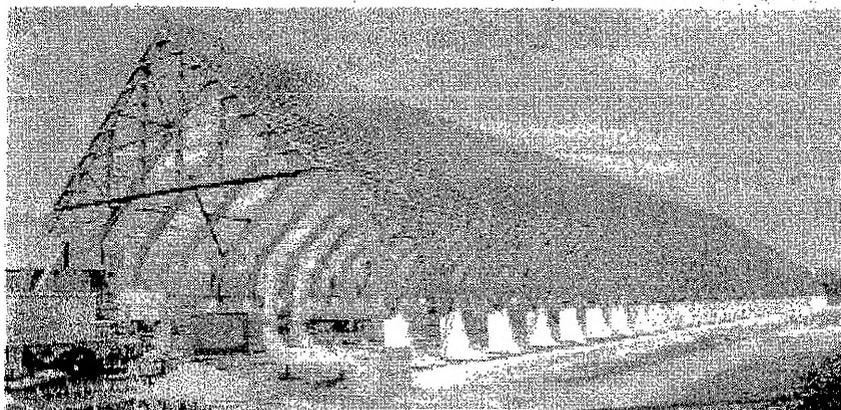


МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»
КАФЕДРА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по курсовому проектированию по дисциплине
«Конструкции из дерева и пластмасс»
для студентов специальности
1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»
дневной и заочной форм обучения

**ЧАСТЬ 1. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ОГРАЖДАЮЩИХ
КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ И
ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ**



Брест 2011

Методические указания составлены в соответствии с учебной программой дисциплины «Конструкции из дерева и пластмасс» для специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» и действующими нормативными документами на проектирование конструкций из древесины.

Они могут быть использованы как студентами дневной формы обучения, так и студентами-заочниками при выполнении курсового и дипломного проектов.

Указания содержат основные принципы расчета и конструирования ограждающих конструкций здания с применением древесины и фанеры. Приводятся примеры расчета дощатого настила под теплое и холодное покрытия, обрешетки под кровлю из штучных материалов, разрезного, консольно-балочного и неразрезного прогонов, клефанерных плиты и щита.

Методические указания рассчитаны на студентов, знакомых с основными принципами расчета и проектирования конструкций из дерева и пластмасс.

Издается в 2-х частях. Часть 1.

Составители: Жук В.В., профессор, к.т.н.
Захаркевич И.Ф., профессор, к.т.н.
Черноиван Н.В., доцент, к.т.н.

Рецензент: директор филиала УП «Белорусский научно-исследовательский институт» – «Научно-технический центр», д.т.н. Найчук А.Я.

Содержание

	Стр.
1. ОБЩАЯ ЧАСТЬ	4
1.1. <i>Состав курсового проекта и рекомендации по его выполнению</i>	4
2. ПОРЯДОК РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ПОКРЫТИЯ	4
2.1. <i>Определение нагрузок и расчетных сопротивлений древесины</i>	4
2.2. <i>Расчет и конструирование настилов</i>	5
2.3. <i>Расчет и конструирование обрешетки</i>	8
Пример 1. Расчет двойного настила под рулонную кровлю	8
Пример 2. Расчет сплошного одинарного настила под рулонную кровлю	11
Пример 3. Расчет обрешетки под кровлю из асбестоцементных волнистых листов	14
2.4. <i>Расчет и конструирование прогонов</i>	16
Пример 4. Расчет разрезного прогона	17
Пример 5. Расчет консольно-балочного прогона	20
Пример 6. Расчет неразрезного (спаренного) прогона	22
2.5. <i>Расчет и конструирование клеефанерных плит и щитов</i>	25
Пример 7. Расчет клеефанерной плиты	27
Пример 8. Расчет клеефанерного щита	33
ЛИТЕРАТУРА	39

1 ОБЩАЯ ЧАСТЬ

1.1 Состав курсового проекта и рекомендации по его выполнению

Курсовой проект предусматривает разработку следующих разделов:

- конструктивное решение покрытия и расчет ограждающих конструкций;
- статический расчет фермы и подбор сечений ее элементов;
- расчет и конструирование узловых сопряжений раскосов фермы с ее поясами;
- статический расчет поперечной рамы и определение расчетных усилий;
- подбор сечения колонны и расчет сопряжения колонны с фундаментом;
- разработка мероприятий по обеспечению долговечности деревянных конструкций в процессе эксплуатации.

Курсовой проект состоит из расчетно-пояснительной записки и графической части. В расчетно-пояснительной записке приводятся все выполняемые расчеты с необходимыми схемами и эскизами конструкций и узлов, а также список используемой литературы. Все вычисления выполняются после предварительной записи формул, справочные данные (коэффициенты, расчетные сопротивления и т.д.) приводятся со ссылкой на литературу. Записи формул и вычислений выполняются **вручную**. Сечения деревянных элементов необходимо принимать в соответствии с сортаментом пиломатериалов (СТБ 1713-2007, СТБ 1714-2007). При этом минимальное недонапряжение элементов (по первой или второй группе предельных состояний) не должно превышать 15%. Расчетно-пояснительная записка оформляется в соответствии с требованиями СТ БГТУ 01-2008.

Графическая часть выполняется на трех листах (формат А2), которые содержат чертеж фермы (разрешается вычерчивать половину фермы); опорный и два промежуточных узла фермы; чертеж колонны; узлы сопряжения фермы с колонной и колонны с фундаментом; чертеж ограждающей конструкции; совмещенные планы и разрезы с обозначением мест установки связей; спецификацию древесины и других материалов на все конструкции; примечания. Все чертежи выполняются в соответствии с ЕСКД, СТ БГТУ01-2008 и ТКП45-5.05-146-2009.

2 ПОРЯДОК РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ПОКРЫТИЯ

2.1 Определение нагрузок и расчетных сопротивлений древесины

При расчете ограждающих и несущих конструкций, разрабатываемых в курсовом проекте, учитываются постоянные и временные нагрузки. Постоянные нагрузки определяются от массы кровли и собственной массы конструкций.

Предварительное определение нагрузки от собственной массы проектируемой несущей конструкции $G_k^{см}$ в зависимости от ее типа, пролета L , постоянной G_k и временной (снеговой) Q_k нормативных нагрузок производят по формуле:

$$G_k^{см} = \frac{G_k + Q_k}{1000 / (K_{св} \times L) - 1}, \quad (2.1)$$

где $K_{св}$ – коэффициент собственной массы конструкции.

Примечание: значения $K_{св}$ для рассматриваемых конструкций приведены по ходу изложения материала.

Плотность древесины и фанеры при определении собственной массы конструкций зависит от ее породы и классов условий эксплуатации и принимается по таблице 6.2 [1]. Временные нагрузки от веса снегового покрова определяются в зависимости от района по снегу в соответствии с п. 5.1...5.7 [2].

Расчетные сопротивления древесины сосны и ели в зависимости от сорта и размеров поперечного сечения приведены в таблице 6.4 [1]. Расчетные сопротивления других пород устанавливаются путем умножения величин расчетных сопротивлений, приведенных в таблице 6.4 [1], на переходные коэффициенты k_{cl} , указанные в таблице 6.5 [1]. Расчетные сопротивления умножают на значение коэффициента k_{mod} (таблица 6.3 [1]) в зависимости от условий эксплуатации и вида нагрузки. Также расчетные сопротивления доумножают на коэффициенты условия работы согласно пп. 6.1.4.1, 6.1.4.7 [1].

Модуль упругости древесины независимо от породы принимается равным: вдоль волокон $E_d=8500$ МПа (п. 6.1.5.1 [1]); модуль упругости фанеры – по таблице 6.13 [1]. Модуль упругости древесины и фанеры для конструкций, находящихся в различных условиях эксплуатации, следует определять путём умножения их величин на коэффициент k_{mod} (таблица 6.3 [1]).

При проектировании конструкций класс ответственности зданий и сооружений учитывают коэффициентом надежности по назначению γ_n класса I – 1,0; класса II – 0,95; класса III – 0,9 (стр. 34 [2]).

При расчете конструкций расчетные сопротивления и модуль упругости материала следует делить на коэффициент γ_m , либо умножать на коэффициент γ_n нормативные или расчётные нагрузки в зависимости от вида расчёта.

2.2 Расчет и конструирование настилов

Настилы применяются в качестве основания под кровли из рулонных или мастичных материалов. Под рулонные неутепленные кровли выполняются двойные настилы: верхний защитный слой из досок толщиной 16...22 мм и шириной не более 100 мм, укладываемый под углом 30°...45° к нижнему; нижний рабочий слой из досок толщиной 19...32 мм (по расчету) и шириной 100...150 мм, которые для лучшего проветривания укладывают с зазором 20...150 мм. Оба слоя прошиваются гвоздями и ими же крепятся к прогонам или к скатным брускам.

В отапливаемых зданиях для укладки утеплителя применяют одинарный настил. Доски по ширине соединяют впритык, в четверть или с зазором, в зависимости от типа теплоизоляционного материала.

При выполнении рабочего настила следует иметь в виду, что доски должны иметь длину, достаточную для перекрытия не менее двух пролетов.

Расчету подлежит только рабочий слой настила, который рассчитывается на прочность и прогиб. Расчетная схема – двухпролетная неразрезная балка с пролетами l_d , равными шагу прогонов. Настилы следует рассчитывать согласно п. 10.2.2 [1] на следующие сочетания нагрузок:

- а) постоянная и временная от снега (расчет на прочность и жесткость);
- б) постоянная и временная от сосредоточенного груза 1 кН с коэффициентом надежности, равным $\gamma_f=1,2$ (расчет только на прочность).

При сплошном одинарном настиле или при разреженном настиле с расстоянием между осями досок не более 150 мм, нагрузку от сосредоточенного груза следует передавать на две доски, а при расстоянии более 150 мм – на одну доску. При двойном настиле (рабочем и защитном, направленном под углом к рабочему) или при одинарном настиле с распределительным диагональным брусом сосредоточенный груз следует распределять на ширину 500 мм рабочего настила (п. 10.2.3 [1]).

Расчетные схемы настила показаны на рисунках 2.1.а, 2.1.б.

Изгибающие моменты и относительный прогиб:

$$M_{d,1} = (G_d + Q_d) \times l_d^2 / 8, \quad (2.2)$$

где G_d и Q_d – расчетные значения постоянной и временной нагрузки соответственно;

l_d – расчетный пролет.

$$M_{d,2} = 0,07 \times G_d \times l_d^2 + 0,207 \times P_d \times l_d, \quad \text{где } P_d = P_k \times \gamma_f, \quad (2.3)$$

где $P_k = 1$ кН – временная нагрузка от сосредоточенного груза (п. 10.2.2 [1]).

$$u_{max} / l_d = 2,13 \times (G_k + Q_k) \times l_d^3 / 384 \times E_0 \times I_{sup} \leq [u_{max} / l_d], \quad (2.4)$$

где $E_0 = 8500$ МПа – модуль упругости древесины вдоль волокон при расчете по предельным состояниям II группы (п. 6.1.5.1 [1]);

I_{sup} – момент инерции бруса поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси;

$[u_{max} / l_d]$ – предельный относительный прогиб (таблица 19 [3]).

Прочность проверяют по формуле:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_d} \leq f_{m,d}, \quad (2.5)$$

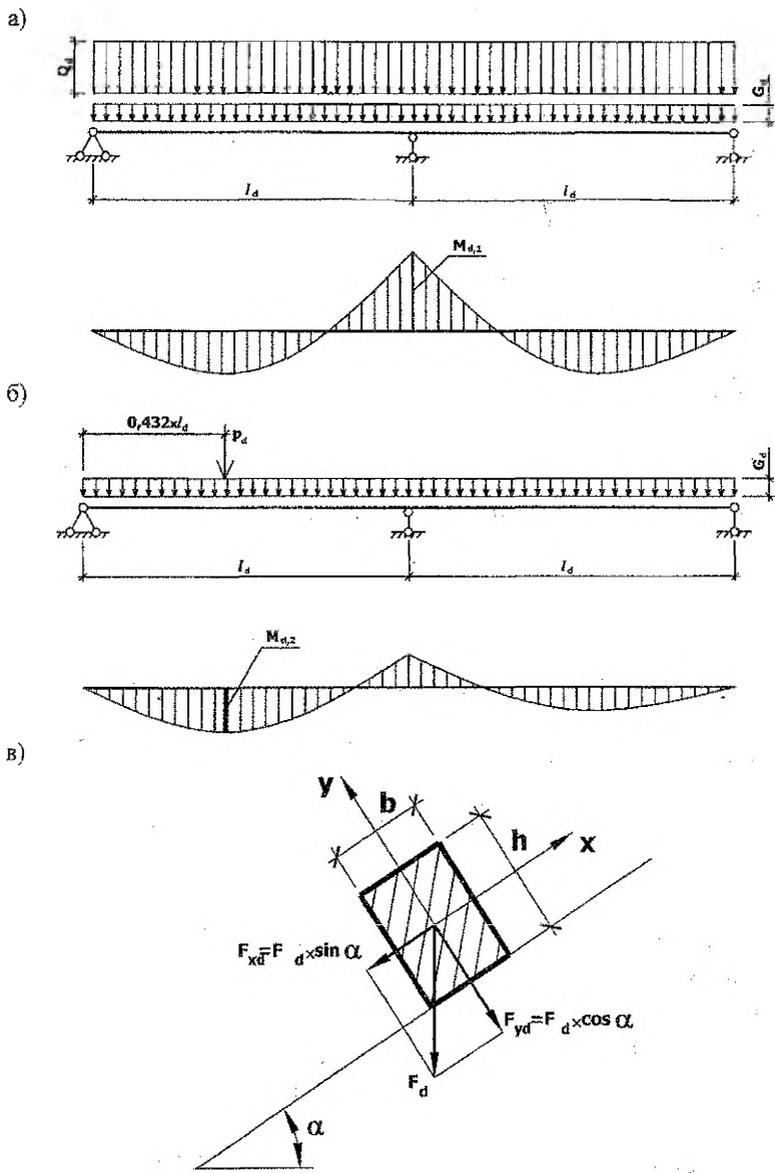
где M_d – расчетное значение изгибающего момента, определяемое для разреженного настила из сравнения произведений $k_{mod,1} \times M_{d,2}$ и $k_{mod,2} \times M_{d,1}$ (момент принимается из большего произведения);

здесь $k_{mod,1}$ – коэффициент условий работы в зависимости от класса условий эксплуатации при учёте снеговой нагрузки с полным значением (таблица 6.3 [1]);

$k_{mod,2}$ – коэффициент условий работы в зависимости от класса условий эксплуатации при учёте монтажной нагрузки (таблица 6.3 [1]).

W_d – расчетный момент сопротивления поперечного сечения настила.

Расчетное сопротивление изгибу для элементов настила и обрешетки под кровлю из древесины сосны 3-го сорта $f_{m,d} = 13$ МПа (п. 6.1.4.3 [1]), значение предельного относительного прогиба – таблица 19 [3].



а – при первом сочетании нагрузок;
 б – при втором сочетании нагрузок;
 в – изгиб. при котором направление действия усилия не совпадает с направлением главных осей поперечного сечения

Рисунок 2.1 – Расчетная схема настила и обрешетки

2.3 Расчет и конструирование обрешетки

Обрешетка применяется в качестве основания под кровлю из штучных материалов. Шаг досок или брусков определяется видом кровельного материала. При устройстве обрешетки следует иметь в виду, что доски или бруски должны иметь длину, достаточную для перекрытия не менее двух пролетов. Для сокращения сроков строительства в качестве основания под кровлю применяются шпильки обрешетки, изготовленные в заводских условиях. Размеры шпилек устанавливаются в зависимости от шага стропил, условий транспортирования и монтажа.

Обрешетка под кровлю рассчитывается на прочность и жесткость как двухпролетная неразрезная балка с пролетами l_d , равными шагу несущих конструкций на следующие сочетания нагрузок:

- а) постоянная и временная от снега (расчет на прочность и жесткость);
- б) постоянная и временная от сосредоточенного груза 1 кН с коэффициентом надежности, равным $\gamma_f=1,2$ (расчет только на прочность).

Нагрузку от сосредоточенного груза следует передавать на одну обрешетину при расстоянии между осями обрешетин более 150 мм , и на две обрешетины, если расстояние между осями обрешетин менее 150 мм .

Так как плоскость действия нагрузки не совпадает с главными плоскостями сечения обрешетины (рисунок 2.1.в), то обрешетину рассчитываем на косоу изгиб, п.7.4.3 [1].

Прочность проверяют по формуле:

$$\sigma_{m,d} = M_{x,d}/W_{x,d} + M_{y,d}/W_{y,d} \leq f_{m,d}, \quad (2.6)$$

где $M_{x,d}$ и $M_{y,d}$ – составляющие расчетного изгибающего момента для главных осей X и Y;

$W_{x,d}$ и $W_{y,d}$ – расчетные моменты сопротивления поперечного сечения обрешетины относительно главных осей X и Y.

Прогиб обрешетины:

$$u_{max} = \sqrt{u_x^2 + u_y^2}, \quad (2.7)$$

где u_x и u_y – прогиб обрешетины относительно главных осей X и Y, определяемый по следующим формулам:

$$u_x = 2,13 \times (G_k + Q_k) \times \gamma_n \times l_d^4 \times \cos\alpha / 384 \times E_0 \times J_{x,суп}; \quad (2.8)$$

$$u_y = 2,13 \times (G_k + Q_k) \times \gamma_n \times l_d^4 \times \sin\alpha / 384 \times E_0 \times J_{y,суп}. \quad (2.9)$$

Относительный прогиб обрешетины проверяем по формуле:

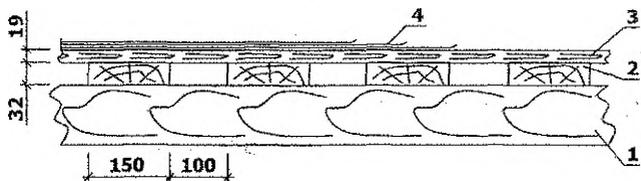
$$u_{max}/l_d \leq \left[\frac{u_{max}}{l_d} \right],$$

где $\left[\frac{u_{max}}{l_d} \right]$ – предельный относительный прогиб (таблица 19 [3]).

Пример 1. Расчет двойного настила под рулонную кровлю

Проектировать и рассчитать дощатый настил под неутепленную трехслойную рулонную кровлю по сегментным фермам пролетом $L=21\text{ м}$ с расчетной высотой $3,0\text{ м}$, установленным с шагом $B=3,8\text{ м}$. Класс условий эксплуатации – 3, класс ответственности здания – II, значение массы снегового покрова на 1 м^2 поверхности земли $S_0=2,0\text{ кН/м}^2$. Древесина – пихта 3-го сорта.

Для холодной кровли по прогонам принимаем двойной настил, состоящий из защитного слоя досок толщиной 19 мм, шириной 100 мм и рабочего слоя из досок шириной 150 мм, толщиной 32 мм, уложенных с зазором 100 мм. Принимаем шаг прогонов равным 1,5 м. Конструкция покрытия показана на рисунке 2.2.



1 – консольно-балочный прогон; 2 – рабочий слой настила;
3 – защитный слой настила; 4 – рулонная кровля (3 слоя стекловолоа)
Рисунок 2.2 – Конструкция покрытия с двойным настилом

Рассмотрим коньковый участок покрытия, где угол наклона $\alpha \approx 0^\circ$. Поэтому при определении нагрузки можно считать, что масса 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия равна массе, приходящейся на 1 м^2 поверхности покрытия. Нагрузки на настил вычисляем в табличной форме.

Таблица 2.1 – Нагрузки на 1 м^2 двойного настила

Наименование и подсчет нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
Рулонная кровля	0,100	1,3	0,130
Защитный настил $0,019 \times 600 / 100^*$	0,114	1,1	0,125
Рабочий настил $0,15 \times 0,032 \times 600 \times$ $\times \{1 / (0,15 + 0,1)\} / 100^*$	0,115	1,1	0,127
ИТОГО:	$G_k = 0,329$		$G_d = 0,382$
<ul style="list-style-type: none"> ✓ $0,1 \text{ кН/м}^2$ – нормативная нагрузка от рулонной кровли согласно главе 4 [10]; ✓ 100^* – коэффициент для определения нагрузки в кН; ✓ $\gamma_f = 1,3$ – коэффициент надежности по нагрузке для изоляционного слоя, выполняемого на строительной площадке (таблица 1 [2]); ✓ $\rho = 600 \text{ кг/м}^3$ – плотность древесины пихты для 3 класса условий эксплуатации (таблица 6.2 [1]); ✓ $\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке для деревянных конструкций (таблица 1 [2]). 			

Согласно п. 5.1 [2] нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия: $Q_k = S_0 \times \mu_s = 2,0 \times 1,0 = 2,0 \text{ кПа}$,

где $\mu_s = \cos 1,8\alpha = \cos(1,8 \times 0^\circ) = 1,0$ – коэффициент, учитывающий форму покрытия на коньковом участке покрытия, где угол наклона $\alpha = 0^\circ$ (прил.3, схема 2 [2]).

При $G_k S_0 = 0,329 / 2,0 = 0,164 < 0,8$ коэффициент надежности для снеговой нагрузки $\gamma_f = 1,6$ согласно п. 5.7 [2].

Тогда $Q_d = Q_k \times \gamma_f = 2,0 \times 1,6 = 3,2 \text{ кПа}$.

Для расчета принимаем полосу настила шириной $b_d = 1 \text{ м}$.

Нагрузки на 1 погонный метр расчетной полосы равны:

$$F_k = (G_k + Q_k) \times b_d = (0,329 + 2,0) \times 1 = 2,329 \text{ кН/м};$$

$$F_d = (G_d + Q_d) \times b_d = (0,382 + 3,2) \times 1 = 3,582 \text{ кН/м}.$$

В соответствии с п. 10.2.2 [1] рассчитываем настил как двухпролетную балку по одному из двух сочетаний нагрузок (см. рисунок 2.1).

Максимальный изгибающий момент при первом сочетании нагрузок (рисунок 2.1.а):

$$M_{d,1} = F_d \times l_1^2 / 8 = 3,582 \times 1,5^2 / 8 = 1,01 \text{ кН} \times \text{м} = 101 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Максимальный изгибающий момент при втором сочетании нагрузок (рисунок 2.1.б):

$$M_{d,2} = 0,07 \times G_d \times l_1^2 + 0,207 \times P_d \times l_d = 0,07 \times 0,382 \times 1,5^2 + 0,207 \times 2,4 \times 1,5 = 0,81 \text{ кН} \times \text{м} = 81 \text{ кН} \times \text{см},$$

где $P_d = P_k \times \gamma_f / 0,5 = 1 \times 1,2 / 0,5 = 2,4 \text{ кН}$ – сосредоточенная нагрузка в соответствии с пп. 10.2.2, 10.2.3 [1].

Так как $k_{mod,1} \times M_{d,2} = 0,95 \times 81 = 76,95 \text{ кН} \times \text{см} < k_{mod,2} \times M_{d,1} = 1,05 \times 101 = 106,05 \text{ кН} \times \text{см}$, толщину настила определяем при первом сочетании нагрузок, где $k_{mod,1} = 0,95$ – коэффициент условий работы для 3 класса условий эксплуатации при учёте полной снеговой нагрузки (таблица 6.3[1]);

$k_{mod,2} = 1,05$ – коэффициент условий работы для 3 класса условий эксплуатации при учёте монтажной нагрузки (таблица 6.3[1]).

Примечание: если $k_{mod,1} \times M_{d,2} > k_{mod,2} \times M_{d,1}$, то толщину настила надо определять при втором сочетании нагрузок.

Требуемый момент сопротивления согласно формуле (2.5) равен:

$$W_d^{mp} = M_d / f_{m,d} = 101 / 1,04 = 97,1 \text{ см}^3,$$

где $f_{m,d} = f_{m,d} \times k_x \times k_{mod} / \gamma_n = 13 \times 0,8 \times 0,95 / 0,95 = 10,4 \text{ МПа} = 1,04 \text{ кН/см}^2$,
здесь $f_{m,d} = 13 \text{ МПа} = 1,3 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление изгибу для элементов настила из древесины сосны 3-го сорта (п. 6.1.4.3 [1]);

$k_x = 0,8$ – переходной коэффициент для пихты, учитывающий породу древесины (таблица 6.5 [1]);

$k_{mod,1} = 0,95$ – коэффициент условий работы для 3 класса условий эксплуатации при учёте полной снеговой нагрузки (таблица 6.3 [1]);

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению для II класса ответственности здания (стр. 34 [2]).

Принимаем зазор между кромками досок $b_0 = 10 \text{ см}$, тогда:

$$W_d = \frac{100 \times b \times \delta^2}{(b + b_0) \times 6} = \frac{100 \times 15,0 \times 3,2^2}{(15,0 + 10) \times 6} = 102,4 \text{ см}^3,$$

что больше чем $W_d^{mp} = 97,1 \text{ см}^3$.

Определяем запас прочности в соответствии с формулой (2.5):

$$\sigma_{m,d} = M_d / W_d = 101 / 102,4 = 0,986 \text{ кН/см}^2 < f_{m,d} = 1,04 \text{ кН/см}^2.$$

Запас прочности составляет $5,2\% < 15\%$, что допустимо.

Проверка на жесткость

Определяем относительный прогиб настила от нормативной нагрузки по формуле (2.4):

$$\begin{aligned} u_{\max}/l_d &= 2,13 \times (G_k + Q_k) \times \gamma_n \times l_d^3 / 384 \times E_0 \times I_{\text{суп}} = \\ &= 2,13 \times (0,00329 + 0,02) \times 0,95 \times 150^3 / 384 \times 807,5 \times 163,8 = 1/319 < [1/127,5], \end{aligned}$$

где $F_k=2,329$ кН/м= $0,02329$ кН/см – полная нормативная нагрузка;

$E_0=8500 \times k_{\text{исп}}=8500 \times 0,95=8075$ МПа= $807,5$ кН/см² – модуль упругости древесины вдоль волокон в соответствии с пп. 6.1.5.1, 6.1.5.3 [1];

$I_{\text{суп}}=W_d \times \delta/2=102,4 \times 3,2/2=163,8$ см⁴;

$[u_{\max}/l_d] = [1/127,5]$ – предельный относительный прогиб для $l_d=1,5$ м, таблица 19 [3].

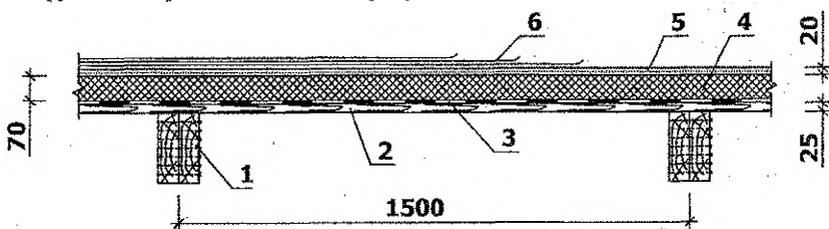
Для второго сочетания нагрузок проверка на жесткость не производится.

Пример 2. Расчет сплошного одинарного настила под рулонную кровлю

Запроектировать и рассчитать дощатый настил под утепленную рулонную кровлю по сегментным фермам пролетом $L=12$ м с расчетной высотой 2м, установленным с шагом $B=4,6$ м. Класс условий эксплуатации – 1, класс ответственности здания – II, значение массы снегового покрова на 1 м² поверхности земли $S_0=1,5$ кН/м². Древесина – кедр сибирский 3-го сорта.

Кровля рулонная по цементно-песчаной стяжке толщиной 20 мм, плотностью 1800 кг/м³. Утеплитель толщиной 70 мм, плотностью 100 кг/м³.

Для утепленной кровли принимаем сплошной одинарный настил из досок предварительно толщиной $\delta=22$ мм. Принимаем шаг прогонов равным 1,5 м. Конструкция покрытия показана на рисунке 2.3.



- 1–спаренный неразрезной прогон; 2–настил; 3–пароизоляция;
4–утеплитель; 5–цементно-песчаная стяжка;
6–рулонная кровля (3 слоя стеклоизола)

Рисунок 2.3 – Конструкция покрытия со сплошным одинарным настилом

Нагрузки на настил определяем в табличной форме.

Таблица 2.2 – Нагрузки на 1м²настила

Наименование и подсчет нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Рулонная кровля	0,100	1,3	0,130
Цементно-песчаная стяжка 0,02×1800/100*	0,360	1,3	0,468
Утеплитель 0,10×70/100*	0,070	1,3	0,091
Пароизоляция	0,020	1,3	0,026
Настил 0,022×500/100*	0,110	1,1	0,121
ИТОГО:	$G_k=0,660$		$G_d=0,836$
<ul style="list-style-type: none"> ✓ 0,1 кН/м² – нормативная нагрузка от рулонной кровли согласно главе 4 [10]; ✓ 100* – коэффициент для определения нагрузки в кН; ✓ $\gamma_f=1,3$ – коэффициент надежности по нагрузке для изоляционного слоя, выполняемого на строительной площадке (таблица 1[2]); ✓ $\rho=500$ кг/м³ – плотность древесины кедра для 1 класса условий эксплуатации (таблица 6.2[1]); ✓ $\gamma=1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке для деревянных конструкций (таблица 1[2]). 			

Согласно п. 5.1 [2] нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия: $Q_k=S_0 \times \mu_1=1,5 \times 1,0=1,5$ кПа, где $\mu_1=\cos 1,8\alpha=\cos(1,8 \times 0)^\circ=1,0$ – коэффициент, учитывающий форму покрытия на коньковом участке покрытия, где угол наклона $\alpha=0^\circ$ (прил.3, схема 2 [2]).

При $G_k/S_0=0,66/1,5=0,44 < 0,8$ коэффициент надежности для снеговой нагрузки $\gamma_f=1,6$ согласно п. 5.7 [2].

Тогда $Q_d=Q_k \times \gamma_f=1,5 \times 1,6=2,40$ кПа.

Расчет по первому сочетанию нагрузок (рисунок 2.1.а)

Для расчета принимаем полосу настила шириной $b_d=1$ м на горизонтальном (коньковом) участке покрытия.

Нагрузки на 1 погонный метр расчетной полосы равны:

$$F_k=(G_k+Q_k) \times b_d=(0,66+1,5) \times 1=2,16 \text{ кН/м};$$

$$F_d=(G_d+Q_d) \times b_d=(0,836+2,40) \times 1=3,236 \text{ кН/м}.$$

Максимальный изгибающий момент

$$M_d=F_d \times l_d^2/8=3,236 \times 1,5^2/8=0,91 \text{ кН} \times \text{м}=91 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Определим толщину настила из условия прочности по формуле (7.14) [1].

Требуемый момент сопротивления при

$$f_{m,d}=f_{m,d} \times k_x \times k_{mod} / \gamma_n=13 \times 0,9 \times 1,05 / 0,95=12,93 \text{ МПа}=1,293 \text{ кН/см}^2,$$

где $f_{m,d}=13$ МПа – расчетное сопротивление изгибу настила из древесины сосны 3-го сорта согласно п. 6.1.4.3 [1];

$k_x=0,9$ – переходной коэффициент для кедра сибирского, учитывающий породу древесины (таблица 6.5 [1]);

$k_{mod}=1,05$ – коэффициент условий работы для 1 класса условий эксплуатации с полным значением снеговой нагрузки (таблица 6.3[1]);

$\gamma_n=0,95$ – коэффициент надежности по назначению для II класса ответственности здания (стр. 34 [2]).

$$W_d^{np} = M_d / f_{m,d} = 91 / 1,293 = 70,4 \text{ см}^3.$$

Определяем толщину настила при $b_d = 100 \text{ см}$:

$$\delta = \sqrt{6 \times W_d^{np} / b_d} = \sqrt{6 \times 70,4 / 100} = 2,06 \text{ см}.$$

По сортаменту (СТБ 1713-2007) принимаем $\delta = 22 \text{ мм}$.

Определяем запас прочности: $W_d = b_d \times \delta^2 / 6 = 100 \times 2,2^2 / 6 = 80,7 \text{ см}^3$;

$$\sigma_{m,d} = M_d / W_d = 91 / 80,7 = 1,128 \text{ кН/см}^2 < f_{m,d} = 1,293 \text{ кН/см}^2.$$

Запас прочности составляет $12,8\% < 15\%$, что допустимо.

Проверяем относительный прогиб:

$$u_{max} / l_d = 2,13 \times F_k \times \gamma_n \times l_d^3 / 384 \times E_0 \times k_{mod} \times I_{sup} =$$

$$= 2,13 \times 0,0216 \times 0,95 \times 150^3 / 384 \times 892,5 \times 88,7 = 1/206 < \left[1/127,5 \right],$$

где $F_k = 2,16 \text{ кН/м} = 0,0216 \text{ кН/см}$ – полная нормативная нагрузка;

$E_0 = 8500 \times k_{mod} = 8500 \times 1,05 = 8925 \text{ МПа} = 892,5 \text{ кН/см}^2$ – модуль упругости древесины вдоль волокон в соответствии с пп. 6.1.5.1, 6.1.5.3 [1];

$$I_{sup} = b_d \times \delta^3 / 12 = 100 \times 2,2^3 / 12 = 88,7 \text{ см}^4;$$

$$\left[\frac{u_{max}}{l_d} \right] = \left[\frac{1}{127,5} \right] \text{ – предельный относительный прогиб для } l_d = 1,5 \text{ м,}$$

таблица 19 [3].

Расчет по второму сочетанию нагрузок (рисунок 2.1.б)

Принимаем доски шириной $b = 150 \text{ мм}$. Тогда сосредоточенная нагрузка передается на две доски (п. 10.2.3 [1]) и $b_d = 2 \times b = 30 \text{ см}$.

Произведем подсчет нагрузок на 1 погонный метр расчетной полосы настила (две доски) от собственной массы настила: $G_d = 0,836 \times 0,3 = 0,251 \text{ кН/м}$.

Сосредоточенная нагрузка $P_d = P_k \times \gamma_f = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ кН}$ (п. 10.2.2 [1]).

Максимальный изгибающий момент при втором сочетании нагрузок от действия сосредоточенной нагрузки, распределенной на две доски настила, и собственного веса настила.

$$M_d = 0,07 \times G_d \times l_d^2 + 0,207 \times P_d \times l_d = 0,07 \times 0,251 \times 1,5^2 + 0,207 \times 1,2 \times 1,5 = 0,41 \text{ кН} \times \text{м} = 41 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Определяем запас прочности:

$$\sigma_{m,d} = M_d / W_d = 41 / 24,2 = 1,69 \text{ кН/см}^2 = 16,9 \text{ МПа} > f_{m,d} = 14,78 \text{ МПа},$$

$$\text{где } W_d = b_d \times \delta^2 / 6 = 30 \times 2,2^2 / 6 = 24,2 \text{ см}^3;$$

$$f_{m,d} = f_{m,d} \times k_x \times k_{mod} / \gamma_n = 13 \times 0,9 \times 1,2 / 0,95 = 14,78 \text{ МПа},$$

здесь $k_{mod} = 1,2$ – коэффициент условий работы для I класса условий эксплуатации при учёте монтажной нагрузки (таблица 6.3 [1]).

В связи с тем, что условие прочности не выполняется, увеличиваем толщину доски до 25 мм . Тогда:

$$W_d = 30 \times 2,5^2 / 6 = 31,25 \text{ см}^3, \quad \sigma_{m,d} = M_d / W_d = 41 / 31,25 = 1,31 \text{ кН/см}^2 = 13,1 \text{ МПа} < f_{m,d} = 14,78 \text{ МПа}.$$

Запас прочности составляет $11,4\% < 15\%$, что допустимо, поэтому оставляем принятое сечение досок.

Пример 3. Расчет обрешетки под кровлю из асбестоцементных волнистых листов

Запроектировать и рассчитать обрешетку под кровлю из асбестоцементных волнистых листов по наклонным стропилам, установленным с шагом 0,9 м. Угол наклона кровли к горизонту $\alpha=32^\circ$. Класс условий эксплуатации – 3, класс ответственности здания – III, район строительства – г.Брест. Древесина – кедр сибирский 3 сорта.

В соответствии с рекомендациями [4] расстояние между осями брусков обрешетки принимаем равным 500мм. Принимаем бруски (ориентировочно) сечением $b \times h=50 \times 60$ мм.

Определяем погонную равномерно распределенную нагрузку на один брусок обрешетки (таблица 2.3).

Таблица 2.3 – Нагрузка на брусок обрешетки

Элементы и подсчет нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Асбестоцементные волнистые листы 15х0,5/100	0,750	1,3	0,098
Брусок обрешетки ($b \times h = 50 \times 60$ мм, $\rho=600$ кг/м ³) 0,05х0,06х600/100	0,018	1,1	0,020
Итого:G	0,093		0,118
Снеговая нагрузка $Q=0,8 \times 0,80 \times 0,5 \times 0,8480$	0,271	1,6	0,434
ИТОГО: (G+Q)	0,364		0,552

✓ 15 кг – вес 1 м² кровли из асбестоцементных волнистых листов с учетом нахлеста вдоль ската кровли;
 ✓ 100 – коэффициент перехода от нагрузки в кг в кН;
 ✓ $\gamma_f=1,3$ – коэффициент надежности по нагрузке для изоляционного слоя, выполняемого на строительной площадке (таблица 1 [2]);
 ✓ $\rho=600$ кг/м³ – плотность древесины кедра сибирского для 3 класса условий эксплуатации (таблица 6.2 [1]);
 ✓ $\gamma_f=1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке для деревянных конструкций (таблица 1 [2]);
 ✓ $S_g=0,8$ кН/м² – значение массы снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли для г. Бреста, принятое с учетом изменения №1 РБ СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия», введенного в действие с 1.07.2004 года;
 ✓ $\mu = (60^\circ - \alpha)/35^\circ = (60^\circ - 32^\circ)/35^\circ = 0,8$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие (приложение 3[2]);
 ✓ 0,848 – косинус угла $\alpha=32^\circ$;
 ✓ $\gamma_f = 1,6$ – коэффициент надежности по нагрузке для снеговой нагрузки при $0,093/(0,8 \times 0,5 \times 0,848) = 0,27 < 0,8$, согласно п. 5.7 [2].

Обрешетку рассматриваем как двухпролетную неразрезную балку с пролетами $l_d=0,9$ м (рисунок 2.1 а,б).

Максимальный изгибающий момент:

а) для первого сочетания нагрузок:

$$M_{d,1} = F_d \times l_d^2 / 8 = [(0,118 + 0,434) \times 0,9^2] / 8 = 0,056 \text{ кН} \times \text{м};$$

б) для второго сочетания нагрузок:

$$M_{d,2} = 0,07 \times G_d \times l_d^2 + 0,207 \times P_d \times l_d = 0,07 \times 0,118 \times 0,9^2 + 0,207 \times 1,2 \times 0,9 = 0,230 \text{ кН} \times \text{м};$$

где $P_d = P_k \times \gamma_f = 1,0 \times 1,2 = 1,2 \text{ кН}$ – величина сосредоточенной (монтажной) нагрузки в соответствии с п. 10.2.2 [1].

$$\text{Так как } k_{\text{mod},1} \times M_{d,2} = 0,230 \times 0,95 = 0,218 \text{ кН} \times \text{м} > k_{\text{mod},2} \times M_{d,1} = 0,056 \times 1,05 = 0,059 \text{ кН} \times \text{м};$$

где $k_{\text{mod},1} = 0,95$ – коэффициент условий работы для 3 класса условий эксплуатации при учёте полной снеговой нагрузки (таблица 6.3 [1]);

$k_{\text{mod},2} = 1,05$ – коэффициент условий работы для 3 класса условий эксплуатации при учёте кратковременного действия монтажной нагрузки (таблица 6.3 [1]).

Расчет прочности бруска обрешетки ведем при втором сочетании нагрузок, как более невыгодном.

Так как плоскость действия нагрузки не совпадает с главными осями сечения бруска (рисунок 2.1 в), то брусок рассчитываем на косоу изгиб. Составляющие изгибающего момента относительно главных осей бруска равны:

$$M_{x,d} = M_{d,2} \times \cos \alpha = 0,23 \times 0,848 = 0,195 \text{ кН} \times \text{м};$$

$$M_{y,d} = M_{d,2} \times \sin \alpha = 0,23 \times 0,5299 = 0,122 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Расчетные моменты сопротивления поперечного сечения бруска относительно главных осей:

$$W_{x,d} = b \times h^2 / 6 = 5 \times 6^2 / 6 = 30 \text{ см}^3; W_{y,d} = b^2 \times h / 6 = 6 \times 5^2 / 6 = 25 \text{ см}^3.$$

При косоу изгибе должно выполняться условие:

$$\sigma_{m,d} = M_{x,d} / W_{x,d} + M_{y,d} / W_{y,d} = 19,5 / 30 + 12,2 / 25 = 1,138 \text{ кН} / \text{см}^2 = 11,38 \text{ МПа} < f_{m,d} = 13,65 \text{ МПа},$$

$$\text{где } f_{m,d} = f_{m,d} \times k_x \times k_{\text{mod},2} / \gamma_n = 13 \times 0,9 \times 1,05 / 0,9 = 13,65 \text{ МПа};$$

здесь $f_{m,d} = 13 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление изгибу вдоль волокон для элементов обрешетки из древесины сосны 3-го сорта (п.6.1.4.3[1]).

$k_x = 0,9$ – переходной коэффициент для кедр сибирского, учитывающий породу древесины (таблица 6.5 [1]);

$\gamma_n = 0,9$ – коэффициент надежности по назначению для III класса ответственности здания (стр. 34 [2]).

Запас прочности составляет 17%, что больше допустимой величины 15%, однако уменьшение сечения бруска до 50×50мм приводит к невыполнению условия прочности $\sigma_{m,d} = 15,22 \text{ МПа} > 13,65 \text{ МПа}$, поэтому оставляем принятое сечение 50×60 мм.

Определим прогиб бруска при первом сочетании нагрузок.

Прогиб в плоскости, перпендикулярной скату:

$$u_x = 2,13 \times (G_k + Q_k) \times \gamma_n \times l_d^4 \times \cos \alpha / 384 \times E_0 \times J_{x,\text{sup}} =$$

$$= 2,13 \times 0,00364 \times 0,9 \times 90^4 \times 0,848 / 384 \times 807,5 \times 90 = 0,014 \text{ см}.$$

Прогиб в плоскости, параллельной скату:

$$u_y = 2,13 \times (G_k + Q_k) \times \gamma_n \times l_d^4 \times \sin \alpha / 384 \times E_0 \times J_{y, sup} = \\ = 2,13 \times 0,00364 \times 0,9 \times 90^4 \times 0,5299 / 384 \times 807,5 \times 62,5 = 0,013 \text{ см},$$

где $E_0 = 8500 \times k_{mod} = 8500 \times 0,95 = 8075 \text{ МПа} = 807,5 \text{ кН/см}^2$ – модуль упругости древесины вдоль волокон в соответствии с пп. 6.1.5.1, 6.1.5.3 [1];

$$J_{x, sup} = 5 \times 6^3 / 12 = 90 \text{ см}^4; J_{y, sup} = 5^3 \times 6 / 12 = 62,5 \text{ см}^4.$$

Полный прогиб бруска $u_{max} = \sqrt{u_x^2 + u_y^2} = \sqrt{0,014^2 + 0,013^2} = 0,019 \text{ см}$.

Относительный прогиб $u_{max} / l_d = 0,019 / 90 = 1 / 4737 < \left[u_{max} / l_d \right] = \left[1 / 120 \right]$,

где $\left[u_{max} / l_d \right] = \left[1 / 120 \right]$ – предельный относительный прогиб балки пролетом l_d

менее 1м, таблица 19 [3].

Таким образом, принятое сечение брусков обрешетки $b \times h = 50 \times 60 \text{ мм}$ удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

2.4 Расчет и конструирование прогонов

Прогоны предназначены для восприятия нагрузки от кровли и передачи ее на основные несущие конструкции покрытия. Обычно применяют прогоны разрезные, консольно-балочные и неразрезные (спаренные) прогоны.

Разрезные прогоны целесообразно применять при шаге расстановки несущих конструкций до 4м (из цельной древесины) и свыше 6м (из клееной древесины). Прогоны стыкуются на опорах (несущих конструкциях) впритык на накладках. Разрезные прогоны рассчитываются как однопролетная балка на действие равномерно распределенной нагрузки.

Максимальный изгибающий момент определяется по формуле:

$$M_{max} = F_d \times l_d^2 / 8. \quad (2.10)$$

Максимальный прогиб определяется по формуле:

$$u_{max} = 5 \times F_k \times l_d^4 \times \gamma_n / 384 \times E_0 \times k_{mod} \times I_{sup}. \quad (2.11)$$

Консольно-балочные прогоны применяются при шаге расстановки несущих конструкций от 3,6 до 4,7м. Стыки-шарниры таких прогонов размещают попарно через пролет, выполняя их косым прирубом с постановкой одного или двух болтов диаметром не менее 8мм. При расположении шарниров на расстоянии $l_{ст} = 0,15 \times l_d$ (l_d – пролет консольно-балочного прогона) и выполнении крайних пролётов длиной $0,85 \times l_d$ максимальные моменты на опорах и в пролете равны, то есть получается равномоментная схема.

Максимальный изгибающий момент определяется по формуле:

$$M_{max} = F_d \times l_d^2 / 16. \quad (2.12)$$

Максимальный прогиб определяется по формуле:

$$u_{max} = 2 \times F_k \times l_d^4 \times \gamma_n / 384 \times E_0 \times k_{mod} \times I_{sup}. \quad (2.13)$$

Неразрезные (спаренные) прогоны применяются при шаге конструкций от 4,5 м до 6 м и состоят из двух досок, поставленных на ребро и соединенных гвоздями, забиваемыми конструктивно в шахматном порядке с шагом 50 см. Доски стыкуются вразбежку слева и справа от опор. Стык досок устраивается в точках, где изгибающий момент в неразрезных балках, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой по всей длине, равен нулю, т.е. на расстоянии $l_{cr}=0,21 \times l_d$ от опор и осуществляется при помощи расчетного количества гвоздей. При выполнении крайних пролетов длиной $0,21 \times l_d$ получается равнопрогибная схема.

Максимальный изгибающий момент определяется по формуле:

$$M_{max} = F_d \times l_d^2 / 12. \quad (2.14)$$

Максимальный прогиб определяется по формуле:

$$u_{max} = F_k \times l_d^4 \times \gamma_n / 384 \times E_g \times k_{mod} \times I_{sup}. \quad (2.15)$$

В формулах 2.10, 2.12, 2.14:

F_d – расчетные значения воздействий;

l_d – расчетная длина элемента.

В формулах 2.11, 2.13, 2.15:

F_k – нормативные значения воздействий;

γ_n – коэффициент, учитывающий класс ответственности здания;

E_g – модуль упругости древесины вдоль волокон;

k_{mod} – коэффициент условий работы, учитывающий класс условий эксплуатации и вид нагрузки;

I_{sup} – момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси.

При несовпадении плоскости действия нагрузки с главными осями прямоугольного сечения прогона, что может быть при устройстве прогонов по треугольным фермам, аркам и рамам, они работают в условиях косоугольного изгиба. В этом случае применяются разрезные и консольно-балочные прогоны. Неразрезные (спаренные) прогоны применяются при условии, что их работа на косоугольный изгиб будет исключена. При наклонном положении прогонов скатная составляющая нагрузки должна быть воспринята жестким в плоскости ската двойным перекрестным или щитовым настилом.

При назначении размеров поперечного сечения прогонов рекомендуется соблюдать соотношение высоты к ширине в пределах 1,25...1,75.

Пример 4. Расчет разрезного прогона

Запроектировать и рассчитать прогон под кровлю из асбестоцементных волнистых листов среднего профиля. Несущие конструкции покрытия – металлодеревянные треугольные фермы. Угол наклона верхних поясов $\alpha=14^\circ$. Шаг несущих конструкций 3,6 м. Класс условий эксплуатации конструкций – 3, класс ответственности здания – III. Значение массы снегового покрова на 1 м^2 поверхности земли $S_0=2,0 \text{ кН/м}^2$. Древесина – кедр сибирский 2-го сорта.

В соответствии с размерами асбестоцементных волнистых листов среднего профиля и требованиями п.7.2 [4] расстояние между осями прогонов по скату принимаем равным 750мм.

Нагрузки на прогон определим в табличной форме.

Таблица 2.4 – Нагрузки на 1 пог.м.

Элементы и подсчет нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Асбестоцементный волнистый лист среднего профиля 15×0,75/100*	0,113	1,3	0,146
Собственный вес прогона (ориентировочно) 0,10×0,15×600/100*	0,090	1,1	0,099
Итого: G	0,203		0,245
Снеговая нагрузка $Q_s = S_0 \times \mu \times b \times \cos \alpha =$ 2,0×1,0×0,75×0,971	1,455	1,6	2,329
Всего: (G+Q)	1,658		2,574
<ul style="list-style-type: none"> ✓ 15 кг/м² – вес 1 м² асбестоцементного волнистого листа среднего профиля; ✓ 100* – коэффициент для определения нагрузки в кН; ✓ $\gamma_f=1,3$ – коэффициент надежности по нагрузке для изоляционного слоя, выполняемого на строительной площадке (таблица 1 [2]); ✓ $\rho=600 \text{ кг/м}^3$ – плотность древесины кедр сибирского для 3 класса условий эксплуатации (таблица 6.2 [1]); ✓ $\gamma_f=1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке для деревянных конструкций (таблица 1 [2]); ✓ $\mu=1$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие (приложение 3[2]); ✓ 0,971 – косинус угла $\alpha=14^\circ$. ✓ $\gamma_f=1,6$ – коэффициент надежности для снеговой нагрузки при $G_k/(S_0 \times b \times \cos \alpha) = 0,147/1,455=0,10 < 0,8$ (п. 5.7 [2]). 			

Примечание: в дипломном проектировании значения величин S_0 и γ_f должны приниматься с учетом изменения №1 РБ СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия», введенного в действие с 1.07.2004 года.

Поскольку пролёт прогона $l=3,6\text{м} < 4\text{м}$, то принимаем конструкцию разрезного прогона.

Максимальный изгибающий момент в середине пролёта:

$$M_d = F_d \times l_d^2 / 8 = 2,574 \times 3,545^2 / 8 = 4,04 \text{ кН} \times \text{м},$$

$$\text{где } l_d = l_0 - 2 \times a / 2 = 360 - 2 \times 5,5 / 2 = 354,5 \text{ см},$$

l_0 – пролёт прогона (расстояние между осями несущих конструкций);

$a=5,5$ см – минимальная длина опорной площадки прогона.

Прогон работает в условиях косоугольного изгиба (рисунок 2.1.в).

Составляющие расчетного изгибающего момента относительно главных осей сечения:

$$M_{yd} = M_d \times \cos \alpha = 4,04 \times 0,9703 = 3,92 \text{ кН} \times \text{м} = 392 \text{ кН} \times \text{см};$$

$$M_{zd} = M_d \times \sin \alpha = 4,04 \times 0,2419 = 0,98 \text{ кН} \times \text{м} = 98 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Задаемся отношением сторон поперечного сечения прогона $\eta = h/b = 1,5$.

Требуемый момент сопротивления сечения:

$$W_d^{mp} = M_{xd} + \eta \times M_{yd} / f_{m,d} = (392 + 1,5 \times 98) / 1,235 = 436,4 \text{ см}^3,$$

$$\text{где } f_{m,d} = f_{m,d} \times k_x \times k_{mod} / \gamma_n = 13 \times 0,9 \times 0,95 / 0,9 = 12,35 \text{ МПа} = 1,235 \text{ кН/см}^2,$$

здесь $f_{m,d} = 13 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление изгибу вдоль волокон древесины сосны 2-го сорта согласно таблице 6.4 [1];

$k_x = 0,9$ – переходной коэффициент для кедра сибирского, учитывающий породу древесины (таблица 6.5 [1]);

$k_{mod} = 0,95$ – коэффициент условий работы для 3-го класса условий эксплуатации при учёте полной снеговой нагрузки (таблица 6.3 [1]);

$\gamma_n = 0,90$ – коэффициент надёжности по назначению для III класса ответственности здания (стр. 34 [2]).

Требуемая высота сечения:

$$h_{mp} = \sqrt[3]{6 \times \eta \times W_d^{mp}} = \sqrt[3]{6 \times 1,5 \times 436,4} = 15,73 \text{ см.}$$

Требуемая ширина сечения:

$$b_{mp} = h_{mp} / \eta = 15,73 / 1,5 = 10,49 \text{ см.}$$

С учётом сортамента пиломатериалов (СТБ 1713-2007) принимаем сечение прогона $b \times h = 100 \times 175 \text{ мм}$, для которого:

$$W_{xd} = b \times h^2 / 6 = 10 \times 17,5^2 / 6 = 510,42 \text{ см}^3; W_{yd} = b^2 \times h / 6 = 17,5 \times 10^2 / 6 = 291,67 \text{ см}^3.$$

$$J_{x,sup} = b \times h^3 / 12 = 10 \times 17,5^3 / 12 = 4466 \text{ см}^4; J_{y,sup} = b^3 \times h / 12 = 17,5 \times 10^3 / 12 = 1458 \text{ см}^4.$$

Определяем запас прочности:

$$392 / (510,42 \times 1,235) + 98 / (291,67 \times 1,235) = 0,622 + 0,272 = 0,894 < 1.$$

Запас прочности составляет 10,6%, что допустимо.

Определим составляющие прогиба по формулам:

$$u_x = 5 \times (G_k + Q_k) \times \gamma_n \times l_d^4 \times \cos \alpha / 384 \times E_0 \times k_{mod} \times J_{x,sup} =$$

$$= 5 \times 0,01658 \times 0,9 \times 354,5^4 \times 0,9703 / 384 \times 850 \times 0,95 \times 4466 = 0,70 \text{ см};$$

$$u_y = 5 \times (G_k + Q_k) \times \gamma_n \times l_d^4 \times \sin \alpha / 384 \times E_0 \times k_{mod} \times J_{y,sup} =$$

$$= 5 \times 0,01658 \times 0,9 \times 354,5^4 \times 0,2419 / 384 \times 850 \times 0,95 \times 1458 = 0,54 \text{ см.}$$

$$\text{Полный прогиб прогона равен } u_{max} = \sqrt{u_x^2 + u_y^2} = \sqrt{0,70^2 + 0,54^2} = 0,88 \text{ см.}$$

$$\text{Относительный прогиб } u_{max} / l_d = 0,88 / 354,5 = 1 / 403 < \left[\frac{u_{max}}{l_d} \right] = \left[\frac{1}{159} \right],$$

где $\left[\frac{u_{max}}{l_d} \right] = \left[\frac{1}{159} \right]$ – предельный относительный прогиб для прогона пролётом $l_d = 354,5 \text{ см}$ (таблица 19 [3]).

Пример 5. Расчет консольно-балочного прогона

Рассчитать прогон покрытия по исходным данным примера 1.

По прогонам устроена холодная кровля в виде двойного настила, состоящего из защитного слоя досок толщиной 19 мм, шириной 100 мм и рабочего слоя из досок шириной 150 мм, толщиной 32 мм, уложенных с зазором 100 мм (см. рисунок 2.2). Шаг прогонов – 1,5 м. Прогоны уложены по сегментным фермам пролетом $L=21$ м с расчётной высотой 3,0 м, установленным с шагом $B=3,8$ м. Класс условий эксплуатации – 3, класс ответственности здания – II, значение массы снегового покрова на 1 м^2 поверхности земли $S_0=2,0 \text{ кН/м}^2$. Древесина – пихта 2-го сорта.

Определяем собственную массу прогона в покрытии по формуле (2.1):

$$G_k^{sp} = \frac{G_k + Q_k}{1000 / (K_{cb} \times L) - 1} = \frac{0,329 + 2,0}{1000 / (9,07 \times 3,8) - 1} = 0,083 \text{ кН/м}^2,$$

где $G_k=0,329 \text{ кН/м}^2$ – нормативная постоянная нагрузка (таблица 2.1);

$Q_k=2,0 \text{ кН/м}^2$ – нормативная снеговая нагрузка (пример 1);

$L=B=3,8$ м – пролет прогона, м;

$K_{cb}=9,07$ – коэффициент собственной массы прогона для $l=3,8$ м.

Примечание: коэффициент собственной массы прогона определяем интерполяцией по зависимости $K_{cb}=8 \dots 12$ при $l=3 \dots 6$ м.

Постоянная нагрузка от покрытия на 1 м^2 плана, включая массу прогона:

$$G_k^{pok} = G_k + G_k^{sp} = 0,329 + 0,083 = 0,412 \text{ кН/м}^2;$$

$$G_d^{pok} = G_d + G_k^{sp} \times \gamma_f = 0,382 + 0,083 \times 1,1 = 0,473 \text{ кН/м}^2,$$

где $G_d=0,382 \text{ кН/м}^2$ – расчётная постоянная нагрузка (таблица 2.1);

$\gamma_f=1,1$ – коэффициент надёжности по нагрузке для деревянных конструкций (таблица 1 [2]).

Полная погонная нагрузка на прогон:

$$F_k = (G_k^{pok} + Q_k) \times a_d = (0,412 + 2,0) \times 1,5 = 3,62 \text{ кН/м};$$

$$F_d = (G_d^{pok} + Q_d) \times a_d = (0,473 + 3,2) \times 1,5 = 5,51 \text{ кН/м};$$

где $a_d=1,5$ м – расстояние между прогонами.

Поскольку пролет прогона $l=3,8$ м $< 4,5$ м, принимаем конструкцию равномоментного консольно-балочного прогона.

Максимальный изгибающий момент над промежуточной опорой (рисунок 2.4 а):

$$M_d^{on} = F_d \times l^2 / 16 = 5,51 \times 3,8^2 / 16 = 4,97 \text{ кН} \times \text{м} = 497 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Требуемый момент сопротивления согласно формуле (2.5) равен:

$$W_d^{np} = M_d / f_{m,d} = 497 / 1,04 = 478 \text{ см}^3,$$

где $f_{m,d} = f_{m,d} \times k_x \times k_{mod} / \gamma_n = 13 \times 0,8 \times 0,95 / 0,95 = 10,4 \text{ МПа} = 1,04 \text{ кН/см}^2$,

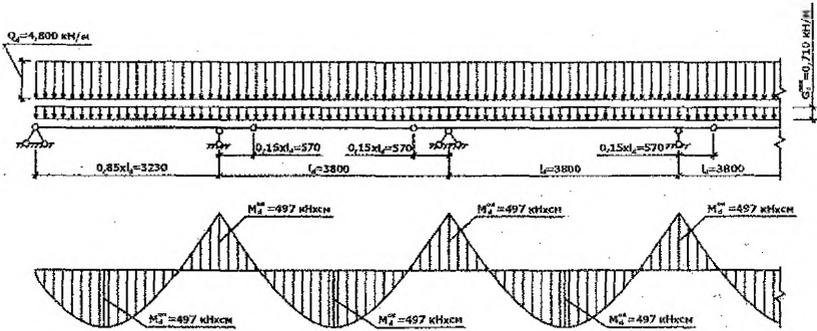
здесь $f_{m,d} = 13 \text{ МПа} = 1,3 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление изгибу элементов прямоугольного сечения из древесины сосны 2-го сорта (таблица 6.4 [1]);

$k_x=0,8$ – переходной коэффициент для пихты, учитывающий породу древесины (таблица 6.5 [1]);

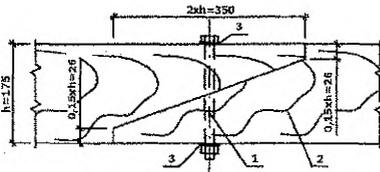
$k_{mod}=0,95$ – коэффициент условий работы для 3 класса условий эксплуатации при учёте полной снеговой нагрузки (таблица 6.3 [1]);

$\gamma_n=0,95$ – коэффициент надёжности по назначению для II класса ответственности здания (стр. 34 [2]).

а)



б)



а – расчётная схема и эпюра изгибающих моментов; б – шарнир в виде косо́го прируба;
1 – болт $\varnothing 8$ мм, $l = 220$ мм; 2 – брус сечением 100×175 мм; 3 – квадратная шайба $40 \times 40 \times 4$ мм
Рисунок 2.4 – К расчёту консольно-балочного прогона

Приняв ширину сечения прогона $b = 10,0$ см, определяем его требуемую высоту:

$$h_{np} = \sqrt{6 \times W_d^{mp} / b} = \sqrt{6 \times 478 / 10} = 16,94 \text{ см.}$$

В соответствии с сортаментом пиломатериалов (СТБ 1713-2007) принимаем $h = 17,5$ см.

Определяем запас прочности: $W_d = b \times h^2 / 6 = 10 \times 17,5^2 / 6 = 510,4 \text{ см}^3$;

$\sigma_{m,d} = M_d / W_d = 497 / 510,4 = 0,974 \text{ кН/см}^2 < f_{m,d} = 1,04 \text{ кН/см}^2$.

Запас прочности составляет $6,4\% < 15\%$, что допустимо.

Проверяем принятое сечение по жесткости:

$$\frac{u_{max}}{l} = 2 \times F_k \times l^3 \times \gamma_n / 384 \times E_0 \times I_{sup} =$$

$$= 2 \times 0,0362 \times 380^3 \times 0,95 / 384 \times 807,5 \times 4466 = \frac{1}{367} < \left[\frac{1}{163} \right],$$

где $F_k = 3,62 \text{ кН/м} = 0,0362 \text{ кН/см}$ – полная нормативная нагрузка;

$E_0 = 8500 \times k_{mod} = 8500 \times 0,95 = 8075 \text{ МПа} = 807,5 \text{ кН/см}^2$ – модуль упругости древесины вдоль волокон в соответствии с пп. 6.1.5.1, 6.1.5.3 [1];

$I_{sup} = b \times h^3 / 12 = 10 \times 17,5^3 / 12 = 4466 \text{ см}^4$;

$\left[\frac{1}{163} \right]$ – предельный относительный прогиб для $l = 3,8$ м; таблица 19 [3].

В соответствии с п. 10.2.4 [1] шарниры в консольно-балочном прогоне располагаем попарно через пролет, выполняя их в виде косо́го прируба (рисунок 2.4.б).

Пример 6. Расчет неразрезного (спаренного) прогона

Расчитать прогон покрытия по исходным данным примера 2.

По прогонам устроена утепленная рулонная кровля, включающая в себя: цементно-песчаную стяжку толщиной 20 мм, плотностью 1800 кг/м³; утеплитель толщиной 70 мм, плотностью 100 кг/м³; сплошной одинарный настил из досок толщиной $\delta=25$ мм (см. рисунок 2.3). Шаг прогонов – 1,5 м. Прогоны уложены по сегментным фермам пролетом $L=12$ м с расчетной высотой 2 м, установленным с шагом $V=4,6$ м. Класс условий эксплуатации – 1, класс ответственности здания – II, значение массы снегового покрова на 1 м² поверхности земли $S_0=1,5$ кН/м². Древесина – кедр сибирский 2-го сорта.

Определяем собственную массу прогона в покрытие:

$$G_k^{np} = \frac{G_k + Q_k}{1000 / (K_{ce} \times l) - 1} = \frac{0,675 + 1,5}{1000 / (10,1 \times 4,6) - 1} = 0,106 \text{ кН/м}^2,$$

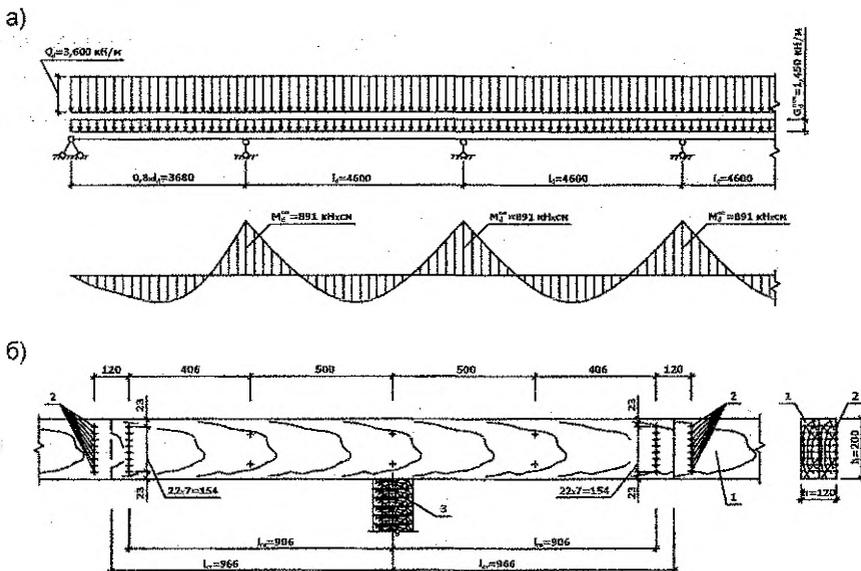
где $G_k=0,66+(0,025-0,022) \times 500/100=0,675$ кН/м² – уточнённая нормативная постоянная нагрузка (таблица 2.2);

$Q_k=1,5$ кН/м² – нормативная снеговая нагрузка (см. пример 2);

$l=V=4,6$ м – пролет прогона, м;

$K_{ce}=10,1$ – коэффициент собственной массы прогона для $l=4,6$ м.

Примечание: коэффициент собственной массы прогона определяем интерполяцией по зависимости $K_{ce}=8 \dots 12$ при $l=3 \dots 6$ м.



а – расчётная схема и эпюра изгибающих моментов; б – стык прогона;

1 – доска сечением 60×200 мм; 2 – гвоздь Ø4 мм, $l=120$ мм;

3 – верхний пояс фермы

Рисунок 2.5 – К расчёту неразрезного прогона

Постоянная нагрузка от покрытия на 1 м^2 плана, включая массу прогона:

$$G_k^{нох} = G_k + G_k^{сп} = 0,675 + 0,106 = 0,781 \text{ кН/м}^2;$$

$$G_d^{нох} = G_d + G_k^{сп} \times \gamma_f = 0,853 + 0,106 \times 1,1 = 0,969 \text{ кН/м}^2,$$

где $G_k = 0,836 + (0,025 - 0,022) \times 500 \times 1,1 / 100 = 0,853 \text{ кН/м}^2$ – уточнённая расчётная постоянная нагрузка (таблица 2.2),

здесь $\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надёжности по нагрузке для деревянных конструкций согласно таблице 1 [2].

Полная погонная нагрузка на прогон:

$$F_k = (G_k^{нох} + Q_k) \times a_d = (0,781 + 1,50) \times 1,5 = 3,42 \text{ кН/м};$$

$$F_d = (G_d^{нох} + Q_d) \times a_d = (0,969 + 2,40) \times 1,5 = 5,05 \text{ кН/м},$$

где $a_d = 1,5 \text{ м}$ – расстояние между прогонами;

$Q_d = 2,4 \text{ кН/м}^2$ – расчётная снеговая нагрузка (см. пример 2).

Поскольку пролет прогона $l = 4,6 \text{ м} > 4,5 \text{ м}$, принимаем конструкцию неразрезного (спаренного) прогона.

Максимальный изгибающий момент над промежуточной опорой (рисунки 2.5.а):

$$M_d^{ог} = F_d \times l^2 / 12 = 5,05 \times 4,6^2 / 12 = 8,91 \text{ кН} \times \text{м} = 891 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Требуемый момент сопротивления согласно формуле (2.5) равен:

$$W_d^{тсп} = M_d^{ог} / f_{m,d} = 891 / 1,293 = 689 \text{ см}^3,$$

где $f_{m,d} = f_{m,d} \times k_x \times k_{mod} / \gamma_n = 13 \times 0,9 \times 1,05 / 0,95 = 12,93 \text{ МПа} = 1,293 \text{ кН/см}^2$,

здесь $f_{m,d} = 13 \text{ МПа} = 1,3 \text{ кН/см}^2$ – расчётное сопротивление изгибу древесины сосны 2-го сорта (таблица 6.4 [1]);

$k_x = 0,9$ – переходной коэффициент для кедра сибирского, учитывающий породу древесины (таблица 6.5 [1]);

$k_{mod} = 1,05$ – коэффициент условий работы для I класса условий эксплуатации при учёте снеговой нагрузки с полным значением (таблица 6.3 [1]);

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надёжности по назначению для II класса ответственности здания (стр. 34 [2]).

Приняв прогон из двух досок толщиной по $6,0 \text{ см}$, определяем требуемую высоту сечения:

$$h_{тсп} = \sqrt{6 \times W_d^{тсп} / 6} = \sqrt{6 \times 689 / 2 \times 6} = 18,6 \text{ см}.$$

В соответствии с сортаментом пиломатериалов (СТБ 1713-2007) принимаем $h = 20,0 \text{ см}$.

Определяем запас прочности: $W_d = b \times h^2 / 6 = 2 \times 6 \times 20^2 / 6 = 800 \text{ см}^3$;

$\sigma_{m,d} = M_d^{ог} \times \gamma_n / W_d = 891 \times 0,95 / 800 = 1,058 \text{ кН/см}^2 < f_{m,d} = 1,293 \text{ кН/см}^2$.

Запас прочности составляет $13,9\% < 15\%$, что допустимо.

Проверяем принятое сечение по жесткости:

$$\frac{u_{max}}{l} = F_k \times l^3 \times \gamma_n / 384 \times E_0 \times I_{sup} =$$

$$= 0,0342 \times 460^3 \times 0,95 / 384 \times 892,5 \times 8000 = 1/867 < [1/177],$$

где $E_0=8500 \times k_{mod}=8500 \times 1,05=8925 \text{ МПа}=892,5 \text{ кН/см}^2$ – модуль упругости древесины вдоль волокон в соответствии с пп. 6.1.5.1, 6.1.5.3 [1];

$$I_{sup}=b \times h^3 / 12=2 \times 6 \times 20^3 / 12=8000 \text{ см}^4;$$

$[1/177]$ – предельный относительный прогиб для $l=4,6 \text{ м}$, таблица 19 [3].

В стыке досок прогона ставим гвозди диаметром 4,0 мм, длиной 120 мм в один ряд с каждой стороны стыка (рисунок 2.5.6). Несущая способность гвоздя из условий смятия древесины и изгиба нагеля по формулам (9.10)...(9.12) [1]:

$$R_{ld,1}=f_{h,1,d} \times t_1 \times d \times k_\alpha=0,35 \times 5,4 \times 0,4 \times 1=0,76 \text{ кН},$$

где $t_1=t_2=1,5 \times d=6,0-1,5 \times 0,4=5,4 \text{ см}$;

$$f_{h,1,d}=3,7 \times k_x \times k_{mod}=3,7 \times 0,9 \times 1,05=3,5 \text{ МПа}=0,35 \text{ кН/см}^2 \text{ при } t_1/t_2=5,4/6,0=0,9$$

(таблица 9.2, прим. к таблице 9.3 [1]);

$k_\alpha=1$ – коэффициент, учитывающий угол между силой и направлением волокон, т.к. $\alpha=0^\circ$.

$$R_{ld,2}=f_{h,2,d} \times t_2 \times d \times k_\alpha=0,312 \times 6,0 \times 0,4 \times 1=0,75 \text{ кН},$$

где $f_{h,2,d}=3,3 \times k_x \times k_{mod}=3,3 \times 0,9 \times 1,05=3,12 \text{ МПа}=0,312 \text{ кН/см}^2$ при

$$t_1/t_2=5,4/6,0=0,9 \text{ (таблица 9.3, прим. к таблице 9.3 [1])}.$$

$$R_{ld,n}=f_{n,d} \times d^2 \times (1 + \beta_n^2) \times \sqrt{k_\alpha}=2,43 \times 0,4^2 \times (1 + 0,775^2) \times 1=0,62 \text{ кН},$$

где $f_{n,d}=25 \times \sqrt{k_{mod}} \times k_x=25 \times \sqrt{1,05} \times 0,9=24,3 \text{ МПа}=2,43 \text{ кН/см}^2$ (таблица 9.4, п. 9.4.1.10 [1]);

$\beta_n=k_n \times t_1/d=0,063 \times 5,4/0,4=0,8505$ – по формуле (9.13) [1], но не более

$$\beta_{n,max}=0,775 \text{ (п. 9.4.1.9, таблица 9.4 [1])},$$

здесь $k_n=0,063$ – коэффициент, зависящий от типа нагеля, принят для гвоздя согласно таблице 9.4 [1].

Расчётное количество гвоздей:

$$n_{e,f}=M_d^{ed} \times \gamma_n / (2 \times l_{cr} \times R_{ld,min})=891 \times 0,95 / (2 \times 90,6 \times 0,62)=7,53 \text{ шт.},$$

где $l_{cr}=l_{cr}-15 \times d=0,21 \times 460-15 \times 0,4=90,6 \text{ см}$ – расстояние от опоры до центра гвоздевого забоя;

$R_{ld,min}=\min(R_{ld,1}, R_{ld,2}, R_{ld,n})=0,62 \text{ кН}$ – расчётная несущая способность одного среза гвоздя в односрезном соединении согласно п. 9.4.1.2 [1].

Принимаем $n_n=8$ шт. и проверяем возможность их однорядного расположения по высоте сечения из условия таблицы 9.7 [1]: $(n_n+1) \times 4 \times d \leq h$; $(8+1) \times 4 \times 0,4=14,4 \text{ см} < 20,0 \text{ см}$, т.е. условие выполняется. В остальной части прогона гвозди располагаем в шахматном порядке через 500 мм по длине доски.

Примечание: в случае невозможности однорядного расположения гвоздей по высоте сечения их необходимо расположить в два ряда. Тогда $l_{cr}=l_{cm}-22,5 \times d$.

2.5 Расчет и конструирование клефанерных плит и щитов

Клефанерные плиты и щиты шириной 1...1,5 м и длиной 3...6 м укладываются непосредственно на несущие конструкции покрытий. Плиты и щиты состоят из дощатого каркаса и фанерных обшивок, соединенных на клею (см. рисунки 2.6, 2.7). Клефанерные коробчатые плиты с двумя обшивками применяются в утепленных покрытиях с рулонной кровлей. Пространство между обшивками заполняется эффективным плиточным утеплителем, приклеенным к нижней обшивке. Клефанерные ребристые щиты с одной верхней обшивкой применяются в холодных покрытиях также с рулонной кровлей.

Каркас плит и щитов состоит из продольных и поперечных ребер толщиной не менее 32 мм после острожки.

Продольные ребра (сплошные по длине) ставятся на расстоянии не более 54 см для верхней обшивки из берёзовой фанеры и не более 91 см для верхней обшивки из фанеры лиственницы друг от друга из условия работы верхних обшивок на местный изгиб от сосредоточенной силы. Пласти средних ребер плит не строгают, а наружные пласти крайних ребер строгают на 2 мм для приклейки к ним дополнительных брусков, обеспечивающих совместную работу смежных плит под нагрузкой.

Поперечные ребра жесткости ставятся на расстоянии не более 1,5 м, как правило, в местах расположенных стыков фанеры (исходя из максимальных размеров фанерных листов 1525×1525мм). Если длина плиты не кратна 1,5 м, то поперечные ребра устраиваются только в торцах плит в виде вкладышей, склеенных из обрезков досок, волокна которых направлены вдоль пролёта. В этом случае при сборе нагрузок принимается, что масса поперечных ребер (вкладышей) составляет 30...35% от веса продольных ребер.

Обшивка плит и щитов состоит из листов фанеры повышенной водостойкости марки ФСФ, состыкованных по длине «на ус». Толщина верхней обшивки принимается не менее 8 мм, а нижней – не менее 6 мм. Волокна наружных шпона фанеры должны иметь продольное направление. Высота сечения плит и щитов обычно принимается 1/20...1/40 пролета и уточняется в результате расчета.

В плитах осуществляется сквозная естественная вентиляция поперёк или вдоль плиты: если вдоль ската – продольные ребра выполняются составными с короткими прокладками, приклеиваемыми по верху ребер; если поперёк ската – поперечные ребра выполняются пониженной высоты. Высота воздушной вентилируемой прослойки должна быть не менее 20 мм.

Порядок расчета клефанерных плит и щитов

Предварительно назначаются все геометрические размеры конструкции, руководствуясь вышеизложенными рекомендациями. При этом в первой стадии расчета высоту сечения конструкции, а также сечение обшивок и ребер целесообразно принимать минимальными, увеличивая их в случае необходимости (по результатам расчета). При определении необходимого количества продольных ребер из условия обеспечения устойчивости верхней обшивки при действии сосредоточенной силы (вес человека с инструментом) можно руководствоваться следующей формулой:

$$n = 0,9 \times b \times \gamma_n / (f_{pm,90,d} \times k_{mod} \times (k_i^e)^2 + 1), \quad (2.16)$$

где b – полная ширина сечения плиты в мм;

$f_{pm,90,d}$ – расчетное сопротивление фанеры изгибу поперек волокон наружных слоев в МПа;

k_{mod} — коэффициент условий эксплуатации при учёте кратковременного действия монтажной нагрузки;

h_e^e — принятая толщина фанеры верхней обшивки в мм.

Расчет принятого сечения выполняется в следующей последовательности:

1. Определяются приведенные геометрические характеристики поперечного сечения:

$$A_{ef} = A_p + (E_0/E_p) \times A_0, \quad (2.17)$$

$$I_{ef} = I_p + (E_0/E_p) \times I_0, \quad (2.18)$$

$$S_{ef} = S_p + (E_0/E_p) \times S_0, \quad (2.19)$$

где A_p, I_p, S_p, E_p — соответственно площадь, момент инерции, статический момент и модуль упругости фанерных обшивок;

A_0, I_0, S_0, E_0 — то же, для древесины продольных ребер.

При этом расчетная ширина плиты или щита принимается $b_d = 0,9 \times b$ при $l \geq 6 \times a_b$ и $b_d = 0,15 \times (b/a_b) \times l$ при $l < 6 \times a_b$,

где l — пролет плиты;

b — полная ширина сечения плиты;

a_b — расстояние между осями продольных ребер.

2. Определяются приведенный к фанере обшивок момент сопротивления сечения относительно нижней грани сечения и моменты сопротивления фанерных обшивок и деревянных ребер относительно верхней грани сечения:

$$W_{ef} = I_{ef} / y_0, \quad (2.20)$$

$$W_p = I_p / (h - y_0), \quad (2.21)$$

$$W_0 = I_0 / (h - y_0), \quad (2.22)$$

где $y_0 = S_{ef} / A_{ef}$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до его нижней грани;

h — полная высота сечения плиты или щита.

3. Принятое поперечное сечение проверяется из условия прочности:

— для плиты — на растяжение нижней обшивки:

$$\sigma_{p,t,d} = M_d / W_{ef} \leq k_p \times f_{p,t,d}, \quad (2.23)$$

где M_d — расчетный изгибающий момент;

$f_{p,t,d}$ — расчетное сопротивление фанеры растяжению в плоскости листа вдоль наружных слоев (табл. 6.12 [1]);

k_p — коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления в стыках фанерных обшивок, принимаемый равным при соединении на «ус» или с двусторонними накладками: $k_p = 0,6$ — для фанеры обычной и $k_p = 0,8$ — для фанеры бакелизированной; при отсутствии стыков $k_p = 1$ (п. 7.8.3 [1]).

— для щита — на растяжение нижней кромки ребра:

$$\sigma_{t,d} = M_d / W_{0,ef} \leq f_{t,d}, \quad (2.24)$$

где M_d — расчетный изгибающий момент;

$W_{0,ef}$ — приведенный к древесине ребер момент сопротивления сечения относительно нижней грани сечения, определяемый по формуле

$$W_{0,ef} = I_{0,ef} / y_0;$$

$f_{t,d}$ — расчетное сопротивление древесины ребер растяжению вдоль волокон (таблица 6.4 [1]).

4. Верхняя сжатая обшивка проверяется:

а) на устойчивость:

$$\sigma_{p,c,d} = M_d / [W_0 \times (E_0/E_p) + W_p \times k_{pf}] \leq f_{p,c,d}, \quad (2.25)$$

где k_{pr} – коэффициент продольного изгиба:

$k_{pr} = 1 - (a_1/h_f^2)/5000$ при $a_1/h_f < 50$; $k_{pr} = 1250/(a_1/h_f)^2$ при $a_1/h_f \geq 50$;

a_1 – расстояние между продольными ребрами в свету;

h_f^2 – толщина фанеры сжатой обшивки;

$f_{pc,0,d}$ – расчетное сопротивление фанеры сжатию в плоскости листа вдоль наружных слоев (таблица 6.12 [1]);

б) на местный изгиб от действия сосредоточенной силы (монтажной нагрузки) $P_k = 1$ кН с $\gamma = 1,2$ (п. 7.8.5 [1]). При этом фанерная обшивка рассчитывается как балка шириной $b_d = 100$ см, заземленная в местах приклейки к ребрам (рисунки 2.6.в, 2.7.в):

$$\sigma_{t,m,d} = M_{d,loc} / W_d \leq f_{pm,90,d} \quad (2.26)$$

где $M_{d,loc} = P_d \times a_n / 8$;

$f_{pm,90,d}$ – расчетное сопротивление фанеры изгибу поперек волокон наружных слоев (таблица 6.12 [1]).

5. Проверяются клеевые швы между шпонами фанеры на скалывание (в пределах ширины продольных ребер):

$$\tau_{pv,d} = V_d \times S_p / I_d \times \sum b_i \leq f_{pv,0,d} \quad (2.27)$$

где V_d – расчетная поперечная сила;

S_p – статический момент верхней фанерной обшивки относительно центра тяжести приведенного сечения плиты или щита;

$\sum b_i$ – суммарная ширина сечения продольных ребер;

$f_{pv,0,d}$ – расчетное сопротивление скалыванию клеевых швов между шпонами фанеры (таблица 6.12 [1]).

6. Определяется относительный прогиб плиты или щита от нормативной нагрузки:

$$u_{max} / l_d = 5 \times F_k \times l_d^3 \times \gamma_n / 384 \times E_p \times I_d \times 0,7 \leq \left[u_{max} / l_d \right], \quad (2.28)$$

где F_k – суммарное значение постоянной и снеговой нормативной нагрузки;

0,7 – коэффициент, учитывающий снижение жесткости клефанерного элемента вследствие длительности нагрузки и ползучести клеевых соединений (п. 8.4 [1]);

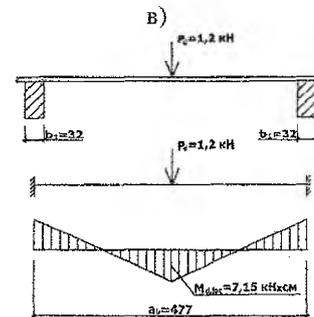
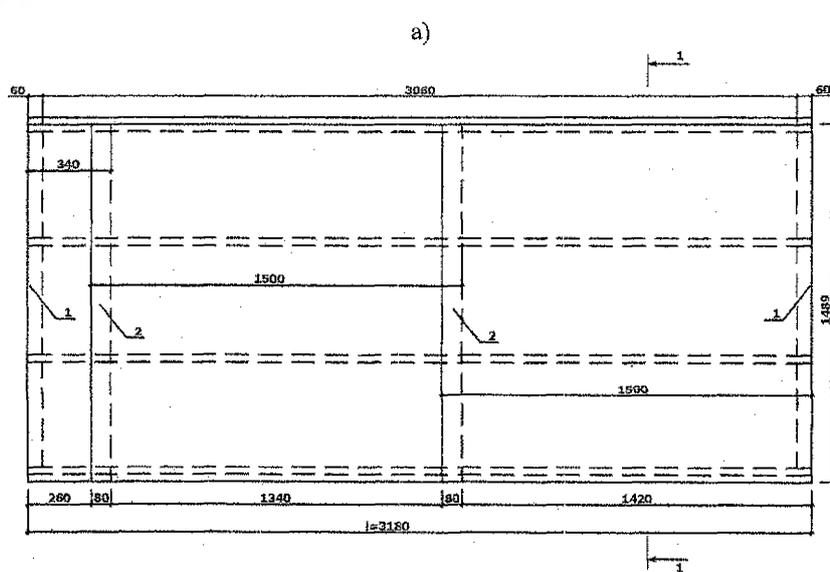
$\left[u_{max} / l_d \right]$ – предельный относительный прогиб (таблица 19 [3]).

Пример 7. Расчет клефанерной плиты

Рассчитать и запроектировать клефанерную плиту под рулонную кровлю по сегментным фермам пролетом $L = 20$ м. Шаг несущих конструкций $B = 3,2$ м. Утеплитель плотностью $\rho_h = 150$ кг/м³ и толщиной $\delta_h = 50$ мм. Класс условий эксплуатации – 2, класс ответственности здания – II, значение массы снегового покрова на 1 м² поверхности земли $S_0 = 0,5$ кН/м². Древесина каркаса – пихта 2-го сорта; обшивки из березовой фанеры марки ФСФ сортов не ниже III/V.

Конструктивное решение

Принимаем клефанерную плиту размерами 1,5×3,2 м (конструктивные размеры 1490×3180 мм) (рисунок 2.6.а). Для верхней обшивки используем фанеру толщиной $h_f^t = 8$ мм, для нижней $h_f^n = 6$ мм. Предварительно назначаем высоту сечения плиты



а – план плиты;

б – поперечный разрез плиты;

в – расчётная схема верхней обшивки на монтажную нагрузку;

1 – вкладыш, 2 – стык фанерной обшивки «на ус»;

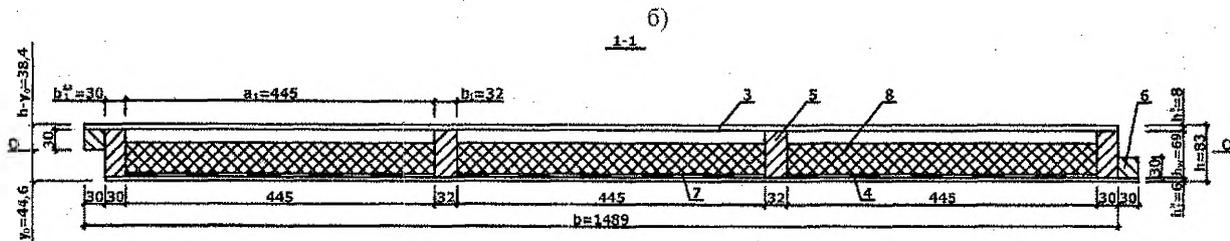
3 – верхняя фанерная обшивка;

4 – нижняя фанерная обшивка; 5 – продольное ребро;

6 – стыковочный брусок;

7 – парозоляция; 8 – утеплитель

Рисунок 2.6 – Клефанерная плита



$h=(1/36) \times l=(1/36) \times 3200=89$ мм. Требуемая высота сечения ребер $h_w=89-8-6=75$ мм. Назначаем высоту сечения ребер в соответствии с сортаментом шпаломатериалов $h_w=75$ мм, что после острожки составит $h_w=75-2 \times 3=69$ мм. Полная высота сечения плиты $83/3200=1/39$, что в пределах рекомендуемого значения. Толщину средних ребер принимаем $b_1=32$ мм, что после острожки по пласти для крайних ребер составит $b_1^p=32-2=30$ мм (рисунок 2.6.б).

Каркас плиты принимаем состоящим из 4-х продольных ребер, расстояние между которыми в свету 44,5 см (рисунок 2.6.б), что не превышает допустимого значения 54,7 см, вычисленного по формуле (2.26). Для обеспечения совместной работы плит во время эксплуатации к крайним ребрам приклеиваются стыковочные бруски, высота сечения которых принимается равной половине высоты сечения продольных ребер.

Поперечные ребра устраиваем только в торцах плит в виде вкладышей, склеенных из обрезков досок, волокна которых направлены вдоль пролёта. При сборе на грузок принимаем, что вес вкладышей составляет 30% от веса продольных ребер.

Определение нагрузок на плиту

Погонные нагрузки на плиту определяем в табличной форме (таблица 2.5).

Определение усилий в плите

Плиту рассчитываем по схеме однопролетной свободно опертой балки. Расчетный пролет плиты $l_d=0,99 \times l=0,99 \times 3,18=3,15$ м,

где 0,99 – переходный коэффициент от длины к расчётному пролёту, учитывающий минимальную площадку опирания конструкции.

Максимальный изгибающий момент:

$$M_d = F_d \times l_d^2 / 8 = 1,751 \times 3,15^2 / 8 = 2,17 \text{ кН} \times \text{м} = 217 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Поперечная сила на опоре:

$$V_d = F_d \times l_d / 2 = 1,751 \times 3,15 / 2 = 2,76 \text{ кН}.$$

Определение приведенных геометрических характеристик сечения

Расчетная ширина обшивки $b_d=0,9 \times b=0,9 \times 149=134,01$ см, т.к. $l=3,18$ м > $b \times a=6 \times 0,477=2,862$ м (п. 7.8.2 [1]).

Положение нейтральной оси сечения относительно нижней грани плиты:

$$y_0 = \frac{S_{ef}}{A_{ef}} = \frac{b_d \times [h_i^e \times (h - h_i^e / 2) + h_i^e \times h_i^e / 2]}{b_d \times (h_i^e + h_i^e) + E_0 / E_p \times 2 \times (b_1 + b_1^p) \times h_w} + \frac{E_0 / E_p \times 2 \times (b_1 + b_1^p) \times h_w \times (h_w / 2 + h_i^e)}{b_d \times (h_i^e + h_i^e) + E_0 / E_p \times 2 \times (b_1 + b_1^p) \times h_w} = \frac{134,01 \times [0,8 \times (8,3 - 0,8 / 2) + 0,6 \times 0,6 / 2]}{134,01 \times (0,8 + 0,6) + 892,5 / 945 \times 2 \times (3,2 + 3,0) \times 6,9} + \frac{892,5 / 945 \times 2 \times (3,2 + 3,0) \times 6,9 \times (6,9 / 2 + 0,6)}{134,01 \times (0,8 + 0,6) + 892,5 / 945 \times 2 \times (3,2 + 3,0) \times 6,9} = 4,46 \text{ см},$$

где $E_0=8,5 \times 10^3 \times k_{mod}=8,5 \times 10^3 \times 1,05=8925$ МПа=892,5 кН/см² – модуль упругости древесины вдоль волокон (пп. 6.1.5.1, 6.1.5.3 [1]);

$E_p=9,0 \times 10^3 \times k_{mod}=9,0 \times 10^3 \times 1,05=9450$ МПа=945 кН/см² – модуль упругости берёзовой фанеры (таблица 6.13, п. 6.2.3.3[1]).

Таблица 2.5 – Нагрузки на плиту, кН/м

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Рулонная кровля $m_r \times b/100^* = 9 \times 1,5/100^*$	0,135	1,3	0,175
Фанерные обшивки $(h_1^e + h_2^e) \times \rho_p \times b/100 = (0,008 + 0,006) \times 700 \times 1,5/100$	0,147	1,1	0,162
Продольные ребра (с учетом стыковочных брусков) $(b_1^{sp} \times n_1 + b_1 \times n_2) \times h_w \times \rho/100 =$ $= (0,03 \times 3 + 0,032 \times 2) \times 0,069 \times 500/100$	0,053	1,1	0,058
Вкладыши 0,3 × 0,053	0,016	1,1	0,018
Утеплитель $\delta_h \times (b - b_1^{sp} \times n_1 - b_1 \times n_2) \times \rho_w/100 =$ $= 0,05 \times (1,5 - 0,03 \times 3 - 0,032 \times 2) \times 150/100$	0,101	1,2	0,121
Пароизоляция $m_s \times (b - b_1^{sp} \times n_1 - b_1 \times n_2)/100 =$ $= 1 \times (1,5 - 0,03 \times 3 - 0,032 \times 2)/100$	0,014	1,2	0,017
Постоянная нагрузка	$G_k = 0,466$		$G_d = 0,551$
Снеговая нагрузка $S_0 \times \mu_1 \times b = 0,5 \times 1,0 \times 1,5$	$Q_k = 0,755$	1,6	$Q_d = 1,200$
Полная нагрузка	$F_k = 1,221$		$F_d = 1,751$
<ul style="list-style-type: none"> ✓ $m_r = 9 \text{ кг/м}^2$ – масса 1 м² рулонной кровли; ✓ 100^* – переходный коэффициент для определения нагрузки в кН от массы элементов в кг; ✓ $b = 1,5 \text{ м}$ – номинальная ширина плиты; ✓ $\gamma_f = 1,3$ – коэффициент надежности по нагрузке для изоляционного слоя, выполняемого на строительной площадке (таблица 1 [2]); ✓ $\rho_p = 700 \text{ кг/м}^3$ – плотность березовой фанеры для 2 класса условий эксплуатации принята согласно таблице 6.2 [1]; ✓ $\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке для деревянных конструкций (таблица 1 [2]); ✓ $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ – плотность древесины тхты для 2 класса условий эксплуатации принята согласно таблице 6.2 [1]; ✓ $n_1 = 3$ – количество крайних ребер; ✓ $n_2 = 2$ – количество средних ребер; ✓ $\rho_w = 150 \text{ кг/м}^3$ – плотность утеплителя; ✓ $m_s = 1 \text{ кг/м}^2$ – масса 1 м² пароизоляции; ✓ $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке для изоляционного слоя, выполняемого в заводских условиях (таблица 1 [2]); ✓ $\mu = \cos 1,8\alpha = \cos(1,8 \times 0)^\circ = 1,0$ – коэффициент, учитывающий форму покрытия на коньковом участке покрытия, где угол наклона $\alpha = 0^\circ$ (прил. 3, схема 2 [2]); ✓ $\gamma_f = 1,6$ – коэффициент надежности для снеговой нагрузки согласно п. 5.7 [2] при соотношении $G_k/(b \times S_0) = 0,466/(1,5 \times 0,5) = 0,62 < 0,8$. 			

Примечание: в дипломном проектировании толщина утеплителя должна приниматься согласно теплотехническому расчёту.

Приведенный момент инерции относительно нейтральной оси:

$$I_{ef} = b_e \times [h_e^4 \times (h - y_0 - h_e^e / 2)^2 + h_e^e \times (y_0 - h_e^e / 2)^2] + E_o / E_p \times$$

$$\times [2 \times (b_1 + b_1^{sp}) \times h_w^3 / 12 + 2 \times (b_1 + b_1^{sp}) \times h_w \times (y_0 - h_e^e - h_w / 2)^2] =$$

$$134,01 \times [0,8 \times (8,3 - 4,46 - 0,8 / 2)^2 + 0,6 \times (4,46 - 0,6 / 2)^2] + 892,5 / 945 \times$$

$$\times [2 \times (3,2 + 3,0) \times 6,9^3 / 12 + 2 \times (3,2 + 3,0) \times 6,9 \times (4,46 - 0,6 - 6,9 / 2)^2] = 2994 \text{ см}^4.$$

Приведенный момент сопротивления: $W_{ef} = I_{ef} / y_0 = 2944 / 4,46 = 671 \text{ см}^3$.

Моменты сопротивления фанерных обшивок и деревянных ребер относительно верхней грани сечения:

$$W_p = \frac{b_d \times [h_i^3 \times (h - y_0 - h_i^u / 2)^2 + h_i^u \times (y_0 - h_i^u / 2)^2]}{h - y_0} =$$

$$= \frac{134,01 \times [0,8 \times (8,3 - 4,46 - 0,8 / 2)^2 + 0,6 \times (4,46 - 0,6 / 2)^2]}{8,3 - 4,46} = 693 \text{ см}^3;$$

$$W_o = \frac{2 \times [(b_i + b_i^{sp}) \times h_w^3 / 12 + (b_i + b_i^{sp}) \times h_w \times (y_0 - h_i^u - h_w / 2)^2]}{h - y_0} =$$

$$= \frac{2 \times [(3,2 + 3,0) \times 6,9^3 / 12 + (3,2 + 3,0) \times 6,9 \times (4,46 - 0,6 - 6,9 / 2)^2]}{8,3 - 4,46} = 92 \text{ см}^3.$$

Проверка сечения плиты на прочность

Напряжения растяжения в нижней обшивке по формуле (2.23):

$$\sigma_{p,t,d} = M_d / W_d = 217 / 671 = 0,323 \text{ кН/см}^2 = 3,23 \text{ МПа} < k_p \times f_{pt,0,d} \times k_{mod} / \gamma_n =$$

$$= 0,6 \times 14 \times 1,05 / 0,95 = 9,28 \text{ МПа},$$

где $f_{pt,0,d} = 14 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление пятислойной берёзовой фанеры растяжению в плоскости листа вдоль волокон наружных слоёв (таблица 6.12 [1]);

$k_p = 0,6$ – коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления в стыках фанерных обшивок при соединении на «ус» (п. 7.8.3 [1]);

$k_{mod} = 1,05$ – коэффициент условий работы для 2 класса условий эксплуатации при учёте снеговой нагрузки с полным значением (таблица 6.3 [1]);

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению для II класса ответственности здания (стр. 34 [2]).

Запас прочности $[(9,28 - 3,23) / 9,28] \times 100\% = 65,2\% > 15\%$.

Проверяем верхнюю обшивку на устойчивость по формуле (2.25) при расстоянии между продольными ребрами каркаса в свету $a_1 = 44,5 \text{ см}$.

Так как $a_1 / h_i^e = 44,5 / 0,8 = 55,6 > 50$, то $k_{pf} = 1250 / (a_1 / h_i^e)^2 = 1250 / 55,6^2 = 0,404$.

Напряжения сжатия в обшивке:

$$\sigma_{p,c,d} = M_d / [W_o \times (E_o / E_p) + W_p \times k_{pf}] = 217 / [92 \times 892,5 / 945 + 693 \times 0,404] =$$

$$= 0,591 \text{ кН/см}^2 = 5,91 \text{ МПа} < f_{pc,0,d} \times k_{mod} / \gamma_n = 12 \times 1,05 / 0,95 = 13,26 \text{ МПа},$$

где $f_{pc,0,d} = 12 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление семислойной берёзовой фанеры сжатию в плоскости листа вдоль волокон наружных слоёв (таблица 6.12 [1]).

Запас прочности $[(13,26 - 5,91) / 13,26] \times 100\% = 55,5\% > 15\%$.

Проверяем верхнюю обшивку на местный изгиб от сосредоточенной нагрузки $R_d = R_k \times \gamma_f = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ кН}$ (п. 7.8.5 [1]), как пластинку, заделанную в местах приклеивания к ребрам (рисунко 2.6.в).

Изгибающий момент: $M_{d,loc} = R_d \times a_b / 8 = 1,2 \times 47,7 / 8 = 7,15 \text{ кН} \times \text{см}$,

где $a_b = 47,7 \text{ см}$ – максимальное расстояние между осями продольных ребер.

Момент сопротивления $W_d = 100 \times 0,8^2 / 6 = 10,7 \text{ см}^3$.

Напряжения изгиба:

$$\sigma_{f,m,d} = M_{d,loc} / W_d = 7,15 / 10,7 = 0,670 \text{ кН/см}^2 = 6,70 \text{ МПа}$$

$$< f_{pm,90,d} \times k_{mod} / \gamma_n = 6,5 \times 1,2 / 0,95 = 8,21 \text{ МПа},$$

где $f_{pm,90,d} = 6,5 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление семислойной берёзовой фанеры изгибу из плоскости листа поперек волокон наружных слоев (таблица 6.12 [1]);

$k_{mod} = 1,2$ – коэффициент условий работы для 2 класса условий эксплуатации при учёте кратковременного действия монтажной нагрузки (таблица 6.3 [1]).

Проверяем на скалывание по клеевым швам в месте приклейки обшивки к ребрам, по формуле (2.27):

$$\tau_{pv,d} = V_d \times S_p / I_{ef} \times \sum b_1 = 2,76 \times 369 / 2994 \times 12,4 = 0,027 \text{ кН/см}^2 = 0,27 \text{ МПа} <$$

$$< f_{pv,0,d} \times k_{mod} / \gamma_n = 0,8 \times 1,05 / 0,95 = 0,88 \text{ МПа},$$

где $f_{pv,0,d} = 0,8 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление берёзовой фанеры скалыванию между шпонами в плоскости листа вдоль волокон наружных слоёв (таблица 6.11 [1]);

$S_p = b_d \times h_i^2 \times (n - y_0 - h_i^2 / 2) = 134,01 \times 0,8 \times (8,3 - 4,46 - 0,8 / 2) = 369 \text{ см}^3$ – статический момент сдвигаемой части приведенного сечения относительно нейтральной оси;

$\sum b_1 = 2 \times (3,0 + 3,2) = 12,4 \text{ см}$ – суммарная ширина ребер.

Запас прочности $[(0,88 - 0,27) / 0,88] \times 100\% = 69,0\% > 15\%$.

Проверка сечения плиты на жесткость

Определяем относительный прогиб плиты от нормативной нагрузки по формуле (2.28):

$$u_{max} / l_d = 5 \times F_k \times l_d^3 \times \gamma_n / 384 \times E_p \times I_{ef} \times 0,7 =$$

$$= 5 \times 0,01221 \times 315^3 \times 0,95 / 384 \times 945 \times 2994 \times 0,7 = 1/422 < [1/153],$$

где $F_k = 1,221 \text{ кН/м} = 0,01221 \text{ кН/см}$ – полная нормативная нагрузка (см. таблицу 2.5);

$E_p = 0,9 \times 10^4 \times k_{mod} = 0,9 \times 10^4 \times 1,05 = 9450 \text{ МПа} = 945 \text{ кН/см}^2$ – модуль упругости берёзовой фанеры вдоль волокон наружных слоёв в соответствии с таблицей 6.13 и п. 6.2.3.3 [1];

$0,7$ – коэффициент, учитывающий снижение жесткости клеёфанерного элемента вследствие длительности нагрузки и ползучести клеевых соединений (п. 8.4 [1]);

$[1/153]$ – предельный относительный прогиб для $l_d = 3,15 \text{ м}$ (таблица 19 [3]).

Запас жёсткости $[(1/153 - 1/422) / (1/153)] \times 100\% = 63,8\% > 15\%$.

Поскольку наименьший запас прочности (из всех расчетных условий) превышает 15%, сечение панели следовало бы изменить. Однако толщина продольных и поперечных ребер, а также толщины фанерных обшивок приняты минимально допустимыми, а высоту ребер нельзя уменьшать исходя из обеспечения вентилируемой воздушной прослойки, поэтому принятое сечение оставляем без изменения.

Пример 8. Расчет клефанерного щита

Рассчитать и запроектировать клефанерный щит под рулонную кровлю по клефанерным двускатным балкам с уклоном верхнего пояса 8,5% и пролёгом $L=15$ м. Шаг несущих конструкций $B=3,6$ м. Класс условий эксплуатации – 3, класс ответственности здания – I, нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 поверхности земли $S_0=2,0 \text{ кН/м}^2$. Древесина каркаса – лиственница 2-го сорта, обшивка – фанера клееная берёзовая марки ФСФ сортов не ниже Ш/IV.

Конструктивное решение

Принимаем клефанерный щит размерами $1,5 \times 3,6$ м (конструктивные размеры 1489×3580 мм) (рисунок 2.7.а). Для обшивки используем фанеру толщиной $h_f=8$ мм. Предварительно назначаем высоту сечения щита $h=(1/17) \times l=(1/17) \times 3600 \approx 212$ мм. Требуемая высота сечения ребер $h_w=212-8=204$ мм. Назначаем высоту сечения ребер в соответствии с сортаментом пиломатериалов $h_w=200$ мм, что после острожки составит $h_w=200-3=197$ мм. Полная высота сечения щита $205/3600 \approx 1/17,5$, что в пределах рекомендуемого значения. Толщину ребер принимаем $b_r=32$ мм, что после острожки по пласти для крайних ребер составит $b_r^{sp}=32-2=30$ мм (рисунок 2.7.б).

Каркас щита состоит из 4-х продольных ребер, расстояние между которыми в свету 44,5 см (рисунок 2.7.б). Для обеспечения совместной работы щитов во время эксплуатации к крайним ребрам приклеиваются стыковочные бруски, высота сечения которых принимается менее половины высоты сечения продольных ребер.

Поперечные ребра устраиваем только в торцах щитов шириной, равной ширине крайних ребер. При сборе нагрузок принимаем, что вес поперечных ребер составляет 30% от веса продольных ребер.

Определение нагрузок на щит

Погонные нагрузки на щит определяем в табличной форме (таблица 2.б).

Определение усилий в щите

Щит рассчитываем по схеме однопролетной свободно опертой балки. Расчетный пролет щита $l_d=0,99 \times l=0,99 \times 3,58=3,54$ м.

Максимальный изгибающий момент:

$$M_d = F_d \times l_d^2 / 8 = 5,429 \times 3,54^2 / 8 = 8,50 \text{ кН} \times \text{м} = 850 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Поперечная сила на опоре:

$$V_d = F_d \times l_d / 2 = 5,429 \times 3,54 / 2 = 9,61 \text{ кН}.$$

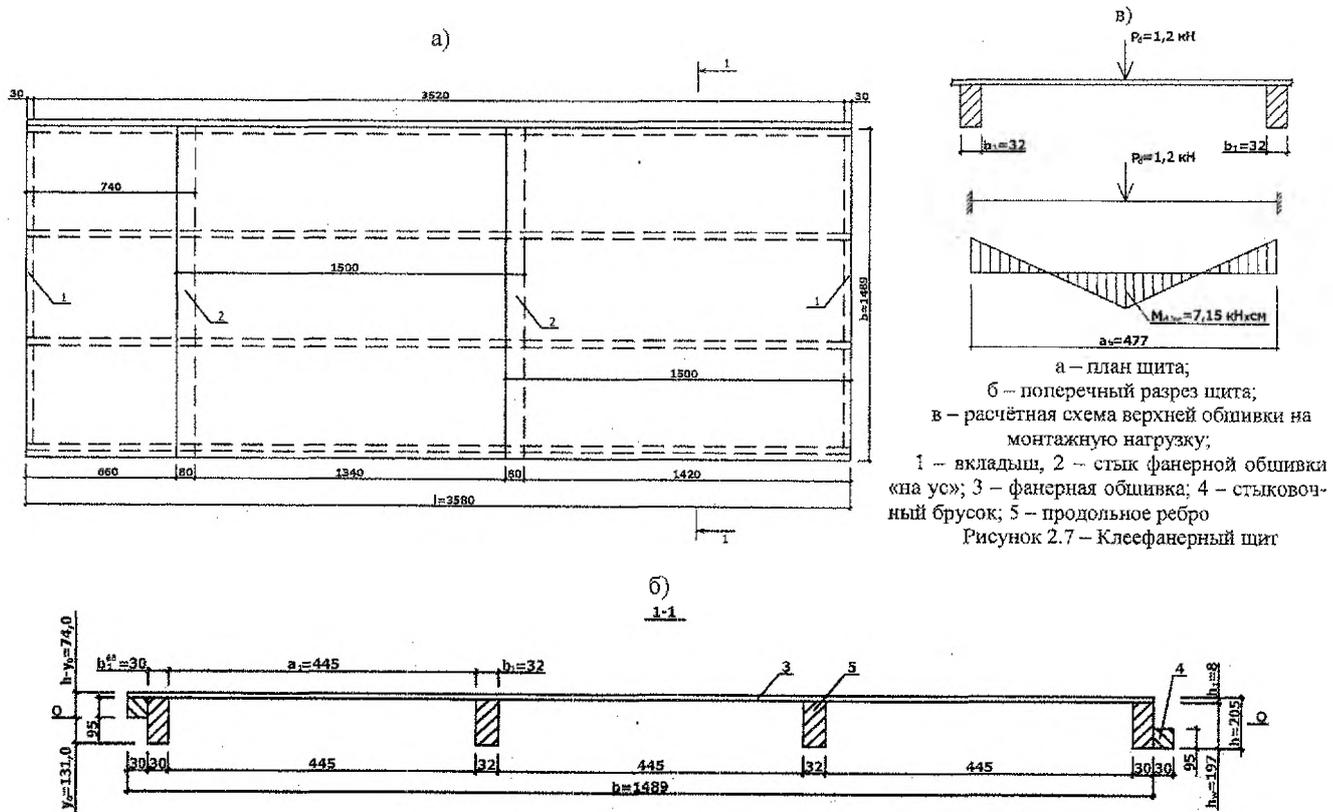


Таблица 2.6 – Нагрузки на щит, кН/м

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Рулонная кровля $m_r \times b_n / 100^* = 9 \times 1,5 / 100^*$	0,135	1,3	0,176
Фанерная обшивка $b_1 \times r_p \times b / 100 = 0,008 \times 800 \times 1,5 / 100$	0,096	1,1	0,106
Продольные ребра (с учетом стыковочных брусьев) $(b_1^{sd} \times n_1 + b_1 \times n_2) \times h_w \times r / 100 = (0,030 \times 3 + 0,032 \times 2) \times 0,197 \times 800 / 100$	0,243	1,1	0,267
Торцовые поперечные ребра $0,3 \times 0,243$	0,073	1,1	0,080
Постоянная нагрузка	$G_k = 0,547$		$G_d = 0,629$
Снеговая нагрузка $S_0 \times r_s \times b = 2,0 \times 1,0 \times 1,5$	$Q_k = 3,000$	1,6	$Q_d = 4,800$
Полная нагрузка	$F_k = 3,547$		$F_d = 5,429$
<ul style="list-style-type: none"> ✓ $m_r = 9 \text{ кг/м}^2$ – масса 1 м^2 рулонной кровли; ✓ 100^* – переходный коэффициент для определения нагрузки в кН от массы элементов в кг; ✓ $b = 1,5 \text{ м}$ – номинальная ширина плиты; ✓ $\gamma_f = 1,3$ – коэффициент надежности по нагрузке для изоляционного слоя, выполняемого на строительной площадке (таблица 1 [2]); ✓ $\rho_f = 800 \text{ кг/м}^3$ – плотность березовой фанеры для 3 класса условий эксплуатации принята согласно таблице 6.2 [1]; ✓ $\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке для деревянных конструкций (таблица 1 [2]); ✓ $\rho = 800 \text{ кг/м}^3$ – плотность древесины лиственницы для 3 класса условий эксплуатации принята согласно таблице 6.2 [1]; ✓ $n_1 = 3$ – количество крайних ребер; ✓ $n_2 = 2$ – количество средних ребер; ✓ $\mu = 1$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие (приложение 3 [2]); ✓ $\gamma_f = 1,6$ – коэффициент надежности для снеговой нагрузки при $G_k / (S_0 \times b) = 0,547 / 2 \times 1,5 = 0,182 < 0,8$ (п. 5.7 [2]). 			

Определение приведенных геометрических характеристик сечения

Расчетная ширина обшивки $b_d = 0,9 \times b = 0,9 \times 148,9 = 134,01 \text{ см}$, т.к. $l_d = 3,54 \text{ м} > 6 \times a = 6 \times 0,477 = 2,862 \text{ м}$ (п. 7.8.2 [1]).

Положение нейтральной оси сечения относительно нижней грани ребер щита:

$$y_0 = \frac{S_{ef}}{A_{ef}} = \frac{b_d \times h_r \times (h - h_r / 2) + E_0 / E_p \times 2 \times (b_1 + b_1^{sp}) \times h_w \times (h_w / 2)}{b_d \times h_r + E_0 / E_p \times 2 \times (b_1 + b_1^{sp}) \times h_w} =$$

$$= \frac{134,01 \times 0,8 \times (20,5 - 0,8 / 2) + 807,5 / 855 \times 2 \times (3,2 + 3,0) \times 19,7 \times (19,7 / 2)}{134,01 \times 0,8 + 807,5 / 855 \times 2 \times (3,2 + 3,0) \times 19,7} =$$

$$= 13,10 \text{ см},$$

где $E_0 = 8,5 \times 10^3 \times k_{mod} = 8,5 \times 10^3 \times 0,95 = 8075 \text{ МПа} = 807,5 \text{ кН/см}^2$ – модуль упругости древесины вдоль волокон (пп. 6.1.5.1, 6.1.5.3 [1]);

$E_p = 9,0 \times 10^3 \times k_{mod} = 9,0 \times 10^3 \times 0,95 = 8550 \text{ МПа} = 855 \text{ кН/см}^2$ – модуль упругости берёзовой фанеры (таблица 6.13, п. 6.2.3.3 [1]).

Приведенный к фанере верхней обшивки момент инерции относительно нейтральной оси:

$$I_{ef} = b_d \times h_i \times (h - y_0 - h_i / 2)^2 + E_0 / E_p \times \\ \times [2 \times (b_l + b_l^{sp}) \times h_w^3 / 12 + 2 \times (b_l + b_l^{sp}) \times h_w \times (y_0 - h_w / 2)^2] / = \\ = 134,01 \times 0,8 \times (20,5 - 13,10 - 0,8 / 2)^2 + 807,5 / 855 \times \\ \times [2 \times (3,2 + 3,0) \times 19,7^3 / 12 + 2 \times (3,2 + 3,0) \times 19,7 \times (13,10 - 19,7 / 2)^2] = 15155 \text{ см}^4.$$

Приведенный к древесине продольных ребер момент инерции относительно нейтральной оси:

$$I_{0,ef} = E_p / E_0 \times b_d \times h_i \times (h - y_0 - h_i / 2)^2 + 2 \times (b_l + b_l^{sp}) \times h_w^3 / 12 + \\ + 2 \times (b_l + b_l^{sp}) \times h_w \times (y_0 - h_w / 2)^2 = 855 / 807,5 \times 134,01 \times 0,8 \times (20,5 - 13,10 - 0,8 / 2)^2 + \\ + 2 \times (3,2 + 3,0) \times 19,7^3 / 12 + 2 \times (3,2 + 3,0) \times 19,7 \times (13,10 - 19,7 / 2)^2 = 16046 \text{ см}^4.$$

Приведенный к древесине продольных ребер момент сопротивления:

$$W_{0,ef} = I_{0,ef} / y_0 = 16046 / 13,10 = 1225 \text{ см}^3.$$

Моменты сопротивления фанерной обшивки и деревянных ребер относительно верхней грани сечения:

$$W_p = \frac{b_d \times h_i \times (h - y_0 - h_i / 2)^2}{h - y_0} = \frac{134,01 \times 0,8 \times (20,5 - 13,10 - 0,8 / 2)^2}{20,5 - 13,10} = 710 \text{ см}^3;$$

$$W_0 = \frac{2 \times [(b_l + b_l^{sp}) \times h_w^3 / 12 + (b_l + b_l^{sp}) \times h_w \times (y_0 - h_w / 2)^2]}{h - y_0} = \\ = \frac{2 \times [(3,2 + 3,0) \times 19,7^3 / 12 + (3,2 + 3,0) \times 19,7 \times (13,10 - 19,7 / 2)^2]}{20,5 - 13,10} = 1416 \text{ см}^3.$$

Проверка сечения щита на прочность

Напряжения растяжения на нижней кромке продольных ребер по формуле (2.24):

$$\sigma_{f,t,r} = M_{it} / W_{0,ef} = 850 / 1225 = 0,694 \text{ кН/см}^2 = 6,94 \text{ МПа} < f_{t,0,d} \times k_x \times k_{mod} / \gamma_n = \\ = 7,0 \times 1,2 \times 0,95 / 1,00 = 7,98 \text{ МПа},$$

где $f_{t,0,d} = 7,0 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон неклееных элементов из древесины сосны 2-го сорта (таблица 6.4 [1]);

$k_x = 1,2$ – переходной коэффициент для лиственницы, учитывающий породу древесины (таблица 6.5 [1]);

$k_{mod} = 0,95$ – коэффициент условий работы для 3 класса условий эксплуатации при учёте снеговой нагрузки с полным значением (таблица 6.3 [1]);

$\gamma_n = 1,00$ – коэффициент надежности по назначению для I класса ответственности здания (стр. 34 [2]).

Запас прочности $[(7,98 - 6,94) / 7,98] \times 100\% = 13,0\% < 15\%$.

Проверяем верхнюю обшивку на устойчивость по формуле (2.25) при расстоянии между продольными ребрами каркаса в свету $a_1=44,5$ см.

Так как $a_1/h_1=44,5/0,8=55,6>50$, то $k_{pi}=1250/(a_1/h_1)^2=1250/55,6^2=0,404$.

Напряжения сжатия в обшивке:

$$\sigma_{pc,d}=M_d/[W_0 \times (E_0/E_p) + W_p \times k_{pi}] = 850/[1416 \times 807,5/855 + 710 \times 0,404] = \\ = 0,523 \text{ кН/см}^2 = 5,23 \text{ МПа} < f_{pc,0,d} \times k_{mod}/\gamma_n = 12 \times 0,95/1,00 = 11,40 \text{ МПа,}$$

где $f_{pc,0,d}=12$ МПа – расчетное сопротивление семислойной берёзовой фанеры сжатию в плоскости листа вдоль волокон наружных слоёв (таблица 6.12 [1]).

Запас прочности $[(11,40-5,23)/11,40] \times 100\% = 54,1\% > 15\%$.

Проверяем верхнюю обшивку на местный изгиб от сосредоточенной нагрузки $P_d=P_k \times \gamma_f=1 \times 1,2=1,2$ кН (п. 7.8.5 [1]), как пластинку, заделанную в местах приклеивания к ребрам (рисунок 2.7.в).

Изгибающий момент: $M_{i,loc}=P_d \times a_b/8=1,2 \times 47,7/8=7,15$ кН×см,

где $a_b=47,7$ см – максимальное расстояние между осями продольных ребер.

Момент сопротивления $W_d=100 \times 0,8^2/6=10,7$ см³.

Напряжения изгиба:

$$\sigma_{t,m,d}=M_{i,loc}/W_d=7,15/10,7=0,670 \text{ кН/см}^2=6,70 \text{ МПа} < f_{pm,90,d} \times k_{mod}/\gamma_n = \\ = 6,5 \times 1,05/1,00=6,82 \text{ МПа,}$$

где $f_{pm,90,d}=6,5$ МПа – расчетное сопротивление семислойной берёзовой фанеры изгибу из плоскости листа поперек волокон наружных слоев (таблица 6.12 [1]);

$k_{mod}=1,05$ – коэффициент условий работы для 2 класса условий эксплуатации при учёте кратковременного действия монтажной нагрузки (таблица 6.3 [1]).

Проверим на скалывание по клеявым швам в месте приклейки обшивки к ребрам, по формуле (2.27):

$$\tau_{pv,d}=V_d \times S_p/I_{ef} \times \sum b_i = 9,61 \times 751/15155 \times 12,4 = 0,038 \text{ кН/см}^2 = 0,38 \text{ МПа} \\ < f_{pv,0,d} \times k_{mod}/\gamma_n = 0,8 \times 0,95/1,00 = 0,76 \text{ МПа,}$$

где $f_{pv,0,d}=0,8$ МПа – расчетное сопротивление берёзовой фанеры скалыванию между шпонами в плоскости листа вдоль волокон наружных слоёв (таблица 6.11 [1]);

$S_p=b_0 \times h_c \times (h-y_0-h/2)=134,01 \times 0,8 \times (20,5-13,10-0,8/2)=751$ см³ – статический момент сдвигаемой части приведенного сечения относительно нейтральной оси;

$\sum b_i=2 \times (3,0+3,2)=12,4$ см – суммарная ширина ребер.

Запас прочности $[(0,76-0,38)/0,76] \times 100\% = 49,5\% > 15\%$.

Проверка сечения щита на жесткость

Определяем относительный прогиб плиты от нормативной нагрузки по формуле (2.28):

$$\begin{aligned} \frac{u_{\max}}{l_d} &= 5 \times F_k \times l_d^3 \times \gamma_n / 384 \times E_p \times I_{ef} \times 0,7 = \\ &= 5 \times 0,03547 \times 3,54^3 \times 1,00 / 384 \times 855 \times 15155 \times 0,7 = 1/443 < [1/159], \end{aligned}$$

где $F_k=3,547 \text{ кН/м}=0,03547 \text{ кН/см}$ – полная нормативная нагрузка (см. таблицу 2.6);

$E_p=0,9 \times 10^4 \times k_{\text{mod}}=0,9 \times 10^4 \times 0,95=8550 \text{ МПа}=855 \text{ кН/см}^2$ – модуль упругости берёзовой фанеры вдоль волокон наружных слоёв в соответствии с таблицей 6.13 и п. 6.2.3.3 [1];

0,7 – коэффициент, учитывающий снижение жесткости клеёфанерного элемента вследствие длительности нагрузки и ползучести клеевых соединений (п. 8.4 [1]);

$[1/159]$ – предельный относительный прогиб для $l_d=3,54 \text{ м}$ (таблица 19 [3]).

Запас жёсткости $[(1/159-1/443)/(1/159)] \times 100\%=64,0\% > 15\%$.

Поскольку наименьший запас прочности не превышает 15%, сечение щита оставляем без изменений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-5.05-146-2009 (02250). – Введ. 01.01.2010. – Мн.: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – 63 с. Технический кодекс установившейся практики.
2. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. – Введ. 01.01.1987. – М.: Госстрой СССР, 1987. – 36 с., с изменением №1.
3. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 (Дополнения. Раздел.10 Прогитбы и перемещения). – Введ. 01.01.1989. – М.: ЦНИТП Госстроя СССР, 1989. – 8 с.
4. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Кровли. Технические требования и правила приемки. СНБ 5.08.01 – 2000. – Введ. 01.01.2001. – Мн.: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2000. – 23с.
5. СТБ 1713-2007. Пиломатериалы хвойных пород. Технические условия. – Введ. 01.05.2007. – Мн.: Госстандарт, 2007. – 11 с.
6. Стандарт университета. Оформление материалов курсовых и дипломных проектов (работ), отчётов по практике. Общие требования и правила оформления: СТ БГТУ 01-2008. – Брест, БрГТУ, 2008. – 46с.
7. Жук, В.В. Методические указания по курсовому проектированию по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» дневной и заочной форм обучения: учеб.-метод. пособие / В.В. Жук, Н.В. Черноиван. – Брест: УО «БрГТУ», 2003. – 55 с.
8. Жук, В.В. Справочные материалы для проектирования деревянных конструкций зданий и сооружений / В.В. Жук, Брест, БрГТУ, 2010. – 33с.
9. Шинкин, В.Е. Примеры расчета конструкций из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для техникумов / В.Е. Шинкин. – Мн.: Стройиздат, 1974. – 219с.
10. Белевич, В.Б. Кровельные работы: учебник для проф. учеб. заведений / В.Б. Белевич – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Высшая школа; Изд. центр «Академия», 2000. – 400 с.
11. Гринь, И.М. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет: учеб. пособие для строительных вузов и ф-тов / И.М. Гринь. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев-Донецк: Вища школа, головное изд-во, 1979. – 272 с.

Учебное издание

Составители:

Жук Василий Васильевич
Захаркевич Иван Филиппович
Черноиван Николай Вячеславович

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по курсовому проектированию по дисциплине
«Конструкции из дерева и пластмасс»
для студентов специальности

1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»
дневной и заочной форм обучения

ЧАСТЬ I. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ И ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

Ответственный за выпуск: Жук В.В.
Редактор: Строкач Т.В.
Компьютерная верстка: Боровикова Е.А.
Корректор: Никитчик Е.В.

Подписано к печати 5.09.2011 г. Бумага «Снегурочка». Формат 60x84 ¹/₁₆.
Усл. печ. л. 2,33. Уч. изд. л. 2,5. Заказ № 810. Тираж 150 экз.
Отпечатано на ризографе учреждения образования
«Брестский государственный технический университет».
224017, Брест, ул. Московская, 267.