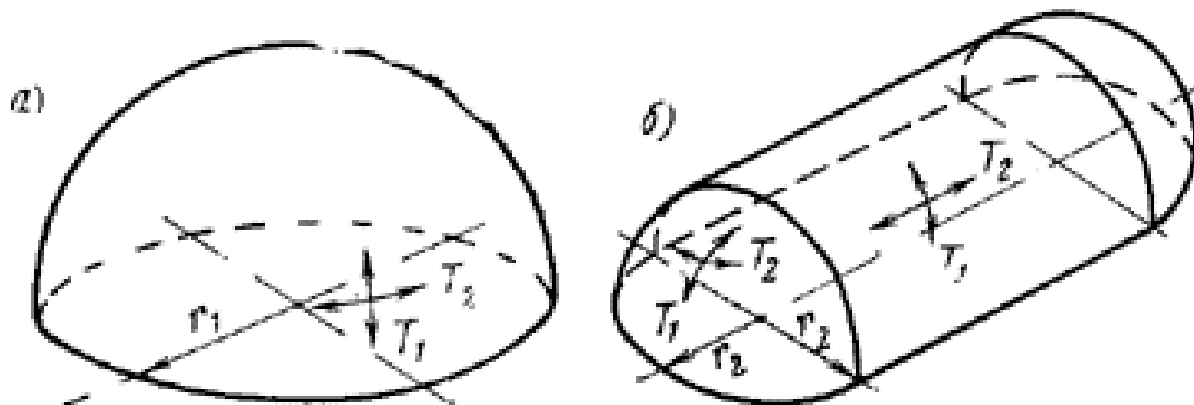


Рис. 10. Схемы действия усилий в оболочке: а — сферической; б — цилиндрической

Усилия T_1^c и T_2^c (рис. 10.а) в сферических оболочках

$$T_1^c = (0,5P + q_o n k) r_1;$$

$$T_2^c = (0,5P + q_o n k + 0,33 P_c) r_1.$$

Усилия T_1^u и T_2^u (рис. 10.б) в цилиндрических оболочках

$$T_1^u = (P + 1,15 q_o n k) r_2;$$

$$T_2^u = (0,5P + q_o n k + 0,33 P_c) r_2,$$

где P — величина давления воздуха внутри оболочки, определяемая по формуле $P = 0,8 q_o$, но не менее 40 кгс/м^2 ;

q_o — скоростной напор ветра, кгс/м^2 ;

r_1 — радиус сферической оболочки, м;

r_2 — радиус цилиндрической оболочки, м;

$n = 1,3$ — коэффициент надежности по нагрузке ;

k — коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора в зависимости от высоты и типа местности;

P_c — расчетная величина снеговой нагрузки.

Расчет воздухоопорной оболочки

Задача 1

Воздухоопорная оболочка сферической формы (см. Рис. 10.а)

Подобрать материал для воздухоопорной сферической оболочки

Пролет сферической оболочки	L	32	м
Радиус сферической оболочки	r1	16	м
Район по ветровой нагрузке		I	
Тип местности		B	
Район по снеговой нагрузке		III	

Принимаем:

1. Направление "по утку" пленки - по направлению усилия T1
2. Направление "по основе" пленки - по направлению усилия T2

Условие прочности :

По основе	$T1 \leq R_{осн}$
По утку	$T2 \leq R_{ут}$

Усилия в сферической воздухоопорной оболочке

- по утку	$T1 = (0,5 P + q_0 Y_f k) r1$
- по основе	$T2 = (0,5 P + q_0 Y_f k + 0,33 P_c) r1$

где P - давление воздуха внутри оболочки , кгс/м²
q₀ - скоростной напор ветра, кгс/м²
Y_f - коэффициент надежности по нагрузке.
r1 - радиус сферической оболочки
k - коэффициент изменения ветрового напора по высоте
P_c - расчетная величина снеговой нагрузки , кгс/м²

Вводим исходные данные для расчета

Давление воздуха внутри оболочки	P	40	кгс/м ²	ввести 3
Скоростной напор ветра	q ₀	23	кгс/м ²	ввести 3
Коэффициент надежности по нагрузке	Y _f	1,4		ввести 3
Радиус сферической оболочки	r1	16	м	
К-т изм-я ветр. напора по высоте	k	0,75		ввести 3
Расчетная величина снеговой нагрузки	P _c	180	кгс/м ²	ввести 3

Усилия в сферической воздухоопорной оболочке

- по утку	$T1 = (0,5 P + q_0 Y_f k) r_1 =$	706,4	кгс/м	
- по основе	$T2 = (0,5 P + q_0 Y_f k + 0,33 P_c) r_1 =$	1656,8	кгс/м	
Принимаем материал марки	У-92	Rocн =	2350	кгс/м
		> T2 =	1656,8	кгс/м
		R _{yt} =	1050	кгс/м
		> T1 =	706,4	кгс/м

Вывод:

Кoeffициент использования материала	- по утку	0,673
	- по основе	0,705

Задача 2 Воздухоопорная оболочка цилиндрической формы (см. Рис. 10.6)

Подобрать материал для воздухоопорной цилиндрической оболочки

Пролет цилиндрической оболочки	L	24	м
Радиус цилиндрической оболочки	r2	12	м
Район по ветровой нагрузке		I	
Тип местности		B	
Район по снеговой нагрузке		III	

Принимаем:

1. Направление "по утку" пленки - по направлению усилия T1
2. Направление "по основе" пленки - по направлению усилия T2

Условие прочности :	По основе	$T1 \leq Rocн$
	По утку	$T2 \leq R_{yt}$

Усилия в цилиндрической воздухоопорной оболочке

- по утку	$T1 = (P + 1,15 q_0 Y_f k) r_2$
- по основе	$T2 = (0,5 P + q_0 Y_f k + 0,33 P_c) r_2$
где	P - давление воздуха внутри оболочки , кгс/м ²
	q ₀ - скоростной напор ветра, кгс/м ²
	Y _f - коэффициент надежности по нагрузке.
	r ₂ - радиус цилиндрической оболочки
	k - коэффициент изменения ветрового напора по высоте
	P _c - расчетная величина снеговой нагрузки, кгс/м ²

Усилия в цилиндрической воздухоопорной оболочке

- по утку $T1 = (P + 1,15 q_0 Y_f k) r_2 =$ **813,27** кгс/м

- по основе $T2 = (0,5 P + q_0 Y_f k + 0,33 P_c) r_2 =$ **1242,6** кгс/м

Принимаем материал марки **У-93** $R_{осн} =$ **1280** кгс/м **ввести**
 $> T2 =$ 1242,6 кгс/м

$R_{ут} =$ **830** кгс/м
 $> T1 =$ 813,27 кгс/м **ввести**

Вывод:

Коэффициент использования материала - по утку **0,980**
- по основ **0,971**

Раздел 1. Компьютерный практикум.

Занятие 3. Расчет конструктивных элементов ребристых куполов

На занятии должны быть задействованы программы:

- программа EXCEL;
- программа DEKOR, приложение к программному комплексу SCAD.

Общие положения

Пространственные конструкции можно представить как развитие плоскостных систем (балочных, арочных и т.п.) путем вовлечения ограждающих элементов (плит, прогонов, настила) и связей в работу несущих конструкций покрытия. При этом пространственные конструкции работают и рассчитываются в двух плоскостях, а их ограждающие и несущие элементы рассматриваются совместно. Пространственность работы таких конструкций проявляется, в частности, в возможности перераспределения усилий между элементами, повышая их надежность и снижение материалоемкости за счет многосвязности системы. В результате пространственные конструкции менее материалоемки и имеют меньший собственный вес, чем любые плоскостные конструкции того же пролета. Они характеризуются повышенной жесткостью и надежностью, а местные дефекты и повреждения не приводят, как правило, их в аварийное состояние. Пространственными конструкциями можно перекрывать пролеты более 250 м. Среди основных форм пространственных конструкций большое распространение получили ребристые и ребристо-кольцевые купола.

1. Пример конструктивного расчета радиальной арки ребристо-кольцевого купола

Запроектировать и рассчитать радиальную арку ребристо-кольцевого купола с учетом 1 уровня ответственности здания по следующим основным исходным данным. Купол диаметром 60 м и высотой 10 м имеет в плане многоугольное очертание, состоит из 28 дощатоклееных сборных меридиональных арок-ребер, установленных радиально по кругу, и пяти (не считая опорного)

многоугольных колец-прогонов, опоясывающих купол и образующих совместно с арками жесткую пространственную систему (рис.1). Полуарки-ребра в вершине купола соединены шарнирно с верхним металлическим кольцом, а в основании опираются на нижнее кольцо из железобетона. Для обеспечения устойчивости арок в горизонтальной плоскости монтируются связи жесткости, располагаемые не менее чем в двух диаметральных отсеках. Покрытие купола состоит из клефанерных на деревянном каркасе утепленных плит, опирающихся на кольцевые ребра. Материал ребер купола – сосновые доски влажностью $10 \pm 2 \%$.

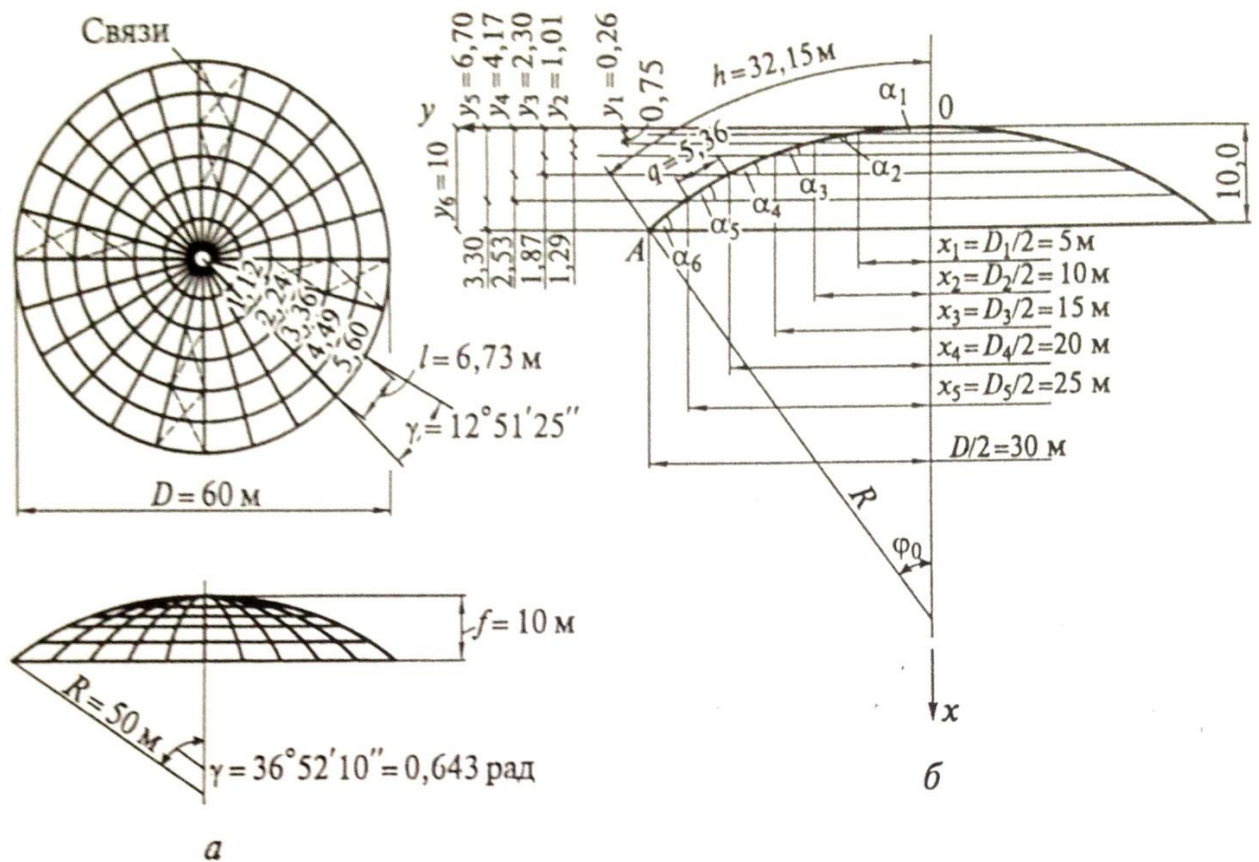


Рис. 1. Схема купольного покрытия (а) и геометрические размеры купола (б)

Геометрический расчет купола (см. рис.1).

Радиус сферы

$$R = (D^2 + 4f^2)/(8f) = (60^2 + 4 \cdot 10^2)/(8 \cdot 10) = 50 \text{ м.}$$

Половина центрального узла

$$\sin \varphi_0 = (D/2)/R = (60/2)/50 = 0,6; \quad \varphi_0 = 36^\circ 52' 10'' = 0,643.$$

Длина полуарки

$$L = R \varphi_0 = 50 \cdot 0,643 = 32,15 \text{ м}; \quad a = L/6 = 32,15/6 = 5,36 \text{ м}.$$

Расстояние между арками в кольцевых сечениях

$$L = \pi D_i / n = 3,14 D_i / 28 = 0,112 D_i.$$

Координаты сечений представлены на рис.1.

Задача: Подобрать и проверить сечение радиальной арки по следующим действующим усилиям, вычисленным в результате статического расчета купола от расчетного сочетания нагрузок. Изгибающий момент $M = -28,77 \text{ кН}\cdot\text{м}$, соответствующая продольная сила $N = 263,66 \text{ кН}$. Усилие распора $H = 15,28 \text{ кН}$.

Принимаем доски из древесины хвойных пород сечением $25 \times 175 \text{ мм}$, после острожки – $20 \times 160 \text{ мм}$. Для ребристо-кольцевых куполов рекомендуется принимать высоту сечения $h = (1/40 \dots 1/80)l$; $h = 80 \text{ см} = 6000/80 = l/75$.

Геометрические характеристики.

$$\text{Площадь сечения } A = bh = 16 \cdot 80 = 1280 \text{ см}^2.$$

$$\text{Момент сопротивления } W = bh^2/6 = 16 \cdot 80^2/6 = 17067 \text{ см}^3.$$

$$\text{Радиус инерции } r = 0,29 h = 0,29 \cdot 80 = 23,2 \text{ см};$$

$$\text{гибкость } \lambda = l_p / r = 0,58 \quad S / r = 0,58 \cdot 6430 / 23,2 = 160,75;$$

$$\text{где } S - \text{длина дуги арки; } S = 2l = 6430 \text{ см};$$

$$\text{коэффициент продольного изгиба } \varphi = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 160,75^2 = 0,12;$$

$$\text{расчетное сопротивление } R_c = R m_b m_{cl} m_{гн},$$

где $m_b = 1$ – коэффициент температурно-влажностных условий эксплуатации конструкций;

m_b – коэффициент, учитывающий высоту сечения, при $h = 80 \text{ см}$ $m_b = 0,9$; m_{cl} – коэффициент, учитывающий толщину слоя, при толщине досок $b = 20 \text{ мм}$ $m_{cl} = 1,07$;

$m_{гн}$ – коэффициент, учитывающий радиус кривизны; $r/a = 5000/2 = 2500 > 500$;
 $m_{гн} = 1$;

$$R_c = 15 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1,07 \cdot 1 = 14,4 \text{ МПа} = 1,44 \text{ кН/см}^2.$$

Согласно требованиям норм при расчете арок на прочность по деформируемой схеме и на устойчивость плоской формы деформирования величины

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы N и M_d следует принимать в сечении с максимальным моментом (для проверяемого случая нагружения), а коэффициент ξ следует определять с подстановкой значения сжимающей силы $N_0 = N$ в ключевом сечении арки.

Поэтому коэффициент, учитывающий дополнительный момент вследствие прогиба элемента определяем от продольной силы $N = H = 15,28$ кН:

$$\xi = 1 - N / (\varphi R_c A) = 1 - 15,28 / (0,12 \cdot 1,44 \cdot 1280) = 0,93;$$

$$M_d = M / \xi = 28,77 / 0,93 = 30,94 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Проверка прочности в расчетном сечении арки:

$$\sigma = N/A + M_d / W = 263,66 / 1280 + 3094 / 17067 = 0,39 \text{ кН/см}^2 < R_c = 1,44 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования.

Устойчивость плоской формы деформирования проверяем при отрицательном изгибающем моменте, когда раскреплена связями растянутая кромка сечения:

$$M = -28,77 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad N = 263,66 \text{ кН}.$$

Связи, раскрепляющие растянутую кромку, располагаются с шагом 150 см. Такое закрепление считается сплошным, так как соблюдается условие

$$k_\phi \cdot 140 b^2 / h = 1,13 \cdot 140 \cdot 16^2 / 80 = 506 > 150 \text{ см},$$

где $k_\phi = 1,13$ учитывает форму эпюры M и принимается по табл.Е.2 прил.Е [1].

Нижняя кромка полуарки сжата и из плоскости не закреплена.

Расчетная длина незакрепленной нижней кромки $l_p = 32,15 \text{ м} = 3215 \text{ см}$.

Гибкость из плоскости $\lambda_y = l_p / (0,29 b) = 3215 / (0,29 \cdot 16) = 693$.

Коэффициент устойчивости при изгибе

$$\varphi_m = k_\phi \cdot 140 b^2 / (l_p h) = 1,13 \cdot 140 \cdot 16^2 / (3215 \cdot 80) = 0,16.$$

Коэффициенты k_{nN} и k_{nM} :

$$\begin{aligned} k_{nN} &= 0,75 + 0,06(l_p / h)^2 + 0,6\alpha_p(l_p / h) = \\ &= 0,75 + 0,06(3215/80)^2 + 0,6 \cdot 0,643 \cdot 3215/80 = 113,15, \end{aligned}$$

где $\alpha_p = 0,643$ рад – центральный угол полуарки в радианах;

$$k_{nM} = 0,142(l_p / h) + 1,76(h / l_p) + 1,4 \alpha_p =$$

$$=0,142 \cdot 3215/80 + 1,76 \cdot 80/3215 + 1,4 \cdot 0,643 = 6,65.$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования

$$N/(\varphi_y k_{nN} R_c A) + M_d/(\varphi_m k_{nM} R_{и} W) = 263,66/(0,006 \cdot 113,15 \cdot 1,44 \cdot 1280) + 3094/(0,16 \cdot 6,65 \cdot 1,44 \cdot 17066,6) = 0,32 < 1.$$

Устойчивость арки из плоскости обеспечена. При действии в сечениях арки положительного изгибающего момента, при котором растянута нижняя кромка, а верхняя сжатая кромка раскреплена связями, устойчивость арки из плоскости более надежная и проверки не требуется.

2. Эту же задачу (рис. 1) решаем в Приложении EXCEL

Расчет радиальной арки ребристо-кольцевого купола в Прилож. EXCEL

Задача: Подобрать и проверить сечение радиальной арки по следующим действующим усилиям, вычисленным в результате статического расчета купола от расчетного сочетания нагрузок.

Параметры купола

Диаметр купола

Высота купола

Количество ребер

Количество колец-прогонов

D	60
f	10

м

ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЯ

м

ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЯ

пр 24

пк 5

Геометрический расчет купола

Радиус сферы

$$R = (D^2 + 4f^2)/(8f) = (60^2 + 4 \cdot 10^2)/(8 \cdot 10) =$$

50 м

Половина центрального угла

$$\sin \varphi_o = (D/2)/R = (60/2)/50 =$$

φ_o

0,6

φ_o

0,644

радиан

36,89

градусов

Длина полуарки

$$l = R \cdot \varphi_o = 50 \cdot 0,643 =$$

32,175

м

Длина дуги арки

$$S = 2 \cdot l =$$

$$2 \cdot 32,175 =$$

64,35

м

Шаг кольцевых ребер

$$a = L/(\text{пк}+1) = 32,15/6 =$$

5,363

м

Результаты статического расчета

Изгибающий момент

M -28,77

кН*м

ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ

Соответствующая продольная сила

N 263,66

кН

ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ

Усилие распора

H 15,28

кН

ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ

Принимаем

доски из древесины хвойных пород сечением 25х175 мм, после острожки – 20х160 мм.
высоту сечения дощатоклееного ребра купола $h = (1/40 \dots 1/80)l$:

$$h = L / 75 = 60/75 =$$

0,8

м =

800

мм

ширину сечения ребра купола

b =

160

мм

ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ

Геометрические характеристики

Площадь сечения $A = bh = 160 \cdot 800 =$

128000

мм²

Момент сопротивления $W = bh^2/6 = 160 \cdot 800^2/6 =$

17066667

мм³

Радиус инерции ребра в плоскости рамы

$$r = 0,29 h = 0,29 \cdot 800 =$$

231,2

мм

Гибкость $\lambda = l_p/r = 0,58 S / r = 0,58 \cdot 64350/23,2 =$

161,4

Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 3000/\lambda^2 = 3000/161,4^2 =$

0,12

Расчетное сопротивление

R_A =

22,5

МПа

ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ

Коэффициенты условия работы

$m_{дл}$

0,66

ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ

$m_{в}$

1

ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ

$m_{б}$

0,9

ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ

$m_{сл}$

1,07

ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ

$m_{гн}$

1

ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ

Расчетное сопротивление $R_c = R_A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} \cdot m_{б} \cdot m_{сл} \cdot m_{гн} =$

14,3

МПа

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент вследствие прогиба элемента

$$\xi = 1 - N_0 / (\varphi R_c A) = 1 - 15,28 \cdot 1000 / (0,12 \cdot 14,3 \cdot 128000) =$$

0,927

Момент по деформированной схеме

$$M_d = M / \xi = 28,77 / 0,927 =$$

31,02

кН*м

Проверка прочности в расчетном сечении арки:

$$\sigma_c = N_c/A + M_d / W_x =$$

$$= 263,66 \cdot 1000 / 128000 + 31,02 \cdot 10^6 / 170066667 =$$

3,88

МПа <

R_c =

Проверка устойчивости плоской формы деформирования

Устойчивость плоской формы деформирования проверяем при отрицательном изгибающ когда раскреплена связями растянутая кромка сечения:

Связи, раскрепляющие растянутую кромку, располагаются с шагом $a_{св} = 150$ см.

Такое закрепление считается сплошным, так как соблюдается условие:

$$k_{\phi} \cdot 140 b^2 / h = 1,13 \cdot 140 \cdot 160^2 / 800 = 5062 \text{ мм} > a_{св} =$$

где $k_{\phi} = 1,13$ учитывает форму эпюры M и принимается по приложению Е СП 64.13330

Нижняя кромка полуарки сжата и из плоскости не закреплена.

Расчетная длина незакрепленной нижней кромки полуарки $l_p = 32,175 \text{ м} =$

Гибкость из плоскости $\lambda_y = l_p / (0,29 b) = 32150 / (0,29 \cdot 160) =$

696

Коэффициент продольного изгиба из плоскости ребра

$$\varphi_y = 3000 / \lambda_y^2 = 3000 / 696^2 =$$

0,0062

Коэффициент устойчивости при изгибе

$$\varphi_m = k_{\phi} \cdot 140 b^2 / (l_p h) = 1,13 \cdot 140 \cdot 160^2 / (32150 \cdot 800) =$$

0,16

Коэффициенты k_{nN} и k_{nM}

$$k_{nN} = 0,75 + 0,06(l_p / h)^2 + 0,6\alpha_p(l_p / h) =$$

$$= 0,75 + 0,06(32150/800)^2 + 0,6 \cdot 0,643 \cdot 32150/800 =$$

113,3

где $\alpha_p = 0,643$ рад – центральный угол полуарки в радианах;

$$k_{nM} = 0,142(l_p / h) + 1,76(h / l_p) + 1,4 \alpha_p =$$

$$= 0,142 \cdot 32150/800 + 1,76 \cdot 800 / 32150 + 1,4 \cdot 0,643 =$$

6,656

Проверка устойчивости плоской формы деформирования

$$N / (\varphi_y k_{nN} R_c A) + M_d / (\varphi_m k_{nM} R_n W) =$$

$$= 263,66 \cdot 10^3 / (0,006 \cdot 113,15 \cdot 1,44 \cdot 128000) +$$

$$+ 3094 \cdot 10^6 / (0,16 \cdot 6,65 \cdot 1,44 \cdot 17066,6 \cdot 10^3) =$$

0,326

<

Устойчивость арки из плоскости обеспечена.

Вывод:

Коэффициент использования арки по критерию прочности

К исп 1 = 0,271

Коэффициент использования арки по критерию устойчивости

К исп 2 = 0,326

3. Эту же задачу (рис. 1) решаем в Приложении DEKOR

Расчет радиальной арки ребристо-кольцевого купола в программе DEKOR

Подбираем сечение радиальной арки ребристо-кольцевого купола в программе DEKOR

Запускаем программу DEKOR:

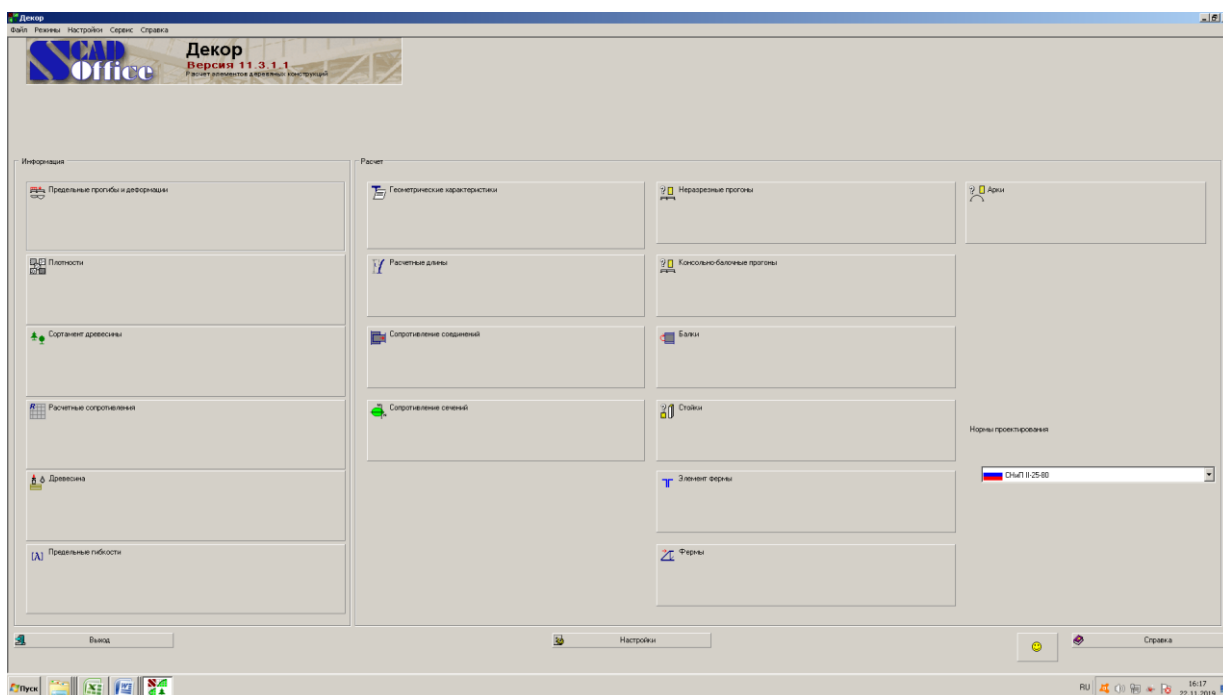


Рис.2. Исходное меню программы «ДЕКОР»

Исходные данные:

Параметры купола

Диаметр купола, м	D	60
Высота купола, м	f	10
Количество ребер, шт	n_p	28
Количество колец-прогонов, шт	n_k	5

Результаты статического расчета

Изгибающий момент	M	-28,77	кН*м
Соответствующая продольная сила	N	263,66	кН
Усилие распора	H	15,28	кН

Для расчета деревянных элементов, работающих на сжатие с изгибом, выбираем раздел «Стойка», вкладка «Общие параметры»:

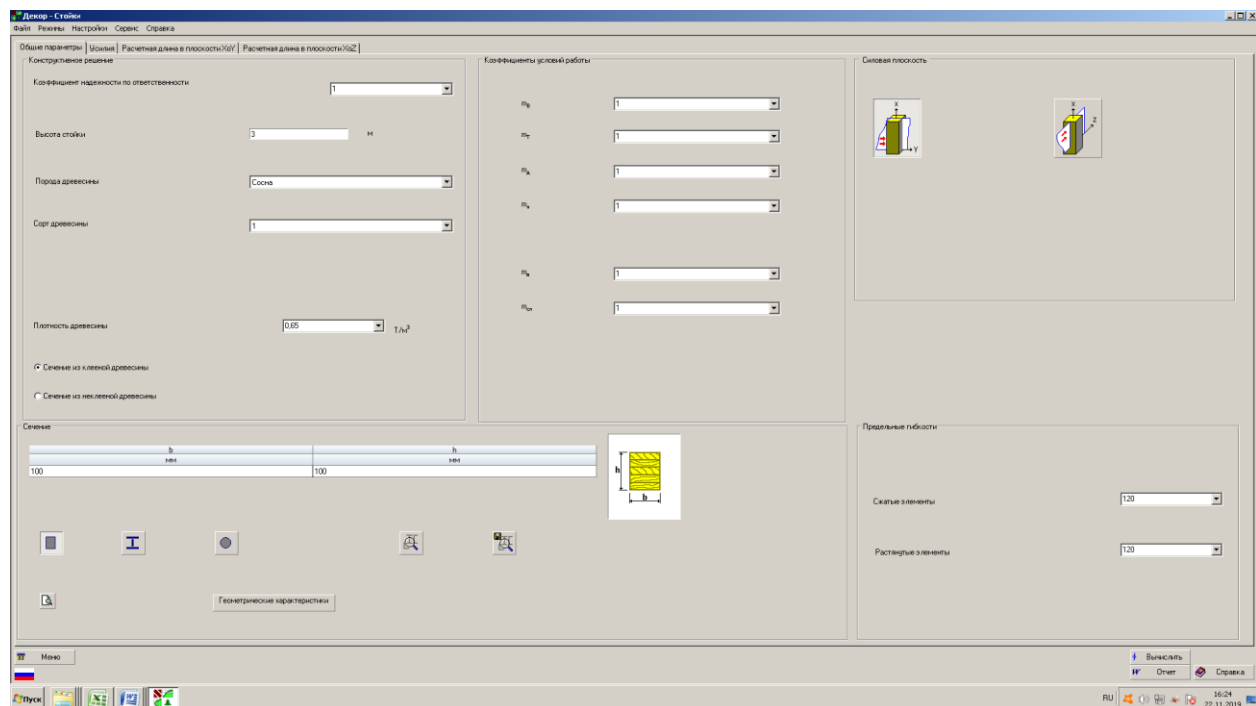


Рис. 3. Вкладка «Общие параметры» программы «ДЕКОР»

Коэффициент надежности по ответственности:	1	
--	---	--

В качестве высоты стойки вводим расчетную длину элемента:

Длина дуги арки $S = 2 L = 2 \cdot 32,15 = 64,3 \text{ м}$

Расчетная длина $l_p = 0,58 S = 0,58 \cdot 64300 = 37294 \text{ мм} = 37,294 \text{ м}$

Высота стойки	37,294	м
Порода древесины	сосна	
Сорт древесины	2	
Сечение из клееной древесины		
Форма сечения	прямоугольное	
Размеры поперечного сечения b	160	мм
Размеры поперечного сечения h	800	мм

Коэффициенты условий работы

Мв	1	
Мт	1	
Мд	1	
Мн	1	
Ма	1	
Мсл	1,1	

Силовая плоскость

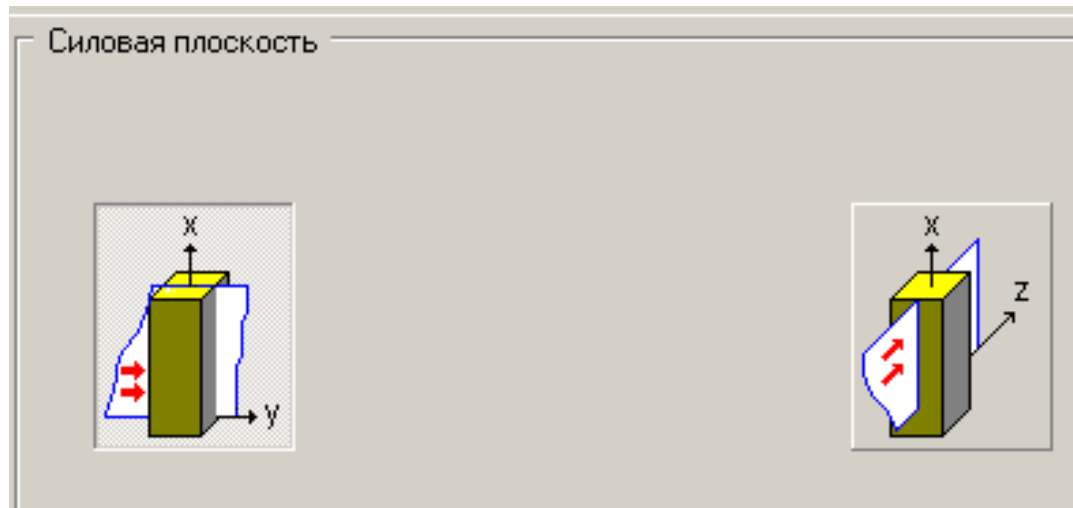


Рис. 4. Выбор силовой плоскости в программе «ДЕКОР»

Предельные гибкости

120

Вкладка «Общие параметры» после заполнения:

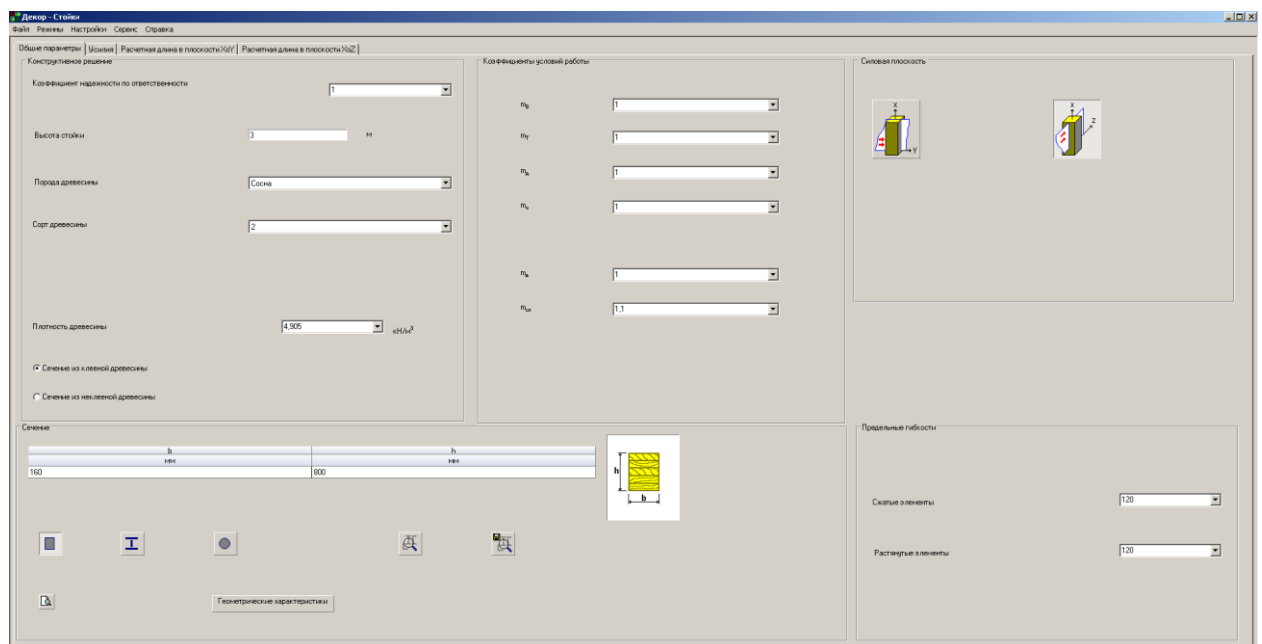


Рис. 5. Вкладка «Общие параметры» после заполнения

Открываем вкладку «Усилия».

Заполняем вкладку «Усилия»: Нагрузки - добавить – Загружение 1

Вводим значения усилий:

N	My1
кН	кН*м
-263,66	28,77

«Применить».

Вид вкладки «Усилия»:

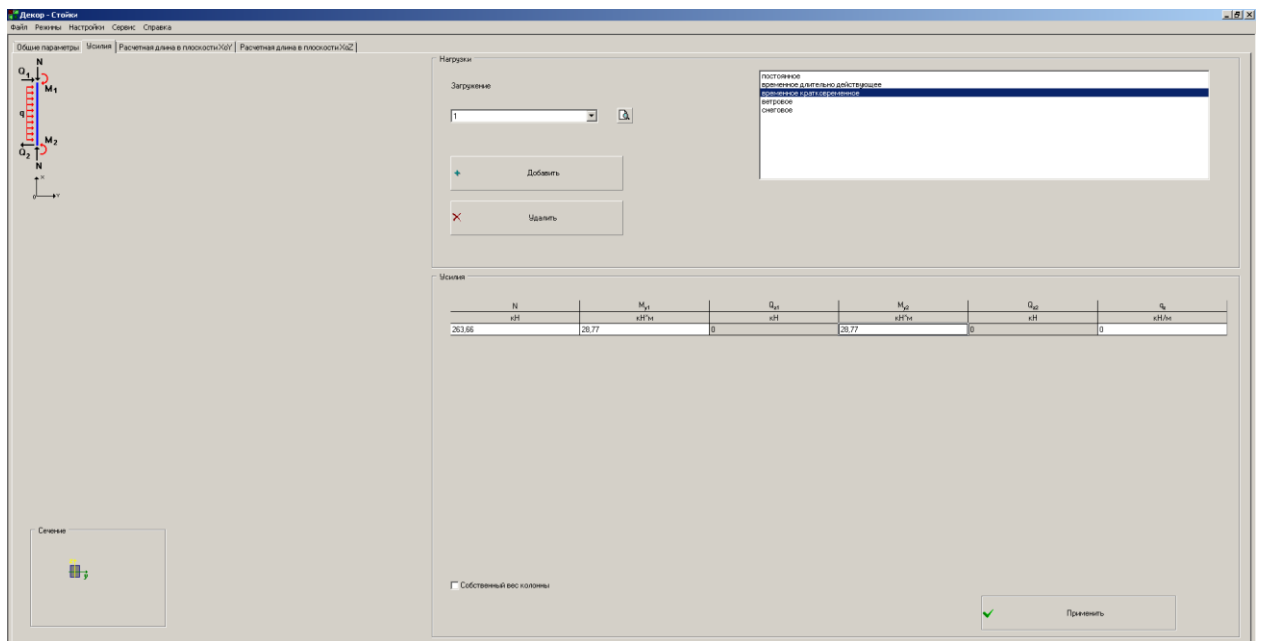
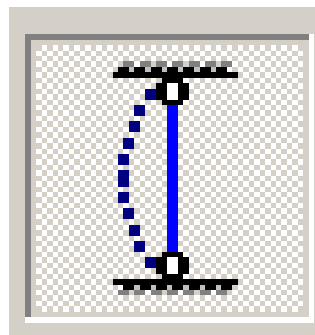
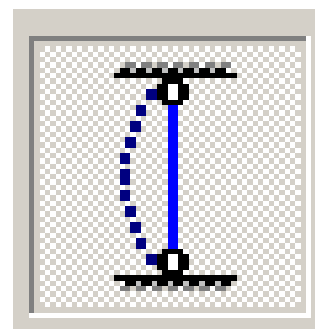


Рис. 6. Вид вкладки «Усилия» программы «ДЕКОР»

Вкладка «Расчетная длина в плоскости ХоУ»
Выбираем условия закрепления «Шарнир-шарнир»:



Вкладка «Расчетная длина в плоскости ХоZ»
Выбираем условия закрепления «Шарнир-шарнир»:



Нажимаем .



Факторы

Смотрим раздел

и сравниваем с результатами ручного расчета

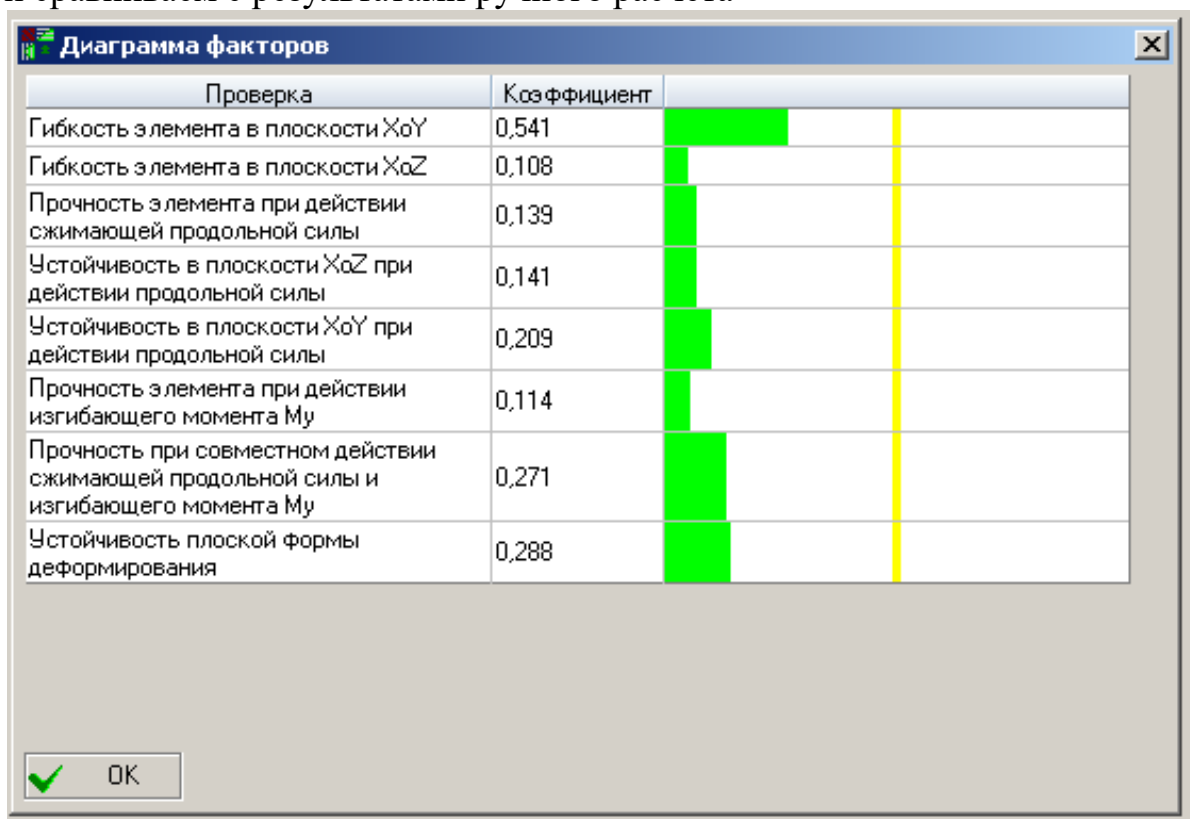


Рис. 7. Раздел «Факторы» программы «ДЕКОР»

Коэффициент использования сечения:

- при совместном действии сжимающей продольной силы и изгибающего момента Кисп 1 = 0,271.

- устойчивость плоской формы деформирования Кисп 2 = 0,288.

Те же результаты ручного расчета:

Коэффициент использования арки по критерию прочности Кисп 1 = 0,271.

Разница с ручным расчетом 0%;

Коэффициент использования арки по критерию устойчивости Кисп 2 = 0,326. Разница с ручным расчетом 12%.

2. Пример конструктивного расчета кольцевого ребра ребристо-кольцевого купола.

Конструктивная схема ребристо-кольцевого купола представлена на рис. 1.

Кольцевые ребра принимаем в виде прямолинейных балок, шарнирно опертых на арки. На кольцевые ребра действуют постоянная и снеговая нагрузки. Кольцевые ребра работают в плоскости конструкции как сжато-изгибаемые элементы.

При определении нагрузок на кольцевые ребра принимаем распределение нагрузок равномерным по длине ребра. Крепление кольцевых ребер к аркам показано на рис. 8.

Пролет кольцевого ребра $l = 5,6$ м.

Нагрузки на ребро:

- постоянная $g_{\text{ребра}} = 4,92$ кН/м;
- снеговая $S_{\text{ребра}} = 4,66$ кН/м.

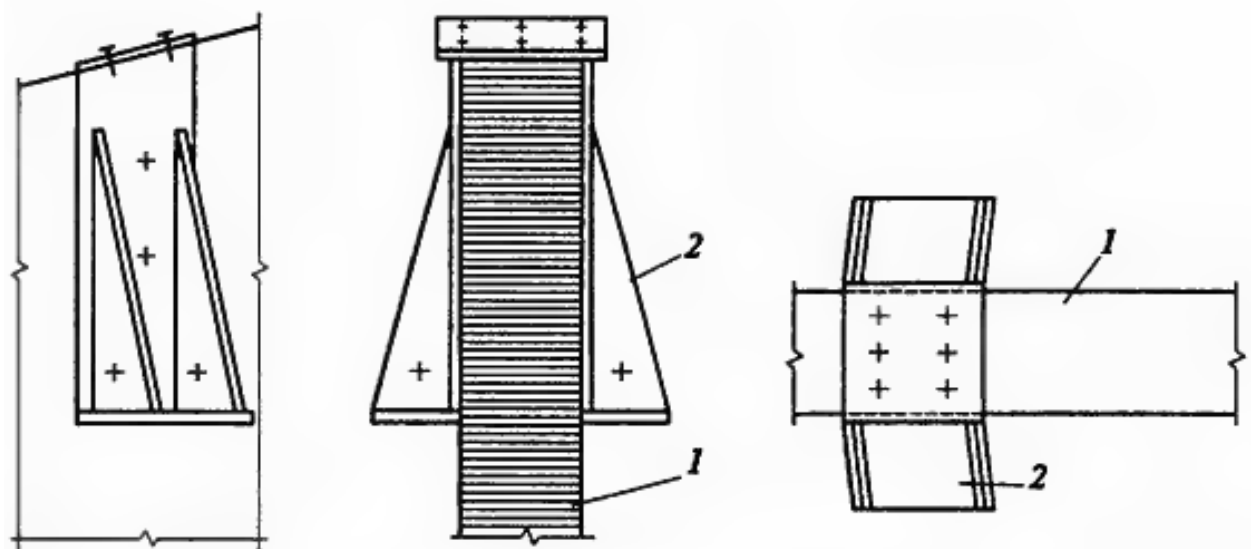


Рис. 8. Опираие кольцевых ребер на меридиональные арочные ребра:
1 - меридиональная арка, 2 – стальной карман для кольцевых ребер.

Внутренние усилия в ребре:

- продольная сжимающая сила (по результатам статического расчета) в ребре кольцевого купола

$$N_{\text{ребра}} = -173,04 \text{ кН}$$

- изгибающий момент

$$M_{\text{ребра}} = (g+s) * l^2 / 8 = (4,92+4,66) * 5,6^2 / 8 = 37,55 \text{ кН*м.}$$

Принимаем:

- древесину сосны 2-го сорта;
- сечение кольцевого ребра $b \times h = 160 \times 450 \text{ мм}$;
- толщину слоя (ламели) в клееном блоке деревянного элемента $t = 33 \text{ мм}$.

Расчетное сопротивление древесины сжатию

$$R^A = 22,5 \text{ МПа} - \text{ для режима нагружения «А».}$$

Коэффициент длительной прочности для режима нагружения «Г»

$$m_{\text{дл}} = 0,8.$$

Коэффициенты условий работы:

$m_b = 1$ – учитывает высоту поперечного сечения деревянного элемента;

$m_v = 1$ – учитывает температурно-влажностные условия эксплуатации деревянного элемента для режима 1;

$m_{\text{сл}} = 1$ – учитывает толщину слоя в клееном блоке деревянного элемента при $t = 33 \text{ мм}$;

Расчетное сопротивление сжатию древесины ребра

$$R_c = R^A * m_{\text{дл}} * m_b * m_v * m_{\text{сл}} / \gamma_n = 22,5 * 0,8 * 1 * 1 * 1 / 1 = 18 \text{ МПа.}$$

Геометрические характеристики сечения ребра:

- площадь сечения $F_{\text{ребра}} = 160 * 450 = 72\,000 \text{ мм}^2$.
- Момент сопротивления $W = b h^2 / 6 = 160 * 450^2 / 6 = 5\,400\,000 \text{ мм}^3$.
- Радиус инерции в плоскости конструкции
 $r_x = 0,289 * h = 0,289 * 450 = 130,5 \text{ мм}$.
- Расчетная длина кольцевого ребра в плоскости конструкции:
 $l_{\text{расчX}} = l_{0X} * \mu_x = 5600 * 1 = 5600 \text{ мм}$.
- Гибкость в плоскости конструкции

$$\lambda_x = l_{\text{расчX}} / r_x = 5600 / 130,5 = 42,91 < 70.$$

Коэффициент ξ , учитывающий совместное действие продольной силы и изгибающего момента

$$\xi = 1 - \lambda x^2 * N_{\text{ребра}} / (3000 * R_c * F_{\text{ребра}}) =$$

$$= 1 - 42,91^2 * 173,04 * 10^3 / (3000 * 18 * 72000) = 0,92.$$

Момент по деформированной схеме

$$M_d = M / \xi = 37,55 / 0,92 = 40,82 \text{ кН*м.}$$

Напряжения сжатия

$$\sigma_c = N_c / F_{\text{ребра}} + M_d / W = 173,04 * 10^3 / 720 * 10^3 + 40,82 * 10^6 / 5,4 * 10^6 =$$

$$= 10 \text{ МПа} < R_c = 18 \text{ МПа.}$$

Проверка устойчивости кольцевых ребер из плоскости конструкции.

- Радиус инерции из плоскости конструкции

$$r_y = 0,289 * b = 0,289 * 160 = 46,4 \text{ мм.}$$

- Расчетная длина кольцевого ребра из плоскости конструкции:

$$l_{\text{расч}y} = l_{0y} * \mu_y = 5600 * 1 = 5600 \text{ мм.}$$

- Гибкость из плоскости конструкции

$$\lambda_y = l_{\text{расч}y} / r_y = 5600 / 46,4 = 120,69 > 70.$$

Коэффициент продольного изгиба из плоскости конструкции

$$\varphi_y = 3000 / \lambda_y^2 = 3000 / 120,69^2 = 0,2.$$

Напряжение в кольцевом ребре

$$\sigma_c = N_{\text{ребра}} / (\varphi_y * F_{\text{ребра}}) = 173,04 * 10^3 / (0,2 * 720 * 10^3) = 11,7 \text{ МПа} < R_c = 18 \text{ МПа.}$$

Вывод:

Коэффициент использования ребра по критерию прочности $K_{\text{исп1}} = 0,554$;

Коэффициент использования ребра по критерию устойчивости $K_{\text{исп2}} = 0,648$.

2. Эту же задачу (рис. 1) решаем в Приложении EXCEL

Расчета кольцевого ребра ребристо-кольцевого купола в Приложении EXCEL

Конструктивная схема ребристо-кольцевого купола представлена на рис. 1.

Крепление кольцевых ребер к аркам показано на рис. 2.

Пролет кольцевого ребра	$l =$	5,6	м	ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ
Нагрузки на ребро:				
постоянная	$g_{\text{ребра}} =$	4,92	кН/м	ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ
снеговая	$S_{\text{ребра}} =$	4,66	кН/м	ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ
Итого поперечная нагрузка на ребро	$g + s$	9,58	кН/м	

Внутренние усилия в ребре:

- продольная сжимающая сила в ребре кольцевого купола

$$N_{\text{ребра}} = 173,04 \text{ кН} \quad \text{ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ}$$

- изгибающий момент в кольцевом ребре от поперечной нагрузки

$$M_{\text{ребра}} = (g+s) \cdot l^2 / 8 = (4,92+4,66) \cdot 5,6^2 / 8 = 37,55 \text{ кН*м}$$

Принимаем:

древесину сосны

2 сорта

сечение кольцевого ребра

$$b = 160 \text{ мм} \quad \text{ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ}$$

$$h = 450 \text{ мм} \quad \text{ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ}$$

- толщину слоя (ламели) в клееном блоке

$$t_{\text{км}} = 33 \text{ мм} \quad \text{ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ}$$

Расчетное сопротивление древесины сжатию для режима нагружения «А»

$$R^A = 22,5 \text{ МПа} \quad \text{ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ}$$

Коэффициент длительной прочности для режима нагружения «Г»

$$m_{\text{дл}} = 0,8 \quad \text{ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ}$$

Коэффициенты условий работы:

$$m_{\text{б}} = 1 \quad \text{ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ}$$

$$m_{\text{в}} = 1 \quad \text{ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ}$$

$$m_{\text{сл}} = 1 \quad \text{ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ}$$

Класс ответственности здания

$$Y_n = 1 \quad \text{ВВОДИМ ЗНАЧЕНИЕ}$$

Расчетное сопротивление сжатию древесины ребра

$$R_c = R^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{б}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{сл}} / Y_n = 22,5 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 / 1 = 18 \text{ МПа}$$

Геометрические характеристики сечения ребра:

Площадь сечения	$F_{\text{ребра}} = 160 \cdot 450 =$	72000	мм ²
Момент сопротивления	$W = b h^2 / 6 = 160 \cdot 450^2 / 6 =$	5400000	мм ³
Радиус инерции в плоскости конструкции	$r_x = 0.289 \cdot h = 0.289 \cdot 450 =$	130,5	мм

Расчетная длина кольцевого ребра в плоскости конструкции:

$l_{\text{расч } x} = l_0 x \cdot \mu_x = 5600 \cdot 1 =$	5600	мм
коэффициент приведения расчетной длины	μ_x	1

Гибкость в плоскости конструкции

$$\lambda_x = l_{\text{расч } x} / r_x = 5600 / 130,5 = 42,91$$

Коэффициент учитывающий совместное действие продольной силы и изгибающего момента

$$\xi = 1 - \lambda_x^2 \cdot N_{\text{ребра}} / (3000 \cdot R_c \cdot F_{\text{ребра}}) =$$
$$= 1 - 42,91^2 \cdot 173,04 \cdot 10^3 / (3000 \cdot 18 \cdot 72000) =$$
$$0,918$$

Момент по деформированной схеме

$$M_d = M / \xi = 37,55 / 0,92 =$$
$$40,91 \quad \text{кН*м}$$

Напряжения сжатия

$$\sigma_c = N_c / F_{\text{ребра}} + M_d / W =$$
$$= 173,04 \cdot 10^3 / 720 \cdot 10^3 + 40,82 \cdot 10^6 / 5,4 \cdot 10^6 =$$
$$9,98 \quad \text{МПа} < R_c = 18 \quad \text{МПа}$$

Проверка устойчивости кольцевых ребер из плоскости конструкции

Радиус инерции в плоскости конструкции

$$r_y = 0.289 \cdot b = 0.289 \cdot 160 =$$
$$46,4 \quad \text{мм}$$

Расчетная длина кольцевого ребра в плоскости конструкции:

$$l_{\text{расч } y} = l_0 y \cdot \mu_y = 5600 \cdot 1 =$$
$$5600 \quad \text{мм}$$

коэффициент приведения расчетной длины	μ_y	1
--	---------	---

Гибкость в плоскости конструкции

$$\lambda_y = l_{\text{расч } y} / r_y = 5600 / 46,4 =$$
$$120,69$$

Коэффициент продольного изгиба из плоскости конструкции

$$\varphi_y = 3000 / \lambda_y^2 = 3000 / 120,69^2 =$$
$$0,21$$

Напряжения сжатия

$$\sigma_c = N_c / \varphi_y F_{\text{ребра}} =$$
$$= 173,04 \cdot 10^3 / (0,2 \cdot 72 \cdot 10^3) =$$
$$11,67 \quad \text{МПа} < R_c = 18 \quad \text{МПа}$$

Выводы:

Коэффициент использования ребра по критерию прочности

$$K_{\text{исп } 1} = 0,554$$

Коэффициент использования ребра по критерию устойчивости

$$K_{\text{исп } 2} = 0,648$$

3. Эту же задачу (рис. 1) решаем в Приложении DEKOR

Расчета кольцевого ребра ребристо-кольцевого купола в программе DEKOR

Расчет кольцевого ребра купола

Результаты статического расчета

Изгибающий момент M 37,55 кН*м

Соответствующая продольная сила N 173,04 кН

Подбираем сечение ребер в программе ДЕКОР

Запускаем программу :

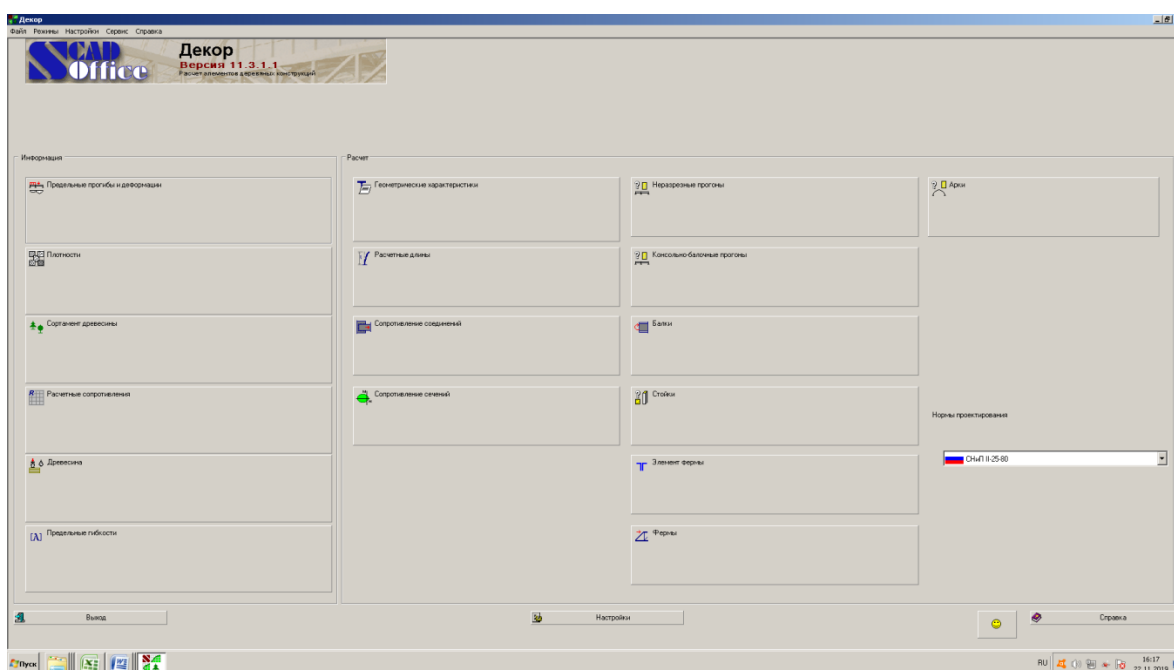


Рис.9. Исходное меню программы «ДЕКОР»

Для расчета деревянных элементов, работающих на сжатие с изгибом, выбираем раздел «Стойка», вкладка «Общие параметры»:

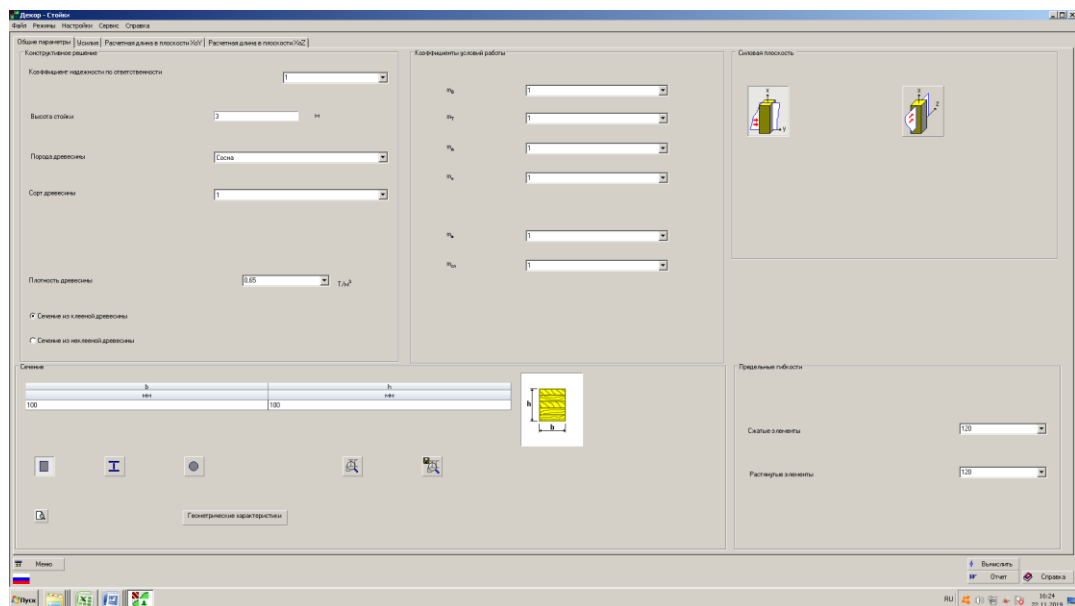


Рис. 10. Вкладка «Общие параметры» программы «ДЕКОР»

Коэффициент надежности по ответственности:	1	
--	---	--

В качестве высоты стойки вводим расчетную длину элемента:

Высота стойки	5,6	м
Порода древесины	сосна	
Сорт древесины	2	
Сечение из клееной древесины		
Форма сечения	прямоугольное	
Размеры поперечного сечения b	160	мм
Размеры поперечного сечения h	450	мм

Коэффициенты условий работы

Мв	1	
Мт	1	
Мд	1	
Мн	1,2	
Ма	1	
Мсл	1	

Силовая плоскость



Рис. 11. Выбор силовой плоскости в программе «ДЕКОР»

Вкладка «Общие параметры» после заполнения:

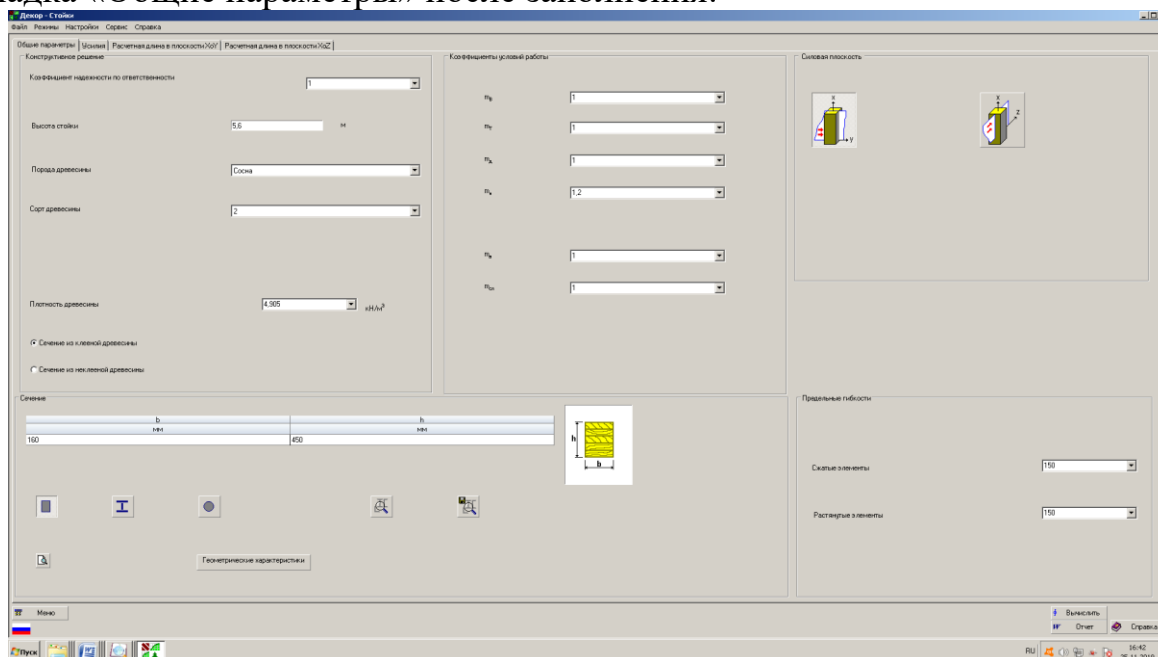


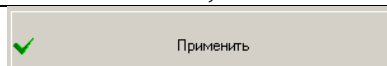
Рис. 12. Вкладка «Общие параметры» после заполнения

Открываем вкладку «Усилия».

Заполняем вкладку «Усилия»: Нагрузки - добавить – Загружение 1

Вводим значения усилий:

N	My1
кН	кН*м
173,04	37,55



и нажимаем

Открываем вкладку «Усилия»:

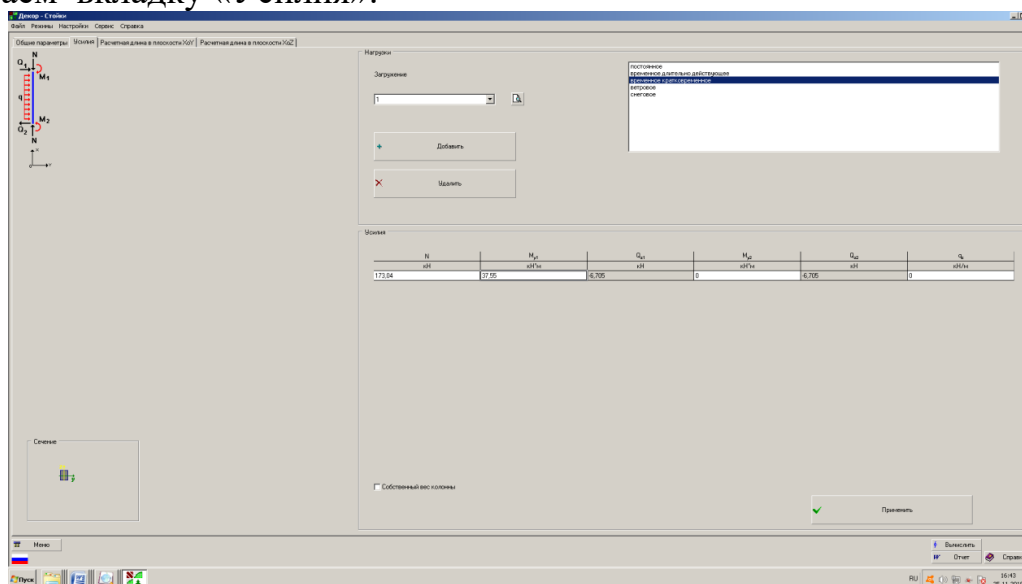
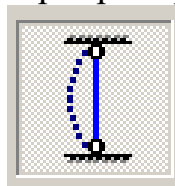
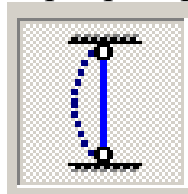


Рис. 13. Вид вкладки «Усилия» в программе «ДЕКОР»

Вкладка «Расчетная длина в плоскости ХоУ»
 Выбираем условия закрепления «Шарнир-шарнир»:



Вкладка «Расчетная длина в плоскости ХоZ»
 Выбираем условия закрепления «Шарнир-шарнир»:



Нажимаем  **Вычислить**

Смотрим раздел  **Факторы** и сравниваем с результатами ручного расчета

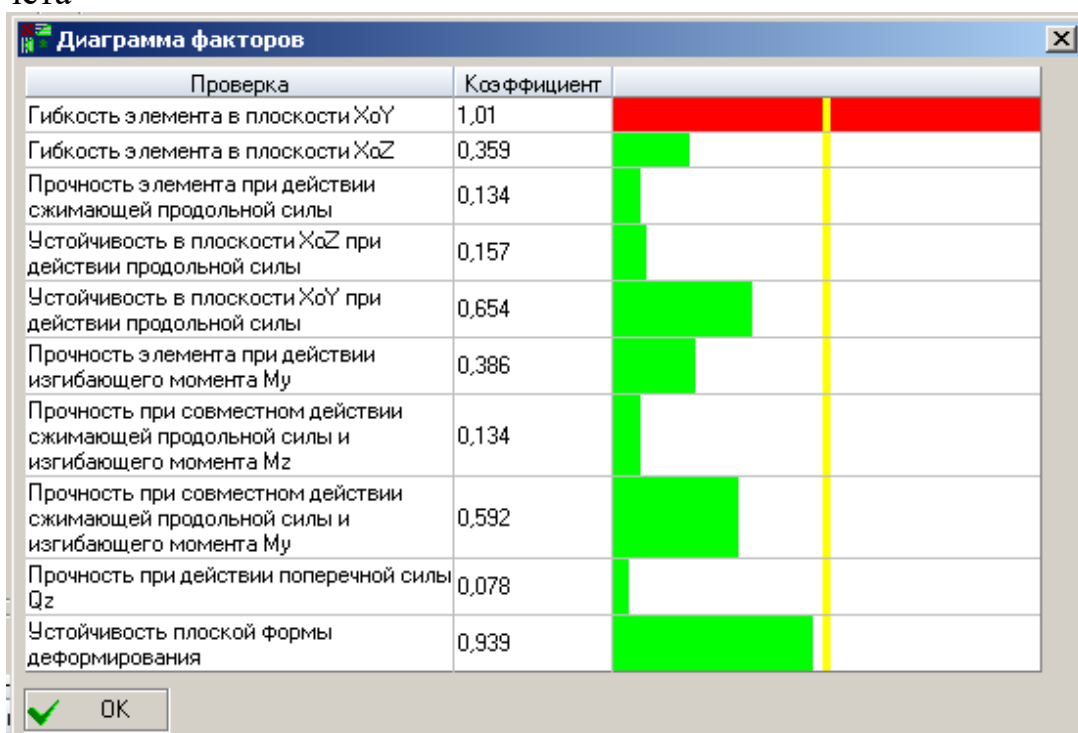


Рис. 14. Раздел «Факторы» программы «ДЕКОР»

Коэффициент использования сечения:

- при совместном действии сжимающей продольной силы и изгибающего момента Кисп 1 = 0,592.
- устойчивость Кисп 2= 0,654.

Те же результаты ручного расчета:

Коэффициент использования арки по критерию прочности Кисп 1 = 0,554. Разница с ручным расчетом 6 %;

Коэффициент использования арки по критерию устойчивости $K_{исп\ 2} = 0,648$ –
разница с ручным расчетом 1%.

Раздел 1. Компьютерный практикум.

Занятие 4. Расчет конструктивных элементов короткой цилиндрической оболочки.

На занятии должна быть задействована программа EXCEL.

Требуется спроектировать цилиндрическую оболочку (рис. 1) размерами $l_2 \times l_1$ - 12х18 м для отдельно стоящего здания спортзала. Район строительства Московская область.

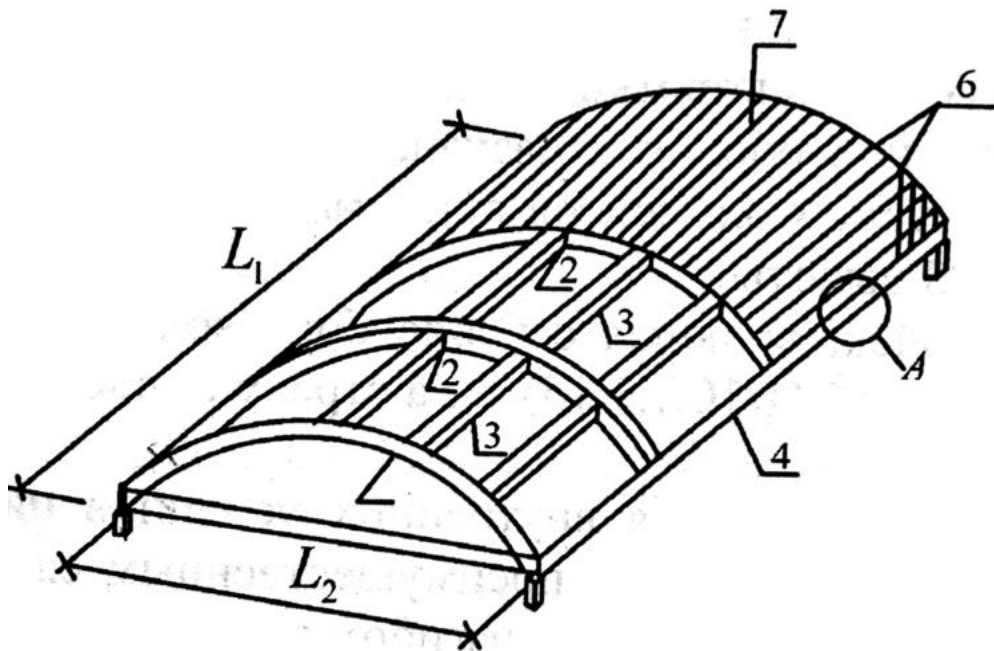


Рис.1. Конструкция цилиндрической оболочки

1. Предварительное определение сечений оболочки

Стрела подъёма оболочки $f = \frac{l_1}{8} = 18/8 = 2,25$ м

Высота сечения бортового элемента при двух монтажных стойках в пролёте L_1 :

- $h_6 = \frac{l_1}{8} / 3 = \frac{18}{8} / 3 = 0,75$ м;
- где, L_1 – пролёт цилиндрической оболочки.

Высота сечения арок-рёбер:

$$h_a = \frac{L_2}{60} = \frac{12}{60} = 0,2 \text{ м}$$

где, L_2 – расстояние между продольными краями цилиндрической оболочки, называемое длиной волны.

Стрела подъёма арки:

$$f_a = \frac{L_1}{8} - \frac{h_6}{2} = 2,25 - 0,32 = 1,87 \text{ м.}$$

Для расчёта принимаем $f_a=2,0$ м, тогда уточнённая стрела подъёма оболочки:

$$f_{об} = f_a + \frac{h_6}{2} = 2,0 + 0,32 = 2,32 \text{ м.}$$

Высоту сечения диафрагм предварительно назначаем равной 50 см ($\frac{1}{24} l_2$).

Принимаем одинарный настил оболочки толщиной $\delta=3,0$ см. Доски располагаются вдоль прямолинейных образующих. Шаг арок из условия обеспечения жёсткости настила принимаем равным 1,5 м.

Принимаем 2 ряда распорок (продольных рёбер) высотой сечения $h_p = 15$ см. Принимаем ширину сечения всех клееных элементов каркаса оболочки, равной 13 см.

Располагаем в каждом углу оболочки по 4 металлических полосы с шагом 1,5 м вдоль диафрагм и бортовых элементов.

2. Сбор нагрузок на оболочку.

1. Снеговая нагрузка согласно СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» получается несимметричной. В целях упрощения расчёта примем нагрузку равномерно распределённой по проекции оболочки с коэффициентом $\mu_1=1$, т.е. $q=1$ кН/м².

2. Нагрузка от собственного веса конструкции, утеплителя и кровли по результатам подсчёта, получилась равной 1,4 кН/м².

3. Определение геометрических характеристик оболочки.

Размеры принимаем в метрах.

Радиус кривизны оси арок:

$$r_a = \frac{f^2 + (\frac{l_2}{2})^2}{2f} = \frac{2^2 + 6^2}{2 \times 2} = 10 \text{ м}$$

Поскольку оси арок и диафрагм не совпадают, геометрические расчёты следует вести по верхней грани арок и диафрагм, на которые укладывается настил. Тогда $r=10,1$ м. Вычисляем момент инерции всей конструкции необходимо вычислить расстояние от центра тяжести сечения оболочки до шельги - z :

$$\sin\theta_1 = \frac{l_2/2}{r} = \frac{6}{10,1} = 0,594$$

$$\theta_1 = 0,6361;$$

$$\cos\theta_1 = 0,80442;$$

$$z = 0,6685 \text{ м};$$

$$z_3 = -2 - 0,6685 + 0,375 = -1,7065.$$

Суммарная приведённая толщина оболочки для вычисления I и z_1 :

$$\delta = \delta_d + \delta_p = 0,19 + 0,455 = 0,645 \text{ см} = 0,00645 \text{ м};$$

$$\delta_p = F_p / B = 13 \times 15 / 429 = 0,455 \text{ см}.$$

где, B – шаг распорок по дуге.

$$a_0 = z_1 = \frac{A_6 z_3}{\theta_1 r \delta + F_6} = \frac{0,75 \times 0,13 \times 1,7065}{0,6361 \times 10,1 \times 0,00645 + 0,75 \times 0,13} = 1,1974 \text{ м};$$

$$a_6 = z_2 = z_3 - z_1 = -1,7065 - 1,1974 = -0,5091 \text{ м};$$

Определяем момент инерции оболочки:

$$I_0 = r_3 \times \delta \left(\theta_1 + \sin\theta_1 \cos\theta_1 - 2 \frac{\sin^2\theta_1}{\theta_1} \right) = 10,13 \times 0,00645 (0,6361 + 0,594 \times 0,80442 - 2 \frac{0,594}{0,6361}) = 0,030255 \text{ м}^4;$$

$$A_0 a_0^2 = 0,00645 \times 10,1 \times 0,6361 \times 1,1974^2 = 0,059413 \text{ м}^4;$$

Определяем момент инерции бортового элемента:

$$I_6 = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,13 \times 0,75^3}{12} = 0,00457 \text{ м}^4;$$

$$A_6 a_6^2 = bh z_2^2 = 0,13 \times 0,75 \times 0,5091^2 = 0,0252729 \text{ м}^4;$$

Определяем момент инерции оболочки:

$$\Sigma I = 0,030255 + 0,059413 + 0,00457 + 0,0252729 = 0,119511 \text{ м}^4.$$

Расчёт оболочки на прочность по нормальным усилиям:

$$M_p = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,4 \times 12 \times 18^2}{8} = 1166,4 \text{ кН м};$$

$$\theta_p = \frac{M_p}{2R_c \delta r(r - c)} = \frac{1166,4}{2 \times 13000 \times 0,00645 \times 10,1 \times 2,375} = 0,2899;$$

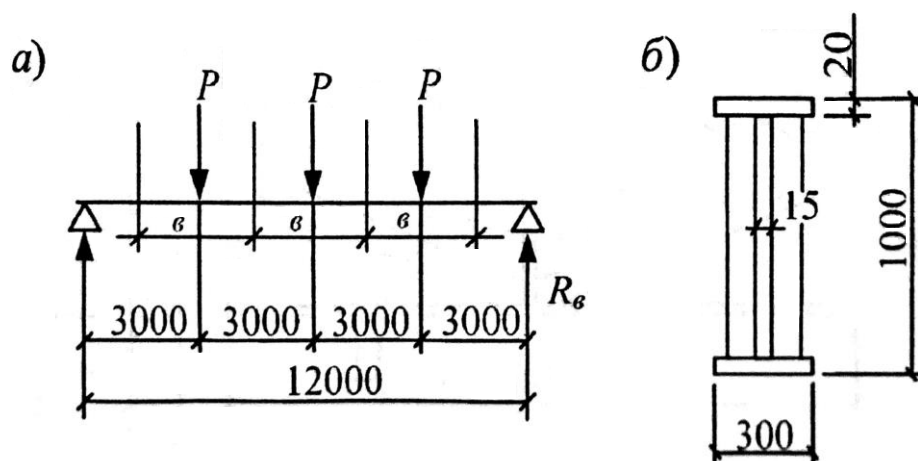


Рис..2. К расчёту бортовых элементов на монтажные нагрузки:
а-расчётная схема; б-поперечное сечение

$$r - c = 10,1 - 7,725 = 2,375;$$

$$R_c = 13000 \text{ кН/м}^2.$$

$$\theta_1 = 0,6361 > \theta_p = 0,2899, \text{ т.е. сжатая зона находится в пределах оболочки.}$$

Требуемая ширина сжатой зоны:

$$y_1 = \theta_p r^2 = 0,2899 \times 10,1 \times 2 = 5,856 \text{ м.}$$

Принимаем, что растягивающие усилия воспринимаются только бортовыми элементами, а по величине эти растягивающие усилия равны сжимающим. Тогда:

$$N_6 = y_1 \delta R_c = 756 \times 0,645 \times 1,30 = 491,12 \text{ кН.}$$

Требуемая площадь сечения бортового элемента:

$$A_6 = \frac{N_6}{R_p} = \frac{491,12}{1} = 491,12 \text{ см}^2 \text{ т.е. площадь сечения бортового элемента}$$

достаточна.

Проверим конструкцию по прогибам. Для этого определим приведённое сечение оболочки в виде двутавровой балки (рис.3.).

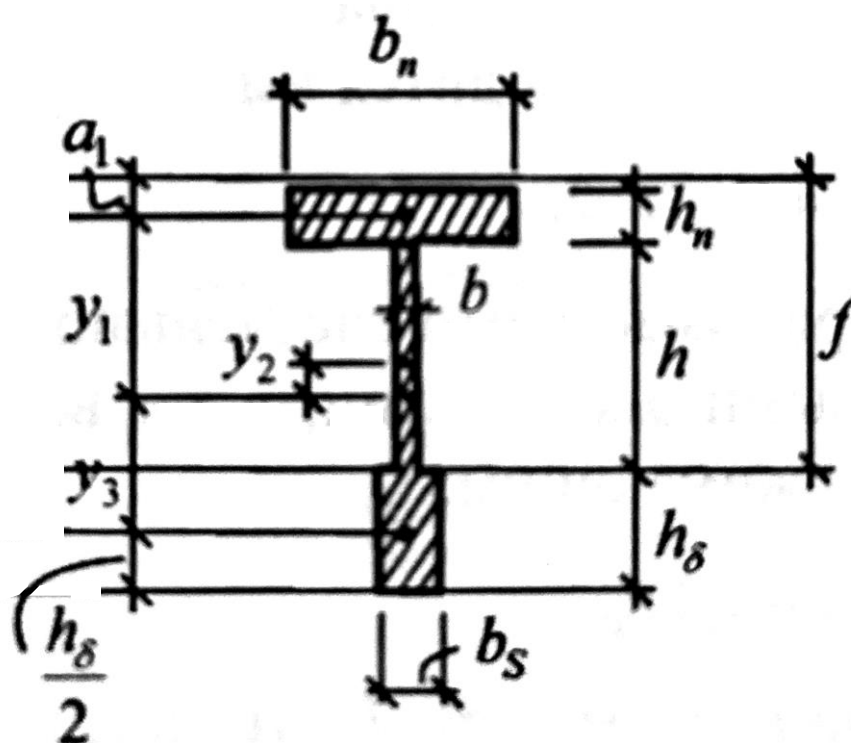


Рис. 3. Схема приведённого сечения

Геометрические характеристики приведённого сечения определяются следующим образом:

$$b_n = 2r\theta_p = 2 \times 10,1 \times 0,2899 = 5,856 \text{ м},$$

$h_n = \delta$ - приведённая толщина оболочки.

$$b = \frac{2\delta}{\sin \frac{\theta_p + \theta_1}{2}} = \frac{2 \times 0,00645}{\sin \frac{0,2899 + 0,6361}{2}} = 0,02888 \text{ м};$$

$$h = f - a_1 - \delta/2 = 2,0 - 0,6685 - 0,00645/2 = 1,3283 \text{ м}.$$

Момент инерции приведённого сечения:

$$I_{np} = I_1 + I_2 + I_3 + A_1 Y_1^2 + A_2 Y_2^2 + A_3 Y_3^2.$$

где, y_1, y_2, y_3 см. на рис.3. Индексы 1,2,3 указывают на принадлежность характеристики соответственно к верхней полке, стенке и нижней полке приведённого сечения.

$$I_1 = \frac{b_n h_n^3}{12} = \frac{5,856 \times 0,00645^3}{12} = 1,3095 \times 10^{-7} \text{ м}^4$$

$$I_2 = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,02888 \times 1,3283^3}{12} = 5,6403 \times 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$I_3 = \frac{b_6 h_6^3}{12} = \frac{0,13 \times 0,75^3}{12} = 4,5703 \times 10^{-3} \text{ м}^4$$

Определяем положение центра тяжести приведённого сечения:

$$y_0 = \frac{S}{\Sigma A_i};$$

$$S = 5,586 \times 0,00645 \times (0,75 + 1,3283 + 0,00645/2) + 0,02888 \times 1,3283 \times (1,3283/2 + 0,75) + 0,13 \times 0,75 \times 0,75/2 = 0,1694 \text{ м}^3;$$

$$\Sigma A_i = 5,856 \times 0,00645 + 0,02888 \times 1,3283 + 0,13 \times 0,75 = 0,1736 \text{ м}^2;$$

$$y_0 = \frac{0,1694}{0,1736} = 0,9756 \text{ м};$$

$$y_1 = f + h_6 - \frac{h_n}{2} - y_0 = 2,0 + 0,75 - \frac{0,00645}{2} - 0,9756 = 1,7712 \text{ м};$$

$$y_2 = h/2 + h_6 - y_0 = 1,3283/2 + 0,75 - 0,9756 = 0,4386 \text{ м};$$

$$y_3 = y_0 - h_6/2 = 0,9756 - 0,75/2 = 0,6006 \text{ м};$$

$$I_{\text{пр}} = 1,3095 \times 10^{-7} + 5,6403 \times 10^{-3} + 4,5703 \times 10^{-3} + 5,856 \times 0,00645 \times 1,7712^2 + 0,02888 \times 1,3283 \times 0,4386^2 + 0,13 \times 0,75 \times 0,6006^2 = 0,17125 \text{ м}^4.$$

Определяем максимальный теоретический прогиб оболочки от нормативной нагрузки:

$$f_{\text{max}} = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EIk_m} = \frac{5 \times 13,08 \times 18^4}{384 \times 10^7 \times 0,17125 \times 0,7} = 1,5 \text{ см} < \frac{L_2}{300} = 6 \text{ см}$$

где k_m – редуцированный коэффициент жёсткости составного сечения.

Принятое сечение оболочки удовлетворяет требованиям СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*» по жёсткости на изгиб.

Здесь $q = (1,4/1,1 \times 1,00)6 = 13,08 \text{ кН/м.п.}$ – погонная нормативная нагрузка на половину оболочки. Необходимо проверить жёсткость бортовых элементов в монтажном состоянии, когда конструкция ещё не работает по пространственной схеме $q = 1,4/1,1 = 7,636 \text{ кН/м.п.}$;

$$I_3 = 0,00457 \text{ м}^4; \quad f_{\text{max}} = \frac{5 \times 7,636 \times 18^4}{384 \times 10^7 \times 0,00457} = 0,228 \text{ м} > 0,06 \text{ м}.$$

Это значит, что на период монтажа необходимо установить временные стойки под бортовые элементы. При одной стойке в середине пролёта максимальный прогиб будет:

$$f_{max} = \frac{5 \times 7,636 \times 9^4}{384 \times 10^7 \times 0,00457} = 0,014 \text{ м} > 0,06 \text{ м}$$

Одной временной стойки под каждым бортовым элементом в середине пролёта будет достаточно.

4. Расчёт оболочки и соединений её элементов на сдвигающие усилия.

Вычисляем сдвигающие усилия вдоль прямолинейного контура:

$$S = Q \frac{r^2 \delta}{I} (\sin \theta_1 - \eta \theta_1)$$

В этой формуле переменной величиной является только Q .

Выражение $r^2 \delta (\sin \theta_1 - \eta \theta_1)$ – это статический момент отсечённой части оболочки с центральным углом θ_1 .

$\Delta Q = (P_1 + qr\theta_1 + gr \sin \theta_1)$ – общее выражение для нагрузки, приходящейся на половину сечения единичной полосы оболочки.

Вычислим постоянный множитель:

$$k = \frac{r^2 \delta}{I} (\sin \theta_1 - \eta \theta_1) = \frac{10,1^2 \times 0,00645}{0,119511} (0,594 - 0,81526 \times 0,6361) = 0,41519.$$

Вычисляем нагрузку на 1 п.м. бортового элемента:

$$q_n = qr\theta_1 + gr \sin \theta_1 = 140 \times 10,1 \times 0,6361 + 100 \times 10,1 \times 0,594 = 1499,4 \text{ кгс} = 15,0 \text{ кН/м},$$

где, q – собственный вес 1 м² оболочки, g – снеговая нагрузка на 1 м² проекции оболочки.

На рис. 4. показаны нагрузки ($a, б$), эпюры поперечных сил ($в$) и сдвигающих усилий ($г$) вдоль бортового элемента.

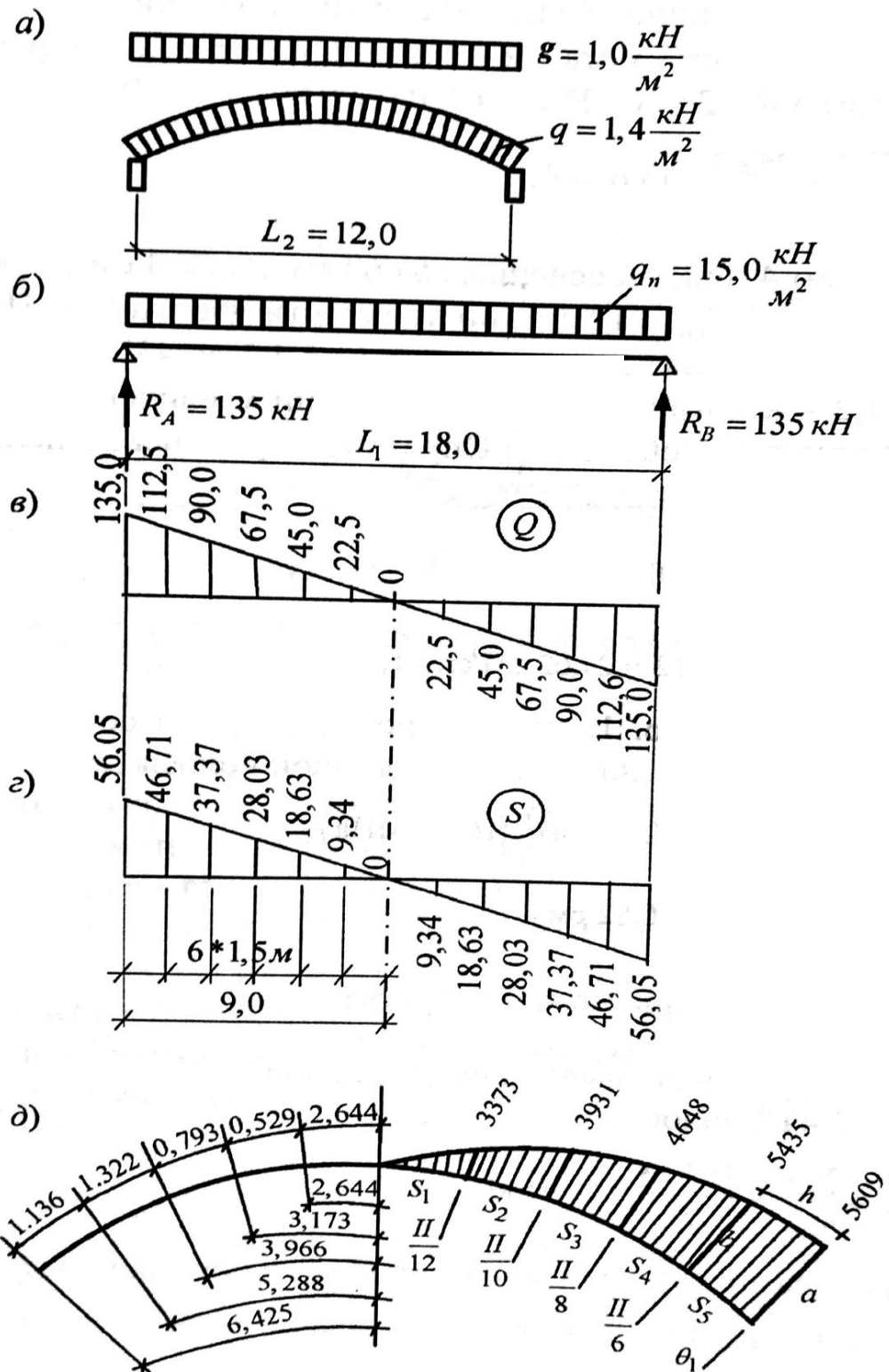


Рис. 4. Результаты расчёта цилиндрической оболочки.
а- нагрузка на 1 м.кв. проекции (g-снеговая) и поверхности (q-постоянная) оболочки, б- суммарная погонная нагрузка на балочную расчётную схему, в-эпюра поперечных сил (κН), г-эпюра сдвигающих сил вдоль прямолинейного контура (κН/м), д-эпюра сдвигающих сил вдоль криволинейного контура (κН/м)

Поскольку эпюра S линейна, суммарное сдвигающее усилие в каждой угловой зоне равно площади треугольника:

$$\Sigma S = \frac{1}{2} L_1 \frac{1}{2} S_{\max} = 18 \times 56,05 / 4 = 252,23 \text{ кН.}$$

Вычисляем S по криволинейному контуру. Разбиваем диафрагму на участки.

Вычисление S для этих участков проводим при постоянном множителе:

$$\kappa = q r^2 \delta / I = 135,0 \times 10,1^2 \times 0,00645 / 0,119511 = 743,24 \text{ кН/м.}$$

Суммирование эпюры S по криволинейному контуру выполнено приближённо путём замены криволинейный трапеций на участках эпюры прямолинейными:

$$S_1 = 1/2 \times 2,644 \times 33,73 = 44,59 \text{ кН;}$$

$$S_2 = 1/2 \times 0,529 (33,73 + 39,31) = 19,32 \text{ кН;}$$

$$S_3 = 1/2 \times 0,793 (39,31 + 46,48) = 34,02 \text{ кН;}$$

$$S_4 = 1/2 \times 1,322 (46,48 + 54,35) = 66,65 \text{ кН;}$$

$$S_5 = 1/2 \times 1,136 (54,35 + 56,08) = 62,74 \text{ кН;}$$

$$\Sigma S_g = 227,32 \text{ кН.}$$

Это усилие получилось меньшим, чем вдоль бортового элемента. Подбор сечения металлических полос в угловых зонах будем производить по максимальному усилию:

$$\Sigma S_{б.з.} = 252,23 \text{ кН.}$$

Подбор сечения полос в угловых зонах оболочки.

Требуемое сечение металлических полос из стали с расчётным сопротивлением $R = 21,00 \text{ кН/см}^2$ (210,0 МПа):

$$A_{\text{тр}} = \frac{\Sigma S}{R} = \frac{252,3}{21,00} = 12,0 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 полосы сечением 5х60 мм $A_{\text{пол}} = 3 \text{ см}^2$. Суммарная площадь сечения $\Sigma A_{\text{пол}} = 12 \text{ см}^2$, по прочности достаточно. Проверим удлинение. Наибольшая длина полосы $l = 6 \times 1,2 / \cos 45^\circ = 6 \times 1,2 / 0,7071 = 10,18 \text{ м.}$

где, 1,2 – коэффициент, учитывающий увеличение длины полосы из-за кривизны оболочки. Определяем удлинение полосы при заданной нагрузке:

$$\Delta = \frac{\sigma}{E} l = \frac{2102}{2,1 \times 10^6} \times 10,18 = 1,02 \text{ см};$$

$$\sigma = N/A = 252,13/12 = 21,02 \text{ кН/см}^2 \text{ (210,2 МПа)}.$$

Удлинение велико. Примем 5 полос того же сечения $\Sigma A_{\text{пол}} = 15 \text{ см}^2$. Теперь удлинение Δ самой длинной полосы при:

$$\sigma = 252,13/15 = 16,82 \text{ кН/см}^2 \text{ (168,2 МПа)}$$

$$\Delta = \frac{16,82}{2,1 \times 10^6} \times 10,18 = 0,82 \text{ см}.$$

Такое перемещение можно допустить.

Проектируем анкерные детали для полос.

Усилие на 1 полосу:

$$N_{\text{пол}} = \frac{\Sigma S}{n_{\text{пол}}} = \frac{252,23}{5} = 50,45 \text{ кН}.$$

Усилие на анкерную деталь из плоскости бортового элемента:

$$N_{\text{а.д.}} = N_{\text{пол}} \times \cos 45^\circ = 50,45 \times 0,7071 = 3,57 \text{ кН}.$$

Принимаем предварительно конструкцию анкерной детали, показанную на рис. 5.

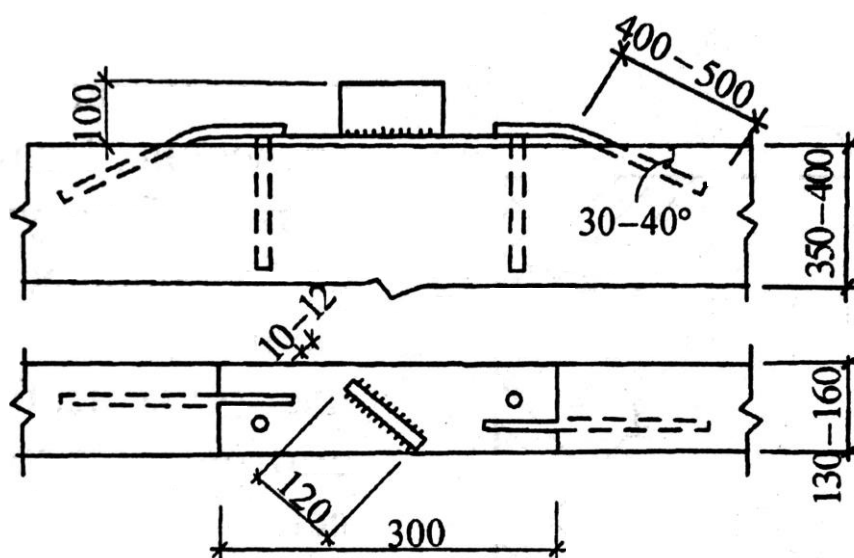


Рис. 5. Конструкция анкерной детали для крепления арматуры угловых зон

Установка наклонно вклеенных стержней по концам анкерной детали позволяет уменьшить податливость соединения вдоль волокон.

Экспериментально в ЦНИИСК им. Кучеренко показано, что при стержнях диаметром 20 А-300 и нагрузке 135 кН перемещение вдоль волокон составило 0,6 мм. При нашей нагрузке 35,7 кН перемещение будет равно 0,16 мм.

Из плоскости бортового элемента несущая способность вклеенных стержней подсчитывается как для нагелей.

Определяем несущую способность анкерной детали из плоскости бортового элемента. Имеем для восприятия нагрузки 35,7 кН 4 стержня диаметром 20 мм из арматурной стали класса А-300.

Несущая способность стержня:

- на смятие древесины

$$T_{cm}=0,35cdk_{\alpha}=0,35 \times 10 \times 2 \times 0,55=3,85 \text{ кН},$$

где,

$k_{\alpha}=0,55$, $c=10$ см, т.к. принято, что смятие древесины происходит на участке стержня глубиной 10 см;

- на изгиб стержня $T_n=4d^2=4 \times 2^2=16,0$ кН.

Несущая способность соединения по смятию древесины поперёк волокон:

$$4T_{cm}=3,85 \times 4=15,40 \text{ кН} < 35,67 \text{ кН}.$$

Видим, что такой анкеровки детали не хватает для восприятия действующего усилия, поэтому придётся часть усилия передать на пластину по боковой грани бортового элемента.

На усилие

$$N=35,67-15,40=20,27 \text{ кН},$$

При расчётном сопротивлении смятию древесины поперёк волокон $R_{cm}=3,0$ МПа требуется площадь пластины:

$$A_{тр}=N / R_{cm}=20,27/0,30=67,6 \text{ см}^2$$

Опускаем пластину вниз по боковой грани на 12 см и считаем, что давление от неё на древесину распределяется по эпюре в виде треугольника, тогда её ширина будет:

$$b=67,6 \times 2 / 12 = 11,26 \text{ см.} \approx 12 \text{ см.}$$

Нужно обеспечить плотное прилегание этой полосы к древесине. Поэтому в проекте должно быть указание о сварке металлической детали по шаблону. В нижней части пластины необходимо предусмотреть отверстия для крепления пластины к бортовому элементу гвоздями.

Проверка горизонтальных перемещений бортового элемента между закреплениями угловой арматурой из плоскости.

Расстояние между последними стержнями 6 м. На этот участок передаются распоры от 3 арок. Распор равен:

$$H = 32,4 \text{ кН,}$$

b - шаг арок. Опорные реакции

$$R_a = R_b = 3H / 2 = 48,6 \text{ кН.}$$

$$M_{\max} = R_a \times 3 - H \times 1,5 = 48,6 \times 3 - 32,4 \times 1,5 = 97,2 \text{ кН.}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EIk_m} = \frac{5}{384} \times \frac{0,162 \times 600^4}{10000 \times 13731} = 19,9 \text{ см,}$$

$$\text{где } I = \frac{b_6 h_6^3}{12} = \frac{0,73 \times 0,13^3}{12} = 0,00013731 \text{ м}^4 = 13731 \text{ см}^4;$$

$$E = 10000 \text{ МПа} = 10^3 \text{ кН/см}^2;$$

$$q = \frac{3H}{l} = 3 \frac{32,4}{6} = 16,2 \text{ кН/м} = 0,162 \text{ кН/см.}$$

Так же необходимо предусмотреть конструкции, обеспечивающие жёсткость бортовых элементов из плоскости. Эти конструкции могут быть запроектированы в виде козырьков-карнизов или ферм, обращенных внутрь здания. Наиболее рационально решается передача распоров от бортовых элементов на диски покрытий пристроенных помещений, например, в спортивных зданиях.

Решаем задачу в EXCEL

Параметры цилиндрической оболочки

Пролёт оболочки	L_1
Длина волны	L_2
Высота сечения клееного пояса диафрагмы	$L_2/24$
Шаг арок	
Принимаем 2 ряда продольных рёбер высотой сечения	h_p
Ширина сечения всех клееных элементов каркаса оболочки	b
Располагаем в каждом углу оболочки по 4 металлических полосы с шагом	
Принимаем одинарный настил оболочки толщиной	d
Нагрузка от веса снегового покрова	q_s
и собственного веса конструкции	q

Предварительное определение сечений оболочки

Стрела подъёма оболочки	
$f=L_1/8=$	2,25
Высота сечения бортового элемента при двух монтажных стойках в пролёте L_1	
$h_6=l_1/8=6/8=$	0,75
Высота сечения арок-рёбер	
$h_a=L_2/60=$	0,2
Стрела подъёма арки	
$f_a=L_1/8-h_6/2=$	1,875
Округляем и в расчёте принимаем	$f_a=$
	2
	м

Геометрический расчет оболочки

Радиус кривизны оси арок:

$$r_a = (f_a^2 + (L_2/2)^2) / 2f =$$

10

м

Верхняя грань арок и диафрагм

$$r = r_a + h_a / 2 =$$

10,1

м

Определяем расстояние от центра тяжести сечения оболочки до шельги (z)

$$\sin \Theta_1 = (L_2/2) / r =$$

$$\Theta_1 =$$

$$\cos \Theta_1 =$$

$$z = r(1 - \sin \Theta_1 / \Theta_1)$$

$$z_3 = f_a - z + d_1 / 2 =$$

	0,594	
0,6361	рад	вводим
0,80442		вводим
	0,668	
	1,71	

Суммарная приведённая толщина оболочки:

$$= d + p = 0,19 + 0,455 =$$

0,645

см

$$p = F_p / B = 13 \times 15 / 429 =$$

0,455

см

$$a_0 = z_1 = A_6 z_3 / \Theta_1 r + F_6 = h_6 0,13 z_3 / \Theta_1 r + h_6 0,13 =$$

1,20

м

$$a_6 = z_2 = z_3 - z_1 =$$

0,51

м

Определяем момент инерции оболочки

$$I_0 = r^3 \delta (\Theta_1 + \sin \Theta_1 + \cos \Theta_1 - 2(\sin^2 \Theta_1) / \Theta_1) =$$

0,0291

м⁴

$$A_0 a_0^2 = \delta r \Theta_1 z_1^2 =$$

0,0595

м⁴

Определяем момент инерции бортового элемента

$$I_6 = b h^3 / 12 =$$

0,0046

м³

$$A_6 a_6^2 = b h z_2^2 =$$

0,0253

Определяем момент инерции оболочки

$$I_6 = I_0 + A_0 a_0^2 + I_6 + A_6 a_6^2 =$$

0,1184

Расчёт оболочки на прочность по нормальным условиям

$$M_p = qL_1 L_2^2 / 8 =$$

1166,4

$$c = r - (f_a - 0,75/2) =$$

7,725

м

$$r - c =$$

2,375

м

$$\Theta_p = M_p / 2R_c r \quad (r - c) =$$

0,290

$$R_c = 13000 \text{ кН/м}^2$$

Если $\Theta_1 > \Theta_p$, сжатая зона находится в пределах оболочки, продолжаем расчет

Требуемая ширина сжатой зоны:

$$y_1 = \Theta_p r^2 =$$

5,8570756

м

585,71

см

Принимаем, что растягивающие усилия воспринимаются только бортовыми элементами, тогда:

$$N_6 = y_1 R_c =$$

491,115789

кН

Тогда, требуемая площадь сечения бортового элемента:

$$A_6 = N_6 / R_p =$$

491,115789

см²

Расчёт оболочки по прогибам

Геометрические характеристики приведённого сечения

$$b_n = 2r\theta_p =$$

5,8570756

м

$h_n =$ - приведённой толщине оболочки

$$h = \frac{2\delta}{\sin \frac{\theta_p + \theta_1}{2}} =$$

0,02888112

м

$$h = f_a - a_1 - /2 =$$

1,33247917

м

Момент инерции приведённого сечения

$$I_{np} = I_1 + I_2 + I_3 + A_1 y_1^2 + A_2 y_2^2 + A_3 y_3^2$$

$$I_1 = b_n h_n^3 / 12 =$$

1,3097E-07	м ⁴
------------	----------------

$$I_2 = b h^3 / 12 =$$

0,00569396	м ⁴
------------	----------------

$$I_3 = b_6 h_6^3 / 12 =$$

0,00457031	м ⁴
------------	----------------

Определяем положение центра тяжести приведённого сечения

$$\sum A_i =$$

0,17376163	м ²
------------	----------------

$$S = \sum A_i a_i =$$

0,16985837	м ³
------------	----------------

$$y_0 = S / \sum A_i =$$

0,97753667	м
------------	---

$$y_1 = f_a + h_6 - h_n / 2 - y_0 =$$

1,76923833	м
------------	---

$$y_2 = h / 2 + h_6 - y_0 =$$

0,43870291	м
------------	---

$$y_3 = y_0 - h_6 / 2 =$$

0,60253667	м
------------	---

$$I_{np} = I_1 + I_2 + I_3 + A_1 y_1^2 + A_2 y_2^2 + A_3 y_3^2$$

0,17132165	м ⁴
------------	----------------

Определяем максимальный теоретический прогиб оболочки от нормативной нагрузки

$$f_{max} = 5 * q * L_1^4 / 384 * E * I * k_m =$$

0,22839

м

>

$$f_{max} = 0,06 \text{ м.}$$

$$\text{где } q = (1,4 / 1,1 * 1,0) L_2 / 2 =$$

7,63636364	кН/м.п.
------------	---------

Т.к. Прогиб больше предельно допустимого необходимо установить временные стойки под бортовые элементы

При одной стойке в середине пролёта максимальный прогиб будет:

$$f_{max} = 5 * q * (L_1 / 2)^4 / 384 * E * I * k_m =$$

0,014274

м <

$$f_{max} = 0,06 \text{ м.}$$

Раздел 2. Компьютерный практикум

Занятие 1. Конструктивные схемы усиления деревянных конструкций и узлов.

На занятии должна быть задействована программа DEKOR, приложение к программному комплексу SCAD.

Усиление деревянных стоек

На рисунках 1-4 представлены схемы усиления деревянных стоек.

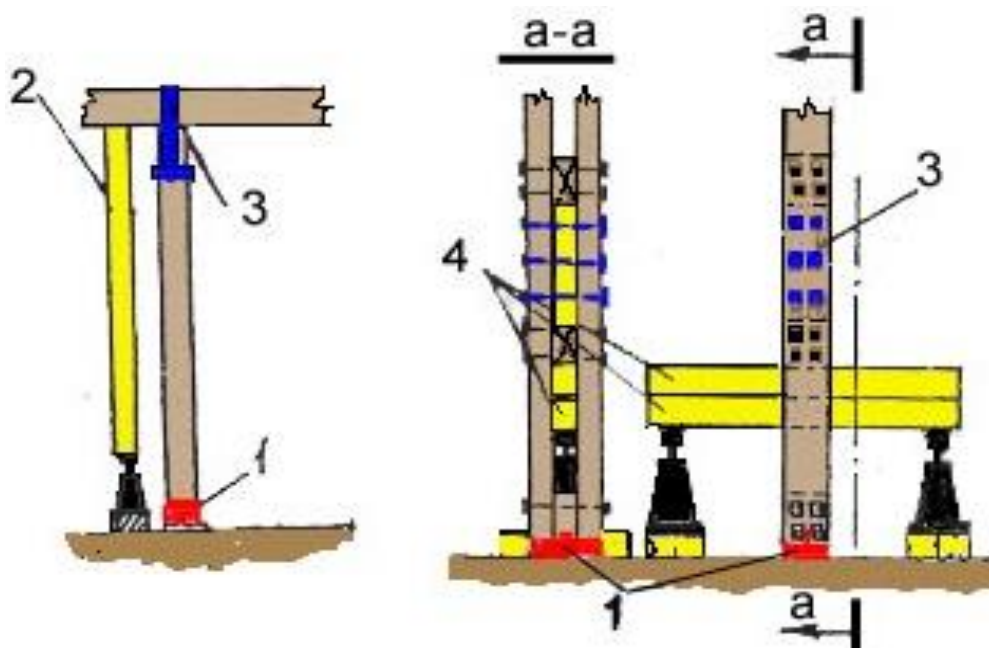


Рис. 1. Ремонт целнодеревянных стоек: 1- биопораженная опорная часть стойки; 2 - временная стойка-дублер; 3- стальной крепеж; 4 -деревянная траверса

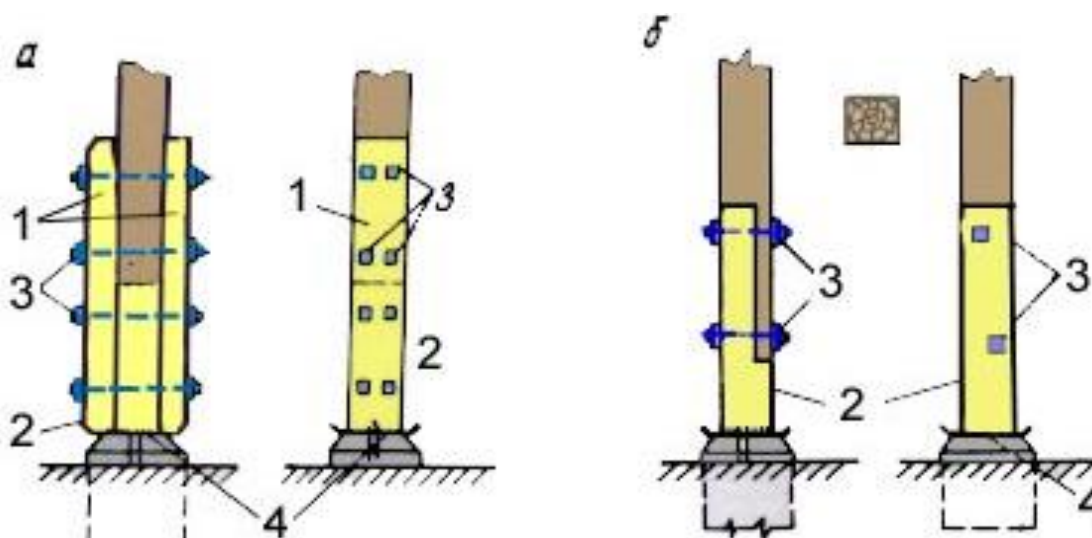


Рис. 2. Ремонт стоек прямоугольного сечения: 1 – новые деревянные накладки; 2 – новые концы стоек; 3 – стальные болты; 4 – гидроизоляция

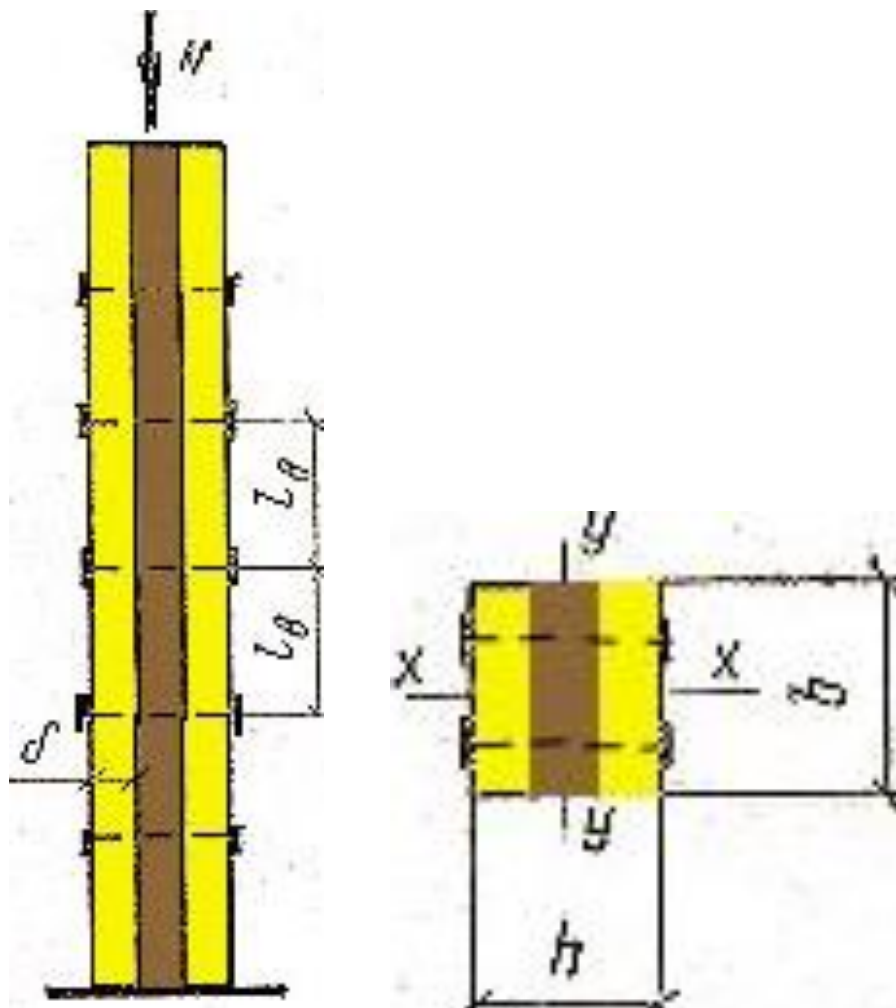


Рис. 3. Усиление стоек боковыми накладками, которые участвуют в передаче сжимающего усилия

Относительно оси X-X: расчет как для стойки цельного сечения.

а) на прочность

$$\frac{N}{F_{\text{нт}}} \leq R_c$$

б) на устойчивость

$$\frac{N}{\varphi F_{\text{рас}}} \leq R_c$$

где R_c - расчетное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон;

$R_{\text{д.ш.}}^c$ - то же, для древесины из однонаправленного шпона;

φ - коэффициент продольного изгиба ;

$F_{\text{нт}}$ - площадь нетто поперечного сечения элемента;

$F_{рас}$ - расчетная площадь поперечного сечения элемента.

Относительно оси У-У: расчет как для стойки составного сечения

$$\sigma_c = N / \varphi F_{расч} \leq R_c$$

Усилие N и расчетную площадь элемента $F_{расч}$ определяют как и в элементах цельного сечения, а приведенную гибкость (от которой зависит коэффициент продольного изгиба φ) находят по формуле

$$\begin{aligned} \lambda_{\Pi} &= l_{расч} / \sqrt{\frac{J_{\Pi}}{F}} = l_{расч} / \sqrt{\frac{J_{\Pi} k_{ж}}{F}} = \\ &= l_{расч} / \sqrt{k_{ж}} \sqrt{J_{\Pi} / F} = \lambda_{\Pi} / \sqrt{k_{ж}} = \mu \lambda_{\Pi} \end{aligned}$$

Коэффициент приведения гибкости, учитывающий податливость связей $\mu = 1 / \sqrt{k_{ж}}$, всегда больше единицы. Его значение вычисляют по упрощенной формуле, предложенной В. М. Коченовым:

$$\mu = \sqrt{1 + k_c \frac{b h n_{ш}}{l_{расч}^2 n_c}}$$

где k_c — коэффициент податливости соединений, учитывающий полученный по опытным данным сдвиг связей; его значения принимают по таблице; b — ширина составной части поперечного сечения, см; h — полная высота поперечного сечения, см; $l_{расч}$ — расчетная длина элемента, м; n_m — число швов сдвига; n_c — число срезов связей в 1 м одного шва.

При определении k_c диаметр гвоздей принимают не более 1/10 толщины соединяемых элементов. Если размер защемленных концов гвоздей менее $4d$, то работу гвоздей не учитывают. Диаметр дубовых цилиндрических нагелей принимают при определении k_c не более 1/4 толщины наиболее тонкого из соединяемых элементов.

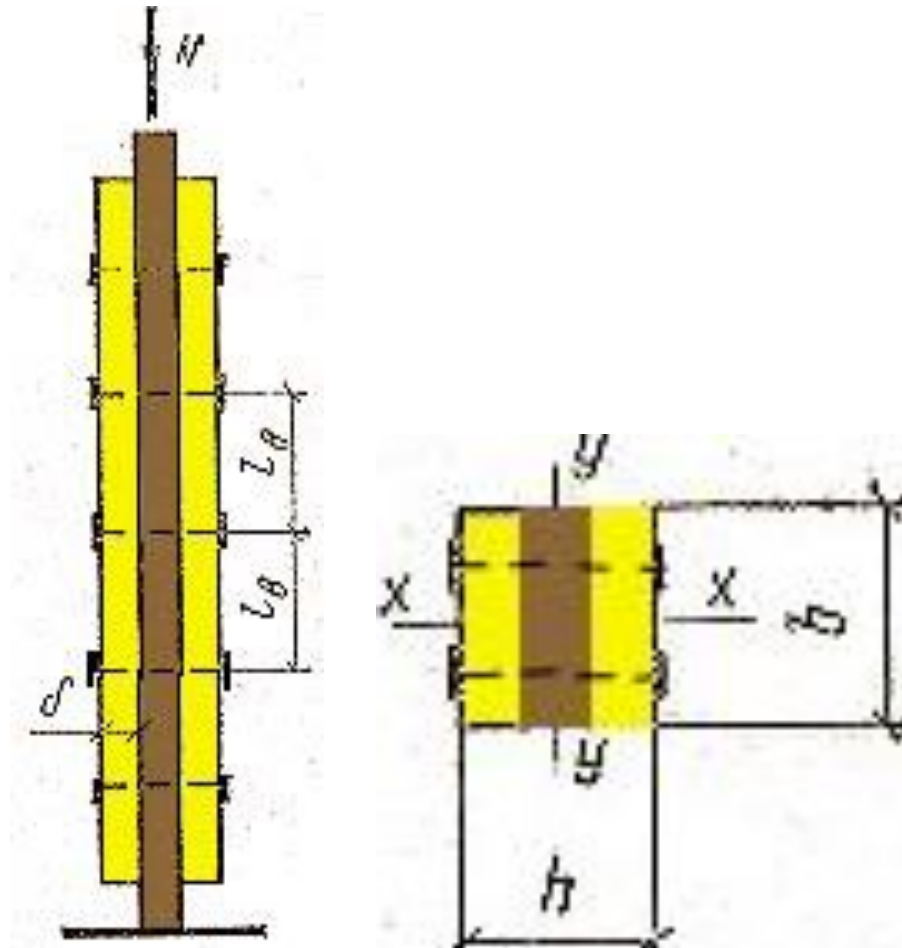


Рис. 4. Стержни, часть ветвей которых не опирается по концам.

Расчет относительно оси $x-x$ производят по гибкости

$$\lambda_x = l_{\text{расч}} / \sqrt{J_x / F_{\text{оп}}}$$

Момент инерции J_x подсчитывают по приближенной формуле

$$J_x = J_{\text{оп}} + 0,5 J_{\text{н.оп}}$$

где $J_{\text{оп}}$ — момент инерции поперечного сечения опертых ветвей относительно оси $x-x$, $J_{\text{н.оп}}$ — то же, неопертых ветвей; $F_{\text{оп}}$ — площадь только опертых ветвей; 0,5 — коэффициент, учитывающий неполное использование жесткости неопертых ветвей.

Относительно оси $y-y$ гибкость стержня как цельного элемента

$$\lambda_y = l_{\text{расч}} / \sqrt{J_y / F_{\text{оп}}}$$

где J_y — момент инерции всех ветвей относительно оси $y-y$, $F_{\text{оп}}$ — площадь только опертых ветвей.

Приведенная гибкость с учетом податливости связи $\lambda_{\Pi} = \mu \lambda_y$

Усиление деревянных балок

На рис. 5 - 7 представлены схемы усиления деревянных стоек. Применяются стальные (рис. 5) или деревянные (рис. 6) протезы в виде боковых накладок..

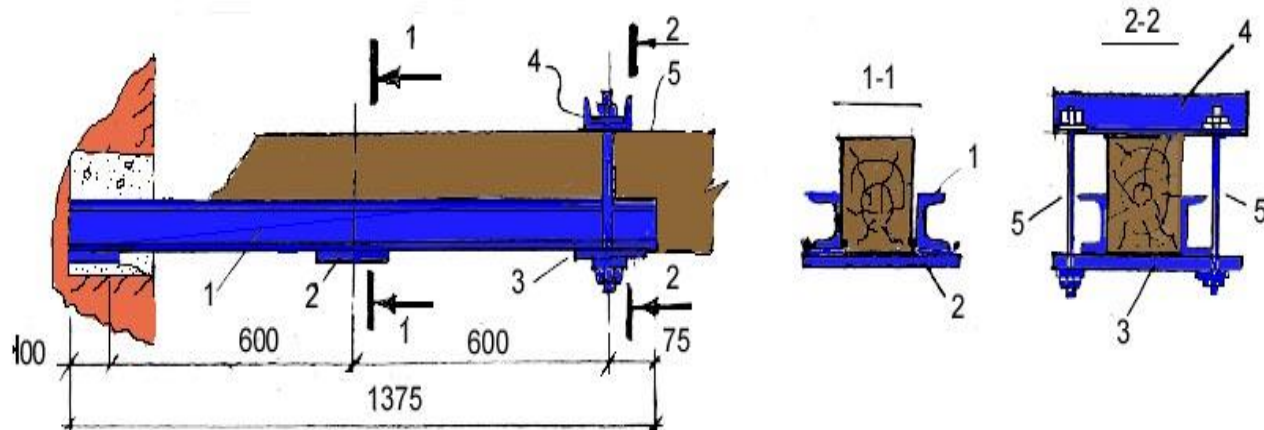


Рис. 5. Усиление балки междуэтажного перекрытия стальным протезом: 1 – стальные боковые накладки - швеллер № 16-24; 2 – стальная упорная пластина – толщиной 20-24 мм (по расчету на изгиб) – нельзя применить стальной жесткий элемент с ребрами типа уголка или швеллера; 3 – пластина- шайба – толщиной 12 мм (конструктивно, нужна для опирания деревянной балки на монтаже); 4 – упорная шайба из швеллера № 12-16 (по расчету на изгиб); 5 – стальные тяжи $\Phi 16-20$ мм (с резьбой, расчет по $F_{нт}$).

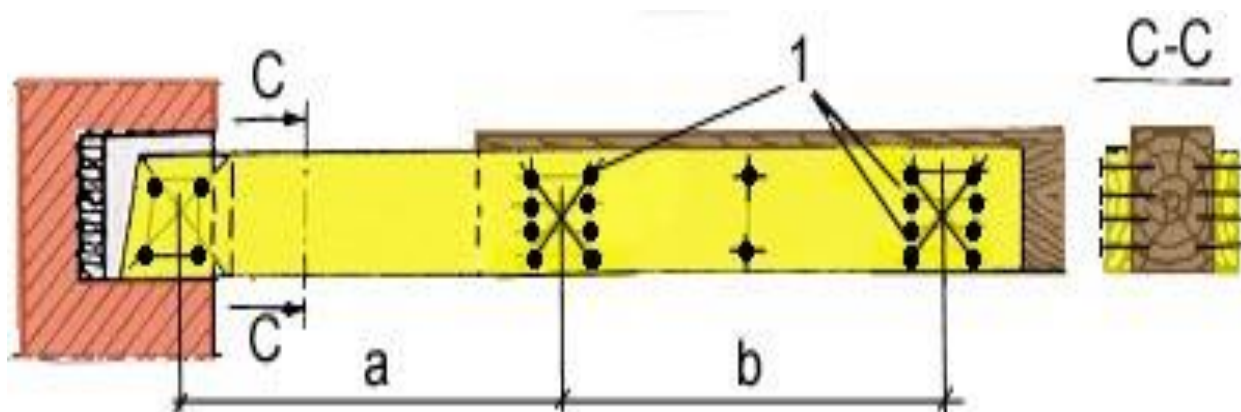


Рис. 6. Усиление балки междуэтажного перекрытия деревянными накладками 1 – стальные крепежные элементы – нагельная группа (нагели, болты, гвозди – количество соединительных элементов определяется расчетом); 2 – боковые деревянные накладки (сечение определяется расчетом на изгиб).

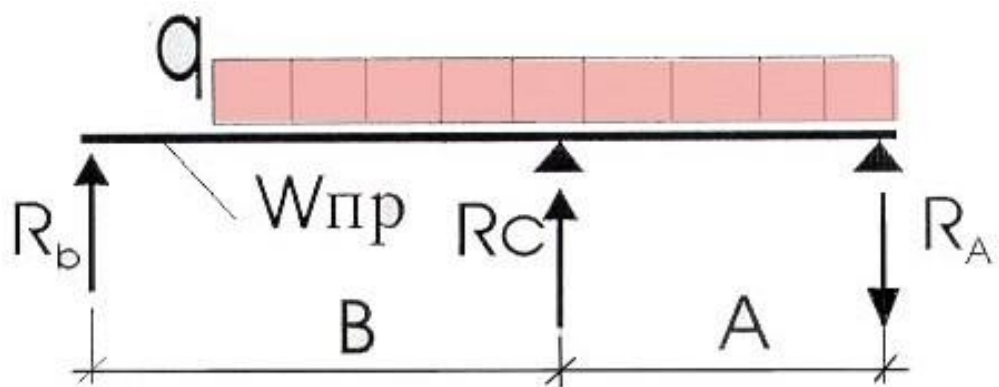


Рис. 7. Расчетная схема усиление балки междуэтажного перекрытия боковыми накладками: R_b – опорная реакция балки; q – погонная нагрузка на балку; B , A – привязка нагельных групп и центра опорной площадки балки; $W_{пр}$ – момент сопротивления протеза (бок. накладок); R_c , R_a – усилия в нагельных группах

Расчетные параметры схемы:

$$A_{min} = B/2, \quad A_{max} = 2*B, \quad M_{пр} = R_b * B - q * (B - e)$$

Усиление деревянных стропил и ферм

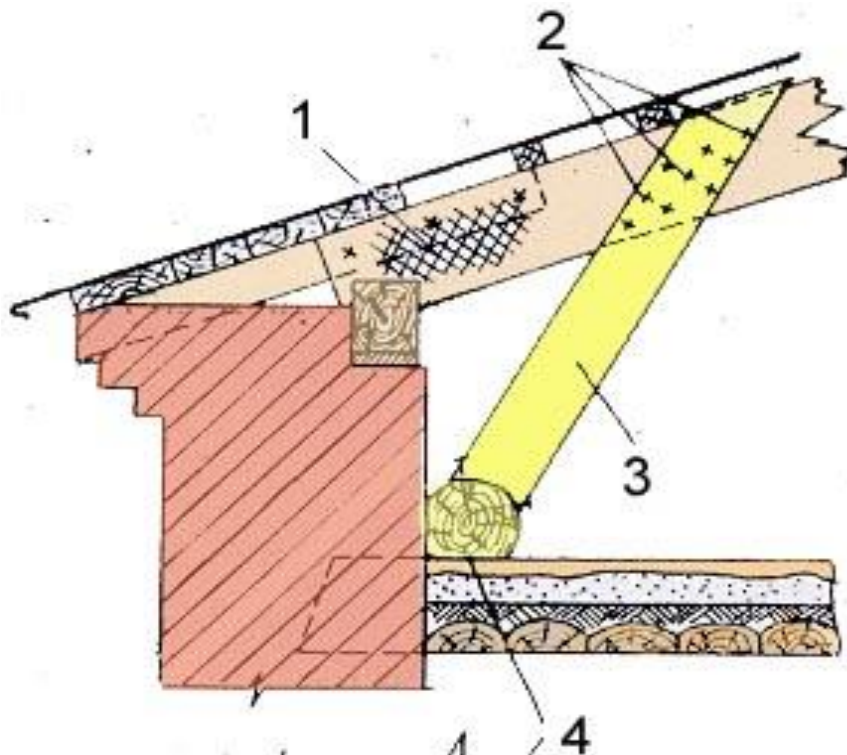


Рис. 8. Усиление опорного узла деревянных стропил: 1 – биологическое поражение; 2 – крепежные элементы (гвозди 5x150); 3 – подкос; 4 – распределительная балка.

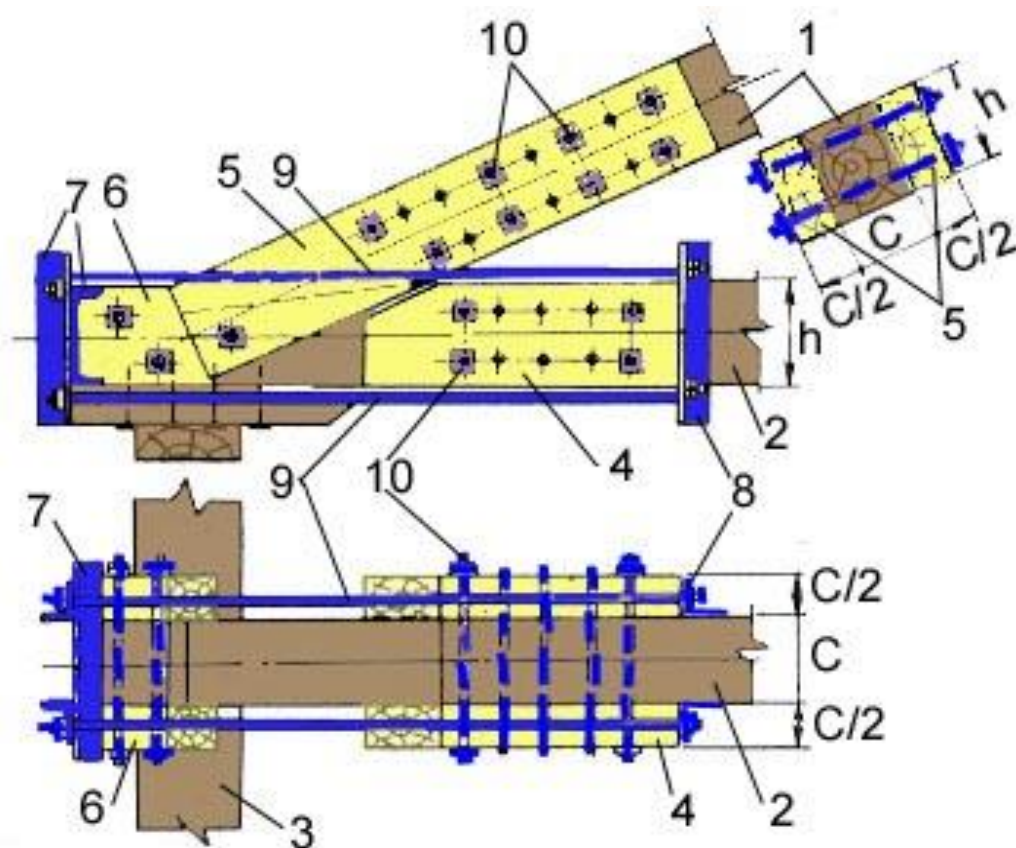


Рис. 9. Усиление опорного узла деревянной фермы: 1 – верхний пояс стропильной конструкции; 2 – нижний пояс стропильной конструкции; 3 – мауэрлатный брус; 4 – деревянные накладки из досок на нижнем поясе; 5 – деревянные накладки из досок на верхнем поясе; 6 – деревянные накладки-упоры; 7, 8 – стальные упоры; 9 – стальные тяжи $\Phi 16$ мм; 10 – стяжные болты.

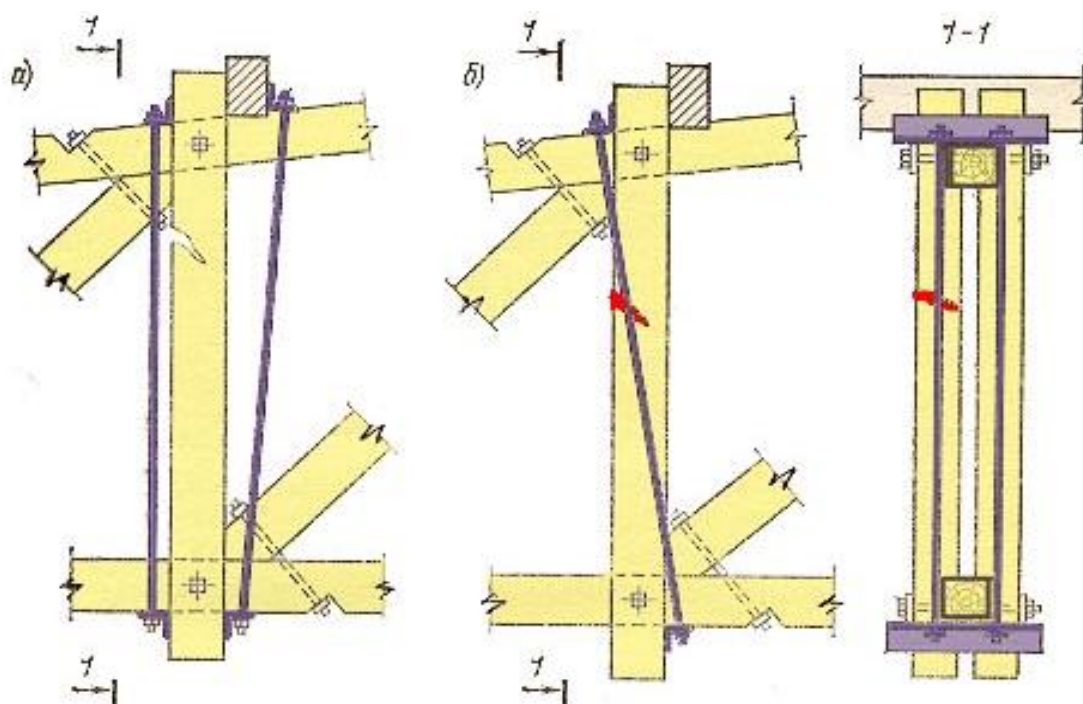


Рис. 10. Усиление растянутой стойки фермы стальными тяжами

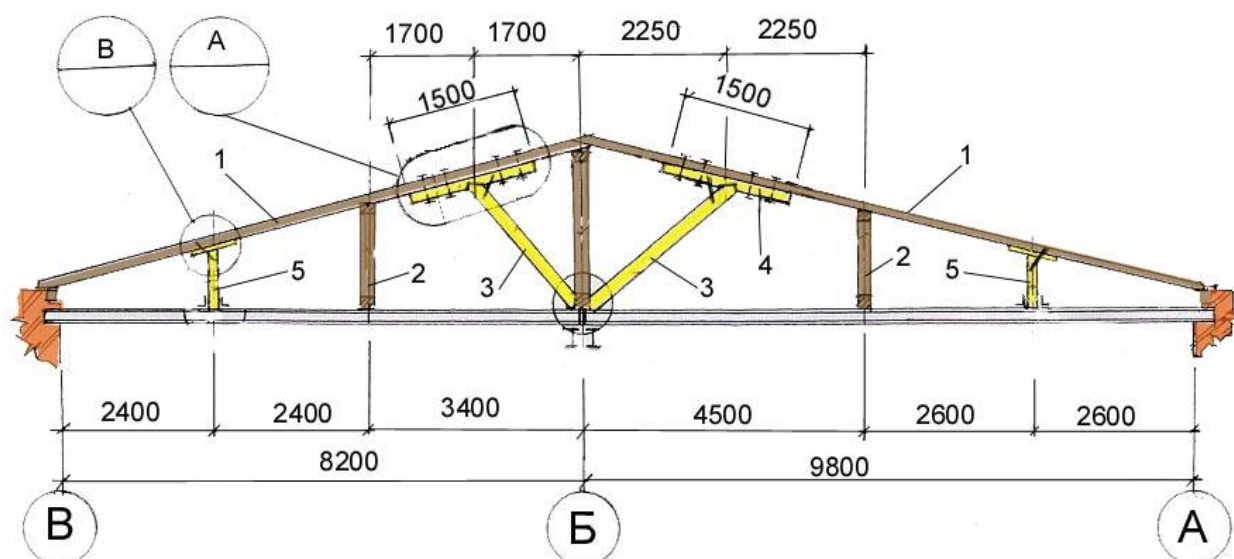


Рис. 11. Усиление стропил. Устройство подкосно-ригельной системы: 1 – существующие стропила; 2 – существующие стойки; 3 – подкос – брус 150х150 мм; 4 – подбалка – брус 150х150 мм; 5 – стойка 150х150 мм

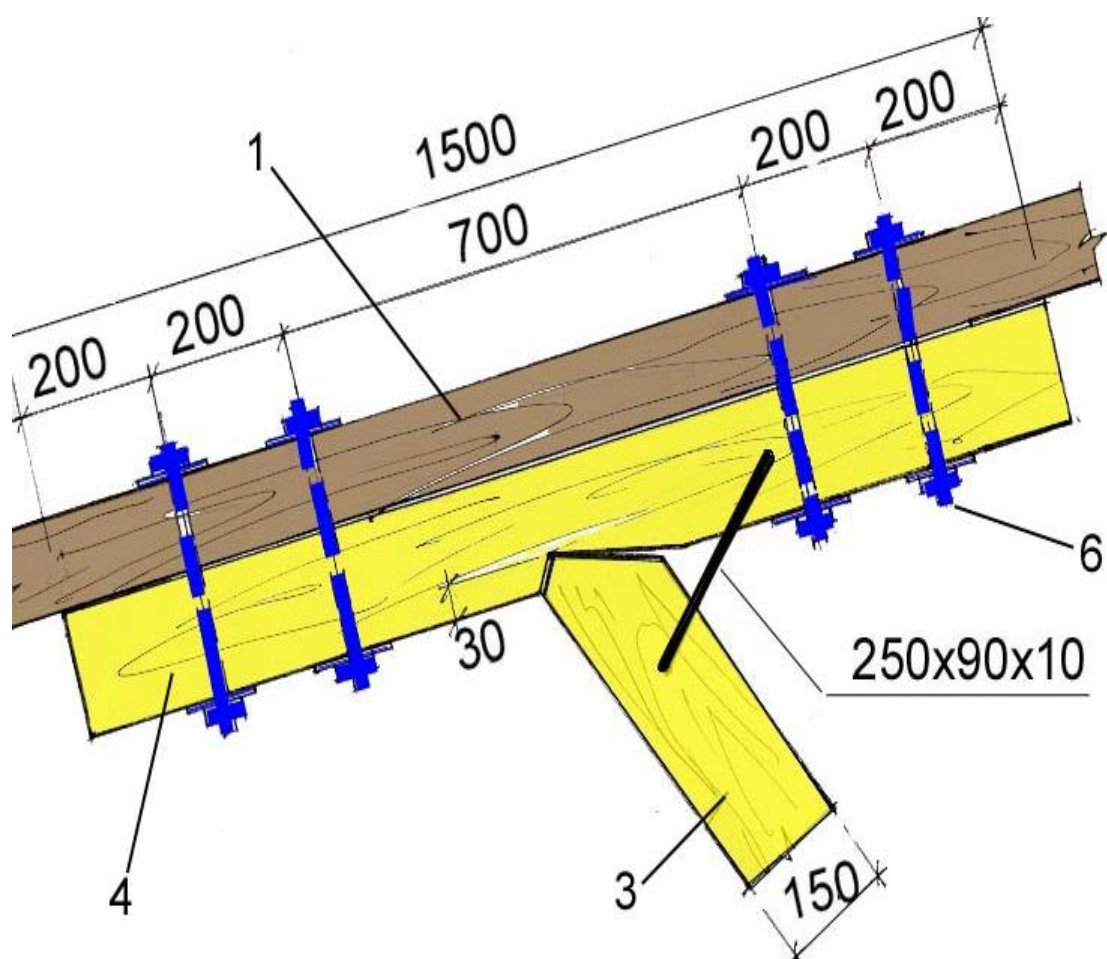


Рис. 12. Усиление стропил. Узел А: 1 – существующие стропила; 3 – подкос – брус 150х150 мм; 4 – подбалка – брус 150х150 мм.

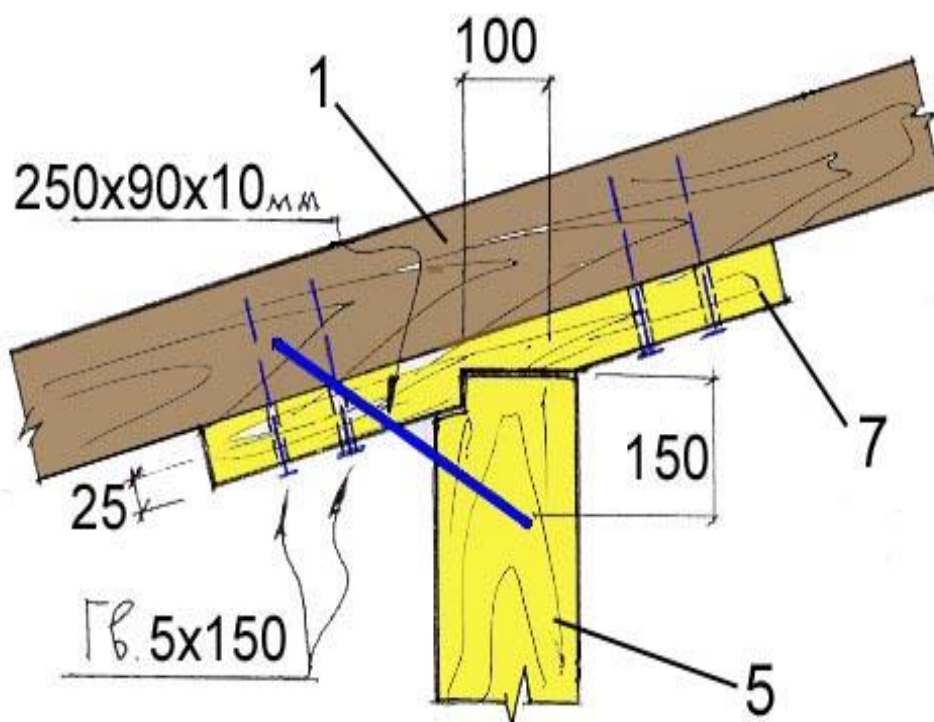


Рис. 13. Усиление стропил. Узел В: 5 – стойка 150x150 мм; 6 – стяжные болты М20; 7 – подкладка – доска 50x150 мм.

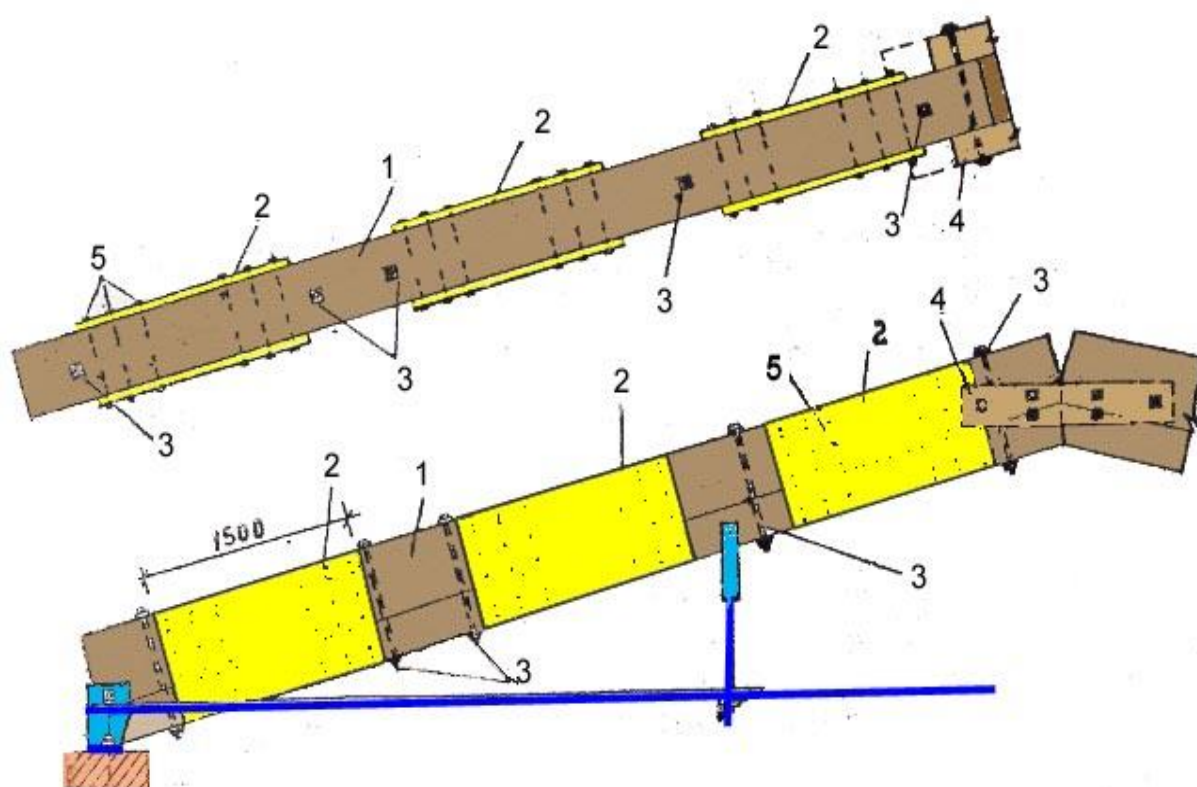


Рис. 14. Усиление клееных деревянных конструкций: 1 – существующие стропила; 2 – фанерные накладки $t=12$ мм; 3 – стяжные болты М20; 4 – узловая накладка $t=75$ мм; 5 – гвозди 3×50 мм; 6 – клеевая прослойка.

Фанера $t=12$ мм марки ФСФ сорта I/II.

Усиление деревянных фундаментов

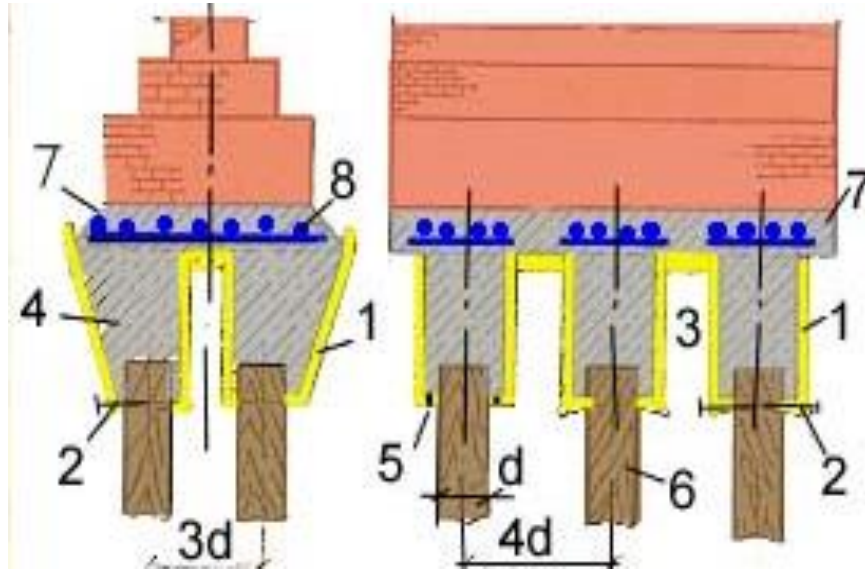


Рис.15. Усиление деревянных свайных фундаментов: 1 – гидроизоляция, 2 – уплотненный грунт, 3 – обратная засыпка; 4 – ЖБ оголовок; 5 – антисептическая обработка деревянного оголовка сваи; 6 – здоровая часть деревянной сваи, 7 – ЖБ ростверк под стену, 8 – арматура $\Phi 12 A400$

Последовательность работ:

- Отрывка фундамента на проектную глубину ($h_{б/п} + 0.5$ м),
- Вырезание б/п участков свай (без вывешивания стен допускается обработка не более 4-х свай),
- Монтаж опалубки,
- Заполнение опалубки пластичным бетоном класса В12.5,
- Устройство Ж/Б ростверка под несущую стену здания.



Рис.16. Усиление деревянных столбчатых фундаментов: увеличение площади фундаментов

Конструктивные схемы усиления деревянных конструкций стеновых ограждений.

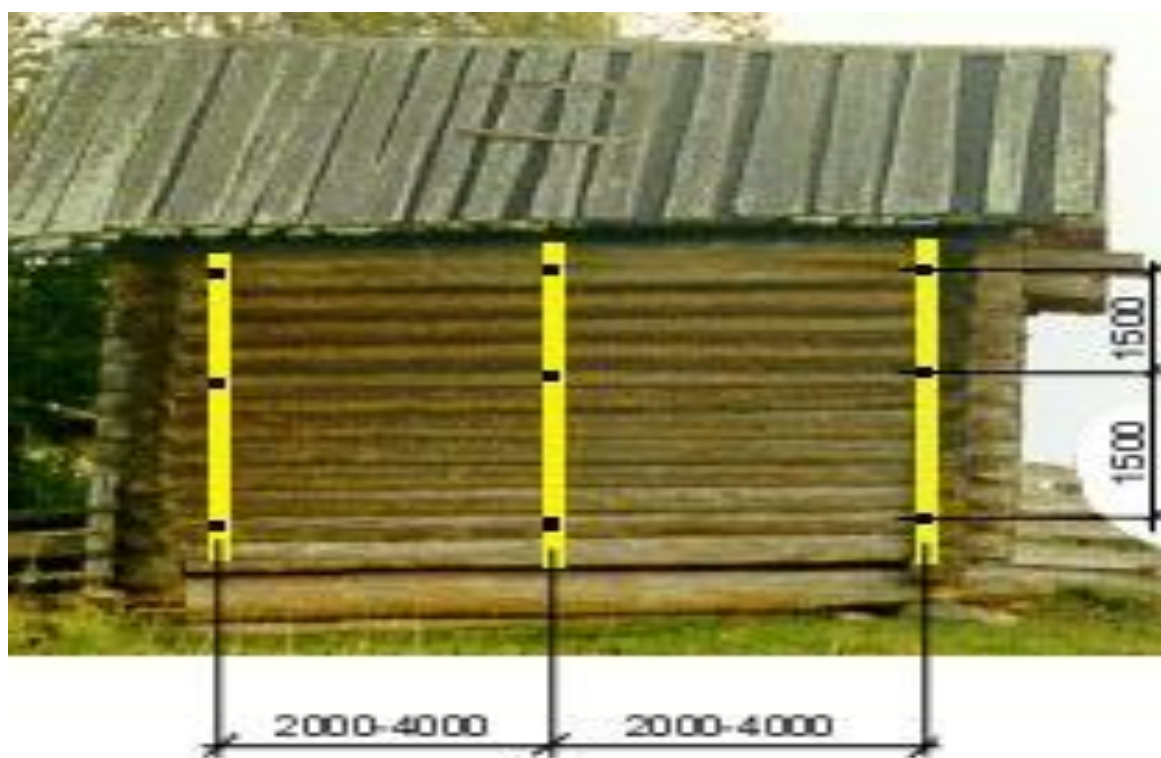


Рис. 17. Усиление бревенчатых стен вертикальными сжимами

- Шаг расстановки сжимов 2 – 4 м;
- Шаг расстановки стальных стяжных болтов – 1-1,5 м

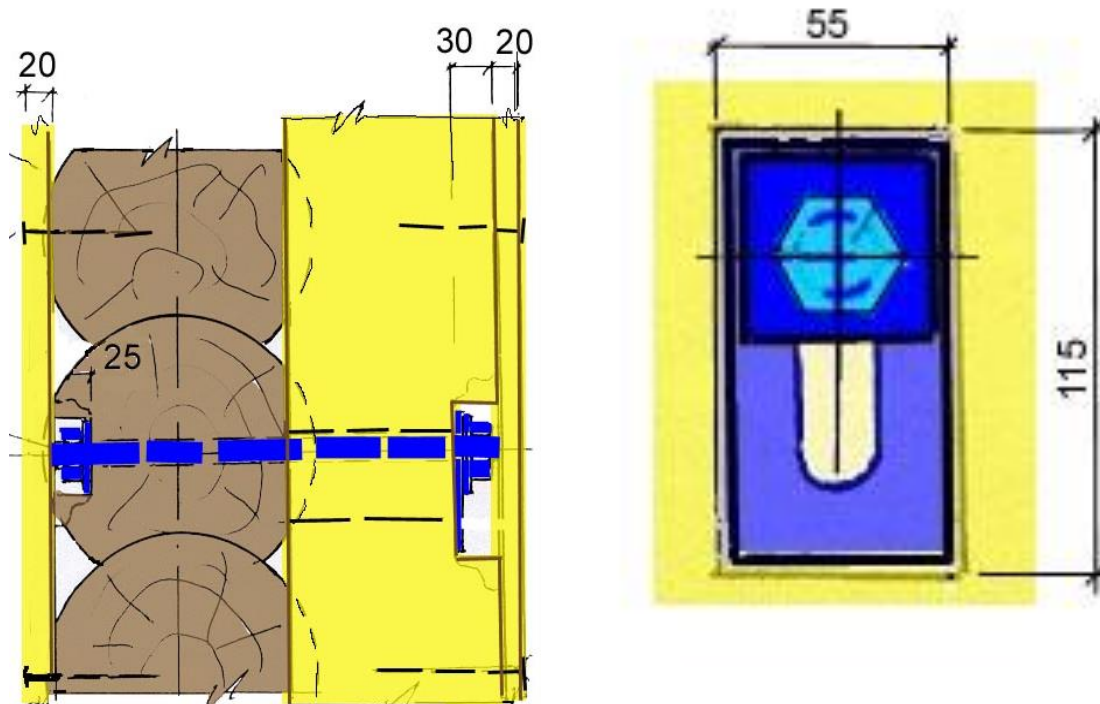


Рис. 18. Усиление бревенчатых стен вертикальными сжимами

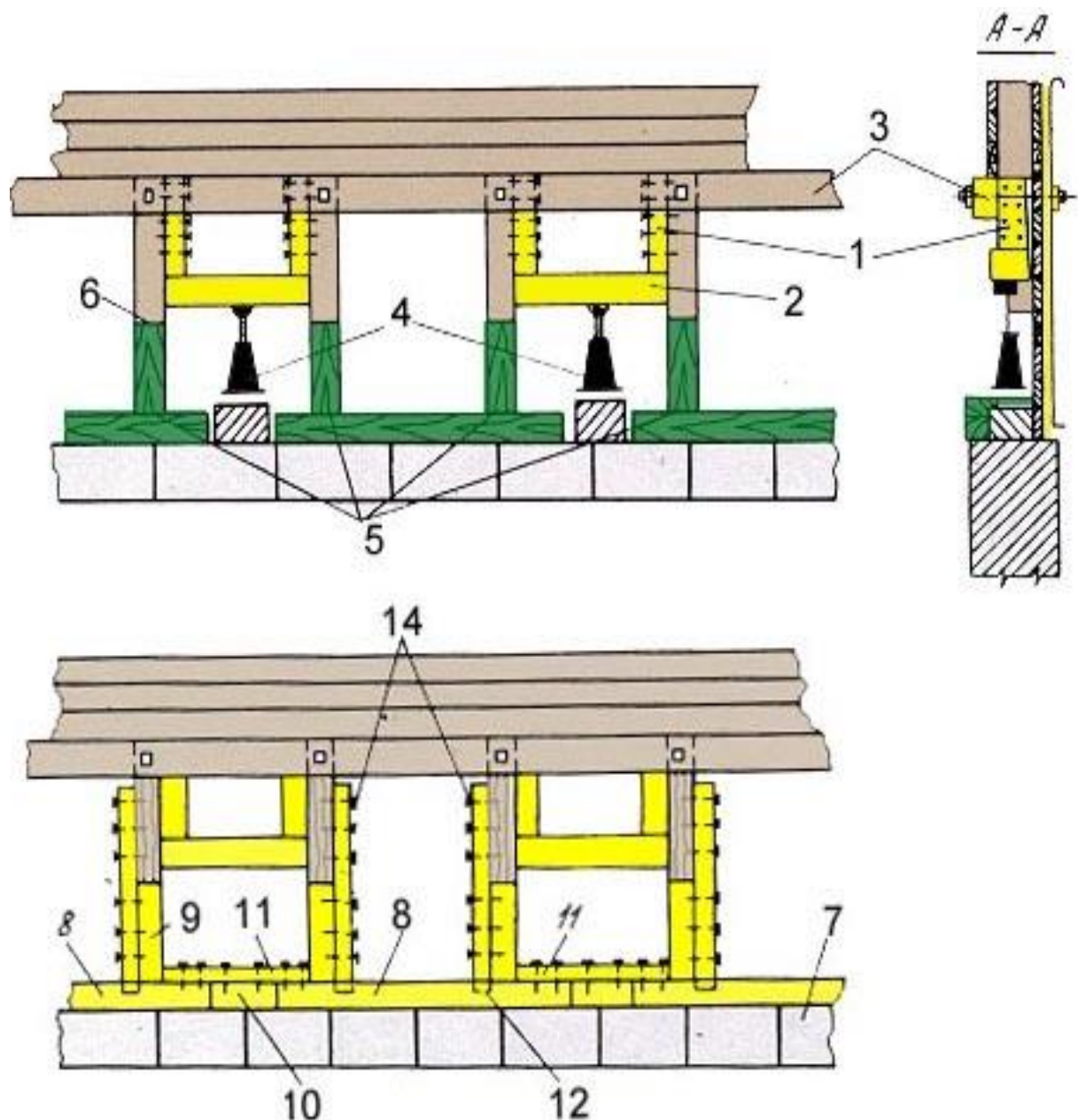


Рис. 19. Ремонт каркасных стен: 1. Бобышки деревянные; 2. Коротыши деревянные; 3. Временные горизонтальные схватки; 4. Домкраты; 5. Сгнившие части обвязки, концов стоек; 6. Пропил на уровне здоровой древесины; 7. Ж/Б основание с гидроизоляцией; 8. Новые деревянные элементы обвязки; 9. Новые деревянные элементы стоек; 10. Коротыши (устанавливаются после снятия домкратов); 11-14 – накладки из досок.

Расчет усиления деревянной балки междуэтажного перекрытия.

Исходные данные:

В связи с увеличением расчетных нагрузок произвести усиление балки пролетом 9 м, сечением $b \times h = 140 \times 600$ мм под нагрузку 1500 кгс/м.

Схема усиления - превращение балки в шпренгельную ферму (рис. 20).

Усиление включает:

- подведение деревянной стойки в середину пролета;

- установку подпружных тяг – стальных стержней, соединяющих нижний узел стойки с опорными узлами усиливаемой балки.

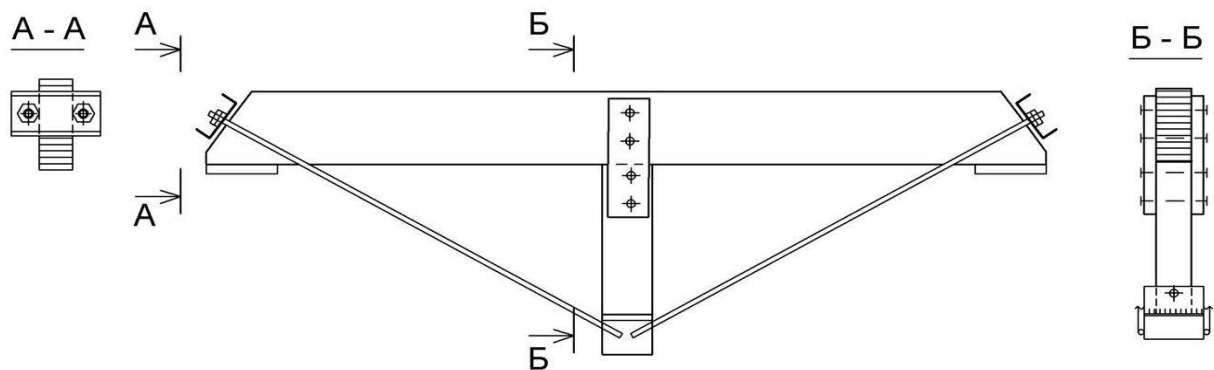


Рис. 20. Усиление клееной деревянной балки с изменением расчетной схемы

Так однопролетная балка преобразуется в неразрезной верхний пояс шпренгельной фермы с двумя пролетами по 4,5 м. При этом верхний пояс превращается из изгибаемой однопролетной балки в сжато-изгибаемый элемент из-за появления нормальной сжимающей силы от подпружных тяг – стальных растянутых элементов шпренгеля, которые расположены под углом 30 градусов к верхнему поясу новой конструкции.

Определим нормальные напряжения, которые возникнут в верхнем поясе и новых дополнительных элементах - деревянной стойки сечением 140*140 мм и подпружных тяг из круглой стали диаметром 20 мм.

Максимальный момент возникает над опорой в начальный момент эксплуатации и в четверти общей длины неразрезного элемента и равен

$$M = g l^2 / 8 = 1500 * 4,5^2 / 8 = 3796 \text{ кг*м}$$

В стойке усилие сжатия определяется по формуле

$$P = 1,25 g l = 1,25 * 1500 * 4,5 = 8437,5$$

В подпружных тягах усилие определяется по формуле:

$$V = 1,25 g l / 2 \sin 30 = 1,25 * 1500 * 4,5 / 2 * 0,5 = 2109 \text{ кг}.$$

От усилий в подпружных тягах в верхнем поясе появляется нормальная сила

$$N = 1,25 g l / 2 \operatorname{tg} \beta = 1,25 * 1500 * 4,5 / 2 * 0,577 = 2434 \text{ кг}.$$

Определим нормальные напряжения в элементах шпренгельной балки.

В верхнем поясе напряжения определяется по формуле:

$$\sigma_c = N_c / F + M_d / W_x = 2434 / 14 \cdot 14 + 387400 \cdot 6 / 14 \cdot 60^2 = 45 \text{ кг/см}^2.$$

M_d - момент по деформированной схеме, который определим для пояса полной длины $L = 9$ м, так как за счет собственной ползучести древесины, а особенно за счет ползучести при обмятии древесины на торцах, стойка проседает во времени и прогиб пояса увеличивается во времени.

Момент по деформированной схеме $M_d = M_q / \xi$

$$\xi = 1 - N / \varphi \cdot R_c \cdot F_{br} = 1 - 2434 / (1 \cdot 130 \cdot 14 \cdot 60) = 1 - 0,02 = 0,98$$

где коэффициент продольного изгиба $\varphi = 3000 / \lambda^2$

$$\text{гибкость } \lambda = 900 / 0,289 \cdot 60 = 52$$

$$\varphi = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 52^2 = 1,1.$$

Принимаем $\varphi = 1$.

$$M_d = 3796 / 0,98 = 3874 \text{ кгс} \cdot \text{м} = 387400 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Проверим напряжения:

- проверка прочности в стойке

$$\sigma_{\text{стойки}} = 8437,5 / 14 \cdot 14 = 43 \text{ кг/см}^2 < R_c = 150 \text{ кг/см}^2$$

- в подпрусной тяге

$$\sigma_{\text{п.т.}} = 2109 / (2 \cdot 3,14) = 336 \text{ кгс/см}^2 < R = 2300 \cdot 0,9 / 0,95 \text{ кгс/см}^2.$$

Уменьшение диаметра стальных стержней нецелесообразно из-за увеличения гибкости стержней, которое негативно скажется на технологии усиления.

Вывод:

за счет преобразования балки в шпренгельную систему нормальные напряжения в деревянном верхнем поясе шпренгеля снижены в 3 раза по сравнению с исходной однопролетной балкой.

Коэффициент использования верхнего пояса шпренгельной системы
 $K_{\text{исп}} = 0,35$.

Эту же задачу решаем в программе DEKOR, приложение к программному комплексу SCAD

Исходные данные:

- Балка пролетом 9 м,

- сечение $b \times h = 140 \times 600$ мм,
- расчетная нагрузка 1500 кгс/м .
- Условия опирания концов элемента – «шарнир-шарнир»;
- Класс ответственности здания – II, $\gamma_n = 0,95$;
- Условия эксплуатации - 2 (табл. 9 СП 64.13330.2017).

а) Рассмотрим ситуацию до усиления балки :

Запускаем программу:

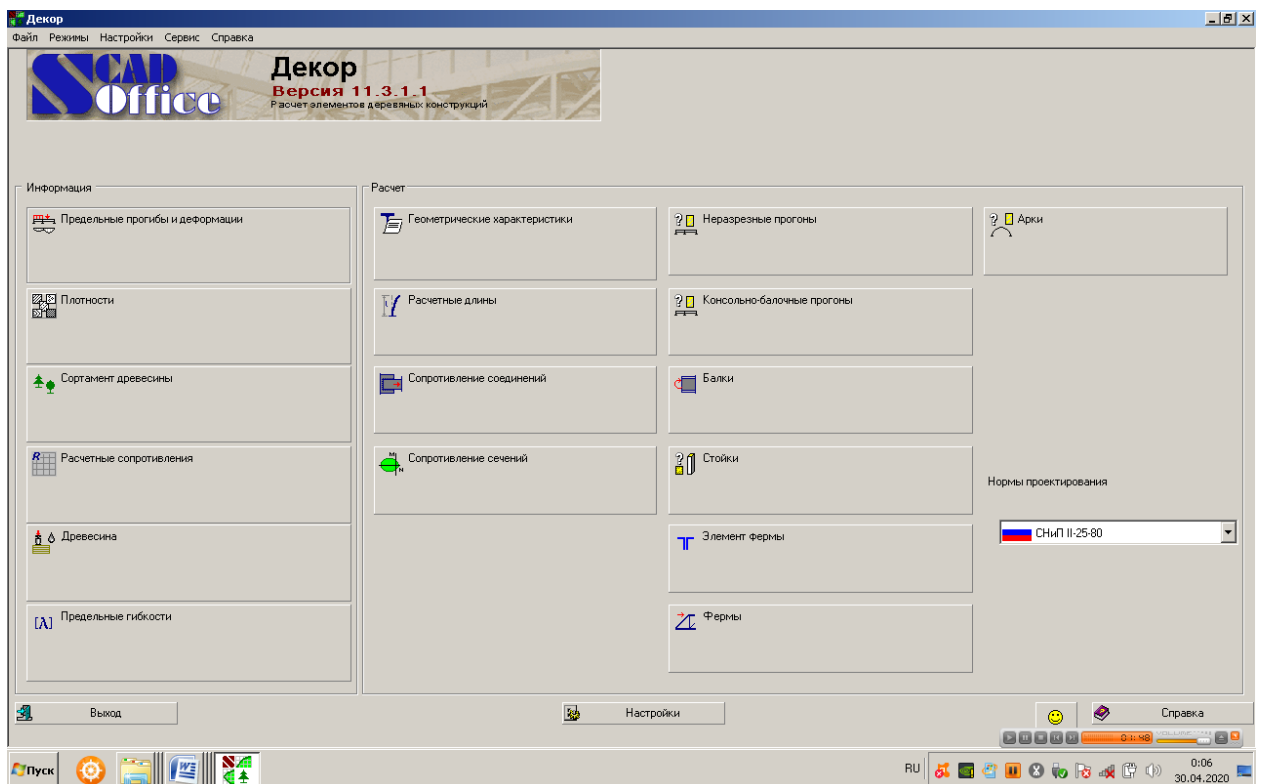
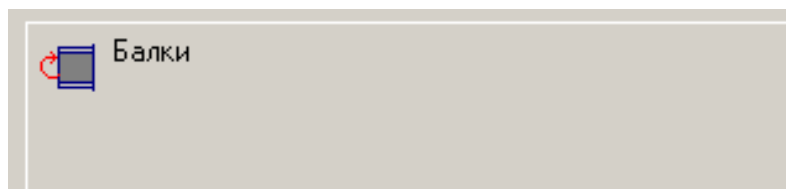


Рис. 21. Общий вид меню программы ДЕКОР



Выбираем «Балки».

Вкладка «Общие параметры» (рис. 22).

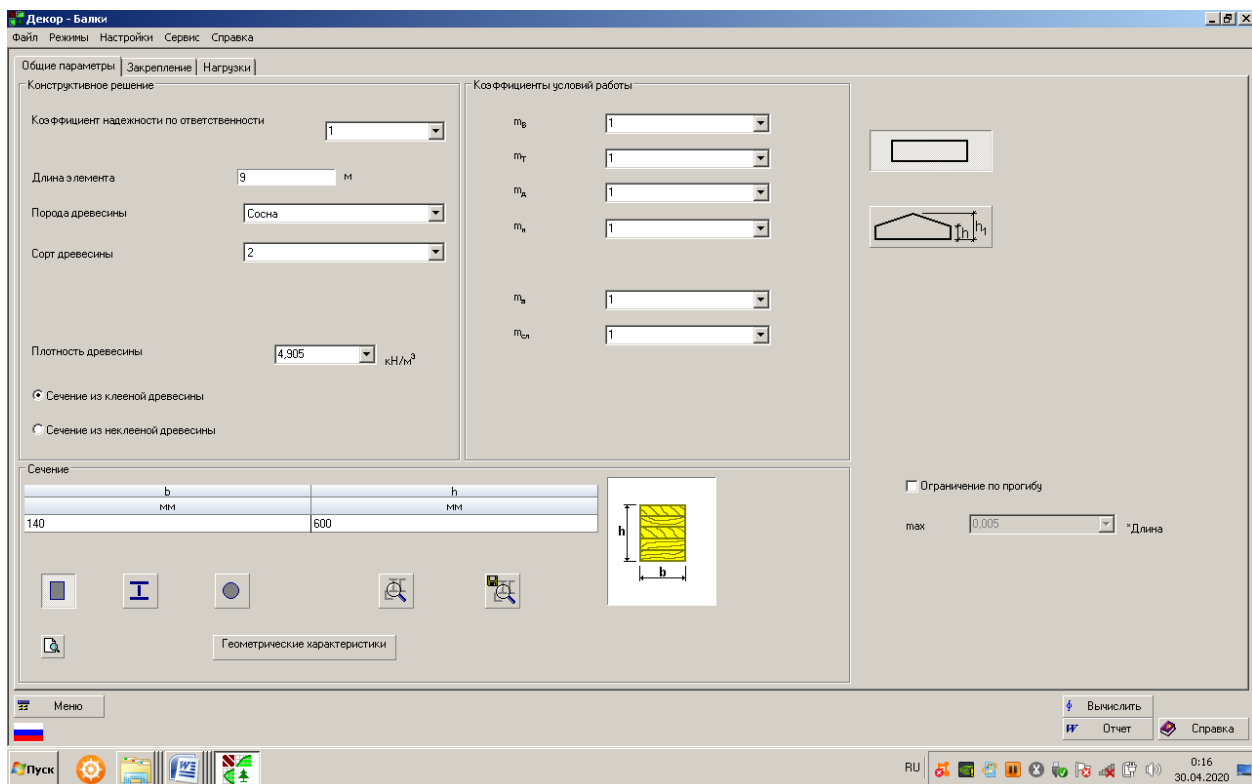


Рис. 22. Меню «Балки», вкладка «Общие параметры» программы DECOR

Устанавливаем:

Коэффициент надежности по ответственности	1	
Длина элемента	9	м
Порода древесины	Сосна	
Сорт древесины	2	
Плотность древесины	4,905	кН/м³
Сечение из клееной древесины	•	
Тип элемента	Опорная стойка	
Сечение	прямоугольное	
	b 140	мм
	h 600	мм
Вид балки	Постоянного сечения	

Коэффициенты условия работы		
M _в	0,9	
M _т	1	
M _д	1	
m _н – с учетом наличия ветровой нагрузки	1	
M _а	0,9	

Вкладка «Закрепление»

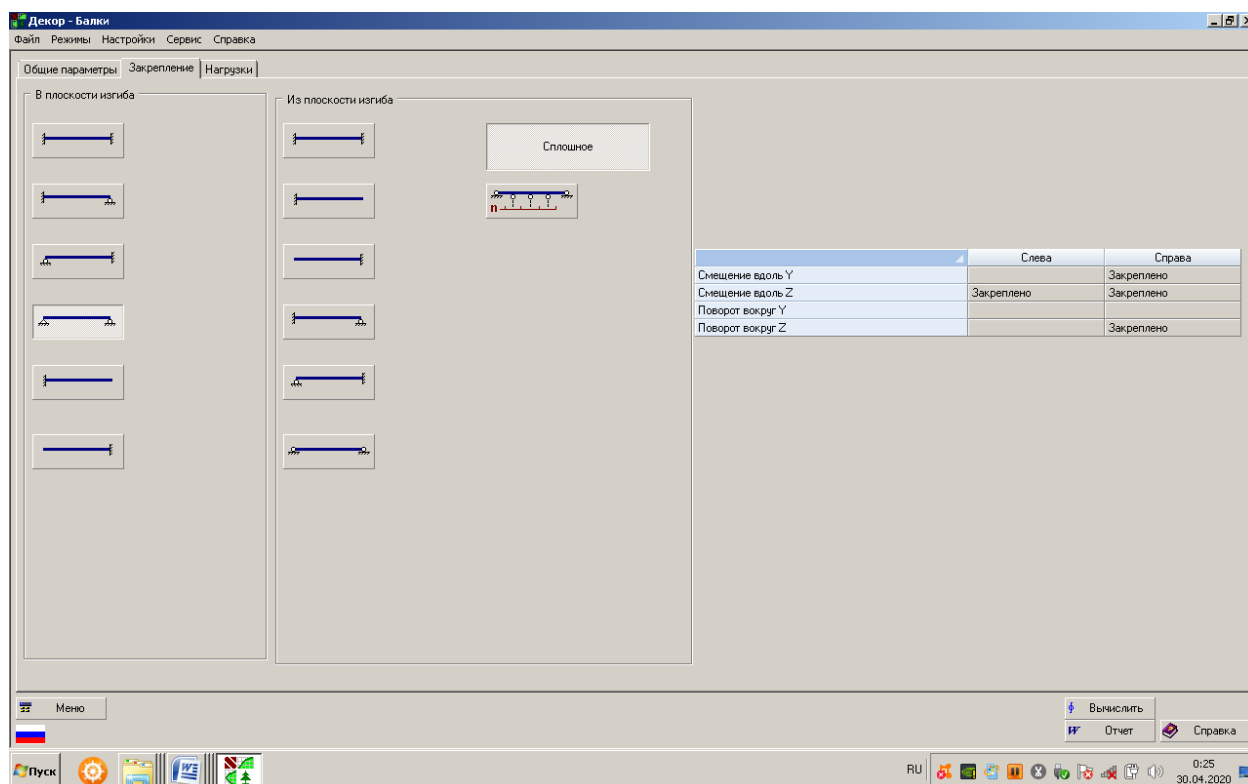
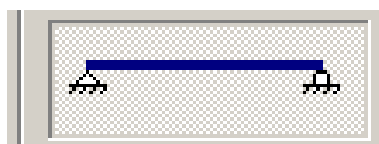


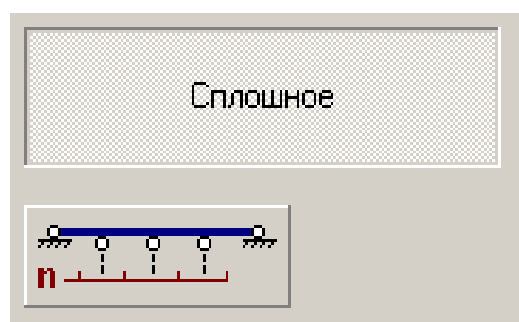
Рис. 23. Меню «Балки», вкладка «Закрепление» программы DECOR

Выбираем:

- в плоскости изгиба



- из плоскости изгиба



Вкладка «Нагрузки»

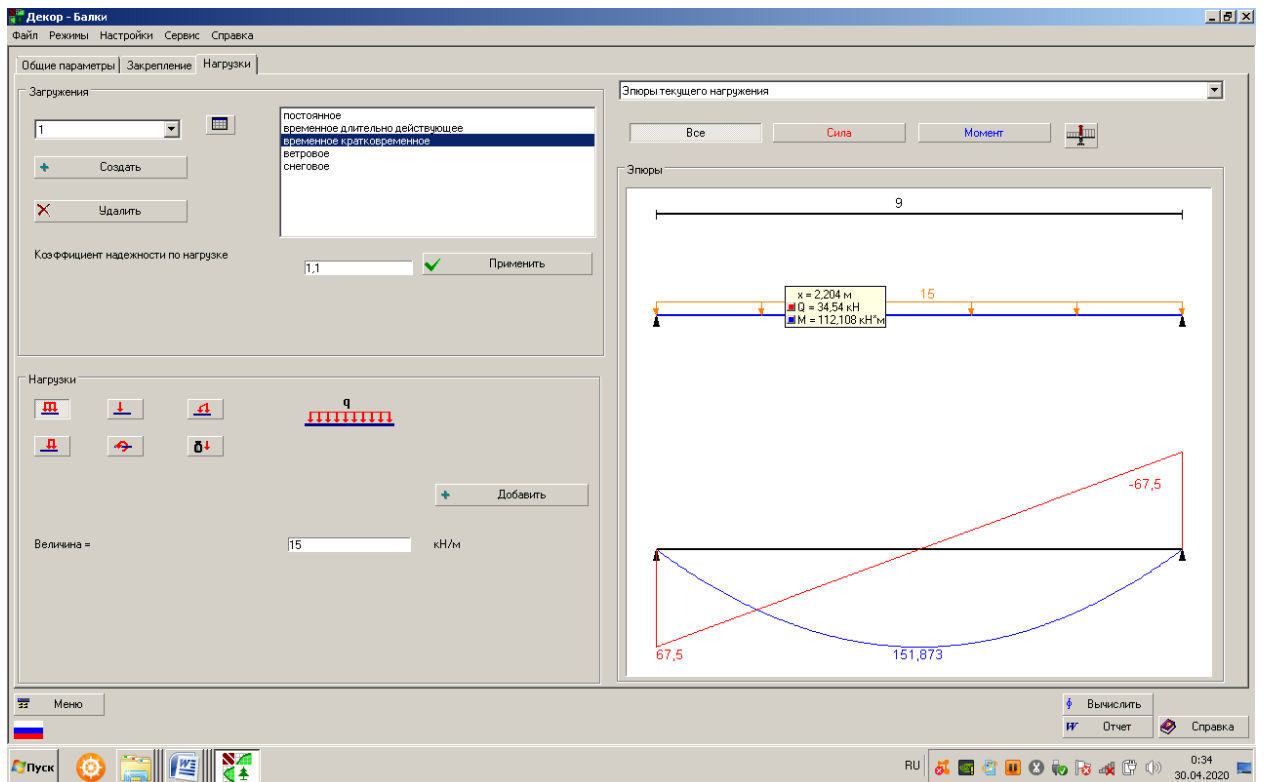
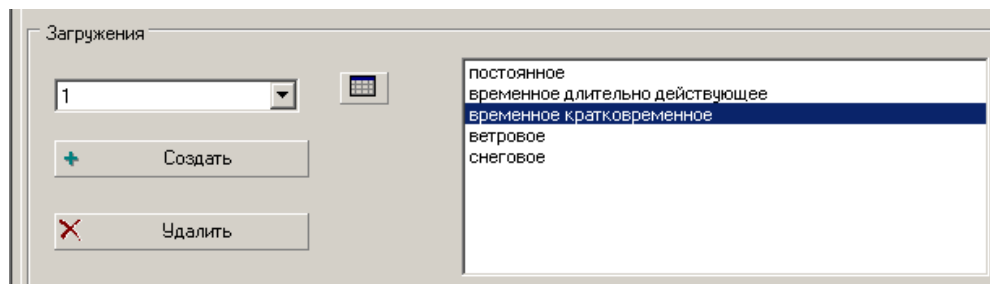
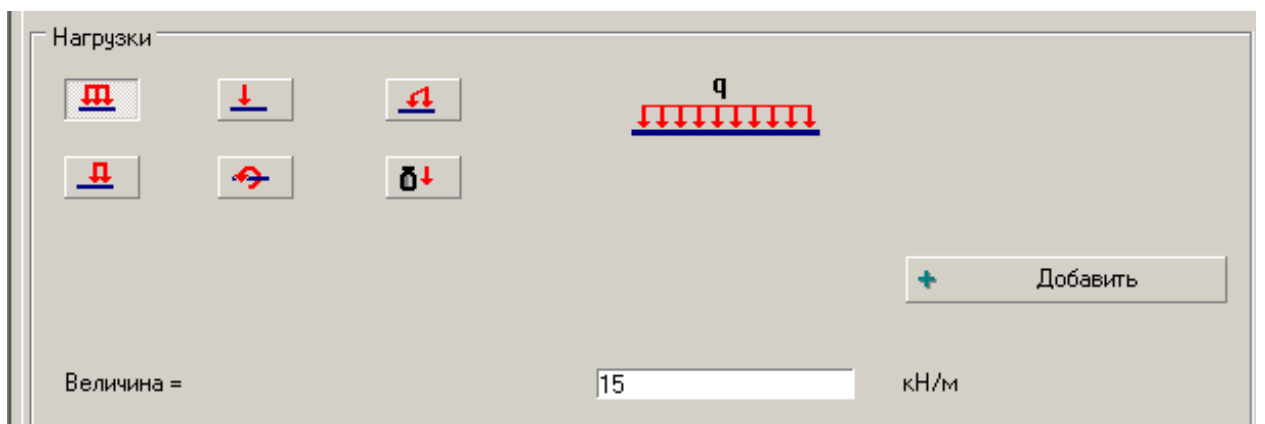


Рис. 23. Меню «Балки», вкладка «Нагрузки» программы DECOR

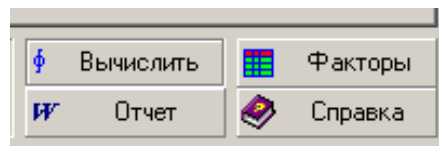
Создать загрузку : *Временное кратковременное*



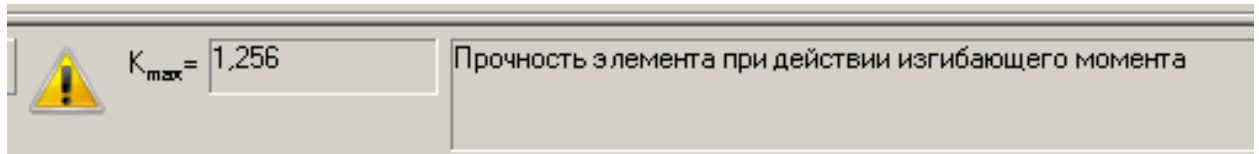
Нагрузки: *равномерно распределенная 15 кН/п.м.*



Нажимаем «Вычислить».



Результат:



Балка перегружена в 1,256 раза. Требуется усиление.

Раздел 2. Компьютерный практикум

Занятие 2. Правила, требования, справочные данные для расчета и конструирования соединений с композиционным материалом

На занятии должна быть задействована программа EXCEL.

Деревянные конструкции с применением КМ-соединений подразделяют (классифицируют) по основным признакам: функциональному назначению, условиям эксплуатации, сроку службы.

По функциональному назначению деревянные конструкции с применением КМ-соединений подразделяют на классы с учетом уровня ответственности зданий и сооружений согласно ГОСТ 27751 и вида и пролета конструкций. Характеристики классов функционального назначения приведены в таблице 1.

Для различных элементов зданий применяют различные классы функционального назначения.

Таблица 1

Классы функционального назначения зданий с ДК

Обозначение класса функционального назначения		Общая характеристика класса
1	1a	Несущие конструкции с пролетами более 100 м; мачты и башни высотой более 60 м
	16	Несущие конструкции для зданий музеев, спортивно-зрелищных объектов и торговых предприятий с массовым пребыванием людей, а также сооружений с пролетами более 60 м для конструкций из ДК и 40 м - из цельной древесины и древесных материалов; мачт и башен высотой более 40 м
2	2a	Несущие конструкции любых форм, не вошедшие в классы 1a, 16, 26 и 3
	2.6	Конструкции стен зданий и сооружений различного назначения, не вошедшие в 3-й класс. Конструкции покрытий и перекрытий пролетами не более 7,5 м

3	Конструкции теплиц, парников, мобильных зданий (сборно-разборные и контейнерного типа); складов временного содержания; бытовок вахтового персонала и других подобных сооружений с ограниченными сроками службы и пребывания в них людей
---	---

Примечания

1. Объекты с высоким уровнем ответственности, при проектировании и строительстве которых используют принципиально новые конструктивные решения, не прошедшие проверку в практике строительства и эксплуатации, должны быть отнесены к классу функционального назначения 1 а.

2. Для сооружений 1 -го класса, при проектировании которых использованы неапробированные ранее или неосвоенные производством конструктивные решения или для которых не существует надежных методов расчета, необходимо использовать данные экспериментальных исследований на моделях или натурных конструкциях.

В зависимости от условий эксплуатации конструкции относят к классам эксплуатации, учитывающим эксплуатационные параметры относительной влажности, температуры воздуха в зоне расположения конструкций, характерные условия эксплуатации (в закрытых или открытых условиях). Определяющим параметром является эксплуатационная влажность древесины (таблица 2 /1/), которую условно можно принять равной равновесной влажности древесины.

Учет классов условий эксплуатации осуществляют для назначения коэффициентов условия работы к расчетным сопротивлениям древесины, выбора типа клеев и защитных материалов при проектировании конструкций, для выбора системы контроля качества при изготовлении конструкций.

При проектировании деревянных конструкций с применением КМ-соединений следует руководствоваться требованиями СП 70.13330, предусматривать их защиту от увлажнения, биоповреждения, от коррозии (для конструкций, эксплуатируемых в условиях агрессивных сред) в соответствии с нормами по проектированию защиты строительных конструкций от коррозии СП 28.13330, от воздействия огня в случае пожара, а также с учетом сейсмических воздействий при строительстве в сейсмических районах согласно СП 14.13330.

Деревянные конструкции с применением КМ-соединений должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (1-я группа предельных состояний) и по деформациям, не препятствующим нормальной эксплуатации (2-я группа предельных состояний), с учетом характера и длительности действия нагрузок. Деревянные конструкции с применением КМ-соединений следует проектировать с учетом особенностей изготовления, а также условий их эксплуатации, перевозки и монтажа.

Деревянные конструкции с применением КМ-соединений в условиях постоянного или периодического длительного нагрева допускается применять, если температура окружающего воздуха не превышает 50 °С. Для конструкций из клееной древесины температура выше 35 °С допускается при относительной влажности воздуха не менее 50 %.

Долговечность деревянных конструкций с применением КМ-соединений должна быть обеспечена конструктивными мерами в соответствии с указаниями раздела 8 /1/ и, в необходимых случаях, защитной обработкой, предусматривающей их предохранение от увлажнения, биоповреждения и возгорания. Декоративную отделку и огнезащитную обработку деревянных конструкций с применением КМ-соединений следует выполнять, как правило, после устройства кровли.

Применение соединений деревянных элементов композиционным материалом на основе эпоксидной матрицы и стеклоткани (КМ-соединений) позволяет решить многие задачи при сохранении и усилении инженерных конструкций в деревянных частях существующих зданий и сооружений, в т.ч. в объектах исторического наследия, а так же вопросы разработки новых деревянных конструкций с несущими деревянными элементами составного сечения.

КМ-соединения могут быть выполнены (см. **рис.1**) внешним нанесением композиционного материала на боковые поверхности соединяемых элементов (соединение «КМ-обклейка») и установкой композиционного материала в шов между контактными поверхностями соединяемых

деревянных элементов (соединение «КМ-вкладыш»). Они могут применяться для восстановления существующих деревянных конструкций и для создания новых деревянных конструкций составного сечения. Существующие деревянные конструкции на момент восстановления должны иметь физический износ не более 50% и относиться к категории не ниже, чем «Ограниченно работоспособное техническое состояние» в соответствии с п. 3.12 /4/. Новые деревянные конструкции составного сечения на КМ-соединениях могут иметь длину: из цельной древесины до 6 м, из клееной древесины – до 18 м. Деревянные конструкции на КМ-соединениях должны разрабатываться в соответствии с требованиями СП 64.13330.2011 / 1 / Монтаж деревянных конструкций на КМ-соединениях должен производиться в соответствии с требованиям раздела 8 «Деревянные конструкции» СП 70.13330.2012 /4/ .

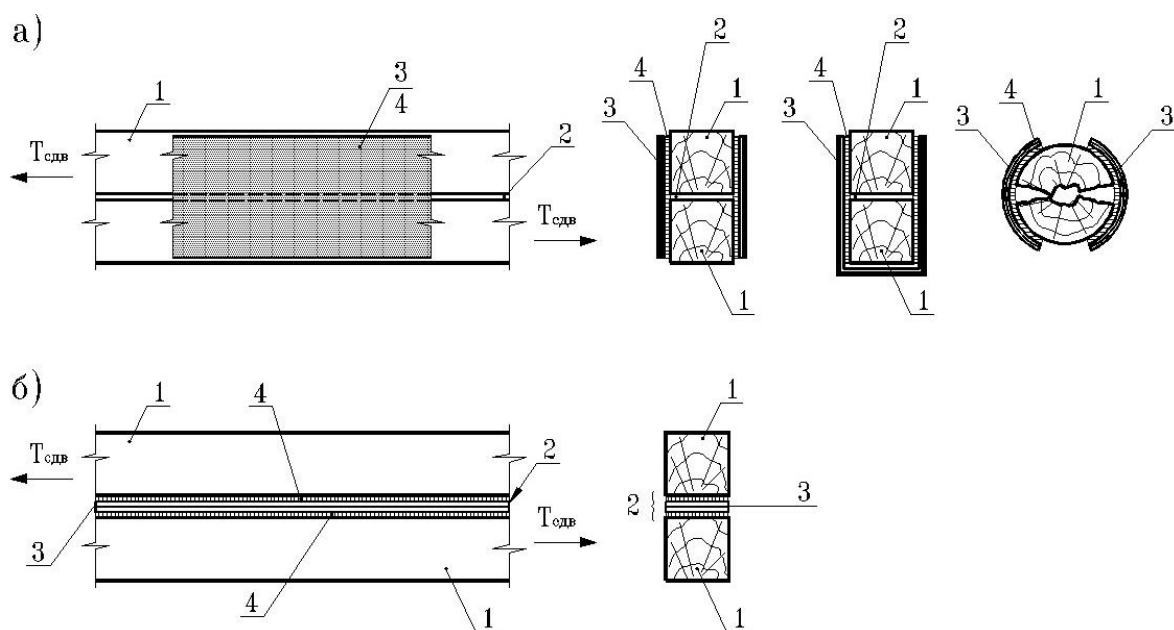


Рис.1. Соединение деревянных элементов композиционным материалом на основе эпоксидной матрицы и стеклоткани: а - внешней обклейкой боковых поверхностей соединяемых элементов в виде боковых накладок или обоймы ("КМ-обклейка"); б - адгезионным вкладышем, установленным между смежными плоскостями соединяемых элементов ("КМ-вкладыш"). 1 - соединяемые деревянные элементы; 2 - шов сплавления; 3 - композиционный материал, сформированный на конструкции; 4 - клеевой шов, создающий адгезионные связи на границе раздела "КМ-древесина"; $T_{сдв}$ - сдвигающее усилие.

Требования к материалам

Качество здоровой древесины восстанавливаемых элементов должно удовлетворять требованиям СП 64.13330.2017 / 1 /. Деревянные элементы новых конструкций на КМ-соединениях из цельной древесины следует принимать из древесины сосны и ели 1-го и 2-го сорта. Качество древесины, используемой для элементов несущих деревянных конструкций на КМ-соединениях, должно соответствовать требованиям ГОСТ 8486, ГОСТ 2695, ГОСТ 9462, ГОСТ 9463, а также дополнительным требованиям, указанным в приложении Б СП 64.13330.2017 / 1 /. Размеры деревянных элементов, выполняемых из пиломатериалов хвойных пород, принимаются в соответствии с ГОСТ 24454 (см. Приложение 1). Влажность древесины элементов, предназначенных для нанесения композиционного материала, должна составлять $12\pm 3\%$.

Деревянные элементы новых конструкций на КМ-соединениях из клееной древесины следует принимать из клееной древесины хвойных пород 1-го и 2-го сорта. Прочность древесины соответствующих сортов (классов) должна быть не ниже нормативных сопротивлений, приведенных в Приложении В СП 64.13330.2017 / 1 /. Прочность клеевых соединений клееных деревянных элементов должна удовлетворять требованиям, указанным в Рекомендациях по контролю качества клеевых соединений деревянных клееных конструкций / 3 /.

Композиционный материал формируется непосредственно на конструкции и создается на основе эпоксидной матрицы, армированной стеклотканью. Состав эпоксидной полимерной матрицы представлен в таблице 2.

Таблица 2

Состав эпоксидной полимерной матрицы

Компоненты	ГОСТ, ТУ	Масс. частей	Температура полимеризации	Технологическая жизнеспособность ($t=25^{\circ}\text{C}$), мин
Смола ЭД-20	ГОСТ 10587	100	Не ниже	

Отвердитель ПЭПА	ТУ 6-02-594-80	10÷15	18°C	30
Пластификатор ДФБ	ГОСТ 8728	5÷10		

В качестве армирующей компоненты рекомендуется стеклоткань типа Т-13 (ГОСТ 19170-2001 /5/). Стеклоткань Т13 имеет полотняное переплетение, нить такой стеклоткани вырабатывается из алюмоборосиликатного стекла типа "Е", толщина ткани $0,27 \pm 0,04$ мм.

Композиционный материал, одновременно с формированием соединения, получают послойной выкладкой – внешней на боковых поверхностях (соединение «КМ-обклейка») или внутренней на смежных поверхностях (соединение «КМ-вкладыш») соединяемых деревянных элементов – нескольких слоев стеклоткани, пропитанной эпоксидным связующим. В результате полимеризации эпоксидного связующего композиционный материал формируется на древесине соединяемых элементов одновременно с образованием адгезионных связей на границе КМ-древесина.

Композиционный материал в составе деревянной конструкции представляет собой стеклопластик заданной (расчетной) толщины, армированный стекловолокном в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Расчетные характеристики материалов

Расчетные сопротивления древесины принимаются в соответствии с указаниями раздела 6 и таблицей 3 главы СП 64.13330.2017 /1/. Расчетные сопротивления деревянных элементов, находящихся в эксплуатации и предназначенных к восстановлению с применением КМ-соединений, принимаются и назначаются в зависимости от состояния древесины, в т.ч. для отдельных конструкций по результатам фактических измерений или испытаний.

Для соединений «КМ-обклейка» расчетное сопротивление соединения сдвигу $R_{сдв}$ в МПа (кН/см^2) на единицу площади среза композиционного материала в одном шве сплачивания принимать $R_{сдв} = 20 \text{ МПа} = 2 \text{ кН/см}^2$. Величину $R_{сдв}$ определяли на основании результатов испытаний и оценки несущей способности соединений «КМ-обклейка», выполненных по методике ЦНИИСК в соответствии с ГОСТ 33082-2014 /6/ и Рекомендациями ЦНИИСК /7/. Для соединения «КМ-вкладыш» расчетное сопротивление соединения скалыванию $R_{ск}$ в МПа (кН/см^2) принимать по п.5.г табл. 3 /1/ как для скалывания вдоль волокон местного в клеевых соединениях. Для режима нагружения «А» расчетное сопротивление скалыванию вдоль волокон местное в клеевых соединениях составляет $R^A_{ск} = 3,2 \text{ МПа}$. При коэффициенте длительной прочности для режима нагружения «В» по табл. 4 /1/ $m_{дл} = 0,66$ расчетное сопротивление скалыванию составит $R_{ск} = R^A_{ск} * m_{дл} = 3,2 * 0,66 = 2,1 \text{ МПа} = 0,21 \text{ кН/см}^2$. Величину $R_{ск}$ определяли на основании результатов испытаний и оценки несущей способности соединений «КМ-вкладыш», выполненных по методике ЦНИИСК /6, 7/, и статистического анализа результатов испытаний.

Прочностные характеристики композиционного материала на основе эпоксидной матрицы состава по табл. 2 и стеклоткани Т13 должны быть не ниже значений нормативных и временных сопротивлений, указанных в таблице Приложения 2.

Соединения и конструкции следует рассчитывать на усилия, возникающие в период эксплуатации конструкций от действия постоянных и временных нагрузок, а так же на усилия, возникающие в процессе транспортировки и монтажа.

Расчет соединений деревянных конструкций с применением композиционных материалов.

Расчет соединений «КМ-обклейка»

Расчетная несущая способность на один срез соединения «КМ-обклейка» определяется по формуле (см. рис. 2)

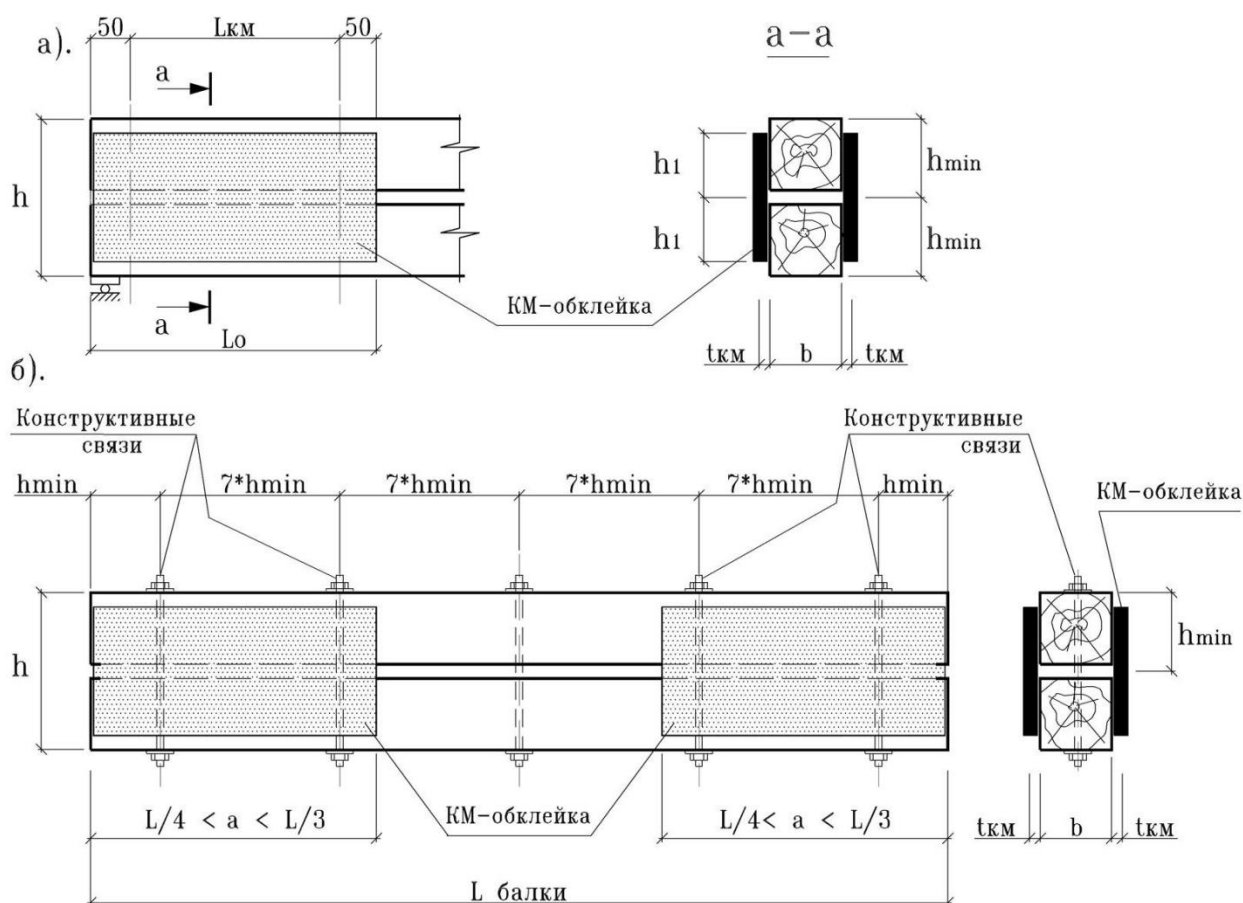


Рис. 2. Расчетная схема соединения "КМ-обклейка". а -при восстановлении существующих деревянных конструкций; б - при создании новых деревянных конструкций составного сечения.

$$[T_{\text{PHC KM}}] = R_{\text{KMсдв}} * L_{\text{KM}} * t_{\text{KM}},$$

где $R_{\text{KMсдв}} = R_{\text{сдв}} / (\gamma_m * \gamma_{\text{се}} * \gamma_{\text{мп}})$ – расчетное сопротивление КМ-соединения сдвигу;

$R_{\text{сдв}}$ – расчетное сопротивление соединения сдвигу $R_{\text{сдв}}$ в МПа (кН/см^2) на единицу площади среза композиционного материала в одном шве сплачивания принимать $R_{\text{сдв}} = 20 \text{ МПа} = 2 \text{ кН/см}^2$. Величину $R_{\text{сдв}}$ определяли на основании результатов испытаний и оценки несущей способности соединений «КМ-обклейка», выполненных по методике ЦНИИСК в соответствии с [6, 7];

$\gamma_m = 1,2$ – коэффициент надежности по композиционному материалу в соединении «КМ-обклейка»;

$\gamma_{\text{се}} = 1,8$ – коэффициент условия работы композиционного материала в соединении «КМ-обклейка»;

$\gamma_{mn} = 1,4$ – коэффициент надежности по способу изготовления соединения для ручного формования композиционного материала и эпоксидной матрицы холодного отверждения в условиях стройплощадки,

$\gamma_{mn} = 1,1$ – в условиях организованного производства;

$L_{KM} = L_O - 2 \cdot 50$ мм – расчетная длина КМ-обклейки;

t_{KM} – толщина композиционного материала КМ-обклейки .

Расчетную длину КМ-обклейки принимать на 2х50 мм меньше фактической длины обклейки L_O на расчетном шве : $L_{KM} = L_O - 2 \cdot 50$ мм. Длину КМ-обклейки L_O при восстановлении существующего деревянного элемента назначают в соответствии с размерами восстанавливаемого участка на деревянной конструкции (**рис. 2.а**). Длину КМ-обклейки L_O при разработке нового деревянного элемента составного сечения назначают не менее 1/4 пролета создаваемого элемента (**рис. 2.б**).

Несущая способность соединения считается обеспеченной, если выполняется условие

$$[T_{PHC KM}] \geq 1.5 * (M_B - M_A) * S_{бр} * n_{ср} / I_{бр}$$

где M_A , M_B – изгибающие моменты в начальном и конечном сечениях расчетного участка конструкции с однозначной эпюрой поперечных сил; $S_{бр}$ – статический момент сдвигаемой части сечения элемента относительно нейтральной оси. $S_{бр} = b \cdot h^2 / 8$ – для сечения прямоугольной формы с размерами $b \times h$, когда трещина делит сечение на 2 равные части; $I_{бр} = b \cdot h^3 / 12$ – момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси; $n_{ср}$ – количество расчетных срезов соединения «КМ-обклейка» на восстанавливаемом участке; 1,5 – коэффициент перераспределения сдвигающих усилий в КМ-обклейке составного деревянного элемента.

Расчет соединений «КМ-вкладыш»

Расчетная несущая способность соединения «КМ-вкладыш» (см. **рис. 3**) определяется по формуле

$$[T_{PHC ВКЛ}] = R_{KM \text{ вкл}} * L_{вкл} * b_{вкл} ,$$

где $R_{\text{КМвкл}} = R_{\text{СК}} / (\gamma_{\text{м}} * \gamma_{\text{се}} * \gamma_{\text{мп}})$ – расчетное сопротивление соединения КМ-вкладыш сдвигу;

$R_{\text{СК}}$ – см. п.3.3;

$\gamma_{\text{м}} = 1,1$ – коэффициент надежности по композиционному материалу в соединении «КМ-вкладыш»;

$\gamma_{\text{се}} = 1,4$ – коэффициент условия работы композиционного материала в соединении «КМ-вкладыш»;

$\gamma_{\text{мп}} = 1,4$ – коэффициент надежности по способу изготовления соединения для ручного формования композиционного материала и эпоксидной матрицы холодного отверждения в условиях стройплощадки, $\gamma_{\text{мп}} = 1,1$ – в условиях организованного производства;

$L_{\text{вкл}}$ – расчетная длина композиционного материала в соединении КМ-вкладыш;

$b_{\text{вкл}}$ – ширина полосы КМ-вкладыш в соединении.

Расчетную длину композиционного материала в соединении КМ-вкладыш принимать на 2х50 мм меньше рабочей длины L_0 композиционного материала в расчетном шве: $L_{\text{вкл}} = L_0 - 2 * 50$ мм. Рабочую длину соединения КМ-вкладыш L_0 при восстановлении существующего деревянного элемента назначать в соответствии с размерами восстанавливаемого участка на деревянной конструкции, но не менее $1/2$ длины восстанавливаемого участка (рис. 3.а).

Рабочую длину соединения КМ-вкладыш L_0 при разработке нового деревянного элемента составного сечения назначать не менее $1/4$ пролета создаваемого элемента (рис. 3.б).

Несущая способность соединения считается обеспеченной, если выполняется условие

$$[T_{\text{РНС ВКЛ}}] \geq 1.5 * (M_B - M_A) * S_{\text{бр}} / I_{\text{бр}}$$

где M_A , M_B – изгибающие моменты в начальном и конечном сечениях расчетного участка конструкции с однозначной эпюрой поперечных сил; $S_{\text{бр}}$ –

статический момент сдвигаемой части сечения элемента относительно нейтральной оси, $S_{\text{бр}} = b \cdot h^2 / 8$ - для составного сечения прямоугольной формы с общими размерами $b \times h$, когда оно состоит из 2-х брусьев сечением $b \cdot (h/2)$ каждый; $I_{\text{бр}} = b \cdot h^3 / 12$ – момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси; 1,5 – коэффициент перераспределения сдвигающих усилий в соединении КМ-вкладыш составного деревянного элемента.

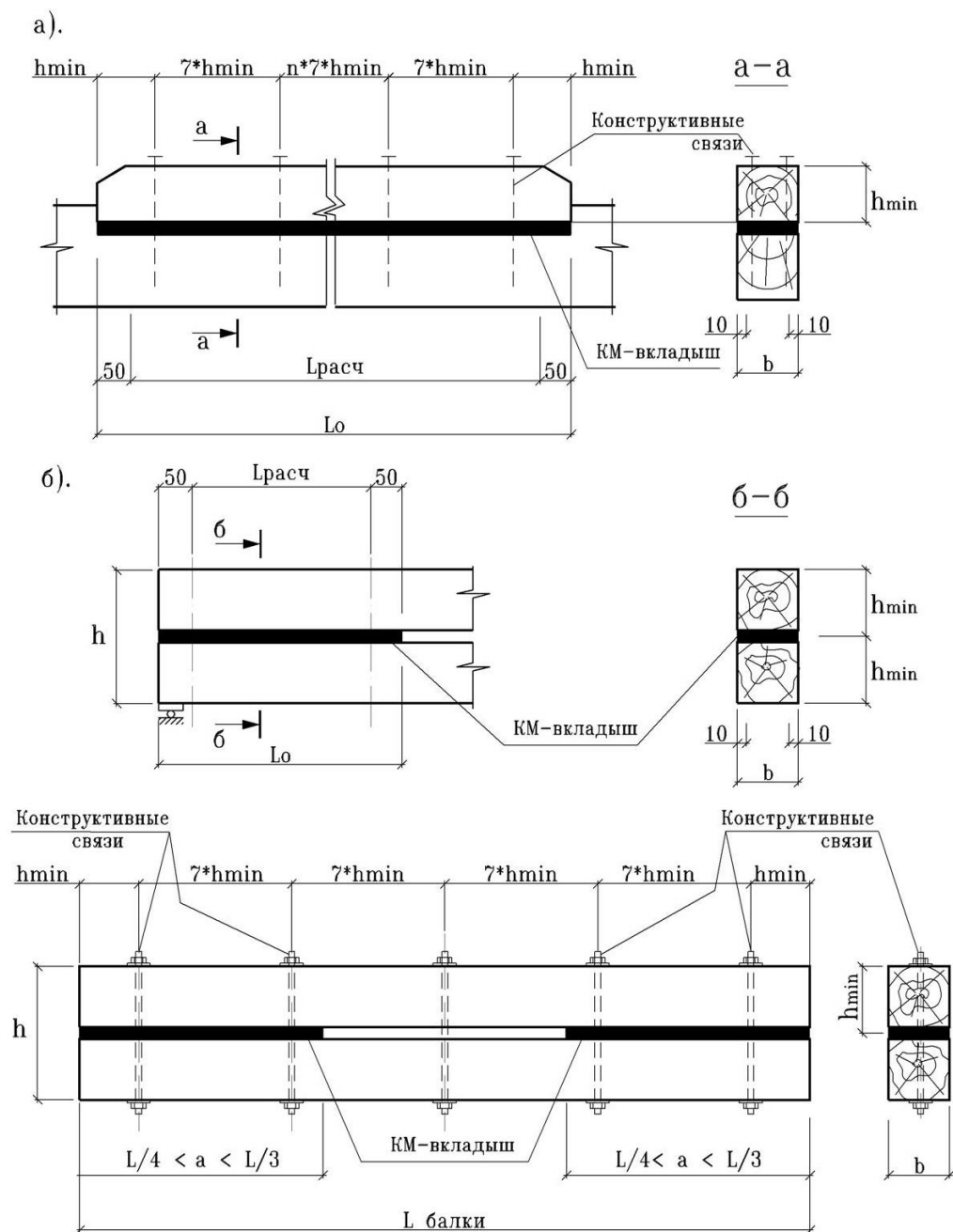


Рис. 3. Расчетная схема соединения "КМ-вкладыш". а -при восстановлении существующих деревянных конструкций; б - при создании новых деревянных конструкций составного сечения.

В соединениях «КМ-обклейка» при создании деревянных элементов составного сечения, в соединении «КМ-вкладыш» обязательной является постановка конструктивных механических связей (рис. 2, 3). Связи в швах следует расставлять равномерно по длине шва с шагом связей не более семи минимальных толщин ветви составного элемента $l_1 \leq 7h_0$. При расположении шва в сжатой зоне связи могут быть выполнены в виде гвоздей, диаметр которых следует принимать не более 0,1 минимальной толщины соединяемых элементов. При расположении шва в растянутой зоне, при создании деревянных элементов составного сечения - связи должны быть выполнены в виде стяжных болтов, шпилек или вклеенных стержней периодического профиля с гайками и шайбами. Диаметр связей – от 12 мм до 24 мм. Материал – сталь С235 по ГОСТ 27772-88*, арматура класса А240, А300 и А400 по ГОСТ 5781-82.

Квадратные шайбы для стяжных болтов и шпилек должны быть не менее следующих типоразмеров, мм:

d	12	16	20	24
t	4	4	5	7
a	45x45	55x55	70x70	90x90

Расчет деревянных изгибаемых элементов составного сечения на соединениях с композиционным материалом

Расчет деревянных изгибаемых элементов составного сечения на соединениях «КМ-обклейка» и «КМ-вкладыш», обеспеченных от потери устойчивости плоской формы деформирования, на прочность по нормальным напряжениям следует производить по формуле:

$$\sigma_u = M_{расч} / W_{расч} \leq R_u,$$

где $M_{расч}$ – расчетный изгибающий момент, R_u ,- расчетное сопротивление изгибу; $W_{расч} = W_{нт} * K_W$ – расчетный момент сопротивления составного

поперечного сечения элемента; $W_{нт}=b \cdot h^2/6$ – момент сопротивления нетто поперечного сечения элемента; K_W – коэффициент по **табл. 4**.

Прогибы расчетные деревянных изгибаемых элементов составного сечения на соединениях «КМ-обклейка» и «КМ-вкладыш» не должны превышать предельных значений f_U , установленных действующими нормами /1, 2, 8/

$$f_{расч} = f / K_{Ж} \leq f_U$$

где f – расчетный прогиб изгибаемого элемента; $K_{Ж}$ – коэффициент по таблице 4.

Таблица 4.

Коэффициенты K_W и $K_{Ж}$ для расчета деревянных двухслойных элементов составного сечения на соединениях «КМ-обклейка» и «КМ-вкладыш»

Вид соединения	Коэффициент	Пролет элемента, м		
		3	6	9
«КМ-вкладыш»	K_W	0,98	0,985	0,99
	$K_{Ж}$	0,92	0,94	0,96
«КМ-обклейка»	K_W	0,94	0,95	0,975
	$K_{Ж}$	0,9	0,9	0,94

Для промежуточных значений пролета коэффициенты K_W и $K_{Ж}$ определять по интерполяции.

Примеры расчета деревянных конструкций с применением КМ-соединений.

Пример 1.

**Восстановление деревянных балок чердачного перекрытия пролетом 8 м
соединением «КМ-обклейка»**

Деревянные балки в чердачном перекрытии установлены с шагом 1,4 м, перекрывают пролет в свету 7.7 м. Сечение балок $b \times h = 290 \times 320$ мм.

Состояние балок:

Трещины раскрыты в опорных зонах балок на участках от опоры до 1/4 пролета конструкции. Деревянные балки в пролетной части имеют поверхностное биологическое поражение боковых сторон на глубину до 20 мм.



Длина восстанавливаемого участка балки $a_{расч} = 2$ м.

Нагрузки на балку представлен в таблице 5:

Таблица 5.

Сбор нагрузок на балку

№ п/п	Наименование нагрузки	Норм. кН/кв.м	γ_f	Расчетн. кН/кв.м
1	Постоянная нагрузка	1,016		1,197
2	Временная нагрузка	0,700	1,3	0,910
	Итого полная нагрузка	1,716	1,22	2,107

Погонная нагрузка на балку при шаге балок $B = 1,4$ м

Погонная нормативная нагрузка $q_{\text{норм}} = 2,40$ кН/м

Погонная расчетная нагрузка на балку $q_{\text{расч}} = 2,95$ кН/м

Опорная реакция балки $A = 2,95 \cdot 8/2 = 11,8$ кН.

Геометрические характеристики балки:

- сечение балки с учетом поражения боковых поверхностей $b \times h = 250 \times 320$ мм;
- статический момент сдвигаемой части сечения (по линии трещин - $1/2$ сечения) относительно нейтральной оси: $S_{\text{бр}} = b \cdot h^2 / 8 = 3,2 \cdot 10^6$ мм³;
- момент инерции балки $I_{\text{бр}} = b \cdot h^3 / 12 = 6,83 \cdot 10^8$ мм³.

Определяем сдвигающую силу $T_{\text{сдв}}$, действующую в балке на участке раскрытия продольных трещин.

Изгибающие моменты в начальном и конечном сечениях на участке с трещинами:

- на опоре $M_{\text{оп}} = 0$;

- в сечении на расстоянии $a_{\text{расч}} = 2$ м от опоры

$$M_a = A \cdot a_{\text{расч}} - q_{\text{расч}} \cdot a_{\text{расч}}^2 / 2 = 17,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сдвигающая сила на участке с трещинами - от опоры до сечения на расстоянии $a_{\text{расч}} = 2$ м :

$$T_{\text{сдв}} = (M_a - M_{\text{он}}) \cdot S_{\text{бр}} / I_{\text{бр}} = 17,7 \cdot 10^6 \cdot 3,2 \cdot 10^6 / (6,83 \cdot 10^8) = 82958 \text{ Н} = 82,96 \text{ кН}.$$

Расчет соединения «КМ-обклейка»:

Определяем толщину композиционного материала в соединении «КМ-обклейка»:

- по ширине площадки обклейки на одном элементе $h_1=320/2=160$ мм

$$t_{\text{КМ}}=0,025 * h_1 * (h / 2h_1)=0,025*160*(320/(2*160)) = 4 \text{ мм};$$

- по жесткости КМ-обклейки

$$t_{\text{КМ}}=0,052 * (b/2)*(2h_1/h)^3=0,052*(250/2)*(2*160/320)^3= 6,5\text{мм}.$$

Назначаем толщину композиционного материала в соединении «КМ-обклейка» из полученного диапазона $4 \text{ мм} \leq t_{\text{КМ}} \leq 6,5 \text{ мм}$:

$$t_{\text{КМ}} = 5 \text{ мм}.$$

Определяем расчетную несущую способность (РНС) на один срез соединения «КМ-обклейка» $[T_{\text{РНС}}] = R_{\text{КМсдв}} * L_{\text{КМ}} * t_{\text{КМ}}$,
где $R_{\text{КМсдв}} = R_{\text{сдв}} / (\gamma_m * \gamma_{\text{се}} * \gamma_{\text{мн}}) = 20/(1,2*1,8*1,4) = 6,61$ МПа – расчетное сопротивление КМ-соединения сдвигу; $R_{\text{сдв}}=20$ МПа - расчетное сопротивление соединения сдвигу на единицу площади среза композиционного материала в одном шве сплачивания; $\gamma_m = 1,2$ – коэффициент надежности по композиционному материалу в КМ-соединении; $\gamma_{\text{се}} = 1,8$ – коэффициент условия работы композиционного материала в КМ-соединении; $\gamma_{\text{мн}} = 1,4$ – коэффициент надежности по способу изготовления соединения для ручного формования композиционного материала и эпоксидной матрицы холодного отверждения. $L_{\text{КМ}} = L_{\text{факт}} - 2*50 \text{ мм} = 2000 - 100 = 1900$ мм – расчетная длина КМ-обклейки на расчетном шве; $t_{\text{КМ}} = 5$ мм – толщина композиционного материала КМ-обклейки.

Расчетная несущая способность (РНС) на один срез соединения «КМ-обклейка» $[T_{\text{РНС}}] = R_{\text{КМсдв}} * L_{\text{КМ}} * t_{\text{КМ}} = 6,61*1900*5 = 62831 \text{ Н} = 62,83 \text{ кН}$.

Расчетная несущая способность (РНС) соединения «КМ-обклейка» на полупролете балки

$$T_{\text{КМ}} = [T_{\text{РНС}}] * n_{\text{ср}} = 62,8*2 = 125,6 \text{ кН},$$

где $n_{\text{ср}}=2$ – количество срезов КМ-обклейки на один щов соединения.

$$T_{\text{КМ}} = 125,6 \text{ кН} > 1,5 * T_{\text{сдв}} = 1,5 * 82,96 = 124,5 \text{ кН},$$

где 1,5 – коэффициент перераспределения сдвигающих усилий в связях составного деревянного элемента.

Вывод: Условие прочности для соединения «КМ-обклейка» выполняется. Принимаем соединение «КМ-обклейка» на основе композиционного материала толщиной $t_{\text{КМ}} = 5$ мм на участке длиной $L=2000$ мм.

Пример 1. Решение в приложении EXCEL

В балках имеются продольные и наклонные трещины, раскрытые на противоположных сторонах деревянного элемента, перерезающие ядровую и заболонную части поперечного сечения и перекрывающие друг друга по ширине деревянного элемента.

Трещины раскрыты в опорных зонах балок на участках от опоры до 1/4 пролета конструкции. Деревянные балки в пролетной части имеют поверхностное биологическое поражение боковых сторон на глубину до 20 мм.

Геометрические параметры балок:

Шаг балок	$B =$	1,4	м	ввести значение
Пролет балок в свту между стенами	$L_o =$	7,7	м	ввести значение
Сечение балок	$b =$	290	мм	ввести значение
	$h =$	320	мм	ввести значение
Длина восстанавливаемого участка балки	$a_{\text{расч}} =$	2	м	ввести значение

Нагрузки на балку:

№	Наименование нагрузки	Норм-я кН/м2	γ_f	Расч. кН/м2
1	Постоянная нагрузка	1,016		1,197
2	Временная нагрузка	0,7	1,3	0,91
	Итого полная нагрузка	1,716	1,22	2,107
	Погонная нагрузка на балку при шаге балок $B =$	1,4	м	
	Погонная нормативная нагрузка $q_{\text{норм}} =$	2,402	кН/м	
	Погонная расчетная нагрузка на балку $q_{\text{расч}} =$	2,950	кН/м	

Длина опорной площадки балки	$l_{\text{оп}} =$	200	мм	ввести значение
Расчетный пролет балки $L = L_o + 2 \cdot 2/3 \cdot l_{\text{оп}} = 7.7 + 2 \cdot 0,200 \cdot 2/3 =$		7,97	м	
Принимаем L		8	м	ввести значение

Геометрические характеристики балки:

сечение балки с учетом поражения боковых поверхностей $b \cdot x \cdot h =$	$b =$	250	мм
	$h =$	320	мм
статический момент сдвигаемой части сечения по линии трещин относительно нейтральной оси	$S_{\text{сп}} = b \cdot h^2 / 8 = 250 \cdot 320^2 / 8 =$	3200000	мм3
момент инерции балки $I_{\text{сп}} = b \cdot h^3 / 12 = 250 \cdot 320^3 / 12 =$		682666667	мм4
Опорная реакция балки $A = q \cdot L / 2 = 2,95 \cdot 8 / 2 =$		11,799	кН

Определяем сдвигающую силу $T_{сдв}$, действующую в балке на участке раскрытия продольных трещин

Изгибающие моменты в начальном и конечном сечениях
- на опоре

на участке с трещинами:

Моп = 0 кН*м

ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ

- в сечении на расстоянии $a_{расч} = 2$ м от опоры

$$M_a = A * a_{расч} - q_{расч} * a_{расч}^2 / 2 =$$

17,70 кН*м

Сдвигающая сила на участке с трещинами

от опоры до сечения на расстоянии $a_{расч} = 2$ м :

$$T_{сдв} = (M_a - M_{оп}) * S_{6p} / I_{6p} = 17.7 * 10^6 * 3.2 * 10^6 / (6.83 * 10^8) =$$

82963,1 Н

82,963 кН

Расчет соединения «КМ-обклейка»

Определяем толщину композиционного материала $t_{км}$ в соединении «КМ-обклейка»:

по ширине площадки обклейки на одном элементе

$$h_1 = h / 2 = 320 / 2 =$$

160 мм

$$t_{км} = 0.025 * h_1 * (h / 2h_1) = 0.025 * 160 * (320 / (2 * 160)) =$$

4 мм

по жесткости КМ-обклейки

$$t_{км} = 0.052 * (b/2) * (2h_1/h)^3 = 0.052 * (250/2) * (2 * 160 / 320)^3 =$$

6,5 мм

Назначаем толщину композиционного материала в соединении «КМ-обклейка»

из полученного диапазона $4 \text{ мм} \leq t_{км} \leq 6,5 \text{ мм}$:

$t_{км} = 5$ мм

ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ

Определяем расчетную несущую способность (РНС)

на один срез соединения «КМ-обклейка»

$$[T_{РНС}] = R_{КМсдв} * L_{км} * t_{км}$$

где

расчетное сопротивление КМ-соединения сдвигу

$$R_{КМсдв} = R_{сдв} / (\gamma_m * \gamma_{сс} * \gamma_{пн}) = 20 / (1.2 * 1.8 * 1.4) =$$

6,614 МПа

расчетное сопротивление соединения сдвигу

на единицу площади среза композиционного материала

$R_{сдв} = 20$ МПа

ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ

коэффициент надежности по композиционному материалу в КМ-соединении

$\gamma_m = 1.2$

ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ

коэффициент условия работы композиционного материала

$\gamma_{сс} = 1.8$

ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ

коэффициент надежности по способу изготовления соединения

для ручного формования композиционного материала

и эпоксидной матрицы холодного отверждения

$\gamma_{пн} = 1.4$

ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ

расчетная длина КМ-обклейки на расчетном шве

$$L_{\text{КМ}} = L_{\text{факт}} - 2 \times 50 \text{ мм} = 2000 - 100 = 1900 \text{ мм}$$

$$L_{\text{факт}} = a_{\text{расч}} = 2 \text{ м}$$

Расчетная несущая способность (РНС) на один срез соединения «КМ-обклейка»

$$[T_{\text{РНС}}] = R_{\text{КМсдв}} * L_{\text{КМ}} * t_{\text{КМ}} = 6,61 * 1900 * 5 = 62830,7 \text{ Н}$$

$$62,831 \text{ кН}$$

Количество срезов КМ-обклейки на один шов соединения

$$n_{\text{ср}} = 2$$

ВВЕСТИ

Расчетная несущая способность (РНС) соединения «КМ-обклейка» на полупролете балки

$$T_{\text{КМ}} = [T_{\text{РНС}}] * n_{\text{ср}} = 62,8 * 2 = 125,661 \text{ кН}$$

$$T_{\text{КМ}} = 125,661 \text{ кН} > 1,5 T_{\text{сдв}} = 124,44 \text{ кН}$$

где 1,5 – коэффициент перераспределения сдвигающих усилий
в связях составного деревянного элемента.

Вывод:

Условие прочности для соединения «КМ-обклейка» выполняется.

Принимаем соединение «КМ-обклейка» на основе композиционного материала

толщиной $t_{\text{КМ}} = 5 \text{ мм}$ на участке длиной $L = 2000 \text{ мм}$

$$\text{Коэффициент использования КМ-обклейки} \quad K_{\text{исп}} = 0,990$$

Пример 2.

Усиление деревянных балок междуэтажного перекрытия пролетом 6 м деревянной накладкой на соединении «КМ-вкладыш»

Деревянные балки в междуэтажном перекрытии установлены с шагом 1,3 м, перекрывают пролет в свету 5.7 м. Сечение балок $b \times h = 190 \times 240 \text{ мм}$. Балки имеют поверхностное биологическое поражение верхней плоскости поперечного сечения на глубину до 10 мм. Поверочными расчетами установлено, что в связи с изменением назначения здания и увеличением нагрузки на междуэтажное перекрытие, а так же с учетом обнаруженных утрат поперечного сечения в пролетной части конструкций, деревянные балки перегружены: по первой группе предельных состояний на 23.6%, по 2-й группе предельных состояний из эстетико-психологических требований – на 51.4%.

Сбор нагрузок на балку представлен в таблице 6.

Таблица 6.

Сбор нагрузок на балку

№ п/п	Наименование нагрузки	Норм. кН/кв.м	Y_f	Расчетн. кН/кв.м
1	Постоянная нагрузка	1,49		1,69
2	Временная нагрузка	2,00	1,2	2,4
	Итого полная нагрузка	3,49	1,17	4,09

Погонная нагрузка на балку при шаге балок $B = 1,3$ м

Погонная нормативная нагрузка $q_{\text{норм}} = 4,54$ кН/м

Погонная расчетная нагрузка на балку $q_{\text{расч}} = 5,32$ кН/м

Усиление выполняем увеличением высоты поперечного сечения балки (рис.3.а). Для этого на соединении «КМ-вкладыш» устанавливаем в сжатую зону балки накладку длиной 6 м из доски сечением 190х42 мм после строжки. Исходная доска – сечением 200х50 мм, из древесины сосны, 2-го сорта. Подготовка поверхности балки включает удаление поврежденной древесины и выравнивание поверхности, на которую устанавливаем накладку. Соединение «КМ-вкладыш» размещаем в опорных зонах балки на участках протяженностью $a=1/4 L=1500$ мм с противоположных сторон конструкции.

Расчетное сопротивление древесины балки с учетом усиления:

- по сжатой зоне $R_{\text{И}} = 13 \text{ МПа} / 0.95 = 13.6 \text{ МПа}$;

- по растянутой зоне $R_{\text{И}} = 15 \text{ МПа} * 0.8 / 0.95 = 12.63 \text{ МПа}$,

где 0,8 - коэффициент условия работы обследуемых конструкций /4/.

Расчетный пролет балки $L=5.7+2*0.2*2/3 \sim 6$ м.

Статический расчет балки.

Опорная реакция балки $A = 5,32 * 6 / 2 = 16$ кН.

Изгибающий момент в середине пролета $M_{\text{max}} = q_{\text{расч}} * L^2 / 8 = 23,93$ кН*м.

Геометрические характеристики балки:

- сечение балки после снятия пораженных участков – 190х220 мм.
- сечение балки с учетом накладки $b \times h = 190 \times (220 + 42)$ мм;
- статический момент сдвигаемой части сечения (по линии шва) относительно нейтральной оси: $S_{бр} = 190 \times 42 \times 110 = 0,878 \times 10^6 \text{ мм}^3$;
- момент инерции полного сечения $I_{бр} = b \times h_{бр}^3 / 12 = 190 \times 262^3 / 12 = 2,847 \times 10^8 \text{ мм}^4$;
- момент сопротивления полного сечения $W_{бр} = I_{бр} \times h / 2 = 2,17 \times 10^6 \text{ мм}^3$.

Проверяем балку с учетом усиления на действие эксплуатационных нагрузок.

1-е предельное состояние.

Проверка балки с усилением на действие нормальных напряжений:

$$\sigma_{И} = M_{\max} / (W_{бр} \times K_W) = 23,93 \times 10^6 / (2,17 \times 10^6 \times 1) = 11 \text{ МПа} < R_{И} = 12,63 \text{ МПа}.$$

2-е предельное состояние. Проверка прогибов балки с учетом усиления:

$$f = 5/384 \times q_n \times L^4 / (E I_{бр} K_{ж}) = 5/384 \times 4,54 \times 6000^4 / (10000 \times 2,847 \times 10^8 \times 1) = 26,9 \text{ мм} < f_{л} = 1/200 L = 6000/200 = 30 \text{ мм}.$$

Вывод: несущая способность балки с учетом предлагаемого усиления накладкой из доски 190х42 мм на соединении «КМ-вкладыш» обеспечена с запасом 10,4%÷12,9%.

Выполняем расчет соединения «КМ-вкладыш».

Определяем сдвигающую силу $T_{сдв}$, действующую в балке на $1/2$ пролета:

$$T_{сдв} = M_{\max} \times S_{бр} / I_{бр} = 23,93 \times 10^6 \times 0,878 \times 10^6 / (2,847 \times 10^8) = 73756 \text{ Н} = 73,76 \text{ кН}.$$

Параметры соединения «КМ-вкладыш»:

$$\text{Расчетная длина } L_{КМ} = 1500 - 2 \times 50 = 1400 \text{ мм}.$$

$$\text{Ширина } B_{КМ} = 190 - 2 \times 5 = 180 \text{ мм}.$$

Расчетная несущая способность (РНС) соединения «КМ-вкладыш»

$$T_{ВКЛ} = R_{КМВКЛ} \times L_{КМ} \times B_{КМ} = 0,97 \times 1400 \times 180 = 245454 \text{ Н} = 245 \text{ кН},$$

где $R_{КМВКЛ} = R_{ск} / (\gamma_m \times \gamma_{се} \times \gamma_{mn}) = 2,1 / (1,1 \times 1,4 \times 1,4) = 0,97 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление КМ-соединения сдвигу; $R_{ск} = 2,1 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление соединения «КМ-вкладыш»; $\gamma_m = 1,1$ – коэффициент надежности по композиционному материалу в КМ-соединении; $\gamma_{се} = 1,4$ – коэффициент условия работы композиционного материала в КМ-соединении;

$\gamma_{mn} = 1,4$ – коэффициент надежности по способу изготовления соединения для ручного формования композиционного материала и эпоксидной матрицы холодного отверждения. $L_{KM} = L_{факт} - 2 \times 50 \text{ мм} = 1500 - 100 = 1400 \text{ мм}$ – расчетная длина КМ-обклейки на расчетном шве; $B_{KM} = 190 - 2 \times 5 = 180 \text{ мм}$ – расчетная ширина композиционного материала «КМ-вкладыш».

$$T_{ВКЛ} = 245 \text{ кН} > 1,5 * T_{сдв} = 1,5 * 73,8 = 110,6 \text{ кН},$$

где 1,5 – коэффициент перераспределения сдвигающих усилий в связях составного деревянного элемента.

Условие прочности для соединения «КМ-вкладыш» выполняется.

Принимаем соединение «КМ-вкладыш» на участках длиной $L = 1500 \text{ мм}$ в опорных зонах балки.

Так же устанавливаем между накладкой и основной балкой конструктивные связи в виде шурупов $\Phi 5 \times 100 \text{ мм}$ с шагом $s = 7 * h_{\min} = 7 * 42 \approx 300 \text{ мм}$.

Пример 2. Решение в приложении EXCEL

Состояние балок:

Балки имеют поверхностное биологическое поражение верхней плоскости поперечного сечения на глубину до 10 мм.

Проверочными расчетами установлено, что в связи с изменением назначения здания и увеличением нагрузки на междуэтажное перекрытие, а так же с учетом обнаруженных утрат поперечного сечения в пролетной части конструкций, деревянные балки перегружены: по первой группе предельных состояний на 23,6%, по 2-й группе предельных состояний из эстетико-психологических требований – на 51,4%

Геометрические параметры балок:

Шаг балок	B =	1,3	м	ввести значение
Пролет балок в свту между стенами	L o=	5,7	м	ввести значение
Сечение балок	b =	190	мм	ввести значение
	h =	240	мм	ввести значение

Нагрузки на балку:

№	Наименование нагрузки	Норм-я кН/м2	Yf	Расч. кН/м2
1	Постоянная нагрузка	1,49		1,69
2	Временная нагрузка	2	1,2	2,4
	Итого полная нагрузка	3,49	1,22	4,09
	Погонная нагрузка на балку при шаге балок B =	1,3	м	
	Погонная нормативная нагрузка $q_{норм} =$	4,537	кН/м	
	Погонная расчетная нагрузка на балку $q_{расч} =$	5,317	кН/м	

Длина опорной площадки балки	$l_{оп} =$	200	мм	ввести значе
Расчетный пролет балки	$L = L_o + 2 * 2/3 * l_{оп} = 7,7 + 2 * 0,200 * 2/3 =$	5,97	м	
	Принимаем L	6	м	ввести значе

Усиление выполняем увеличением высоты поперечного сечения балки (рис. 2).

Толщина доски-накладки	$t_{\text{накл}} =$	42	мм	ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ
Расчетное сопротивление доски в сжатой зоне	$R^A =$	19,5	МПа	ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ
Расчетное сопротивление бруса в растянутой зоне	$R^A =$	22,5	МПа	ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ
Класс ответственности здания	$\gamma_n =$	0,95		ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ
Кoeffициент длительной прочности для режима нагружения "В"	мдл	0,66		ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ
	m сост	0,8		

Расчетное сопротивление древесины балки с учетом усиления:

по сжатой зоне $R_{\text{д}} = R^A \cdot m_{\text{дл}} / \gamma_n = 19,5 \cdot 0,66 / 0,95 =$

13,547368 МПа

по растянутой зоне $R_{\text{д}} = R^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{сост}} / \gamma_n = 22,5 \cdot 0,8 \cdot 0,66 / 0,95 =$

12,505263 МПа

Статический расчет балки

Опорная реакция балки $A = q \cdot L / 2 = 5,32 \cdot 6 / 2 =$

16 кН

Изгибающий момент в середине пролета $M_{\text{max}} = q_{\text{расч}} \cdot L^2 / 8 = 5,32 \cdot 6^2 / 8 =$

23,9265 кН*м

Геометрические характеристики балки:

сечение балки с учетом поражения боковых поверхностей $b \times h =$	$b =$	190	мм	ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ
	$h =$	220	мм	ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ
сечение балки с учетом накладки $b \times h = 190 \times (220 + 42)$ мм	$b =$	190	мм	ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ
	$h =$	262	мм	ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ
Расстояние от ц.т. доски до ц.т. сечения	$y =$	110	мм	
статический момент сдвигаемой части сечения (по линии шва) относительно нейтральной осн: $S_{\text{ср}} = b \cdot t_{\text{накл}} \cdot y = 190 \times 42 \cdot 110 =$		877800	мм ³	
момент инерции полного сечения балки $I_{\text{ср}} = b \cdot h^3 / 12 = 190 \cdot 262^3 / 12 =$		284758193	мм ⁴	
момент сопротивления полного сечения балки $W_{\text{ср}} = b \cdot h^2 / 6 = 190 \cdot 262^2 / 12 =$		2173726,7	мм ³	

Проверяем балку с учетом усиления на действие эксплуатационных нагрузок:

1-е предельное состояние

1 Проверка балки с усилением на действие нормальных напряжений:

$\sigma_{\text{н}} = M_{\text{max}} / (W_{\text{ср}} \cdot K_{\text{в}}) = 23,93 \cdot 10^6 / (2,17 \cdot 10^6 \cdot 1) =$

11,0 МПа < $R_{\text{н}} = 12,505$ МПа

2-е предельное состояние

2 Проверка прогибов балки с учетом усиления:

Предельный прогиб из эстетико-психологических требований

$f_{\text{н}} = 1/$	200	L	ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ
$f_{\text{н}} =$	30	мм	

$f = 5/384 \cdot q_{\text{н}} \cdot L^4 / (E I_{\text{ср}} K_{\text{ж}}) = 5/384 \cdot 4,54 \cdot 6000^4 / (10000 \cdot 2,847 \cdot 10^8 \cdot 1) =$

26,89 мм < $f_{\text{н}} = 30$ мм

Вывод:

несущая способность балки с учетом предлагаемого усиления накладкой из доски 190x42 мм

на соединении «КМ-вкладыш» обеспечена

Кoeffициент использования по 1 П.С.

К исп 1 = 0,880

Кoeffициент использования по 2 П.С.

К исп 2 = 0,896

Расчет соединения «КМ-вкладыш»

Определяем сдвигающую силу $T_{\text{сдв}}$, действующую в балке на $1/2$ пролета:

Изгибающие моменты в начальном и конечном сечениях

на участке с трещинами:

- на опоре

$M_{\text{оп}} =$

0 кН*м

ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ

- в середине пролета

$M_{\text{расч}} =$

23,93 кН*м

Сдвигающая сила на половине пролета

$T_{\text{сдв}} = (M_{\text{расч}} - M_{\text{оп}}) \cdot S_{\text{ср}} / I_{\text{ср}} = 23,93 \cdot 10^6 \cdot 0,878 \cdot 10^6 / (2,847 \cdot 10^8) =$

73756,2 Н

73,756 кН

Параметры соединения «КМ-вкладыш»:

Расчетная длина "КМ-вкладыш" на расчетном шве

$L_{\text{КМ}} = L_{\text{факт}} - 2 \times 50 \text{ мм} = 1500 - 100 =$

1400 мм

$L_{\text{факт}} = L / 4 =$

1,49 м

Принимаем

$L_{\text{факт}} =$

1,5 м

ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ

Ширина композиционного материала $B_{\text{КМ}} = b - 2 \times 5 \text{ мм} = 190 - 2 \times 5 =$

180 мм

Ширина композиционного материала $B_{\text{КМ}} = b \cdot 2 \cdot 5 \text{ мм} = 190 \cdot 2 \cdot 5 =$ 180 мм

Определяем расчетную несущую способность (РНС) соединения «КМ-вкладыш»

$$T_{\text{ВКЛ}} = R_{\text{КМВКЛ}} \cdot L_{\text{КМ}} \cdot B_{\text{КМ}}$$

где

расчетное сопротивление КМ-соединения сдвигу

$$R_{\text{КМВКЛ}} = R_{\text{СК}} / (\gamma_m \cdot \gamma_{\text{се}} \cdot \gamma_{\text{mn}}) = 2,1 / (1,1 \cdot 1,4 \cdot 1,4) =$$
 0,974 МПа

расчетное сопротивление соединения «КМ-вкладыш»

$$R_{\text{СК}} =$$
 2,1 МПа

ВВЕСТИ

коэффициент надежности по композиционному материалу в КМ-соединении

$$\gamma_m =$$
 1,1

ВВЕСТИ

коэффициент условия работы композиционного материала

$$\gamma_{\text{се}} =$$
 1,4

ВВЕСТИ

коэффициент надежности по способу изготовления соединения

для ручного формования композиционного материала

и эпоксидной матрицы холодного отверждения

$$\gamma_{\text{mn}} =$$
 1,4

ВВЕСТИ

Расчетная несущая способность (РНС) соединения «КМ-вкладыш»

$$T_{\text{ВКЛ}} = R_{\text{КМВКЛ}} \cdot L_{\text{КМ}} \cdot B_{\text{КМ}} = 0,97 \cdot 1400 \cdot 180 =$$
 245,455 кН

$$T_{\text{КМ}} =$$
 245,455 кН $>$ $1,5 T_{\text{сдв}} =$ 110,6 кН

где 1,5 – коэффициент перераспределения сдвигающих усилий
в связях составного деревянного элемента.

Принимаем соединение «КМ-вкладыш» на участках длиной $L=1500$ мм в опорных зонах балки.

Так же устанавливаем между накладкой и основной балкой конструктивные связи

в виде шурупов $\Phi 5 \times 100$ мм с шагом $s = 7 \cdot h_{\text{min}} = 7 \cdot 42 \approx 300$ мм

Вывод:

Условие прочности для соединения «КМ-вкладыш» выполняется.

Принимаем соединение «КМ-вкладыш» на основе композиционного материала

на участке длиной $L=2000$ мм

Коэффициент использования КМ-обклейки

$$K_{\text{исп}} =$$
 0,451

Сортамент пиломатериалов хвойных пород по ГОСТ 24454

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

Характеристики композиционного материала

№ п/п	Вид напряженного состояния	Временное МПа	Нормативное МПа	Расчетное МПа
1	Растяжение	181,4	145,3	130,4
2	Сжатие	78,4	63,8	57,7
3	Изгиб	178,9	155,4	145,6
4	Скалывание	14,85	11,65	10,33

Библиографический список

1. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80.
2. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87 с изм.
3. Рекомендации по контролю качества клеевых соединений деревянных клееных конструкций / ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко – М.: Стройиздат , 1981
4. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния
5. ГОСТ 19170-2001 Стекловолокно. Ткань конструкционного назначения. Технические условия.
6. ГОСТ 33082-2014 Конструкции деревянные. Методы определения несущей способности узловых соединений
7. Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций. / ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко – М.: Стройиздат , 1981

Раздел 2. Компьютерный практикум

Занятие 3. Соединения на клеенных стержнях в ДК

На занятии должна быть задействована программа EXCEL.

Общие положения

Вклеенные стержни могут быть установлены вдоль, поперек и под углом к волокнам древесины соединяемых элементов. Соединения на наклонных вклеенных стержнях называют «Соединения системы ЦНИИСК». Соединения на наклонных вклеенных стержнях детально разработаны в лаборатории несущих и ограждающих конструкций ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко на основе экспериментальных исследований, проводимых с 1975 г. по настоящее время под руководством д.т.н. Турковского С.Б. и к.т.н. Погорельцева А.А. Система ЦНИИСК создавалась в течение ряда лет с участием многих проектных организаций и производственных предприятий.

Соединения на вклеенных стержнях, в том числе установленных наклонно, применяют для армирования при изготовлении дощатоклеенных элементов (рис.1,а), для ремонта и усиления находящихся в эксплуатации конструкций (рис.1,б), для сплачивания и сращивания деревянных элементов (рис.1,в,г), для создания узловых сопряжений (рис.1,д). Материалы для соединений: стержни из арматуры периодического профиля класса А300 и А400 диаметром 16-24 мм отдельные или группы стержней, объединенные металлическими пластинами (рис.1,е), для радиопрозрачных сооружений и в зданиях с агрессивной средой - стержни из стеклопластика АГ-4С. Клей эпоксидный, марка клея ЭПЦ-1.

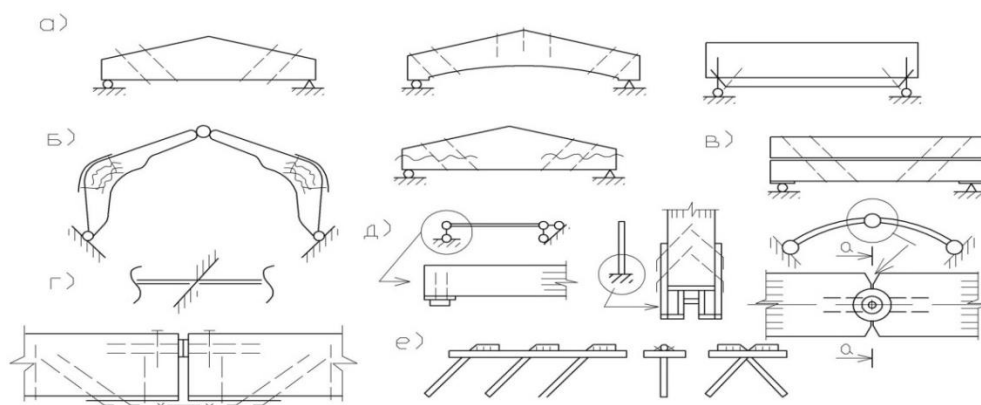


Рис. 1. Область применения наклонных вклеенных стержней

Известно, что по сравнению с другими синтетическими клеями именно эпоксидные клеи обладают высокой адгезией к большому числу материалов, малой усадкой, высокой когезионной прочностью, а так же малой чувствительностью к нарушениям технологического процесса склеивания. Они применяются для склеивания металлов между собой, с пластмассами, с цементно-бетонными материалами. Эпоксидные клеи прочно склеивают древесину с металлом и применяются для армирования клееных деревянных конструкций, например круглой металлической или стеклопластиковой арматурой периодического профиля, а так же для создания высокоэффективных соединений на наклонных и поперечных вклеенных стержнях.

Состав клея для установки в клееные деревянные конструкции металлических стержней.

Для решения перечисленных задач наиболее пригодны эпоксидные клеи холодного отверждения на основе смолы ЭД-20, такие как ЭПЦ-1, К-153. Состав клея ЭПЦ-1 представлен в таблице 1.

Таблица 1.

Состав клея ЭПЦ-1 для установки в КДК металлических стержней

№ п/п	Наименование составляющей	Весовая часть
1	Смола эпоксидная ЭД-20	100
2	Пластификатор-полиэфир МГФ-9	20
3	Отвердитель полиэтилен-полиамин (ПЭПА)	15
4	Цемент М400	50

Эпоксидные клеи обладают повышенной вязкостью. Жизнеспособность клеев при $t=20^{\circ}\text{C}$ составляет около 2-3 ч., при этой же температуре за 12-18 ч. прочность клеевого соединения достигает прочности древесины сосны. Отвержденные эпоксидные клеи являются термореактивными поликонденсационными пластмассами, свойства которых отвечают требованиям к конструкционным материалам, но применяются ограниченно

из-за относительно высокой стоимости исходных материалов в основном для решения специальных задач армирования, усиления, создания укрупнительных стыков клееных деревянных конструкций.

Соединения на наклонных и поперечных клеенных стержнях

Соединения на эпоксидных клеях в клееных деревянных конструкциях нашли применение для армирования КДК продольными и наклонными металлическими и стеклопластиковыми стержнями периодического профиля, для установки в узловых сопряжениях связей в виде поперечных и наклонных клеенных стержней, клеенных металлических шпонок и др.

В Ленинградском ИСИ был проведен анализ результатов экспериментальных исследований клееных деревянных балок увеличенной высоты. Было установлено, что существенное влияние на несущую способность балок оказывают растягивающие напряжения, действующие под углом к волокнам. Наиболее опасным является опорное сечение балки, где действуют под углом 45° главные растягивающие напряжения. Установлено, что усиление приопорных зон балок в направлении растягивающих усилий позволит полнее использовать работу материала на изгиб и увеличить прочность клееных балок в целом. Клееные дощатые балки размерами $400 \times 320 \times 3000$ мм усиливали металлическими гладкими нагелями диаметром 5 мм, установленными под углом 45° в отверстия диаметром 6 мм на эпоксидном клее. Гладкие нагели из-за плохой адгезии лишь частично включались в работу, но увеличение несущей способности конструкции составило до 25 %.

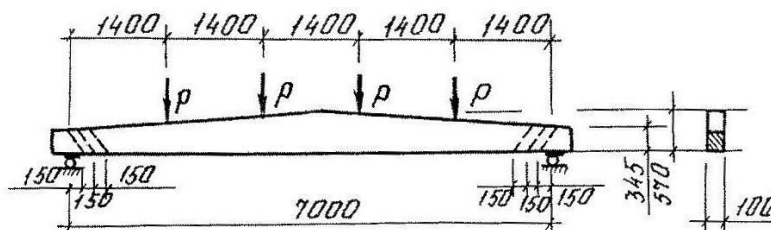


Рис. 2. Схема усиления и нагружения при испытании дощатоклееных балок пролетом 7 м наклонными клееными стержнями

Балки переменной высоты сечением пролетом 7 м усиливали стальными наклонными стержнями периодического профиля диаметром 18 мм. Стержни

устанавливали в отверстия диаметром 20 мм на эпоксидном клее, по три стержня с каждой стороны балки с шагом 150 мм. Схема балки и расстановки стержней представлены на **рис.2**. Постановка стержней периодического профиля увеличила несущую способность балок на 30%. По экспериментальным данным, полученным С.Б.Турковским, установка наклонных вклеенных стержней в опорных зонах клееных деревянных балок позволила на 20% повысить несущую способность балочных конструкций из условия скалывания, повысить выносливость конструкций.

На основе соединений на наклонных и поперечных вклеенных стержнях созданы равнопрочные с клееными деревянными элементами цельного сечения симметричные (**рис.3**) - для знакопеременных усилий, и несимметричные (**рис.4**) - для усилий одного знака - жесткие укрупнительные стыки изгибаемых (в т.ч. многопролетных балочных) и сжато-изгибаемых элементов, а так же узловые сопряжения, в т.ч. жесткие карнизные узлы дощатоклееных рам из прямолинейных элементов (**рис.5**).

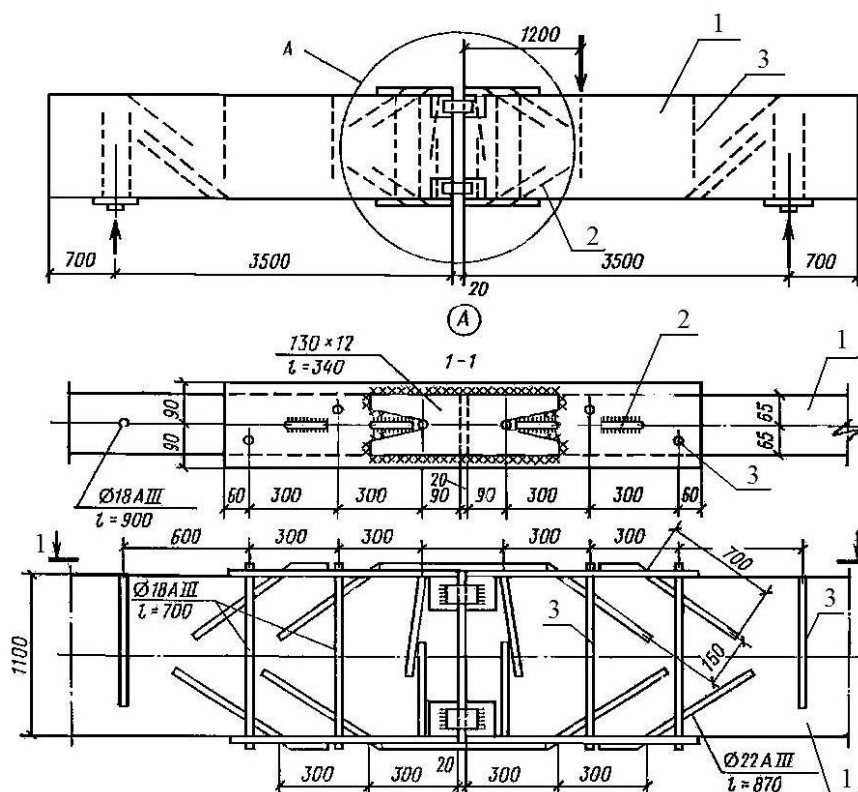


Рис. 3. Схема жесткого укрупнительного стыка на наклонных вклеенных стержнях для знакопеременных усилий в изгибаемой конструкции: 1 – клееный элемент; 2 – армирование наклонное; 3 – армирование поперечное; 4 – металлическая пластина-прокладка.

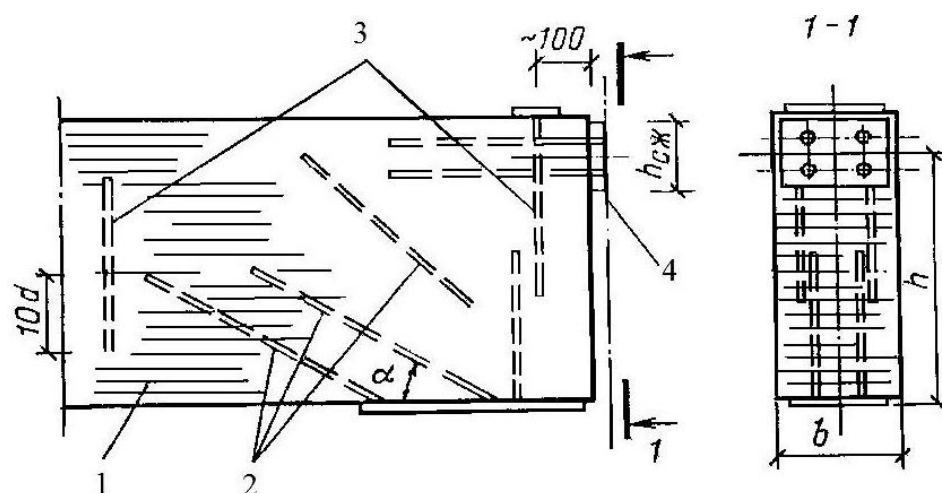


Рис. 4. Схема жесткого несимметричного стыка на наклонных клеенных стержнях для изгибаемой конструкции: 1 – клееный элемент; 2 – армирование наклонное; 3 – армирование поперечное; 4 – металлическая пластина-прокладка.

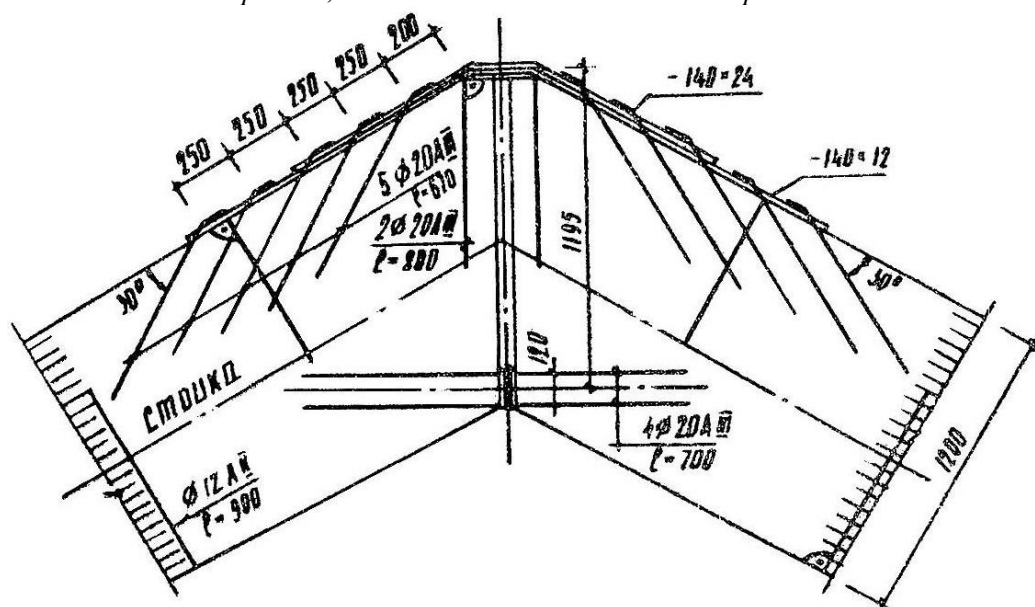


Рис. 5. Конструкция карнизного узла дощатоклееной рамы $L=24$ м с металлическими пластинами на клеенных стержнях

Применение узловых соединений на клеенных стержнях:

- в типовых трехшарнирных арках пролетом 18, 24 и 30 м в несколько раз снизило расход стали на устройство узлов;
- в типовых распорных системах треугольного очертания МДА пролетом 12 и 18 м - снизило расход металла на 18%;
- установка наклонных клеенных стержней в опорных зонах клеенных элементов позволила снизить расход древесины на 8%.

Основу стыков для укрупнительной сборки и целого ряда разновидностей узловых соединений составляют металлические пластины,

анкеровка которых на деревянном элементе выполнена с помощью наклонных вклеенных стержней. Анкерные пластины выполняют из листовой стали толщиной не менее 8 мм, наклонные стержни из арматуры периодического профиля класса А400. Наклон стержней – под 30-45 градусов по отношению к волокнам древесины. Экспериментально установлено, что наибольшая несущая способность соединения достигается при углах вклеивания $\alpha = 30-45$ градусов. Наклонная арматура в закладных деталях испытывает не только растяжение (выдергивание), но и изгиб, что при увеличении угла вклеивания α приводит к увеличению деформативности соединений и конструкций в целом. Применение вклеенных стержней с резьбой позволяет снизить расход клея, а так же применять синтетические клеи без наполнителя. Характерные конструкции закладных деталей представлены на **рис.6**.

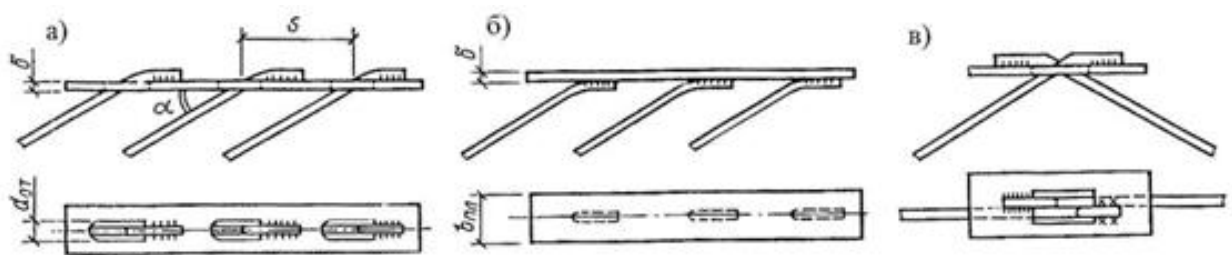


Рис. 6. Конструктивные варианты закладных деталей с присоединением наклонных анкерных стержней: а) – сверху, б) – снизу до вклеивания; в) – универсальная закладная деталь.

Определение расчетной несущей способности вклеенных стержней

Напряженно-деформированное состояние вклеенного стержня и деформативность соединения зависят от длины вклеивания, физико-механических свойств материалов соединяемых и соединительных элементов, угла вклеивания, вида адгезива, длительности действия нагрузки. Для практических расчетов соединений в упругой стадии, при статической длительно действующей нагрузке, при влажности древесины не более 15%, при глубине вклеивания до $20d$, при вклеивании стержней диаметром 12-25 мм на клее ЭПЦ-1, расчетную несущую способность одного стержня рекомендуется определять:

1. На осевое выдергивание или продавливание, [мН]:

- для стержней из арматуры периодического профиля $T = 4 \pi d_1 L$,

- для стеклопластиковых стержней $T = 3,5 \pi d_1 L$,

где d_1 и L – диаметр отверстия под стержень и длина вклеенной части стержня, [м];

2. На растяжение с изгибом для вклеенного под углом 30° стержня в составе анкерной пластины [мН]:

$$T = 180 d^2,$$

где d – номинальный диаметр стержня, [м];

3. Для наклонного вклеенного стержня, который является соединительным элементом в изгибаемой конструкции составного сечения, [мН]:

$$T = 130 d^2,$$

где d – номинальный диаметр стержня, [м].

Расчетная прочность достигается клеевым соединением через 5-6 суток при температуре 18°C .

По данным С.Б.Турковского деформативность при выдергивании кратковременным осевым усилием стержня Ф 18 А400, вклеенного на адгезиве ЭПЦ-1 на глубину $L=200$ мм под углом 30 градусов к волокнам составляет $0,0075$ мм/кН.

При испытании жестких карнизных узлов дощатоклеенных рам из прямолинейных элементов установлено, что в растянутой зоне стыка в наклонных вклеенных стержнях в составе закладных пластин напряжения распределяются неравномерно между стержнями и так же неравномерно по длине стержней. При нагрузке на образец (рис.5) $N=1.2 P_{\text{расч}}$ вклеенные стержни в составе закладных пластин работают на растяжение с изгибом в растянутой зоне, на сжатие с изгибом – в сжатой зоне. При этом наибольшие напряжения в наклонных вклеенных стержнях Ф 20 А 400 составили 172 МПа в растянутой зоне и 270 МПа в сжатой зоне; 264 МПа и 319 МПа соответственно, т.е. вклеенные стержни включены в работу на $48-89\%$ от своей расчетной несущей способности на растяжение.

При сравнительных испытаниях укрупнительных стыков растянутых дощатоклееных элементов с анкеровкой закладных пластин наклонными вклеенными стержнями были использованы два типа адгезива: клей ФРФ-50 с наполнителем и клей ЭПЦ-1. Разрушение образцов на клею ФРФ-50 произошло от выдергивания наклонных вклеенных стержней при нагрузке 100 кН. Разрушение образцов на клею ЭПЦ-1 произошло при нагрузке 200 кН от разрыва деревянного элемента, перемещение анкерных пластин перед разрушением достигало 1 мм. По другим данным при испытании растянутых стыков перемещения анкерных пластин относительно древесины были пропорциональны нагрузке вплоть до разрушения и составили 0,001 мм/кН растягивающего усилия при вклеивании наклонных стержней адгезивом ЭПЦ-1, и 0,0016 мм/кН растягивающего усилия при вклеивании наклонных стержней адгезивом ФРФ-50Т (клей ФРФ-50, модифицированный тиоколом). Применение клея ФРФ-50Т в качестве адгезива для вклеивания стержней, крепящих анкерные пластины к деревянным элементам, признано нецелесообразным.

К соединениям на вклеенных стержнях относятся так же соединения на вклеенных V-образных анкерах, исследование которых проведено в работе Е.И.Лукьянова под руководством С.Б.Турковского. Разнонаправленные стержни из арматуры класса А400, объединенные в точке приложения внешней нагрузки металлической пластиной на сварке и вклеенные в древесину на клею ЭПЦ-1 под углом 45 градусов, использованы при установке закладных металлических пластин на поверхность дощатоклееных элементов рис.7.

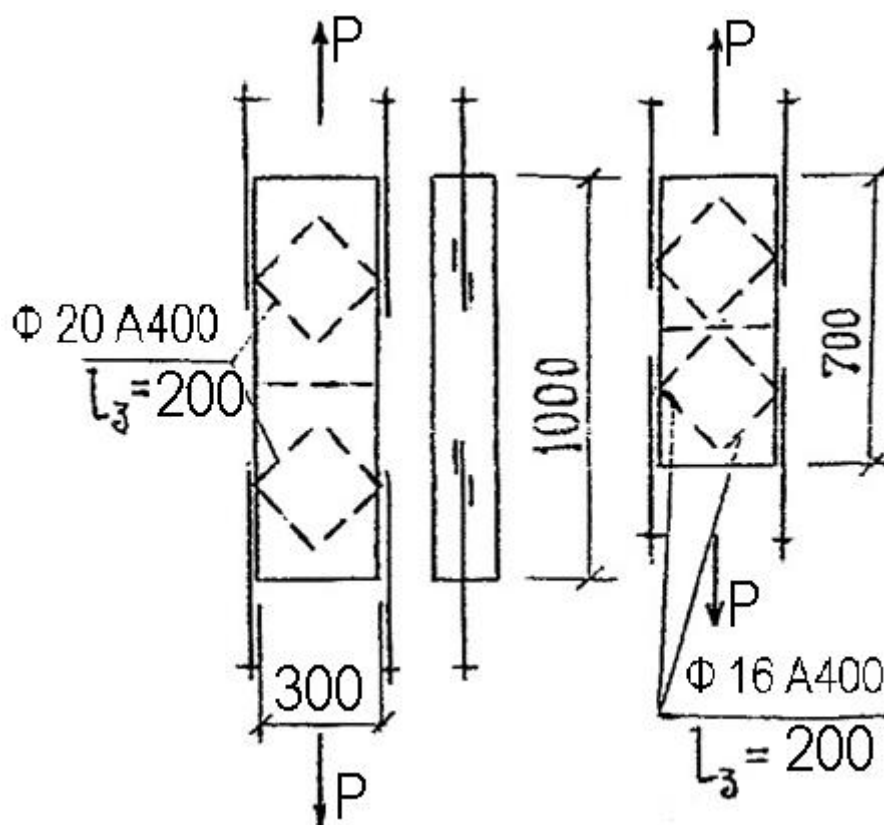


Рис. 7. Схемы образцов для испытания V-образных анкеров.

По результатам испытаний кратковременной нагрузкой образцов (рис.7) деформации смещения вклеенных стержней в точке их пересечения составили: для V-образного анкера на вклеенных стержнях $\Phi 20$ мм при $L_{\text{зад}}=200$ мм при кратковременной нагрузке на анкер $P=61$ кН - 0,22 мм; для V-образного анкера на вклеенных стержнях $\Phi 16$ мм при $L_{\text{зад}}=200$ мм при кратковременной нагрузке на анкер $P=47,5$ кН - 0,35 мм. Деформативность соединения составила $0,22/61=0,00361$ мм/кН и $0,35/47,5=0,00737$ мм/кН соответственно.

По результатам испытаний кратковременной нагрузкой армированных дощатоклееных балок пролетом 5,7 м, на которых внешняя арматура в растянутой зоне была закреплена на парных V-образных анкерах, состоящих из вклеенных стержней из арматуры класса А400 $\Phi 20$ мм при $L_{\text{зад}}=550$ мм = 27,5 δ стержня (рис. 8), деформации смещения анкеров относительно древесины составили 0,1-0,25 мм при расчетной нагрузке $P=86$ кН.

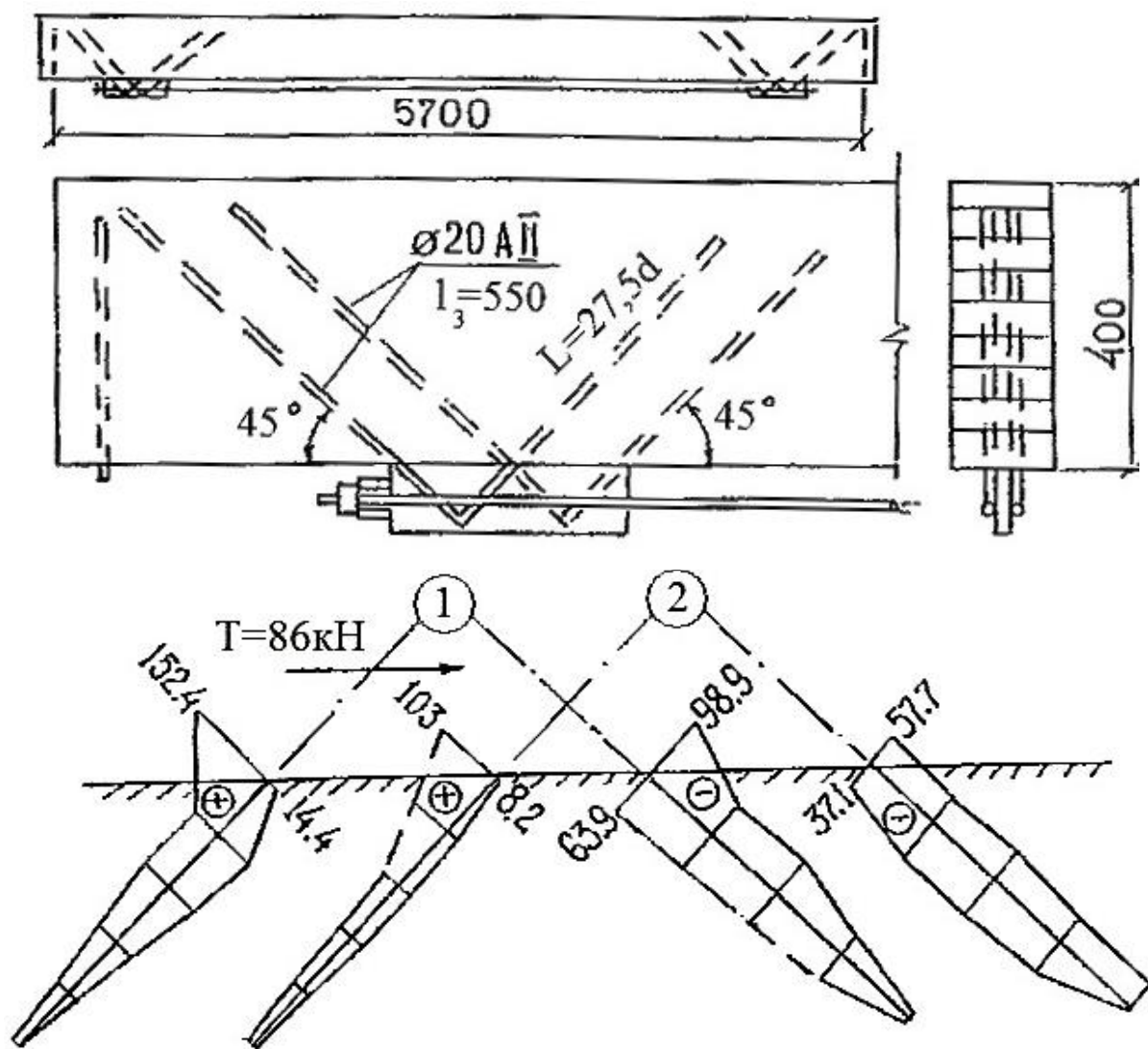


Рис. 8. Крепление внешнего армирования дощатоклееной балки на V-образных анкерах. Схема балки и расположение анкеров. Напряжения в наклонных вклеенных стержнях V-образных анкеров

Проведя обработку представленных Лукьяновым Е.И. нормальных напряжений в стержнях двух V-образных анкеров в опорной зоне балки, исключив изгиб вклеенных стержней и определив напряжения растяжения-сжатия, соответствующие осевым продольным усилиям в стержнях каждого V-образного анкера (см. табл.2), можно увидеть, что сдвигающее усилие, передаваемое на каждый анкер, распределилось равномерно между растянутым и сжатым стержнями V-образного анкера: $+83,4 \text{ МПа}$ и $-81,4 \text{ МПа}$ в анкере 1, $+55,6 \text{ МПа}$ и $-47,4 \text{ МПа}$ в анкере 2. Учитывая, что V-образный анкер 1, расположенный ближе к торцу клееной балки, загружен в $83,4/55,6=1,5$ раза больше, чем анкер 2, мы установили, что расчетное

сдвигающее усилие в арматуре дощатоклееной балки $P=86$ кН так распределилось между анкерами 1 и 2:

- $T_1=86/2,5*1,5=51,6$ кН – усилие, приходящееся на 1-й анкер при деформации соединения 0,25 мм;
- $T_2=86/2,5*1=34,4$ кН – усилие, приходящееся на 2-й анкер при деформации соединения 0,1 мм.

Тогда деформативность соединения составит $0,25/51,6=0,00485$ мм/кН и $0,1/34,4=0,00291$ мм/кН.

Таблица 2.

Напряжения в стержнях V-образных анкеров (по данным Е.И.Лукьянова)

№ V-обр. анкера	Стержень в составе V-образного анкера	Напряжения в стержнях, МПа					
		Измеренные		Изгибающие	Осевые		σ_p/σ_c
		$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	$\sigma_{\text{и}}$	σ_p	σ_c	
1	Растянутый	152,4	14,4	69	83,4		1.025
	Сжатый	-98,9	-63,9	17,5		-81,4	
2	Растянутый	103	8,2	47,4	55,6		1,17
	Сжатый	-57,7	-37,1	10,3		-47,4	

Рассмотрим основные варианты применения соединений на клеенных стержнях для создания узловых сопряжений элементов клееных деревянных конструкций, которые встречаются в современной практике строительства объектов на основе большепролетных КДиП (рис. 9).

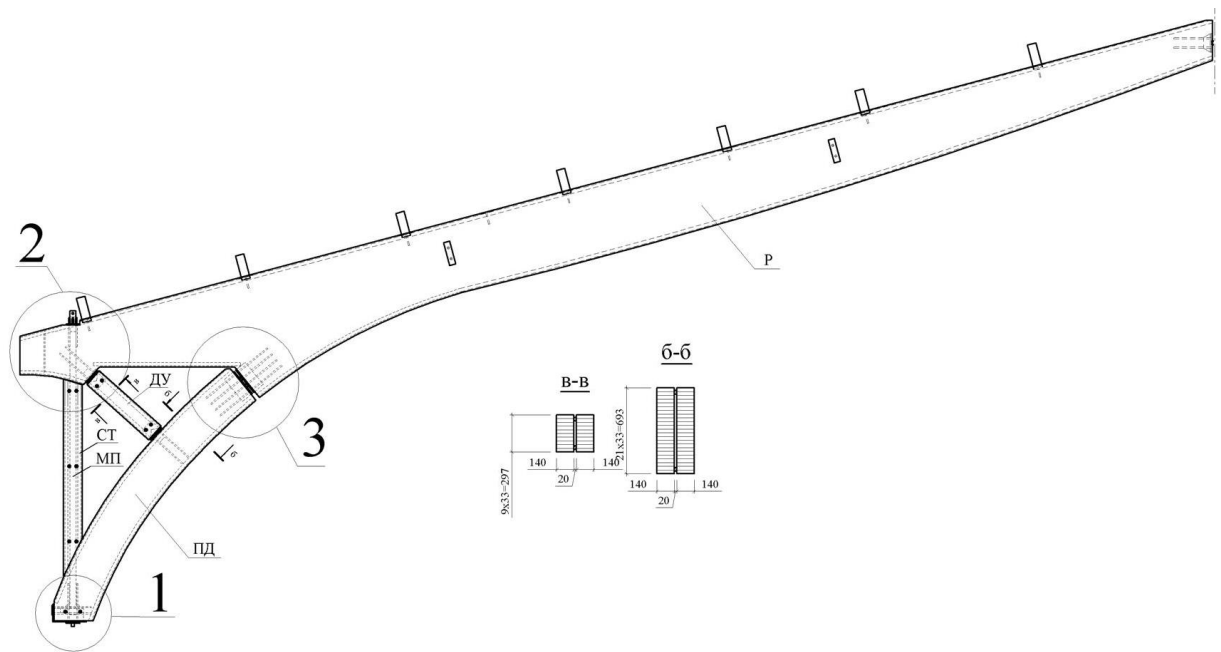


Рис. 9.1. Дощатоклееная рама пролетом 36 м. Общий вид.

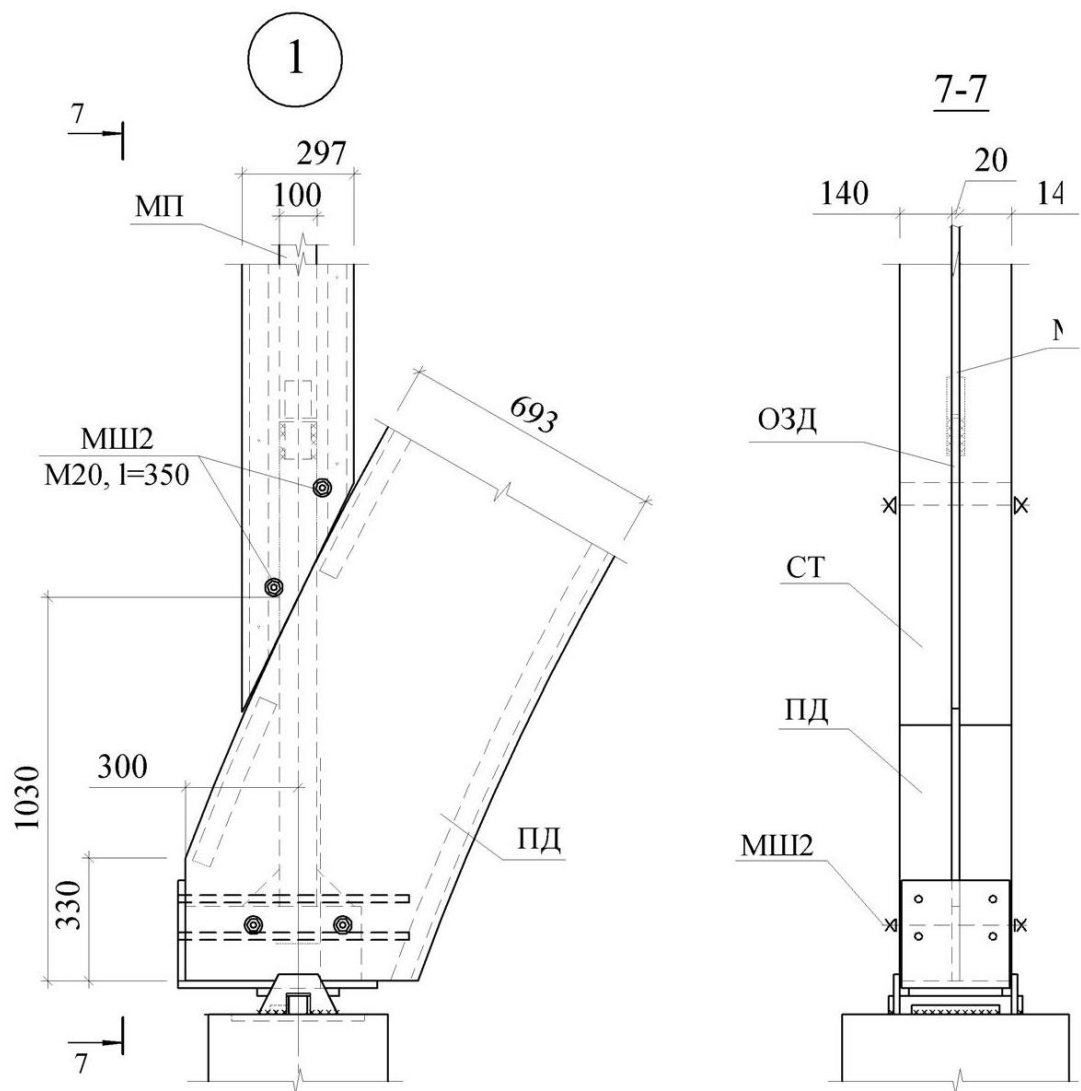


Рис. 9.2. Узел 1 - опорный узел рамы.

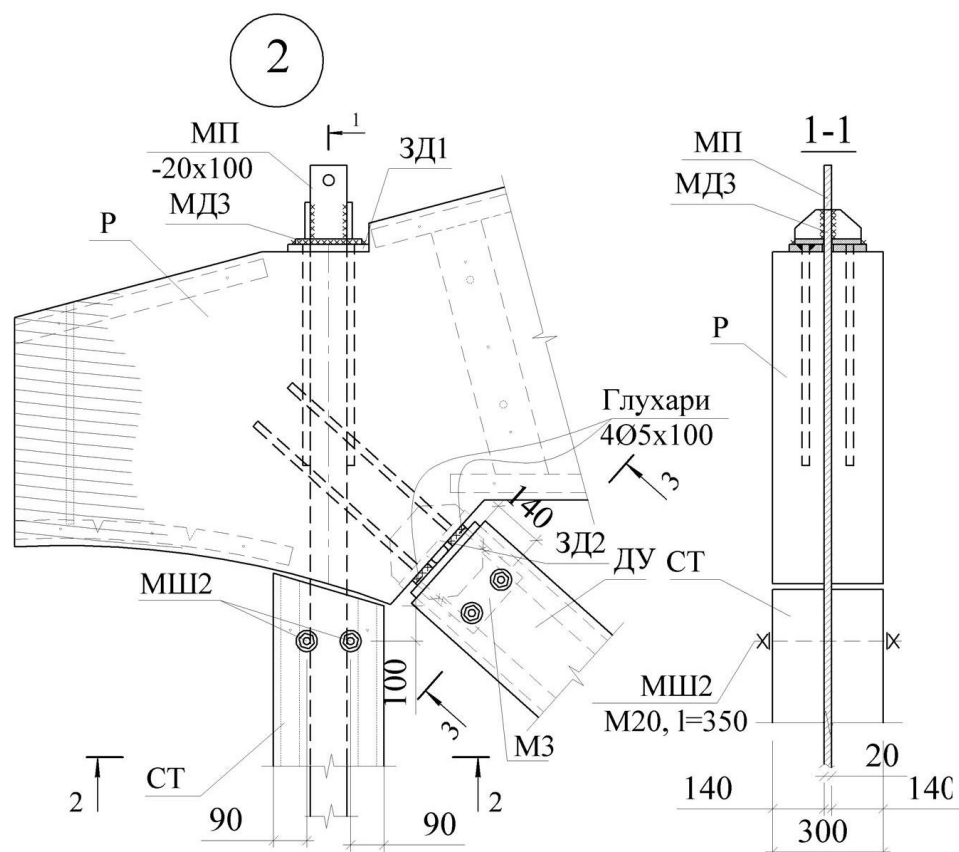


Рис. 9.3. Узел 2 - примыкание малого подкоса к ригелю.

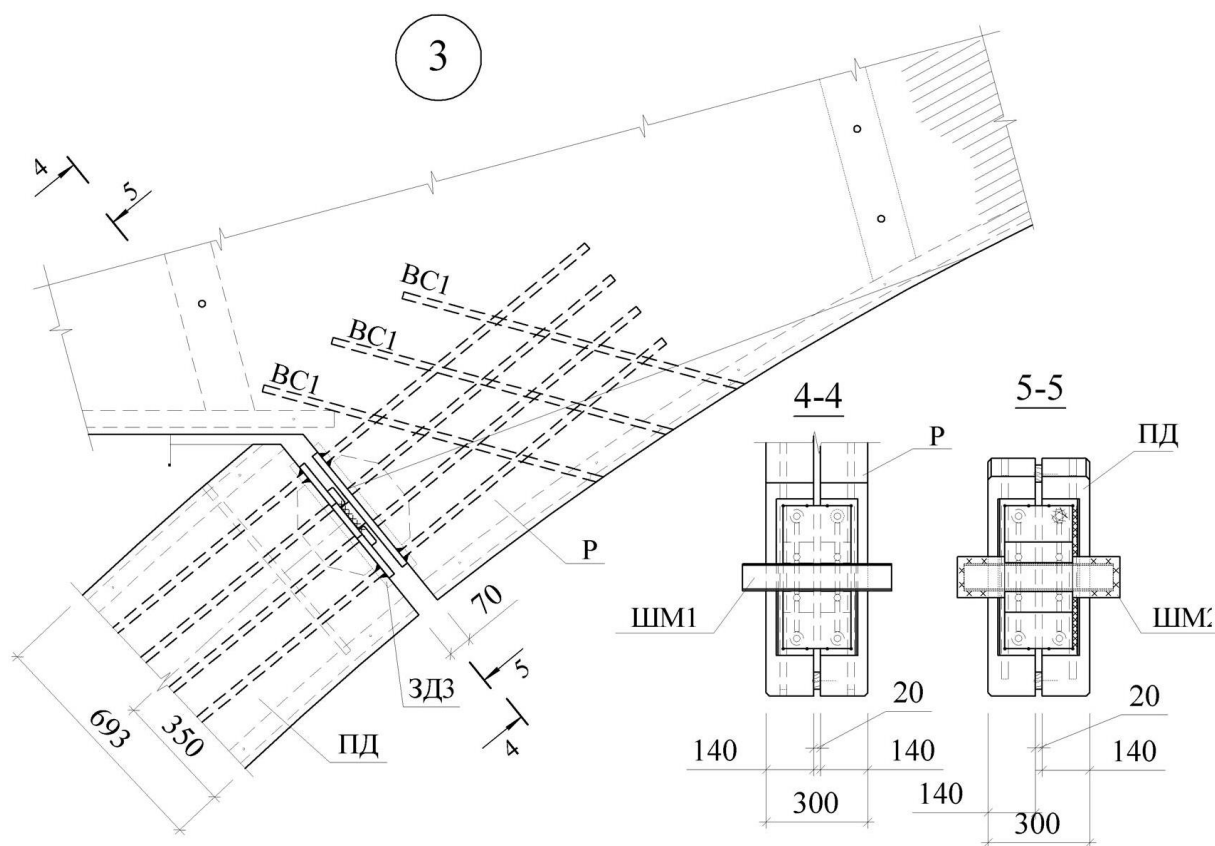


Рис. 9.4. Узел 3 - примыкание большого подкоса к ригелю.

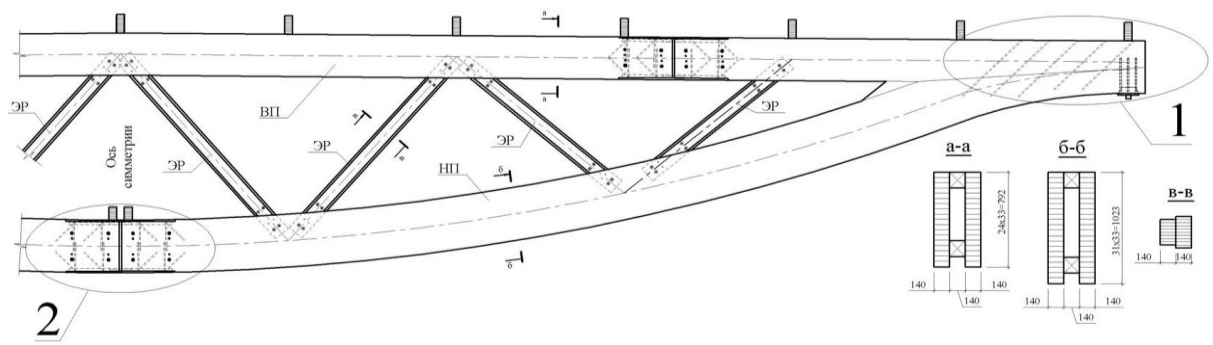


Рис. 9.5. Дощатоклееная линзообразная ферма пролетом 36 м. Общий вид.

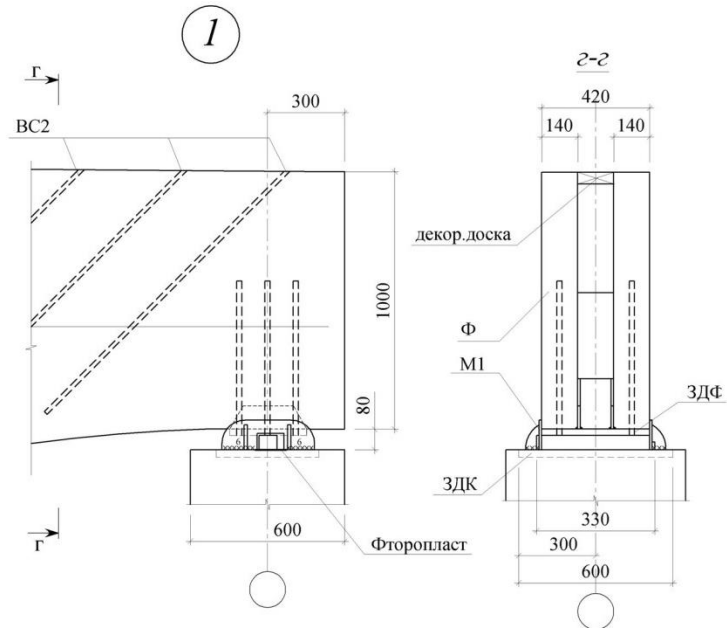


Рис. 9.6. Узел 1 - опорный узел линзообразной фермы.

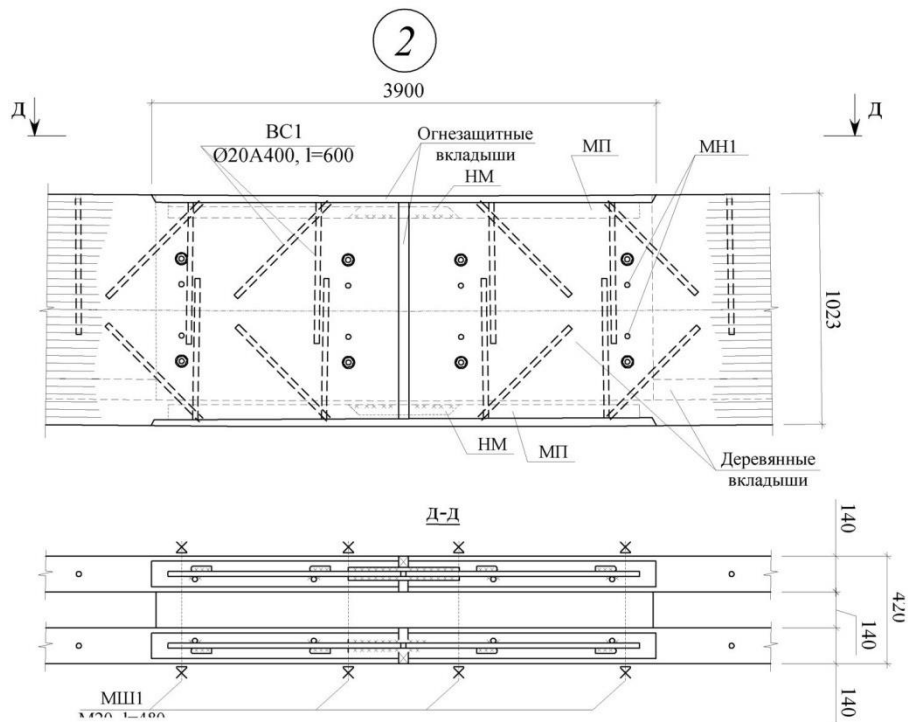


Рис. 9.7. Узел 2 - укрупнительный стык нижнего пояса.

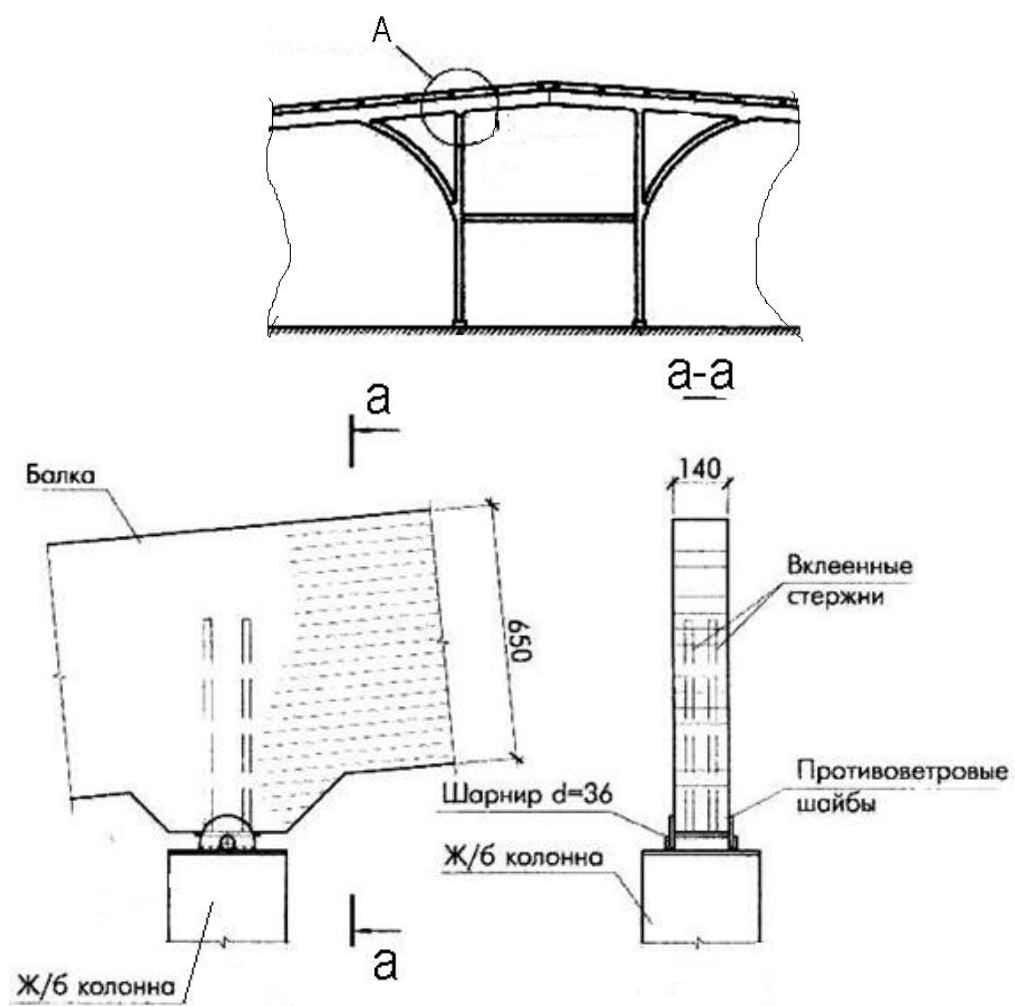


Рис. 9.8. Опорный узел балки

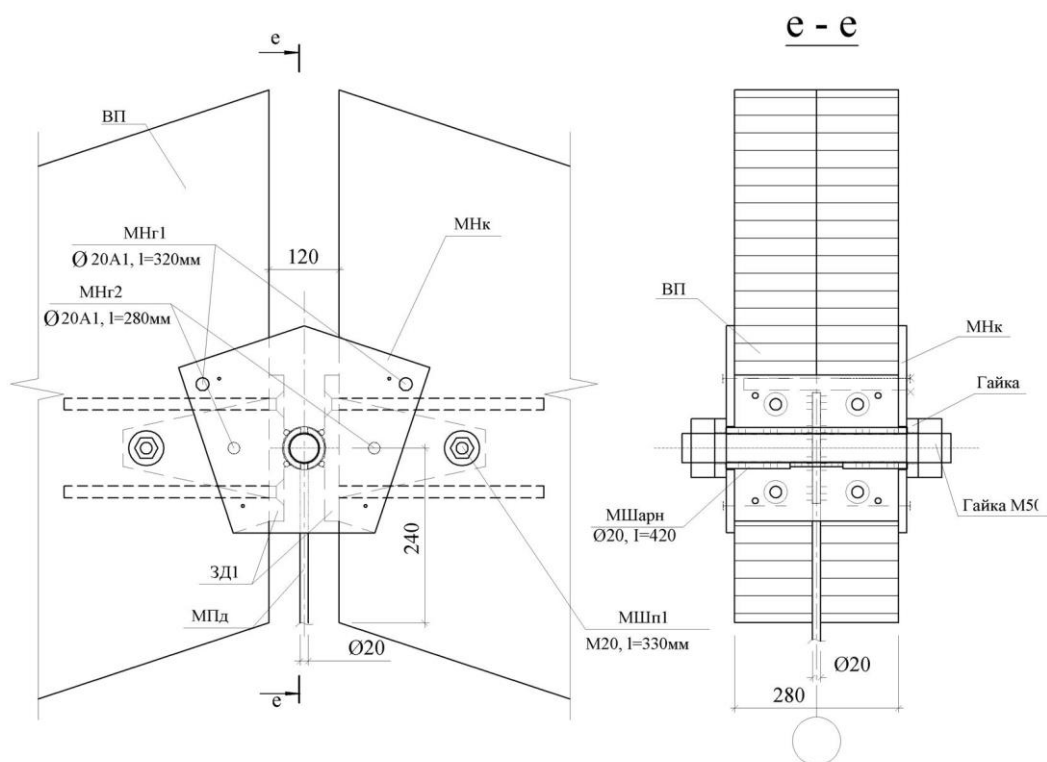


Рис. 9.9. Коньковый узел РСТО

Пример 1.

Расчет опорного узла дощатоклееной балки (рис.10) на основе вклеенных стержней

Исходные данные:

Величина опорной реакции $A = 108 \text{ кН}$.

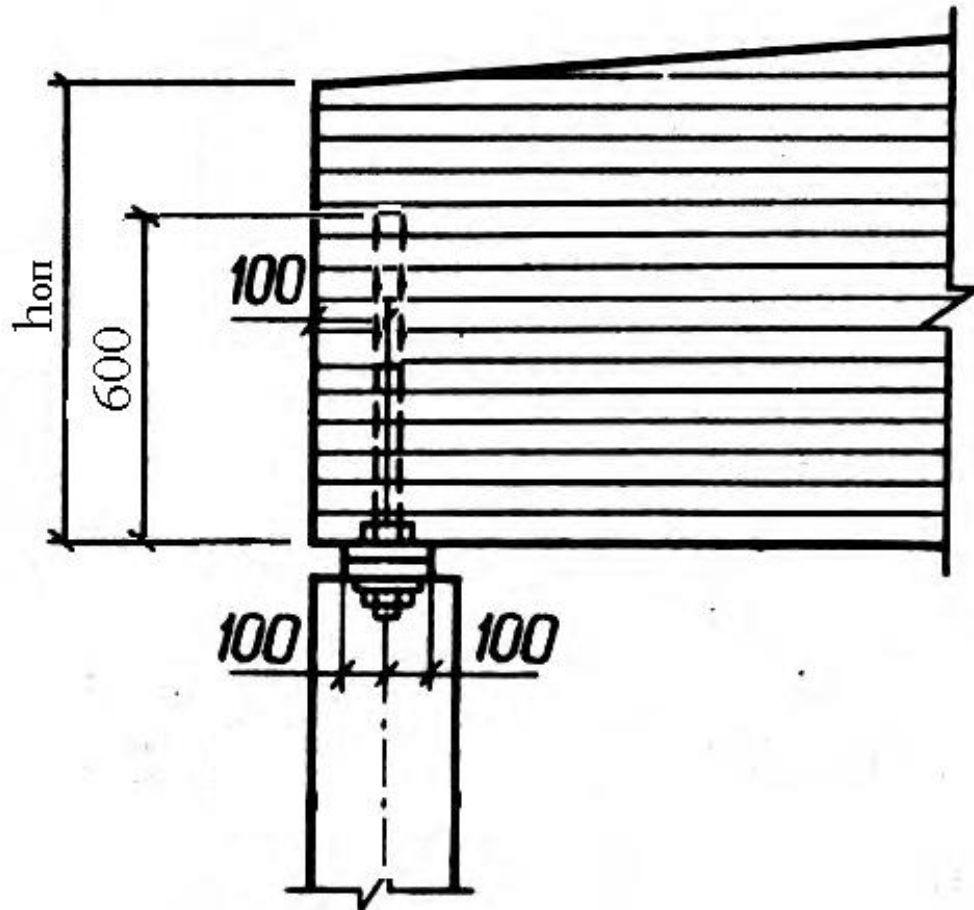


Рис. 10 . Конструкция опорного узла дощатоклееной балки на вклеенных стержнях

При площади опирания $140 \cdot 200 = 28000 \text{ мм}^2$, напряжение смятия поперек волокон равно $\sigma_{\text{см}} = 108\,000 / 28\,000 = 3,9 \text{ МПа} > R_{\text{см}90} = 3,0 \text{ МПа}$, что больше, чем расчетное сопротивление смятию в опорных частях конструкции равно $R_{\text{см}90} = 3,0 \text{ МПа}$. Выполняем опорный узел на основе вклеенного стержня, который полностью воспринимает опорную реакцию балки.

Принимаем:

- стержень из арматуры периодического профиля $d=20 \text{ мм}$;

- арматура класса А400 по ГОСТ 5781
- длина заделки стержня в опорном узле балки $l = 0,6$ м;
- клеивание стержней на основе эпоксидного клея ЭПЦ-1.

К стержню до клеивания в древесину приварена стальная распределительная пластина 200x140x16 мм.

Расчетная несущая способность стержня на продавливание:

$$T = R^A * \pi * d_1 * l_p * K_c * K_n * m_d * m_{dl} * P_m,$$

где $R^A = 6,8$ МПа - расчетное сопротивление древесины на продавливание в соответствии с п. 8.41 СП 64.13330.2017 для режима нагружения «А» в соответствии с таблицей 4 СП 64.13330.2017;

$d_1 = d + 5$ мм - диаметр отверстия (мм)

$l_p = 30d = 600$ мм - расчетная длина клеивания стержня в древесину (мм);

K_c – коэффициент неравномерности распределения напряжений сдвига

$$K_c = 1,2 - 0,02 * l_p / d = 1,2 - 0,02 * 600 / 20 = 0,6$$

$K_n = 1$ – коэффициент условия работы соединения на клеенных стержнях при продавливании ;

m_d - коэффициент, учитывающий зависимость расчетного сопротивления от диаметра стержня, где d подставляем в метрах [м]

$$m_d = 1,12 - 0,1 * d = 1,12 - 0,1 * 0,02 = 1,118$$

$m_{dl} = 0,66$ – принимаем в соответствии с табл.4 СП 64.13330.2017 для режима нагружения «В».

$$P_m = 1 - \text{см. п. 6.1 СП 64.13330.2017}$$

Вычисляем расчетную несущую способность стержня на продавливание:

$$T = 6,8 * 3,14 * (20 + 5) * 600 * 0,6 * 1 * 1,118 = 141\,000 \text{ Н} = 141 \text{ кН} > A = 109 \text{ кН}.$$

Вывод:

принятые параметры клееного стержня обеспечивают восприятие опорной реакции дощатоклееной балки.

Коэффициент использования клееного стержня $K_{исп} = 0,773$.

Пример 1. Решение в приложении EXCEL

Запроектировать опорный узел на основе клееного стержня, который полностью воспринимает опорную реакцию балки

Исходные данные:

Величина опорной реакции	A =	108	кН	ввести значение
Ширина поперечного сечения дощатоклееной балки	b =	140	мм	ввести значение
Длина опорного участка дощатоклееной балки	$l_{оп} =$	200	мм	фиксированное

Напряжение смятия поперек волокон

в опорном узле $\sigma_{см} = A / F_{см} = 108 \cdot 10^3 / (140 \cdot 200) = 3,86$ МПа $> R_{см} = 3$ МПа

Размеров опорной площадки не достаточно для восприятия опорной реакции.

Для восприятия опорной реакции дощатоклееной балки применяем клеенный стержень.

Принимаем:

- стержень из арматуры периодического профиля

Диаметр стержня	d ст =	20	мм	ввести значение
Материал стержня	арматура класса А400 по ГОСТ 5781			

длина заделки стержня в опорном узле балки $10 d \leq l_{зад} \leq 30 d$

10 d =	200	мм
30 d =	600	мм
$l_{зад} =$	600	мм

ввести значение

Технология:

Вклеивание стержней на основе эпоксидного клея ЭПЦ-1.

К стержню до вклеивания в древесину приварена стальная пластина 200x140x16 мм.

Вклеенный стержень в опорном узле работает на продавливание.

Расчетная несущая способность стержня на продавливание:

$$T = R^A \cdot \pi \cdot d_1 \cdot l_p \cdot K_c \cdot K_p \cdot m_d \cdot m_{дл} \cdot \Pi_{mi}$$

где

расчетное сопротивление клееного стержня на продавливание

	$R^A =$	6,8	МПа	ввести значение
- диаметр отверстия	$d_1 = d + 5 \text{ мм} =$	25	мм	
- расчетная длина вклеивания стержня в древесину	$l_p = 30d =$	600	мм	

K_c – коэффициент неравномерности распределения напряжений сдвига

$$K_c = 1,2 - 0,02 \cdot l_p / d = 1,2 - 0,02 \cdot 600 / 20 = 0,6$$

K_p – коэффициент условия работы соединения на вклеенных стержнях
при продавливании

$$K_p = 1$$

m_d - коэффициент, учитывающий зависимость расчетного сопротивления от диаметра стержня, где d подставляем в метрах [м]

$$m_d = 1,12 - 0,1 * d = 1,12 - 0,1 * 0,02 = 1,118$$

$m_{дл}$ – коэффициент длительной прочности для режима нагружения «В»
принимается в соответствии с табл.4 СП 64.13330.2017

$m_{дл} =$	0,66	ввести значение
$\Pi_{mi} =$	1	

см. п. 6.1 СП 64.13330.2017

Расчетная несущая способность стержня на продавливание:

$$T = R^A * \pi * d_1 * l_p * K_c * K_p * m_d * m_{дл} * \Pi_{mi} =$$

$$= 6,8 * 3,14 * (20+5) * 600 * 0,6 * 1 * 1,118 * 0,66 * 1 =$$

141797	Н
141,80	кН

$$T = 141,80 \text{ кН} > A = 108 \text{ кН}$$

Вывод: принятые параметры клееного стержня обеспечивают восприятие опорной реакции дощатоклееной балки.

Коэффициент использования клееного стержня

$$K_{исп} = 0,76$$

Пример 2.

Расчет узла крепления растянутого раскоса к поясу фермы на клеенных стержнях

Конструкция узла представлена на рис.11.

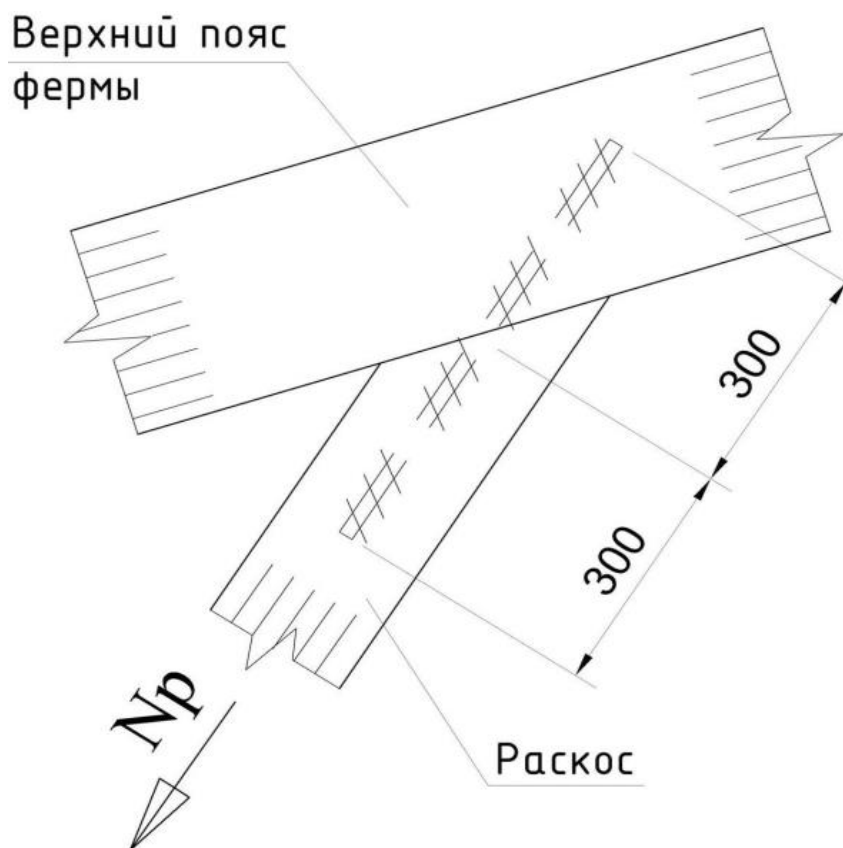


Рис. 11. Конструкция узла крепления растянутого раскоса к поясу фермы

Исходные данные:

Усилия растяжения в раскосе $N_r = 40$ кН

Принимаем:

- стержень из арматуры периодического профиля $d = 20$ мм;
- арматура класса А500с по ГОСТ 5781
- длина заделки в в раскосе и верхнем поясе фермы $l = 0,3$ м;
- клеивание стержней на основе эпоксидного клея ЭПЦ-1.

В раскосе фермы стержни клеиваются вдоль волокон, в верхнем поясе фермы – под углом к волокнам древесины. Расчет производим только для участка стержня, клеенного в раскосе, так как расчетное сопротивление на

выдергивание вдоль волокон значительно меньше, чем при выдергивании поперек волокон древесины.

Расчетная несущая способность на выдергивание вдоль волокон:

$$T = R_{ск}^A * \pi * d_1 * l_{зад} * K_c * m_{дл} * P_m,$$

где $R_{ск} = 3,2$ МПа - расчетное сопротивление древесины скалыванию (см. п.5 г.табл.3 СП 64.13330.2017)

$l_{зад}$ - длина заделки менее $10d$ и не более $30d$. Принимаем $l_{зад} = 15d$;

$l_{зад} = 15d = 300$ мм - расчетная длина вклеивания стержня в древесину дощатоклееного раскоса;

K_c – коэффициент неравномерности распределения напряжений сдвига

$$K_c = 1,2 - 0,02 * l_p / d = 1,2 - 0,02 * 300 / 20 = 0,9$$

$m_{дл} = 0,66$ – принимаем в соответствии с табл.4 СП 64.13330.2017 для режима нагружения «В».

$$P_m = 1 - \text{см. п. 6.1 СП 64.13330.2017}$$

Вычисляем расчетную несущую способность стержня на выдергивание:

$T = 3,2 * (20+5) * 3,14 * 300 * 0,9 * 0,66 * 1 = 44000$ Н = 44 кН > $N_p = 40$ кН, то есть несущая способность вклеенного стержня больше приложенного усилия в раскосе.

Проверим условие прочности по сечению вклеенного стержня:

$$N_{ст} \leq F_a * R_a,$$

Где $F_a = 314$ мм² – площадь сечения арматурного стержня $d=20$ мм;

$R_a = 400$ МПа – расчетное сопротивление арматуры А500с ;

$N_{ст} = 314 * 400 = 125600$ Н = 125,6 кН > $N_p = 40$ кН. Сечение вклеенного стержня обладает достаточной несущей способностью для восприятия расчетного растягивающего усилия.

Вывод:

принятые параметры вклеенного стержня обеспечивают восприятие растягивающего усилия в узле сопряжения раскоса с верхним поясом дощатоклееной фермы.

Коэффициент использования вклеенного стержня $K_{исп} = 0,91$.

Пример 2. Решение в приложении EXCEL

(рис. 11)

Запроектировать узел крепления растянутого подкоса к верхнему поясу дощатоклееной фермы на основе клеенных стержней

Исходные данные:

Усилия растяжения в раскосе $N_p =$ кН

Принимаем:

- стержень из арматуры периодического профиля

Диаметр стержня $d_{ст} =$ мм
 Материал стержня арматура класса А500с по ГОСТ 5781

Длина заделки стержня в раскосе и верхнем поясе фермы $10d \leq l_{зад} \leq 30d$

$10d =$ мм
 $30d =$ мм
 $l_{зад} =$ мм

Комментарий :

В раскосе фермы стержни клеиваются вдоль волокон древесины, в верхнем поясе фермы стержни клеиваются под углом к волокнам древесины. Расчет производим только для участка стержня, клеенного в раскосе, так как расчетное сопротивление на выдергивание вдоль волокон значительно меньше, чем при выдергивании поперек волокон древесины.

1.

Определяем расчетную несущую способность стержня на продавливание:

$$T = R^A * \pi * d_1 * l_{зад} * K_c * m_{дл} * \Pi_{mi}$$

где

расчетное сопротивление клеенного стержня на продавливание

$R^A =$ МПа
 - диаметр отверстия $d_1 = d + 5 \text{ мм} =$ мм
 - расчетная длина клеивания стержня в древесину
 $l_{зад} = 15d =$ мм

K_c – коэффициент неравномерности распределения напряжений сдвига

$$K_c = 1,2 - 0,02 * l_{зад} / d = 1,2 - 0,02 * 300 / 20 =$$

$m_{дл}$ – коэффициент длительной прочности для режима нагружения «В»

принимается в соответствии с табл.4 СП 64.13330.2017

$m_{дл} =$
 $\Pi_{mi} =$ см. п. 6.1 СП 64.13330.2017

Расчетная несущая способность стержня на продавливание:

$$T = R^A * \pi * d_1 * l_p * K_c * m_{дл} * \Pi_{mi} =$$

$$= 6,8 * 3,14 * (20+5) * 300 * 0,9 * 0,66 * 1 =$$

$T =$ кН $> N_p =$ кН

Несущая способность клеенного стержня больше приложенного усилия в раскосе

Проверяем условие прочности по сечению вклеенного стержня

$$N_{ст} \leq F_a * R_a$$

где

– площадь сечения арматурного стержня $d=20$ мм

$$F_a = 314 \text{ мм}^2$$

- расчетное сопротивление арматуры А500с

$$R_a = 400 \text{ МПа}$$

ввести значение

Расчетная несущая способность стального стержня на растяжение

$$N_{ст} = 314 * 400 = 125600 \text{ Н}$$

$$125,6 \text{ кН} > N_p = 40 \text{ кН}$$

Вывод:

принятые параметры вклеенного стержня обеспечивают восприятие растягивающего усилия в узле сопряжения раскоса с верхним поясом

Коэффициент использования вклеенного стержня

$$K_{исп} = 0,89$$

Пример 3.

Расчет на сдвиг стальной пластины, закрепленной к клееному элементу стержнем, вклеенным поперек волокон древесины.

Определить расчетную несущую способность вклеенного стержня, работающего на восприятие сдвигающего усилия и закрепляющего стальную пластину-накладку на клееном деревянном бруске при нежестком болтовом соединении вклеенного стержня со стальной накладкой (рис. 12).

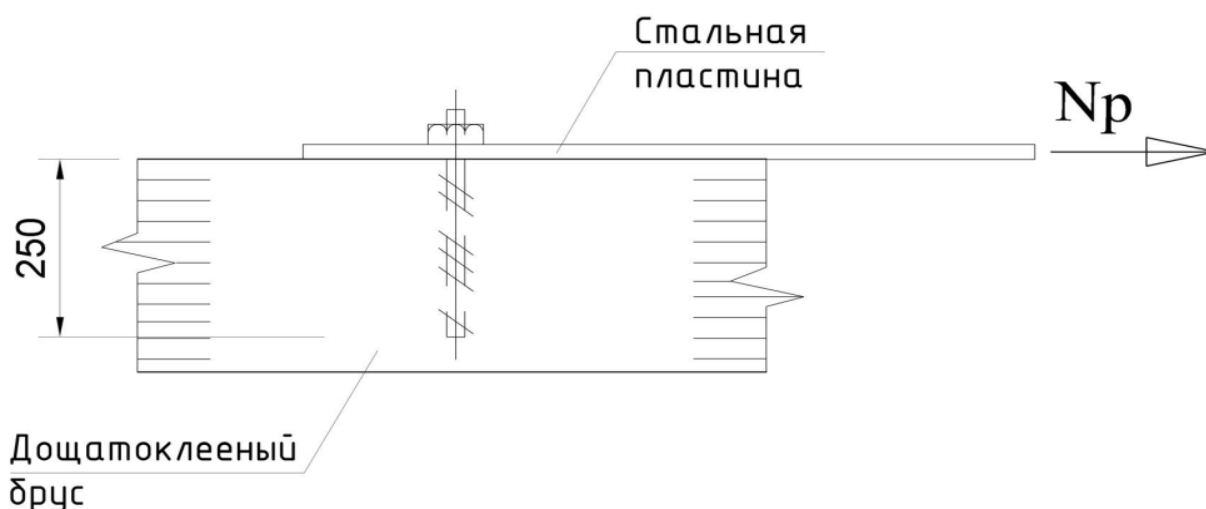


Рис. 12. Узел крепления стальной пластины на доштоклееном бруске

Критерием прочности данного вида соединения является изгиб вклеенного стержня в древесине, так как под действием усилия сдвига древесина под стержнем сминается и в соединении накапливаются значительные деформации смятия древесины, превышающие предельно допустимые деформации $D_{см} = 2$ мм. Деформации накапливаются в зоне под стальной накладкой. При этом разрушение узла не происходит и расчет на выдергивание стержня не выполняется.

Принимаем:

Минимальная глубина заделки стержня $l_{зад} = 10 d$;

Стержень из арматуры класса А500с;

Диаметр стержня $d=25$ мм;

Глубина заделки стержня $l_{зад} = 10d = 25 \cdot 10 = 250$ мм;

Крепление стержня к стальной накладной пластине - шарнирное (гайка по резьбе).

Определяем расчетную несущую способность стержня из условия его работы на изгиб на один шов сплачивания (п. 8.46.6 СП 64.13330.2017) :

$$T_{и} = 75 d^2 * m_{дл} * P_{м},$$

где $d = 25$ мм $= 0,025$ м - номинальный диаметр стержня;

$m_{дл} = 0,66$ – принимаем в соответствии с табл.4 СП 64.13330.2017 для режима нагружения «В».

$$P_{ми} = 1 - \text{см. п. 6.1 СП 64.13330.2017}$$

$$T_{и} = 75 * 0,025^2 * 0,66 * 1 = 0,031 \text{ МН} = 31 \text{ кН}.$$

Вывод:

Расчетная несущая способность стержня, вклеенного поперек волокон и закрепляющего стальную накладку на клееном деревянном бруске при болтовом соединении стержня с накладкой $T_{и} = 31$ кН.

Пример 3. Решение в приложении EXCEL

(рис. 12)

Определить расчетную несущую способность клеенного стержня, работающего на восприятие сдвигающего усилия и закрепляющего стальную пластину-накладку на клееном деревянном бруске при нежестком болтовом соединении клеенного стержня со стальной накладкой

Принимаем:

- стержень из арматуры периодического профиля

Диаметр стержня

d ст = 25 мм **ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ**

Материал стержня арматура класса А500с по ГОСТ 5781

Глубина заделки стержня дощатоклееном бруске $10 d \leq l_{\text{зад}} \leq 30 d$

10 d = 250 мм

30 d = 750 мм

l зад = 250 мм **ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ**

Крепление стержня к стальной накладной пластине - шарнирное (гайка по резьбе)

Технология:

Вклеивание стержней на основе эпоксидного клея ЭПЦ-1.

Вклеенный стержень в узле работает на сдвиг.

Комментарий :

Критерием прочности данного вида соединения является изгиб клеенного стержня в древесине, так как под действием усилия сдвига древесина под стержнем сминается и в соединении накапливаются значительные деформации смятия древесины, превышающие предельно допустимые деформации $D_{\text{см}} = 2$ мм. Деформации накапливаются в зоне под стальной накладкой. При этом разрушение узла не происходит и расчет на выдергивание стержня не выполняется.

Определяем расчетную несущую способность стержня из условия его работы на изгиб

Расчетная несущая способность стержня на изгиб:

$$T = 75 \cdot d^2 \cdot m_{\text{дл}} \cdot P_{\text{ми}}$$

где

$m_{\text{дл}}$ — коэффициент длительной прочности для режима нагружения «В»

принимается в соответствии с табл.4 СП 64.13330.2017

$m_{\text{дл}} = 0,66$ **ВВЕСТИ ЗНАЧЕНИЕ**

$P_{\text{ми}} = 1$ см. п. 6.1 СП 64.13330.2017

Расчетная несущая способность стержня на изгиб:

$$T_{\text{и}} = 75 \cdot 0,025^2 \cdot 0,66 \cdot 1 = 0,031 \text{ МН} \\ 31 \text{ кН}$$

Вывод:

Расчетная несущая способность стержня, клеенного поперек волокон и закрепляющего стальную накладку на клееном деревянном бруске при болтовом соединении стержня с накладкой $T_{\text{и}} = 31$ кН