

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

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по выполнению курсовой работы по дисциплине

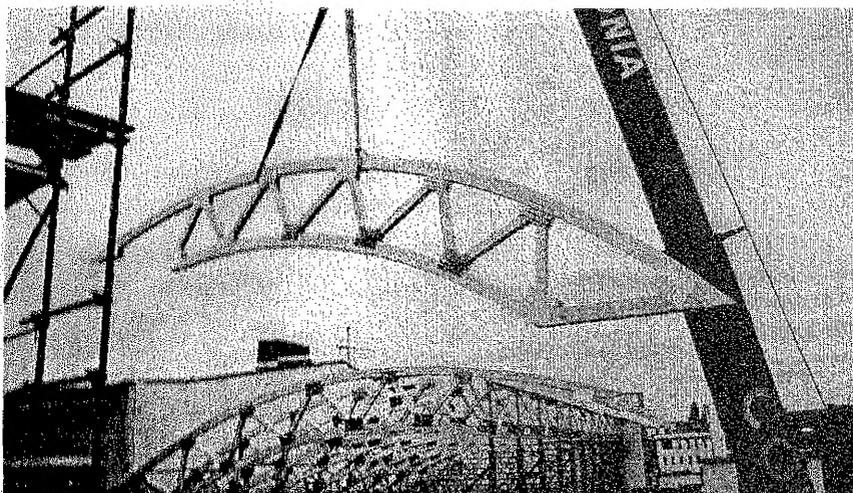
«Конструкции из дерева и пластмасс»

для студентов специальности

1-70 02 02 «Экспертиза и управление недвижимостью»

дневной формы обучения

2-е издание, переработанное



Брест 2014

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

Указания содержат основные принципы расчета и конструирования ограждающих и несущих конструкций здания с применением древесины и фанеры. Приводятся примеры расчета ограждающих конструкций под теплое и холодное покрытия – клефанерных плиты и щита; несущей конструкции – металлодеревянной сегментной фермы. В приложениях к методическим указаниям приведены сортамент пиломатериалов и некоторые значения физико-механических характеристик древесины и фанеры, а также таблицы для определения усилий в элементах фермы и координат ее узлов.

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

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

СОДЕРЖАНИЕ

1 ОБЩАЯ ЧАСТЬ.....	5
1.1 Состав курсовой работы и рекомендации по ее выполнению.....	5
2 ПОРЯДОК РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ.....	5
2.1 Определение нагрузок и расчетных сопротивлений древесины.....	5
2.2 Расчет и конструирование клефанерных плит и щитов.....	6
2.3 Порядок расчета клефанерных плит и щитов.....	7
Пример 1. Расчет клефанерной плиты.....	9
Пример 2. Расчет клефанерного щита.....	14
3 ПОРЯДОК РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ.....	20
3.1 Расчет и конструирование сегментной металлодеревянной фермы.....	20
Пример 3. Расчет сегментной металлодеревянной фермы.....	20
3.1.1 Конструктивная схема фермы.....	20
3.1.2 Статический расчет фермы.....	22
3.1.3 Конструктивный расчет.....	23
3.1.3.1 Подбор сечения панелей верхнего пояса.....	23
3.1.3.2 Расчет раскосов.....	27
3.1.3.3 Подбор сечения нижнего пояса.....	28
3.1.4. Конструирование и расчет узлов.....	28
3.1.4.1. Опорный узел.....	28
3.1.4.2 Кольцовый узел.....	32
3.1.4.2.1 Расчет крепления стальных пластинок-наконечников к раскосам.....	32
3.1.4.2.2 Конструирование сварного вкладыша и подбор диаметра узлового болта.....	34
3.1.4.3. Нижний промежуточный узел.....	35
4 ОБЕСПЕЧЕНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	37
5 ТРЕБОВАНИЯ К ОФОРМЛЕНИЮ РАБОЧЕЙ ДОКУМЕНТАЦИИ.....	42
ЛИТЕРАТУРА.....	43
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	45
Приложение А(справочное) Рекомендуемый сортамент пиломатериалов.....	45
Приложение Б(справочное) Сортамент древесноплитных материалов.....	45
Приложение В(справочное) Плотность древесины и фанеры.....	46
Приложение Г(справочное) Классы условий эксплуатации.....	46
Приложение Д(справочное) Расчетные сопротивления древесины сосны, ели, лиственницы европейской.....	47
Приложение Е(справочное) Значения коэффициента (k_c) для породы древесины.....	48

Приложение Ж(справочное) Значения коэффициента (k_g).....	48
Приложение И (справочное) Значения коэффициента ($k_{\text{под}}$) для древесины и фанеры	49
Приложение К(справочное) Модуль упругости (E_p) и модуль сдвига ($E_{\text{ср}}$) фанеры	49
Приложение Л(справочное) Значения коэффициента (k_h).....	50
Приложение М(справочное) Значения коэффициента (k_δ).....	50
Приложение Н(справочное) Значения коэффициента (k_c).....	50
Приложение О(справочное) Вертикальные предельные прогибы.....	50
Приложение П(справочное) Предельные гибкости элементов	51
Приложение Р(справочное) Расчетные сопротивления фанеры	51
Приложение С(справочное) Расстановка нагелей	52
Приложение Т(справочное) Гвозди проволочные круглые по ГОСТ 4028	53
Приложение У (справочное) Таблицы для определения усилий в элементах фермы.....	53
Приложение Ф(рекомендуемое) Примерная компоновка графической части курсовой работы.....	57

1 ОБЩАЯ ЧАСТЬ

1.1 Состав курсовой работы и рекомендации по ее выполнению

Курсовая работа 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.

Курсовая работа 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 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). 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 двух листах:

- лист 1 (формат А2) – чертеж фермы (разрешается вычерчивать половину фермы); опорный и два промежуточных узла фермы; спецификация древесины и других материалов на все конструкции; примечания;
- лист 2 (формат А3) – план плиты или шита; поперечный и продольный разрезы; узлы; детали; спецификация материалов; примечания.

Все чертежи выполняются в соответствии с ЕСКД, СТ БГТУ 01-2008 и ТКП45-5.05-146-2009.

2 ПОРЯДОК РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ

2.1 Определение нагрузок и расчетных сопротивлений древесины

При расчете ограждающих и несущих конструкций, разрабатываемых в курсовой работе, 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 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_x , 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 условий работы согласно пп. 6.1.4.1, 6.1.4.7 [1].

Модуль упругости древесины независимо от породы принимается равным: вдоль волокон $E_0=8500$ 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_n либо умножать на коэффициент γ_n нормативные или расчётные нагрузки в зависимости от вида расчёта.

2.2 Расчет и конструирование клеёфанерных плит и щитов

Клеёфанерные 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, соединённых на клею (см. рисунки 2.1, 2.2). Клеёфанерные коробчатые плиты с двумя обшивками применяются в утепленных покрытиях с рулонной кровлей. Пространство между обшивками заполняется эффективным плиточным утеплителем, приклеенным к нижней обшивке. Клеёфанерные 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 расположения 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 слоев 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.

2.3 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:

$$n = 0,9 \times b \times \gamma_n / \left[f_{pm,90,d} \times k_{mod} \times (h_f^0)^2 + 1 \right], \quad (2.2)$$

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_f^0 – принятая толщина фанеры верхней обшивки в мм.

Расчет принятого сечения выполняется в следующей последовательности:

1. Определяются приведенные геометрические характеристики поперечного сечения:

$$A_{ef} = A_p + (E_0/E_p) \times A_0, \quad (2.3)$$

$$I_{ef} = I_p + (E_0/E_p) \times I_0, \quad (2.4)$$

$$S_{ef} = S_p + (E_0/E_p) \times S_0, \quad (2.5)$$

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:

$$W_{ef} = I_{ef} / y_0, \quad (2.6)$$

$$W_p = I_p / (h - y_0), \quad (2.7)$$

$$W_0 = I_0 / (h - y_0), \quad (2.8)$$

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:

$$\sigma_{p,t,d} = M_d / W_{ef} \leq k_p \times f_{p,t,d}, \quad (2.9)$$

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:

$$\sigma_{t,d} = M_d / W_{0,ef} \leq f_{t,d}, \quad (2.10)$$

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:

$$\sigma_{p,c,d} = M_d / [W_0 \times (E_0 / E_p) + W_p \times k_{pf}] \leq f_{p,c,d}, \quad (2.11)$$

где k_{pf} — коэффициент продольного изгиба:

$$k_{pf} = 1 - (a_1 / h_t^e)^2 / 5000 \text{ при } a_1 / h_t^e < 50; k_{pf} = 1250 / (a_1 / h_t^e)^2 \text{ при } a_1 / h_t^e \geq 50;$$

a_1 — расстояние между продольными ребрами в свету;

h_t^e — толщина фанеры сжатой обшивки;

$f_{p,c,d}$ — 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 $\gamma_f = 1,2$ (п. 7.8.5 [1]). При этом фанерная обшивка рассчитывается как балка шириной $b_{ef} = 100$ см, заземленная в местах приклейки к ребрам (рисунки 2.6.в, 2.7.в):

$$\sigma_{f,m,d} = M_{d,loc} / W_d \leq f_{p,m,d}, \quad (2.12)$$

где $M_{d,loc} = P_k \times a_1 / 8$;

$f_{p,m,d}$ — 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):

$$\tau_{pvd} = V_d \times S_p / I_{ef} \times \sum b_j \leq f_{p,v,d}, \quad (2.13)$$

где V_d — расчетная поперечная сила;

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

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

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

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

$$u_{max}/l_d = 5 \times F_k \times l_d^3 \times \gamma_n / 384 \times E_p \times I_{ef} \times 0,7 \leq \left[u_{max}/l_d \right], \quad (2.14)$$

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 1. Расчет клефанерной плиты

Рассчитать и запроектировать клефанерную плиту под рулонную кровлю по сегментным фермам пролётом $L=20$ м. Шаг несущих конструкций $B=3,2$ м. Утеплитель плотностью $\rho_n=150$ кг/м³ и толщиной $\delta_n=50$ 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/IV.

Конструктивное решение

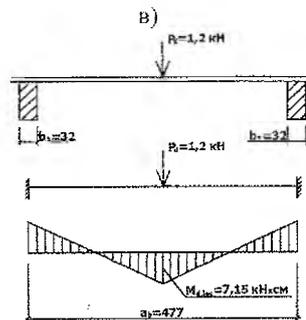
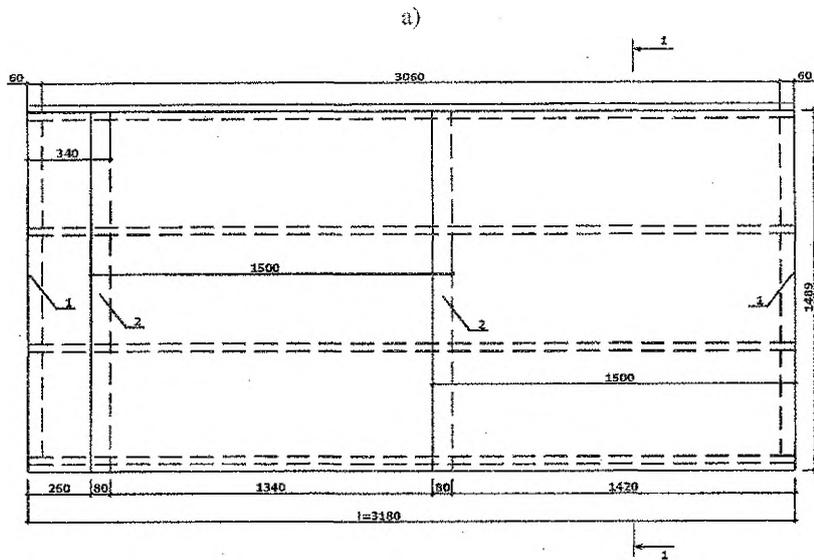
Принимаем клефанерную плиту размерами 1,5×3,2 м (конструктивные размеры 1490×3180 мм) (рисунок 2.1,а). Для верхней обшивки используем фанеру толщиной $h_1^*=8$ мм, для нижней $h_2^*=6$ мм. Предварительно назначаем высоту сечения плиты $h=(1/36) \times l=(1/36) \times 3200=89$ мм. Требуемая высота сечения ребер $h_w=89-8-6=75$ мм. Назначаем высоту сечения ребер в соответствии с сортаментом пиломатериалов $h_w=75$ 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 2.1,б).

Каркас плиты принимаем состоящим из 4-х продольных ребер, расстояние между которыми в свету 44,5 см (рисунок 2.1,б), что не превышает допустимого значения 54,7 см, вычисленного по формуле (2.12). 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 нагрузок принимаем, что вес вкладышей составляет 30% от веса продольных ребер.

Определение нагрузок на плиту

Погонные нагрузки на плиту определяем в табличной форме (таблица 2.1).



- 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 – пароизоляция; 8 – утеплитель

Рисунок 2.1– Клефанерная плита

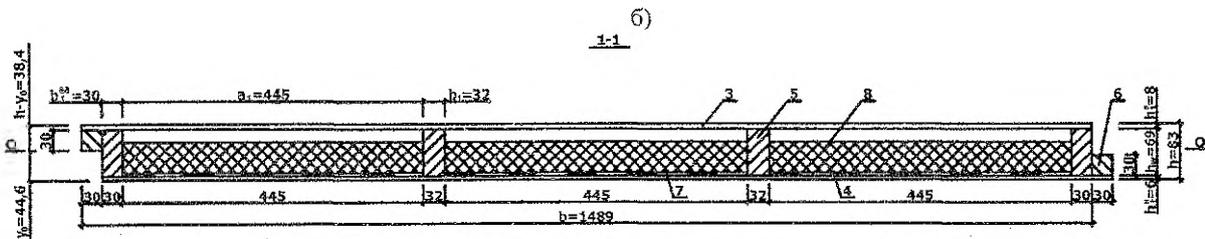


Таблица 2.1 – Нагрузки на плиту, кН/м

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 $(h_1'' + h_2'') \times \rho_f \times b / 100 = (0,008 + 0,006) \times 700 \times 1,5 / 100$	0,147	1,1	0,162
Продольные ребра (с учетом стыковочных брусков) $(b_1^{sp} \times n_1 + b_2 \times n_2) \times h_w \times \rho / 100 =$ $= (0,03 \times 3 + 0,032 \times 2) \times 0,069 \times 500 / 100$	0,053	1,1	0,058
Вкладыни $0,3 \times 0,053$	0,016	1,1	0,018
Утеплитель $\delta_w \times (b - b_1^{sp} \times n_1 - b_2 \times n_2) \times \rho_w / 100 =$ $= 0,05 \times (1,5 - 0,03 \times 3 - 0,032 \times 2) \times 150 / 100$	0,101	1,2	0,121
Пароизоляция $m_p \times (b - b_1^{sp} \times n_1 - b_2 \times n_2) / 100 =$ $= 1 \times (1,5 - 0,03 \times 3 - 0,032 \times 2) / 100$	0,014	1,2	0,017
Постоянная нагрузка	$G_k = 0,466$		$G_d = 0,551$
Снеговая нагрузка $S_0 \times \mu \times b = 0,5 \times 1,0 \times 1,5$	$Q_k = 0,755$	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 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]); ✓ $\rho_f = 700 \text{ кг/м}^3$ – 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 пижты для 2 класса условий эксплуатации принята согласно таблице 6.2 [1]; ✓ $n_1 = 3$ – количество крайних ребер (с учетом стыковочных брусков); ✓ $n_2 = 2$ – количество средних ребер; ✓ $\rho_w = 150 \text{ кг/м}^3$ – плотность утеплителя; ✓ $m_p = 1 \text{ кг/м}^2$ – масса 1 м^2 пароизоляции; ✓ $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке для изоляционного слоя, выполняемого в заводских условиях (таблица 1 [2]); ✓ $\mu = \cos 1,8^\circ = \cos(1,8 \times 0)^\circ = 1,0$ – коэффициенты, 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 $G_k / (b \times S_0) = 0,466 / (1,5 \times 0,5) = 0,62 < 0,8$. 			

Определение усилий в плите

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

где $0,99$ – переходный коэффициент от длины к расчетному 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 $b_d=0,9 \times b=0,9 \times 149=134,01 \text{ см}$, т.к. $l=3,18 \text{ м} > 6 \times a=6 \times 0,477=2,862 \text{ м}$ (п. 7.8.2 [1]).

Положение нейтральной оси сечения относительно нижней грани плиты:

$$y_0 = \frac{S_{ef}}{A_{ef}} = \frac{b_d \times [h_1^n \times (h - h_1^n / 2) + h_1^n \times h_1^n / 2]}{b_d \times (h_1^n + h_1^n) + E_0 / E_p \times 2 \times (b_1 + b_1^{fp}) \times h_w} +$$

$$+ \frac{E_0 / E_p \times 2 \times (b_1 + b_1^{fp}) \times h_w \times (h_w / 2 + h_1^n)}{b_d \times (h_1^n + h_1^n) + E_0 / E_p \times 2 \times (b_1 + b_1^{fp}) \times h_w} =$$

$$= \frac{134,01 \times [0,8 \times (8,3 - 0,8 / 2) + 0,6 \times 0,6 / 2]}{134,01 \times (0,8 + 0,6) + 892,5 / 945 \times 2 \times (3,2 + 3,0) \times 6,9} +$$

$$+ \frac{892,5 / 945 \times 2 \times (3,2 + 3,0) \times 6,9 \times (6,9 / 2 + 0,6)}{134,01 \times (0,8 + 0,6) + 892,5 / 945 \times 2 \times (3,2 + 3,0) \times 6,9} = 4,46 \text{ см},$$

где $E_0=8,5 \times 10^3 \times k_{mod}=8,5 \times 10^3 \times 1,05=8925 \text{ МПа}=892,5 \text{ кН/см}^2$ — модуль упругости древесины вдоль волокон (пн. 6.1.5.1, 6.1.5.3 [1]);

$E_p=9,0 \times 10^3 \times k_{mod}=9,0 \times 10^3 \times 1,05=9450 \text{ МПа}=945 \text{ кН/см}^2$ — модуль упругости берёзовой фанеры (таблица 6.13, п. 6.2.3.3 [1]).

Приведенный момент инерции относительно нейтральной оси:

$$I_{ef} = b_d \times [h_1^n \times (h - y_0 - h_1^n / 2)^2 + h_1^n \times (y_0 - h_1^n / 2)^2] + E_0 / E_p \times$$

$$\times [2 \times (b_1 + b_1^{fp}) \times h_w^3 / 12 + 2 \times (b_1 + b_1^{fp}) \times h_w \times (y_0 - h_1^n - h_w / 2)^2] =$$

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

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

Приведенный момент сопротивления: $W_{ef} = I_{ef} / y_0 = 2994 / 4,46 = 671 \text{ см}^3$.

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

$$W_p = \frac{b_d \times [h_1^n \times (h - y_0 - h_1^n / 2)^2 + h_1^n \times (y_0 - h_1^n / 2)^2]}{h - y_0} =$$

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

$$W_0 = \frac{2 \times [(b_1 + b_1^{fp}) \times h_w^3 / 12 + (b_1 + b_1^{fp}) \times h_w \times (y_0 - h_1^n - h_w / 2)^2]}{h - y_0} =$$

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

Проверка сечения плиты на прочность

Напряжения растяжения в нижней обшивке по формуле (2.9):

$$\sigma_{p,d} = M_d / W_{ef} = 217 / 671 = 0,323 \text{ кН/см}^2 = 3,23 \text{ МПа} < k_p \times f_{p,t,d} \times k_{mod} / \gamma_n = \\ = 0,6 \times 14 \times 1,05 / 0,95 = 9,28 \text{ МПа,}$$

где $f_{p,t,d} = 14 \text{ МПа}$ – 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 (2.11) при расстоянии между продольными ребрами каркаса в свету $a_1 = 44,5 \text{ см}$.

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

Напряжения сжатия в обшивке:

$$\sigma_{p,c,d} = M_d [W_0 \times (E_0 / E_p) + W_p \times k_{pf}] = 217 / [92 \times 892,5 / 945 + 693 \times 0,404] = \\ = 0,591 \text{ кН/см}^2 = 5,91 \text{ МПа} < f_{p,c,d} \times k_{mod} / \gamma_n = 12 \times 1,05 / 0,95 = 13,26 \text{ МПа,}$$

где $f_{p,c,d} = 12 \text{ МПа}$ – 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 $P_d = P_k \times \chi_f = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ кН}$ (п. 7.8.5 [1]), как пластинку, заделанную в местах приклеивания к ребрам (рисунок 2.6.в).

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

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:

$$\sigma_{f,m,d} = M_{d,loc} / W_d = 7,15 / 10,7 = 0,670 \text{ кН/см}^2 = 6,70 \text{ МПа} < \\ < f_{p,m,90,d} \times k_{mod} / \gamma_n = 6,5 \times 1,2 / 0,95 = 8,21 \text{ МПа,}$$

где $f_{p,m,90,d} = 6,5 \text{ МПа}$ – 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 клеявым швам в месте приклейки обшивки к ребрам, по формуле (2.27):

$$\tau_{p,v,d} = V_d \times S_p / I_{ef} \times \sum b_i = 2,76 \times 369 / 2994 \times 12,4 = 0,027 \text{ кН/см}^2 = 0,27 \text{ МПа} < \\ < f_{p,v,d} \times k_{mod} / \gamma_n = 0,8 \times 1,05 / 0,95 = 0,88 \text{ МПа,}$$

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

$S_p=b_d \times h_i^n \times (h-y_0-h_i^n/2)=134,01 \times 0,8 \times (8,3-4,46-0,8/2)=369$ см³ – статический момент сдвигаемой части приведенного сечения относительно нейтральной оси;

$\Sigma b_1=2 \times (3,0+3,2)=12,4$ 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):

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

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

где $F_k=1,221$ кН/м=0,01221 кН/см – полная нормативная нагрузка (см. таблицу 2.1);

$E_p=0,9 \times 10^4 \times k_{mod}=0,9 \times 10^4 \times 1,05=9450$ МПа=945 кН/см² – 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 клеёвых соединений (п. 8.4 [1]);

$[1/153]$ – предельный относительный прогиб для $l_d=3,15$ 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 2. Расчет клеёфанерного щита

Расчитать и запроектировать клеёфанерный щит под рулонную кровлю по сегментным фермам и пролётом $L=15$ м. Шаг несущих конструкций $B=3,6$ м. Класс условий эксплуатации – 3, класс ответственности здания – I, нормативное значение веса снегового покрова на 1 м² поверхности земли $S_0=2,0$ кН/м². Древесина каркаса – лиственница 2-го сорта, обшивка – фанера клеёная берёзовая марки ФСФ сортов не ниже III/IV.

Конструктивное решение

Принимаем клеёфанерный щит размерами 1,5×3,6 м (конструктивные размеры 1489×3580 мм) (рисунок 2.2,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 $b_1=32$ мм, что после острожки по пласти для крайних ребер составит $b_1^{sp}=32-2=30$ мм (рисунок 2.2,б).

Каркас щита состоит из 4-х продольных ребер, расстояние между которыми в свету 44,5 см (рисунок 2.2,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 2.2).

Таблица 2.2 – Нагрузки на щит, кН/м

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Рулонная кровля $m \cdot x_b \cdot b_w / 100^* = 9 \times 1,5 / 100^*$	0,135	1,3	0,176
Фанерная обшивка $h_f \cdot \rho_f \cdot x_b / 100 = 0,008 \times 800 \times 1,5 / 100$	0,096	1,1	0,106
Продольные ребра (с учетом стыковочных брусков) $(b_1^{sp} \cdot n_1 + b_1 \cdot n_2) \cdot x_b \cdot \rho_r / 100 =$ $= (0,030 \times 3 + 0,032 \times 2) \times 0,197 \times 800 / 100$	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 $S_0 \cdot \mu_1 \cdot x_b = 2,0 \times 1,0 \times 1,5$	$Q_k = 3,000$	1,6	$Q_d = 4,800$
Полная нагрузка	$F_k = 3,547$		$F_d = 5,429$
<ul style="list-style-type: none"> ✓ $m = 9$ кг/м² – масса 1 м² рулонной кровли; ✓ 100^* – переходный коэффициент для определения нагрузки в кН от массы элементов в кг; ✓ $b = 1,5$ м – номинальная ширина плиты; ✓ $\gamma_f = 1,3$ – коэффициент надежности по нагрузке для изоляционного слоя, выполняемого на строительной площадке (таблица 1 [2]); ✓ $\rho_f = 800$ кг/м³ – 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]); ✓ $\rho = 800$ кг/м³ – плотность древесины лиственницы для 3 класса условий эксплуатации принята согласно таблице 6.2 [1]; ✓ $n_1 = 3$ – количество крайних ребер (с учетом стыковочных брусков); ✓ $n_2 = 2$ – количество средних ребер; ✓ $\mu_1 = \cos 1,8^\circ = \cos(1,8 \times 0^\circ) = 1,0$ – 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 при $G_k / (S_0 \times b) = 0,547 / 2 \times 1,5 = 0,182 < 0,8$ (п. 5.7 [2]). 			

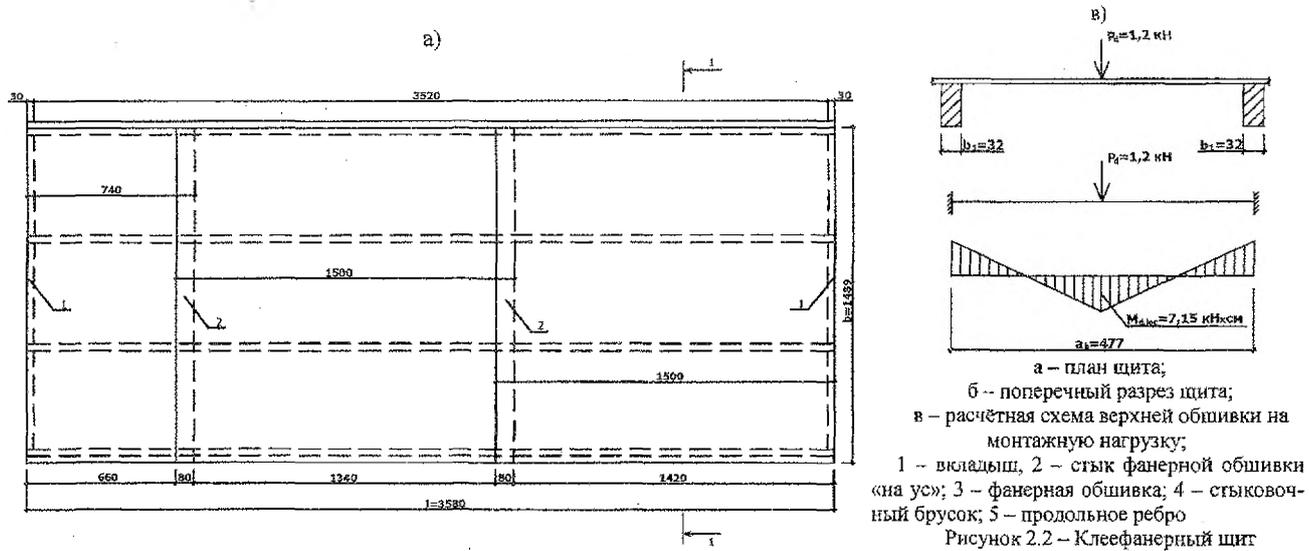
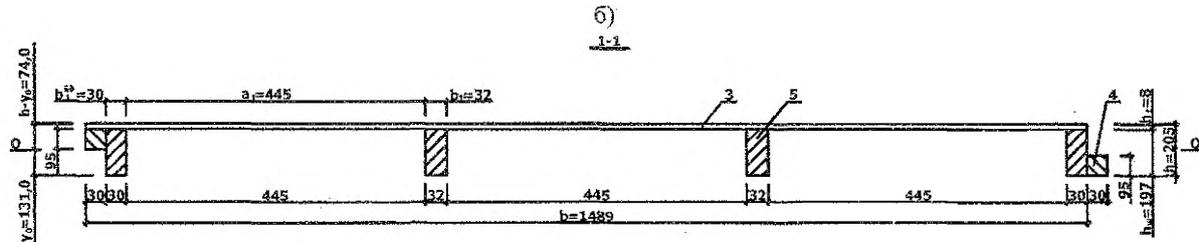


Рисунок 2.2 - Клефанерный щит



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:

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

Определение приведенных геометрических характеристик сечения

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

Положение нейтральной оси сечения относительно нижней грани ребер щита:

$$y_0 = \frac{S_{ef}}{A_{ef}} = \frac{b_d \times h_i \times (h - h_i / 2) + E_o / E_p \times 2 \times (b_i + b_i^{sp}) \times h_w \times (h_w / 2)}{b_d \times h_i + E_o / E_p \times 2 \times (b_i + b_i^{sp}) \times h_w} =$$
$$= \frac{134,01 \times 0,8 \times (20,5 - 0,8 / 2) + 807,5 / 855 \times 2 \times (3,2 + 3,0) \times 19,7 \times (19,7 / 2)}{134,01 \times 0,8 + 807,5 / 855 \times 2 \times (3,2 + 3,0) \times 19,7} =$$
$$= 13,10 \text{ см},$$

где $E_o = 8,5 \times 10^3 \times k_{mod} = 8,5 \times 10^3 \times 0,95 = 8075$ МПа = 807,5 кН/см² – модуль упругости древесины вдоль волокон (п. 6.1.5.1, 6.1.5.3 [1]);

$E_p = 9,0 \times 10^3 \times k_{mod} = 9,0 \times 10^3 \times 0,95 = 8550$ МПа = 855 кН/см² – модуль упругости берёзовой фанеры (таблица 6.13, п. 6.2.3.3 [1]).

Приведенный к фанере верхней обшивки момент инерции относительно нейтральной оси:

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

Приведенный к древесине продольных ребер момент инерции относительно нейтральной оси:

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

Приведенный к древесине продольных ребер момент сопротивления:

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

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

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

$$W_0 = \frac{2 \times \left[(b_i + b_i^{sp}) \times h_i^3 / 12 + (b_i + b_i^{sp}) \times h_i \times (y_0 - h_i / 2)^2 \right]}{h - y_0} =$$

$$= \frac{2 \times \left[(3,2 + 3,0) \times 19,7^3 / 12 + (3,2 + 3,0) \times 19,7 \times (13,10 - 19,7 / 2)^2 \right]}{20,5 - 13,10} = 1416 \text{ см}^3.$$

Проверка сечения щита на прочность

Напряжения растяжения на нижней кромке продольных ребер по формуле (2.10):

$$\sigma_{f,i,d} = M_d / W_{0,ef} = 850 / 1225 = 0,694 \text{ кН/см}^2 = 6,94 \text{ МПа} < f_{i,0,d}^{сочна} \times k_x \times k_{mod} \times \gamma_n =$$

$$= 7,0 \times 1,2 \times 0,95 / 1,00 = 7,98 \text{ МПа},$$

где $f_{i,0,d}^{сочна} = 7,0 \text{ МПа}$ – 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 (2.11) при расстоянии между продольными ребрами каркаса в свету $a_1 = 44,5 \text{ см}$.

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

Напряжения сжатия в обшивке:

$$\sigma_{p,c,d} = M_d / [W_0 \times (E_0 / E_p) + W_p \times k_{pf}] = 850 / [1416 \times 807,5 / 855 + 710 \times 0,404] =$$

$$= 0,523 \text{ кН/см}^2 = 5,23 \text{ МПа} < f_{p,c,0,d} \times k_{mod} \times \gamma_n = 12 \times 0,95 / 1,00 = 11,40 \text{ МПа},$$

где $f_{p,c,0,d} = 12 \text{ МПа}$ – 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 $P_d = P_k \times \gamma_f = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ кН}$ (п. 7.8.5 [1]), как пластинку, заделанную в местах приклеивания к ребрам (рисунок 2.2, в).

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

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:

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

$$= 6,5 \times 1,05 / 1,00 = 6,82 \text{ МПа},$$

где $f_{\text{пр},0,d}=6,5$ МПа – расчетное сопротивление семислойной берёзовой фанеры изгибу из плоскости листа поперек волокон наружных слоёв (таблица 6.12 [1]);

$k_{\text{mod}}=1,05$ – 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 (2.13):

$$\tau_{\text{пр},d} = V_d \times S_p / I_{ef} \times \sum b_i = 9,61 \times 751 / 15155 \times 12,4 = 0,038 \text{ кН/см}^2 = 0,38 \text{ МПа}$$

$$< f_{\text{пр},0,d} \times k_{\text{mod}} / \gamma_n = 0,8 \times 0,95 / 1,00 = 0,76 \text{ МПа},$$

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

$S_p = b_{\text{р}} \times h_{\text{р}} \times (h - y_0 - h_{\text{р}}/2) = 134,01 \times 0,8 \times (20,5 - 13,10 - 0,8/2) = 751 \text{ см}^3$ – статический момент сдвигаемой части приведенного сечения относительно нейтральной оси;

$\sum b_i = 2 \times (3,0 + 3,2) = 12,4 \text{ см}$ – 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 (2.14):

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

$$= 5 \times 0,03547 \times 354^3 \times 1,00 / 384 \times 855 \times 15155 \times 0,7 = 1/443 < [1/159],$$

где $F_k=3,547 \text{ кН/м} = 0,03547 \text{ кН/см}$ – полная нормативная нагрузка (см. таблицу 2.2);

$E_p = 0,9 \times 10^4 \times k_{\text{mod}} = 0,9 \times 10^4 \times 0,95 = 8550 \text{ МПа} = 855 \text{ кН/см}^2$ – 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 клефанерного 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 изменения.

3 ПОРЯДОК РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ

3.1 Расчет и конструирование сегментной металлодеревянной фермы

Из всех видов ферм наиболее рациональными по расходу материалов являются сегментные фермы, которыми можно перекрывать пролеты до 36 м. Клееный верхний пояс сегментных ферм выполняется прямоугольного сечения. Он может быть как неразрезным, так и разрезным из криволинейных блоков одинаковой длины.

Строительная высота ферм принимается $h_{max}=(1/6...1/7) \times l$, а очертание верхнего пояса – по дуге окружности.

Усилия в элементах ферм определяются в предположении шарниров в узлах с использованием таблиц приложения V. Расчетные значения усилий в элементах ферм определяются от действия постоянной нагрузки по всему пролету и временной (снеговой) – по всему пролёту и на половине пролета. Расчетную длину сжатых элементов ферм при расчете на устойчивость следует принимать в соответствии с таблицей 7.7 [1]. Расчет верхнего пояса сегментных ферм производится как сжато-изогнутого элемента на прочность и устойчивость в плоскости фермы согласно [1].

Пример 3. Расчет сегментной металлодеревянной фермы

Расчитать сегментную металлодеревянную ферму пролётом $L=20$ м с нижним поясом из стальных неравнобоких уголков. Покрытием являются клефанерные плиты шириной 1,5 м. Нагрузка от покрытия: нормативная $G_k^{нк}=0,466$ кН/м, расчетная $G_k^{рк}=0,551$ кН/м. Снеговая нагрузка составляет $S_0=0,7$ кН/м². Фермы установлены с шагом $B=3,2$ м, порода древесины – пихта 2-го сорта. Класс условий эксплуатации – I, класс ответственности здания по назначению – II.

3.1.1 Конструктивная схема фермы

Принимаем сегментную ферму с разрезным верхним поясом из дощатоклееных блоков. Геометрические размеры фермы представлены на рисунке 3.1. Расчетный пролет фермы $l=20$ м. Расчетная высота фермы $h_{max}=l/6=20/6=3,33$ м. Решетка фермы треугольная. Радиус оси верхнего пояса:

$$r = (l^2 + 4 \times h_{max}^2) / (8 \times h_{max}) = (20^2 + 4 \times 3,33^2) / (8 \times 3,33) = 16,68 \text{ м.}$$

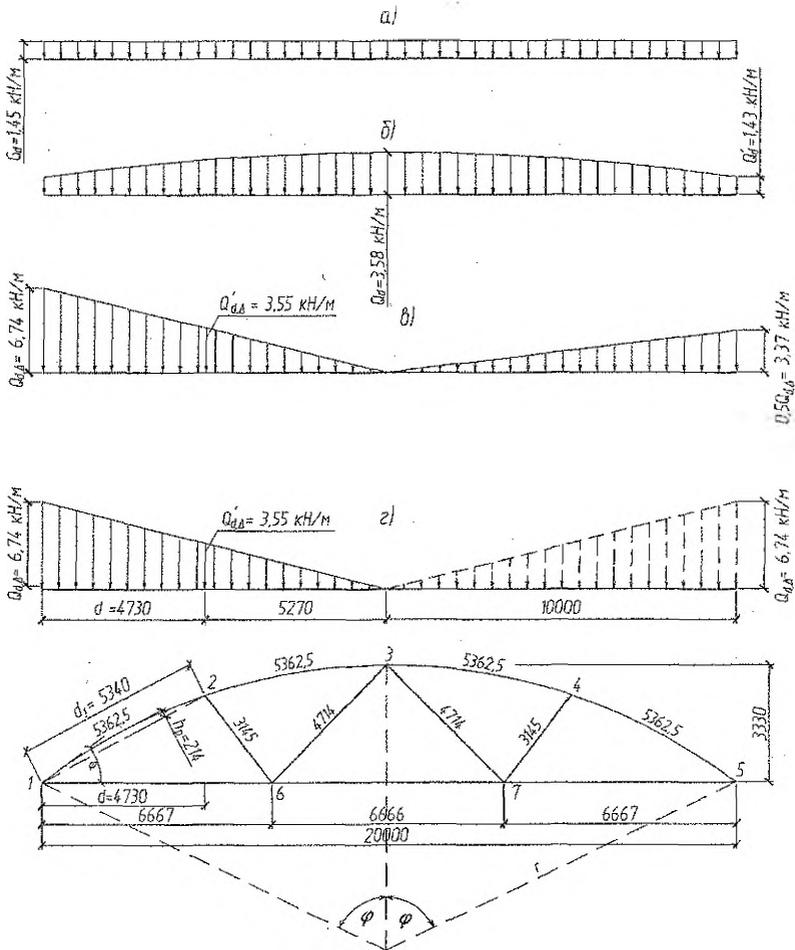
Длина дуги верхнего пояса $S_{\varphi} = \pi \times r \times 2\varphi / 180^\circ = 3,14 \times 16,68 \times 73,74^\circ / 180 = 21,45$ м,

где 2φ – центральный угол; $\sin \varphi = l / (2 \times r) = 20 / (2 \times 16,68) = 0,600$,

откуда $\varphi = 36,87^\circ$, $2\varphi = 73,74^\circ$.

В соответствии с заданной схемой фермы длину верхнего пояса разбиваем на четыре равные панели, а нижнего пояса – на три. Длина панели верхнего пояса $S_p = S_{\varphi} / 4 = 21,45 / 4 = 5,3625$ м, нижнего пояса – $20,00 / 3 = 6,667$ м.

Линейные размеры элементов фермы определяем без учета строительного подъема по таблице У3.1 приложения У.



- а – постоянная нагрузка по всему пролёту;
- б – снеговая нагрузка по всему пролёту, по первому варианту распределения ($\mu = \cos 1,8\varphi$);
- в – снеговая нагрузка по всему пролёту, распределённая по закону треугольника;
- г – снеговая нагрузка на одной половине пролёта, распределённая по закону треугольника

Рисунок 3.1 – Геометрическая схема сегментной фермы и возможные варианты нагружения

3.1.2 Статический расчет фермы

Нагрузка от покрытия на 1 м^2 :

$$G_k^{norm} = G_d/b = 0,466/1,5 = 0,311 \text{ кН/м}^2;$$

$$G_d^{norm} = G_d/b = 0,551/1,5 = 0,367 \text{ кН/м}^2,$$

где $G_k=0,466 \text{ кН/м}$ и $G_d=0,551 \text{ кН/м}$ – нормативная и расчётная постоянные нагрузки на клеёфанерную плиту соответственно;

$b=1,5 \text{ м}$ – номинальная ширина клеёфанерной плиты.

Нагрузка от собственного веса фермы определяется по формуле:

$$G_k^b = (G_k^{соб} + Q_{k,эф}) / [1000 / (K_{с.м.} \times l) - 1] = (0,311 + 0,56) / [1000 / (3 \times 20) - 1] = 0,055 \text{ кН/м}^2,$$

где $K_{с.м.}$ – коэффициент собственной массы для металлодеревянной фермы, таблица 47 [7];

$$Q_{k,эф} = S_0 \left(\mu_1' + \frac{2}{3} (\mu_1 - \mu_1') \right) = 0,7 \left(0,4 + \frac{2}{3} (1 - 0,4) \right) = 0,56 \text{ кН/м}^2 \text{ – эквивалентная равномерно распределённая снеговая нагрузка для первого варианта нагружения};$$

здесь S_0 – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 поверхности земли;

μ_1 и μ_1' – коэффициенты перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие по первому варианту нагружения соответственно в узлах 3 и 1 (схема б, рисунок 3.1).

Для первого варианта нагружения (схема б, рисунок 3.1) $\mu_1 = \cos 1,8\varphi$,

где φ – уклон покрытия, град.

В узле 3 (по середине пролета) при $\varphi=0 \rightarrow \mu_1 = 1,0$;

в узле 1 при $\varphi=36,87^\circ - \mu_1' = \cos 1,8 \cdot 36,87^\circ = 0,4$.

Постоянная нагрузка от покрытия на 1 м^2 горизонтальной проекции с учетом коэффициента $S_{np}/l=21,45/20=1,02$ и массы фермы равна:

нормативная $G_k=0,311 \times 1,02 + 0,055 = 0,388 \text{ кН/м}^2$;

расчетная $G_d=0,367 \times 1,02 + 0,055 \times 1,1 = 0,454 \text{ кН/м}^2$,

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

Для второго варианта нагружения (схема в, рисунок 3.1) $\mu_2 = 2,4 \sin 1,4\varphi$.

В узле 3 (посередине пролета) при $\varphi=0 - \mu_2 = 0$;

в узле 1 при $\varphi=36,87^\circ - \mu_2 = 2,4 \sin 1,4 \times 36,87^\circ = 1,88$.

Интенсивность снеговой нормативной нагрузки для первого варианта нагружения равна $Q_k = S_0 \times \mu_1$:

– в узле 3 (посередине пролета) $Q_k = 0,7 \cdot 1 = 0,7 \text{ кН/м}^2$;

– в узле 1 $Q_k = 0,7 \cdot 0,4 = 0,28 \text{ кН/м}^2$.

Интенсивность снеговой нормативной нагрузки для второго варианта нагружения (по треугольнику) в узле 1 фермы равна

$$Q_{k,\Delta} = S_0 \cdot \mu_2 = 0,7 \cdot 1,88 = 1,316 \text{ кН/м}^2.$$

Погонная расчетная нагрузка на ферму:
 постоянная $G_d = G_d \cdot B = 0,454 \cdot 3,2 = 1,45$ кН/м;
 интенсивность снеговой нагрузки $Q_d = Q_k \cdot \gamma_f \cdot B$.

Для первого варианта нагружения:

- в узле 3 (посередине пролета) $Q_d = 0,7 \cdot 1,6 \cdot 3,2 = 3,58$ кН/м;
- в узле 1 $Q'_d = 0,28 \cdot 1,6 \cdot 3,2 = 1,43$ кН/м.

Для второго варианта нагружения (по треугольнику):

- в узле 1 $Q_{d,\Delta} = 1,316 \cdot 1,6 \cdot 3,2 = 6,74$ кН/м;
- в узле 2 $Q'_{d,\Delta} = Q_{d,\Delta} (1 - 2\gamma_x) = 6,74(1 - 2 \cdot 0,23648) = 3,55$ кН/м,

где $f_f = 1,6$ – коэффициент надежности по нагрузке для снеговой нагрузки при

$$G_k/S_0 = 0,388/0,7 = 0,55 < 0,8 \text{ (п. 5.7 [2])};$$

$\gamma_x = 0,23648$ – коэффициент для определения координаты узла 2 (таблица У3.1, приложение У).

Для определения расчетных усилий в элементах сегментных ферм рассматриваются следующие сочетания постоянных и временных нагрузок на горизонтальную проекцию:

- постоянная и временная снеговая по всему пролету – для определения усилий в поясах;
- постоянная нагрузка по всему пролету и временная снеговая нагрузка на половине пролета - для определения усилий в элементах решетки.

Поскольку ветровая нагрузка разгружает ферму, в расчете ее не учитывают.

В расчете сегментных ферм рассматривают 3 варианта нагружения снеговой нагрузкой (рисунок 3.1):

- распределенная по всему пролету по первому варианту – схема б;
- распределенная по закону треугольника по всему пролету – схема в;
- распределенная по закону треугольника на одной половине пролета – схема г.

Определяем усилия в элементах фермы от постоянной и временной нагрузок по таблицам приложения У (от погонной нагрузки).

Полученные усилия сводим в таблицу 3.1.

3.1.3 Конструктивный расчет

При проектировании условимся, что для изготовления деревянных элементов сегментной фермы будет использована древесина пихты 2-го сорта по СТБ 1713-2007, а для изготовления металлических элементов, за исключением указанных особо, – сталь класса С245 по ГОСТ 27772-88.

3.1.3.1 Подбор сечения панелей верхнего пояса

Изгибающий момент в панелях разрезного верхнего пояса сегментных ферм определяется по формуле:

$$M_d = M_0 - N_d \cdot h_p,$$

где M_0 – изгибающий момент в свободно лежащей балке пролетом d ;

N_d – продольная сила;

h_p – стрела подъема панели, определяемая по формуле:

$$h_p = d_i^2 / 8 \cdot \chi r = 5,34^2 / (8 \times 16,68) = 0,214 \text{ м},$$

где $d_i = \beta \cdot l = 0,26697 \cdot 20 = 5,34 \text{ м}$ – длина хорды;

$\beta = 0,26697$ – коэффициент длины хорды (таблица У3.2, приложение У).

Таблица 3.1 – Усилия в элементах фермы, кН

Элементы фермы	Стержни	От постоянной нагрузки $G_d=1,45$ кН/м	От снеговой нагрузки $Q_d=3,58$ кН/м	От снеговой нагрузки $Q_{d,d}=6,74$ кН/м			Расчетные усилия, N_d	
				слева	справа	по пролету	Растяжение +	Сжатие -
Верхний пояс	O_1	-23,85	-51,50	-31,58	-12,10	-37,63		75,35
	O_2	-21,68	-47,46	-23,39	-13,58	-30,18		69,14
	O_3	-21,68	-47,46	-13,58	-23,39	-25,27		69,14
	O_4	-23,85	-51,50	-12,10	-31,58	-27,89		75,35
Нижний пояс	I_1	21,13	45,62	27,97	10,72	33,33	66,75	
	I_2	21,75	48,42	16,85	16,85	25,27	70,17	
	I_3	21,13	45,62	10,72	27,97	24,71	66,75	
Раскосы	D_1	0,44	2,00	-7,92	4,37	-5,74	4,81	7,48
	D_2	-0,49	-2,23	8,83	-4,87	6,39	8,34	5,36
	D_3	-0,49	-2,23	-4,87	8,83	-0,455	8,34	5,36
	D_4	0,44	2,00	4,37	-7,92	0,41	4,81	7,48

где $O_{1,G} = G_d \cdot \alpha \cdot l = 1,45 \cdot 0,82257 \cdot 20 = -23,85$ кН – расчётное усилие в стержне O_1 от постоянной нагрузки,

здесь $G_d = 1,45$ кН/м – расчётная постоянная нагрузка на 1 п.м. фермы;

$\alpha = -0,82257$ – значение коэффициента для определения продольной силы в стержне O_1 (таблица V3.2, приложение У);

$l = 20$ м – пролёт фермы.

Определяем изгибающие моменты в опорной панели 1-2 при различных сочетаниях постоянной и снеговой нагрузок:

– постоянная (G_d) и снеговая (Q_d) по всему пролету:

$$M_{d,1} = (G_d + Q_d) d^2 / 8 + (Q_d \times d^2 / 16) \times k_\alpha - (N_{6,d} + N_{a,d}) \cdot h_p =$$

$$= (1,45 + 1,43) \cdot 4,73^2 / 8 + (3,58 \cdot 4,73^2 / 16) \cdot 0,618 - (23,85 + 51,50) \cdot 0,214 = -4,98 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $d = \gamma_x \cdot l = 0,23648 \cdot 20,0 = 4,73 \text{ м}$ – горизонтальная проекция панели (рисунок 2.8);

$\gamma_x = 0,23648$ – коэффициент для определения координаты узла 2 (таблица А.3.1, приложение А);

$k_\alpha = (1,5\gamma_x - 1,75\gamma_x^2) / 0,415 = (1,5 \cdot 0,2364 - 1,75 \cdot 0,2364^2) / 0,415 = 0,618$ – коэффициент для ферм, при $h_{\max} = (1/6)l$;

$k_\alpha = (1,5\gamma_x - 1,75\gamma_x^2) / 0,552$ – коэффициент для ферм при $h_{\max} = (1/7)l$.

– постоянная (G_d) и снеговая ($Q_{d,\Delta}$) по всему пролету:

$$M_{d,2} = (G_d + Q_{d,\Delta}) \times d^2 / 8 + (Q_{d,\Delta} - Q'_{d,\Delta}) \times d^2 / 16 - (N_{G,d} + N_{a,d,\Delta}) \times h_p =$$

$$= (1,45 + 3,55) \cdot 4,73^2 / 8 + (6,74 - 3,55) \cdot 4,73^2 / 16 - (23,85 + 37,63) \cdot 0,214 = 5,29 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– постоянная (G_d) и снеговая ($Q_{d,\Delta}$) на половине пролёта слева:

$$M_{d,3} = (G_d + Q_{d,\Delta}) \times d^2 / 8 + (Q_{d,\Delta} - Q'_{d,\Delta}) \times d^2 / 16 - (N_{G,d} + N_{a,d,\Delta}) \times h_p =$$

$$= (1,45 + 3,55) \cdot 4,73^2 / 8 + (6,74 - 3,55) \cdot 4,73^2 / 16 - (23,85 + 31,58) \cdot 0,214 = 6,58 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

За расчетные усилия в панели 1–2 принимаем $M_d = 6,58 \text{ кН} \cdot \text{м}$ и $N_d = 55,43 \text{ кН}$.

Ширину сечения верхнего пояса и раскосов принимаем одинаковой. Подберем ее из условия предельной гибкости $\lambda_{\max} = 150$ (таблица 7.7 [1]) для самого длинного раскоса 3–6, у которого $l = 0,23570 \times 20 = 4,714 \text{ м}$, где $\beta = 0,23570$ – коэффициент для определения длины стержня (таблица У3.2, приложение У). Тогда $b = l / (0,289 \times \lambda_{\max}) = 4,714 / (0,289 \times 150) = 0,109 \text{ м}$. Исходя из условия обеспечения минимальной площадки опирания конструкций покрытия (не менее 55 мм согласно п. 5.2.11 [1]), с учетом сортамента пиломатериалов (СТБ 1713-2007) и из условия острожки по кромкам по 5,0 мм с каждой стороны, ширину верхнего пояса принимаем равной $b = 125 - 10 = 115 \text{ мм}$. В соответствии с п. 6.1.1.8 [1] толщину досок с учетом острожки принимаем равной 30 мм. Принимаем верхний пояс сечением $b \times h = 115 \times 240 \text{ мм}$ (где $h = 30 \times 8 = 240 \text{ мм}$).

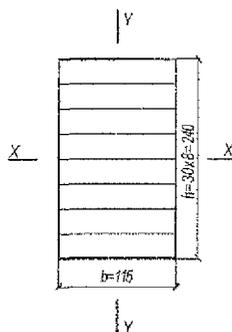


Рисунок 3.2 – Сечение верхнего пояса фермы

Проверим сечение сжато-изогнутого элемента по формуле (7.21) [1]:

$$\sigma_{c.o.d} = N_d / A_{inf} + M_d / (k_{m.c} \times W_d) \leq f_{c.o.d},$$

где N_d – расчетная продольная сила;

$A_{inf} = 11,5 \times 24,0 = 276,0 \text{ см}^2$ – площадь расчетного сечения нетто;

M_d – расчетный изгибающий момент;

$k_{m.c}$ – коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле (7.22 [1]):

$$k_{m.c} = 1 - N_d / (k_c \times f_{c.0.d} \times A_{sup}),$$

k_c – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле:

$$k_c = C / \lambda_x^2, \text{ где } C = 3000 \text{ – для древесины (п. 7.3.2 [1]);}$$

$\lambda_x = l_{d,x} / i_x$, где i_x – радиус инерции сечения элемента в направлении относительно оси x ;

$l_d = l \times \mu_0$ – расчётная длина элемента, где $\mu_0 = 1$ – при шарнирно-закрепленных концах стержня (п.7.7.1[1]);

$f_{c.0.d}$ – расчётное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон (таблица 6.4 [1]), определяемое с учетом положений п.6.1.4.7 [1].

Таким образом:

$$l_d = 1 \times 536,25 = 536,25 \text{ см}; \quad i_x = 0,289 \cdot h = 0,289 \cdot 24 = 6,934 \text{ см};$$

$$\lambda_x = 536,25 / 6,934 = 77,33 < \lambda_{max} = 120 \text{ (таблица. 7.7 [1]); } k_c = 3000 / 77,33^2 = 0,50;$$

$$f_{c.0.d}^{max} = f_{c.0.d}^{cos \alpha} \times k_x \times k_{mod} \times k_h \times k_{\delta} \times k_r \times \gamma_n = 14 \times 0,8 \times 1,05 \times 1 \times 1,02 \times 1,0 \times 0,95 = 12,62$$

МПа,

где $f_{c.0.d}^{cos \alpha} = 14$ МПа – расчетное сопротивление сосны сжатию вдоль волокон для 2-го сорта для элементов прямоугольного сечения шириной от 0,11 до 0,13 м при высоте сечения от 0,11 до 0,5 м (таблица 6.4 [1]);

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

$k_{mod} = 1,05$ – коэффициент условий работы для учёта класса продолжительности действия нагрузок и условий эксплуатации (таблица 6.3 [1]);

$k_h = 1$ – коэффициент, учитывающий высоту сечения, при $h < 0,5$ м (таблица 6.8 [1]);

$k_{\delta} = 1,02$ – коэффициент, учитывающий толщину слоя, при $\delta = 30$ мм (таблица 6.9 [1]);

$k_r = 1$ – коэффициент, учитывающий отношение радиуса кривизны к толщине доски, при $r/b = 1668/3,0 = 556 > 250$ (таблица. 6.10 [1]).

$$k_{m.c} = 1 - 55,43 / (0,50 \cdot 1,262 \cdot 276) = 0,683;$$

$A_{sup} = 11,5 \times 24,0 = 276,0 \text{ см}^2$ – площадь расчетного сечения брутто;

$W_d = 11,5 \times 24,0^2 / 6 = 1104 \text{ см}^3$ – расчетный момент сопротивления поперечного сечения.

Тогда

$$\sigma_{c.0.d} = 55,43 \cdot 10 / 276 + 658 \cdot 10 / (0,683 \cdot 1104) = 10,73 \text{ МПа} < f_{c.0.d} = 12,62 \text{ МПа.}$$

Принятое сечение удовлетворяет условиям прочности с запасом

$$[(12,62 - 10,73) / 12,62] \times 100\% = 14,9\% < 15\%.$$

Так как верхний пояс фермы по всему пролету раскреплен элементами покрытия (клефанерные плиты), то расчет на устойчивость плоской формы деформирования не производится.

3.1.3.2 Расчет раскосов

Все раскосы проектируем клееными одинакового сечения из досок толщиной 30 мм. За расчетное усилие принимаем сжимающее усилие по таблице 3.1. Расчет ведём для самого длинного раскоса 3–6.

Исходя из предельной гибкости $\lambda_{\max}=150$, определяем минимальный размер сечения $h=I_y/(0,289 \times \lambda_{\max})=4,714/(0,289 \times 150)=0,109$ м. Принимаем сечение раскосов $b \times h=115 \times 120$ мм, где $h=4 \times 30=120$ мм. Проверяем сечение раскоса на устойчивость по формуле (7.5) [1]:

$$\sigma_{c.o.d} = N_d / (k_c \times A_d) = 5,36 \cdot 10^3 / (0,148 \cdot 138) = 2,62 \text{ МПа} < f_{c.o.d} = 12,62 \text{ МПа},$$

где $N_d=5,36$ кН – расчетное сжимающее усилие в раскосе 3–6 (таблица 3.1);

$$A_d = A_{sup} = 11,5 \times 12,0 = 138,0 \text{ см}^2 > 50 \text{ см}^2 \text{ (п.5.3.1.15 [1])};$$

$$i_{min} = 0,289 \cdot b = 0,289 \cdot 11,5 = 3,32 \text{ см};$$

$$l_d = 1 \times 471,4 = 471,4 \text{ см};$$

$$\lambda_y = \lambda_y = 471,4 / 3,32 = 142,0 < \lambda_{\max} = 150;$$

$$k_c = 3000 / 142^2 = 0,148, \text{ т.к. } \lambda_y = 142,0 > \lambda_{red} = 70;$$

$$f_{c.o.d}^{min} = f_{c.o.d}^{сосна} \times k_{k_x} \times k_{k_{mod}} \times k_{k_h} \times k_{k_g} / \gamma_n = 14 \times 0,8 \times 1,05 \times 1 \times 1,02 / 0,95 = 12,62 \text{ МПа},$$

здесь $f_{c.o.d}^{сосна} = 14$ МПа – расчетное сопротивление сосны сжатию вдоль волокон для 2-го сорта для элементов прямоугольного сечения шириной от 0,11 до 0,13 м при высоте сечения от 0,11 до 0,5 м (таблица 6.4 [1]);

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

$k_{k_{mod}} = 1,05$ – коэффициент условий работы для учёта класса продолжительности действия нагрузок и условий эксплуатации (таблица 6.3 [1]);

$k_{k_h} = 1$ – коэффициент, учитывающий высоту сечения, при $h < 0,5$ м (таблица 6.8 [1]);

$k_{k_g} = 1,02$ – коэффициент, учитывающий толщину слоя, при $\delta = 30$ мм (таблица 6.9 [1]).

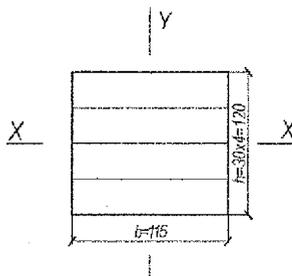


Рисунок 3.3 – Сечение раскосов

Запас прочности $[(12,62 - 2,62) / 12,62] \times 100\% = 79,2\% > 15\%$, однако уменьшение сечения невозможно из условия предельной гибкости.

3.1.3.3 Подбор сечения нижнего пояса

В соответствии с заданием принимаем пояс из двух неравнобоких уголков. Требуемая площадь сечения пояса $A_{np} = N \times \gamma_n / (R_y \times \gamma_c)$,

где $N=70,17$ кН – максимальное усилие в панелях нижнего пояса (таблица 3.1);

$R_y=240$ МПа= 24 кН/см² – расчетное сопротивление растяжению, сжатию и изгибу стали класса С245 толщиной от 2 до 20 мм (таблица 51*[4]);

$\gamma_c=0,95$ – коэффициент условий работы при расчёте стальных конструкций (таблица 6* [5]).

$A_{np}=70,17 \times 0,95 / (24 \times 0,95) = 2,92$ см². Из условия обеспечения гибкости панелей меньше предельной, принимаем $2 \angle 75 \times 50 \times 5$ (ГОСТ 8510-86*) (таблица 7.2 [9]) общей площадью $A=2 \times 6,11 = 12,22$ см² > $2,92$ см². Полки уголков размером 7,5 см располагаем вертикально, а полки размером 5,0 см – горизонтально вплотную одна к другой, соединяя их сваркой через интервалы не более $80 \times i_y = 80 \times 1,43 = 114,4$ см (п. 5.7 [4]). Принимаем интервал 111,1 см, т.е. каждую панель длиной 666,7 см разбиваем на шесть интервалов.

Проверим сечение второй панели нижнего пояса на совместное действие растягивающей силы и изгибающего момента в середине панели от собственного веса.

Геометрические характеристики сечения согласно ГОСТ 8510-86*: $i_x=2,39$ см; $I_x=2 \times 34,81 = 69,62$ см⁴; $W_{x,min}=69,62 / (7,5 - 2,39) = 13,62$ см³ (таблица 7.2 [9]).

Нагрузка от собственного веса двух уголков (масса 1 п.м. уголка 4,79 кг согласно ГОСТ 8510-86*): $G_d=2 \times 0,479 = 0,958$ Н/см.

$$M = G_d \times l_n^2 / 8 = 0,958 \times 666,7^2 / 8 = 53228 \text{ Н} \times \text{см} = 53,23 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Напряжение в середине второй панели нижнего пояса:

$$\sigma = 70,17 \cdot 10 / 12,22 + 53,23 \cdot 10 / 13,62 = 96,50 \text{ МПа} < R_y \times \gamma_c / \gamma_n = 240 \times 0,95 / 0,95 = 240 \text{ МПа}.$$

Запас прочности $[(240 - 96,5) / 240] \times 100\% = 59,8\% > 15\%$.

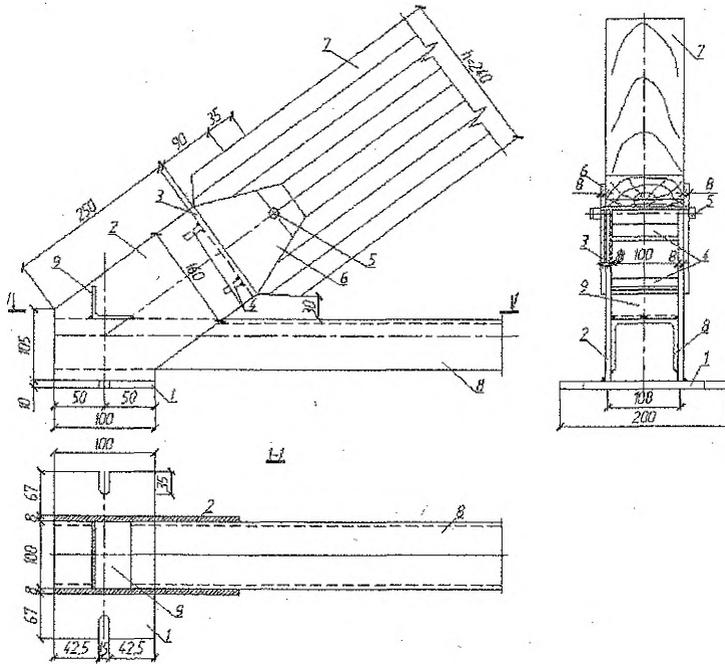
Гибкость пояса в вертикальной плоскости: $\lambda_x = l_n / i_x = 666,7 / 2,39 = 279 < [\lambda_{max}] = 400$ (таблица 20* [4]).

Запас по гибкости $[(400 - 279) / 400] \times 100\% = 30,3\% > 15\%$. Несмотря на невыполнение условий прочности и гибкости уменьшение сечения нижнего пояса невозможно по конструктивным соображениям.

3.1.4. Конструирование и расчет узлов

3.1.4.1. Опорный узел

В опорном узле верхний пояс упирается в плиту (упорная плита) с рёбрами жёсткости, приваренную к вертикальным фасонкам сварного башмака (рисунок 3.4). Снизу фасонки приварены к опорной плите. Толщина фасонки принята 0,8 см.



1 – опорная плита; 2 – вертикальные фасонки сварного башмака; 3 – упорная плита, 4 – ребра жёсткости упорной плиты; 5 – болт $\varnothing 14$ мм, $l=160$ мм; 6 – накладки для соединения башмака с верхним поясом; 7 – верхний пояс фермы; 8 – нижний пояс фермы ($2\angle 75 \times 50 \times 5$); 9 – соединительная прокладка $\angle 75 \times 50 \times 5$, $l=100$ мм

Рисунок 3.4 – Опорный узел фермы

Определяем площадь опирания торца верхнего пояса на упорную плиту башмака из условия смятия древесины под действием максимальной сжимающей силы $N_d = 75,35$ кН:

$$A_{оп} = N_d / f_{см,0,d}^{нхлнн} = 75,35 / 1,238 = 60,86 \text{ см}^2,$$

$$\text{где } f_{см,0,d}^{нхлнн} = f_{см,0,d}^{сосна} \times k_x \times k_{mod} / \gamma_n = 14 \times 0,8 \times 1,05 / 1,0 = 1,238 \text{ кН/см}^2,$$

здесь $f_{см,0,d}^{сосна} = 14$ МПа – расчетное сопротивление сосны смятию вдоль волокон для 2-го сорта для элементов прямоугольного сечения шириной от 0,11 до 0,13 м при высоте сечения от 0,11 до 0,5 м (таблица 6.4[1]).

Приняв ширину плиты равной ширине верхнего пояса, находим длину плиты: $l_n = A_{оп} / b_n = 60,86 / 11,5 = 5,29$ см. Конструктивно принимаем $l_n = 2 \times h / 3 = 2 \times 24,0 / 3 = 16,0$ см.

Тогда $\sigma_{см,0,d} = 75,35 / (11,5 \times 16,0) = 0,41 \text{ кН/см}^2 < f_{см,0,d}^{нхлнн} = 1,238 \text{ кН/см}^2$. Упорную плиту проектируем с ребрами жесткости (рисунок 3.5).

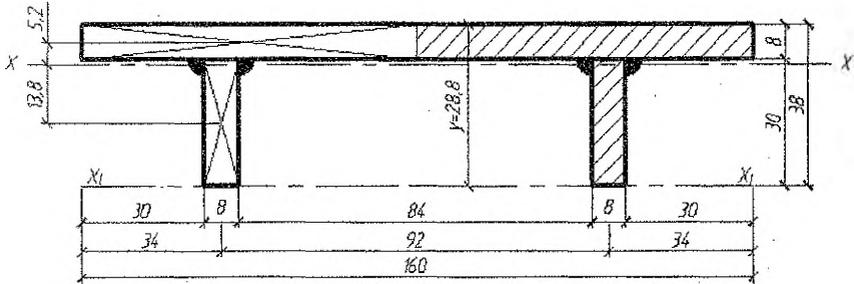


Рисунок 3.5 – Упорная плита башмака с ребрами жёсткости

Проверяем местную прочность упорной плиты на изгиб. Для этого рассмотрим среднюю часть упорной плиты как прямоугольную плиту, свободно опёртую по четырём сторонам, которыми являются вертикальные фасонки башмака и ребра жёсткости упорной плиты. Вертикальные фасонки толщиной по 8 мм располагаем на расстоянии 100 мм в свету для того, чтобы между ними могли разместиться два неравнополочных уголка нижнего пояса (рисунок 3.4).

Расчёт ведём по формулам теории упругости, приведенным в [5]. Расчётные пролёты опёртой по четырём сторонам плиты (рисунок 3.4 и 3.5):

$$a=8,4+0,8=9,2 \text{ см}, \quad b=10,0+0,8=10,8 \text{ см}.$$

При $b/a=10,8/9,2=1,17$ согласно таблице 4.5 [6] $\alpha=0,061$.

Изгибающий момент в такой плите

$$M_n = \alpha \times \sigma_{см,0,d} \times a^2 = 0,061 \times 0,41 \times 9,2^2 = 2,12 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Крайние участки упорной плиты рассмотрим как консоли. Расчёт ведём для полосы шириной 1 см.

$$\text{При } c=3,4 \text{ см} \rightarrow M_k = \sigma_{см,0,d} \times c^2 / 2 = 0,41 \times 3,4^2 / 2 = 2,37 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Примечание: при конструировании упорной плиты необходимо выполнить условие $M_n = M_k$.

По наибольшему из найденных для двух участков плиты изгибающих моментов определяем требуемую толщину плиты по формуле (4.13) [5]:

$$t_{n,y} = \sqrt{(6 \times M_{max} \times \gamma_n) / (R_y \times \gamma_c)} = \sqrt{(6 \cdot 2,37 \cdot 0,95) / (24 \cdot 1,0)} = 0,75 \text{ см},$$

где $R_y=240 \text{ МПа}=24,0 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление при изгибе стали класса С245 толщиной от 2 до 20 мм (таблица 51* [5]).

Принимаем $t_{n,y}=8 \text{ мм}$.

Проверяем общую прочность упорной плиты на изгиб. Расчёт ведём приближенно как расчёт балок таврового сечения (рисунок 3.4) пролётом, равным расстоянию между осями вертикальных фасонок $l=10,0+0,8=10,8 \text{ см}$.

Нагрузка на рассматриваемую полосу плиты ($t_{нл}/2=80 \text{ мм}$):

$$N=O_1/2=75,35/2=37,67 \text{ кН},$$

где $O_1=75,35 \text{ кН}$ – максимальное сжимающее усилие в опорной панели верхнего пояса (таблица 3.1).

Интенсивность нагрузки под торцом элемента верхнего пояса шириной 11,5 см $q=37,67/11,5=3,27 \text{ кН/см}$.

Изгибающий момент в балке таврового сечения

$$M=37,67 \times 10,8/4 - 3,27 \times 10,8^2/8 = 54,03 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Определяем момент сопротивления заштрихованной части сечения плиты, рисунок 3.5.

Расстояние от нижней грани ребер жесткости до центра тяжести сечения

$$y = S_x / A = 25,36 / 8,8 = 2,88 \text{ см},$$

$$\text{где } S_x = 0,8 \cdot 8,0 \cdot (3,0 + 0,8/2) + 0,8 \cdot 3,0 \cdot 1,5 = 25,36 \text{ см}^3;$$

$$A = 0,8 \cdot 8,0 + 0,8 \cdot 3,0 = 8,8 \text{ см}^2;$$

$$I_x = 8,0 \cdot 0,8^3 / 12 + 8,0 \cdot 0,8 \cdot 0,52^2 + 0,8 \cdot 3^3 / 12 + 0,8 \cdot 3 \cdot 1,38^2 = 8,44 \text{ см}^4.$$

$$W_{\min} = I_x / y = 8,44 / 2,88 = 2,93 \text{ см}^3.$$

$$\sigma = 54,03 / 2,93 = 18,44 \text{ кН/см}^2 = 184,4 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 240 \cdot 1,0 / 0,95 = 252,6 \text{ МПа}.$$

Запас прочности $[(252,6 - 184,4) / 252,6] \cdot 100\% = 27\% > 15\%$.

В этом случае необходимо изменить сечение плиты (уменьшить размеры ребер жесткости).

Рассчитываем опорную плиту (рисунок 3.4). Полагаем, что опорная плита башмака опирается на брус из такой же древесины, что и ферма. Определяем размеры опорной плиты.

Длина опорной плиты $l_{оп}$ принимается исходя из конструктивных требований (таблица 39 [5]) не менее значения:

$$l_{оп, \min} = 2 \times (b_{yz} + \delta_{\phi} + 2 \times 1,5 \times d_{ом}) = 2 \times (5,0 + 0,8 + 3 \times 1,3) = 19,4 \text{ см},$$

где $b_{yz} = 5,0 \text{ см}$ – ширина горизонтальной полки уголка нижнего пояса;

$\delta_{\phi} = 0,8 \text{ см}$ – толщина вертикальной фасонки;

$d_{ом} = 1,3 \text{ см}$ – предварительно принятый диаметр отверстия под болт, крепящий ферму к колонне.

Принимаем длину опорной плиты $l_{оп} = 20 \text{ см}$.

Максимальная опорная реакция фермы от постоянной нагрузки и снеговой нагрузки по всему пролету по закону треугольника $F_A = 0,5 \times G_d \times l + 0,229 \times Q_{d, \Delta} \times l = 0,5 \times 1,45 \times 20 + 0,229 \times 6,74 \times 20 = 45,36 \text{ кН}$.

Требуемая ширина опорной плиты будет равна:

$$b_{оп} = F_A / (f_{см, 90} \times l_{оп}) = 45,36 / (0,265 \times 20) = 8,56 \text{ см}.$$

Принимаем размеры плиты $b_{оп} \times l_{оп} = 10 \times 25 \text{ см}$, так как принимать ширину плиты менее 100 мм не рекомендуется по конструктивным соображениям.

Напряжения смятия под опорной плитой:

$$\sigma_{см, 90, d} = 45,36 / (10 \times 20) = 0,227 \text{ кН/см}^2 = 2,27 \text{ МПа} <$$

$$< f_{см, 90, d}^{свсн} \times k_x \times k_{mod} / \gamma_n = 3 \times 0,8 \times 1,05 / 0,95 = 2,65 \text{ МПа},$$

где $f_{см, 90, d}^{свсн} = 3 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление сосны 2-го сорта местному смятию поперёк волокон в узловых примыканиях элементов (таблица 6.4 [1]).

Запас прочности $[(2,65 - 2,27) / 2,65] \cdot 100\% = 14,3\% > 15\%$, однако размеры плиты не можем уменьшить исходя из конструктивных требований.

Толщину опорной плиты (рисунок 3.4) находим из условия изгиба:

$$\text{– консольного участка } M_x = \sigma_{см, 90, d} \times c^2 / 2 = 0,227 \times 4,6^2 / 2 = 2,40 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\text{– среднего участка } M_n = \sigma_{см, 90, d} \times a^2 / 8 = 0,227 \times 10,8^2 / 8 = 3,31 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где $c = 7,1 \text{ см}$ – вылет консоли;

$a = 10,8 \text{ см}$ – пролёт среднего участка.

При ширине расчётной полосы в 1 см находим толщину плиту:

$$t_{н, оп} = \sqrt{6 \times M_{\max} \times \gamma_n / (R_y \times \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 3,31 \cdot 0,95 / (24 \cdot 1,0)} = 0,89 \text{ см}.$$

Принимаем $t_{н, оп} = 10 \text{ мм}$.

Находим длину сварных швов, крепящих уголки нижнего пояса к вертикальным фасонкам.

Принимаем полуавтоматическую сварку в среде углекислого газа сварочной проволокой Св-08Г2С (ГОСТ 2246-70*), для которой $R_{wf}=215$ МПа (таблица 56 [4]). В соответствии с таблицей 38* [4] принимаем по обушке катет шва $k_{f,a}=6$ мм, а по перу $k_{f,a}=5$ мм. Для выбранных катетов швов при полуавтоматической сварке $\beta_f=0,9$ и $\beta_z=1,05$ (таблица 34* [4]). Для стали класса С245 $R_{wt}=370$ МПа (таблица 51*[4]) и соответственно $R_{wz}=0,45 \times R_{wt}=0,45 \times 370=166,5$ МПа. Так как $R_{wz} \times \beta_z=166,5 \times 1,05=174,8$ МПа $< R_{wf} \times \beta_f=215 \times 0,9=193,5$ МПа, расчёт ведём по металлу границы сплавления. Тогда, с учётом распределения усилия в первой панели нижнего пояса по перу и обушке (таблица 5.6 [5]), требуемые расчётные длины швов составят:

– по перу:

$$l_{w,p}=0,32 \times N_1 \times \gamma_{fa} / (R_{wz} \times \beta_z \times k_{f,a} \times \gamma_{fc}) = 0,32 \times 66,75 \times 0,95 \times 10 / (166,5 \times 1,05 \times 0,5 \times 0,95) = 2,44 \text{ см};$$

– по обушке:

$$l_{w,o}=0,68 \times N_1 \times \gamma_{fb} / (R_{wz} \times \beta_z \times k_{f,b} \times \gamma_{fc}) = 0,68 \times 66,75 \times 0,95 \times 10 / (166,5 \times 1,05 \times 0,6 \times 0,95) = 4,30 \text{ см}.$$

В соответствии с п.п. 11.2*, 12.8 [4] принимаем по перу и обушке сварные швы минимальной длины, т.е. 5 см.

3.1.4.2 Коньковый узел

3.1.4.2.1 Расчёт крепления стальных пластинок-наконечников к раскосам

Принимаем пластинки-наконечники из полосовой стали толщиной 0,8 см и шириной 8,0 см (рисунок 3.6). Число пластинок принимаем равное двум для каждого раскоса. Пластинки к раскосам крепим двумя болтами из стали марки ВстЗп2 $\varnothing 10$ мм и двумя проволочными гвоздями $\varnothing 5$ мм для исключения возможности возникновения эксцентриситета.

Расчётную несущую способность одного среза нагеля в симметричном соединении с обрешёткой внешними элементами из стали согласно п. 9.4.2.1 [1] следует принимать равной меньшему значению из полученных по формулам (9.11) и (9.14) [1]:

$$R_{nd} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{n,d} \times t_2 \times d \times k_{\alpha}, \\ f_{n,d} \times d^2 \times (1 + \beta_{n,max}^2) \times \sqrt{k_{\alpha}}, \end{array} \right.$$

где $f_{n,d}=8 \times k_x \times k_{mod}=8 \times 0,8 \times 1,05=6,72$ МПа = 0,672 кН/см² – расчётное сопротивление древесины смятию в глухом нагельном гнезде для симметричного соединения согласно таблице 9.2 и примечания таблицы 9.3 [1];

$t_2=11,5$ см – ширина сечения раскоса;

$d=1,0$ см – диаметр нагеля;

$f_{n,d}=18 \times \sqrt{k_{mod} \times k_x}=18 \times \sqrt{0,8 \times 1,05}=16,5$ МПа = 1,65 кН/см² – расчётное сопротивление стального нагеля изгибу согласно таблице 9.4 [1];

$\beta_{n,max}=0,624$ – коэффициент согласно таблице 9.4 [1];

$k_{\alpha}=1$ – коэффициент, учитывающий угол между силой и направлением волокон, при $\alpha=0^\circ$ (таблица 9.5 [1]).

Тогда $R_{nd}=0,672 \times 11,5 \times 1,0 \times 1=7,73$ кН, $R_{nd}=1,65 \times 1,0^2 \times (1+0,624^2) \times \sqrt{1}=2,29$ кН.

Принимаем $R_{nd,min}=2,29$ кН и находим расчётное количество нагелей:

$$n_{ef}=N_d / \gamma_{nt} (R_{nd,min} \times n_s) = 8,34 \times 0,95 / (2,29 \times 2) = 1,73 \text{ шт.},$$

где $N_d=8,34$ кН – максимальное расчётное усилие в раскосах (таблица 3.1);

$n_s=2$ – количество швов в соединении для одного нагеля.

Принимаем количество болтов в соединении $n_n=2 > n_{ef}=1,73$, тогда расчётная несущая способность соединения будет равна: $R_d=R_{d,min} \times n_s \times n_n / \gamma_n = 2,29 \times 2 \times 2 / 0,95 = 9,64 \text{ кН} > N_d = 8,34 \text{ кН}$.

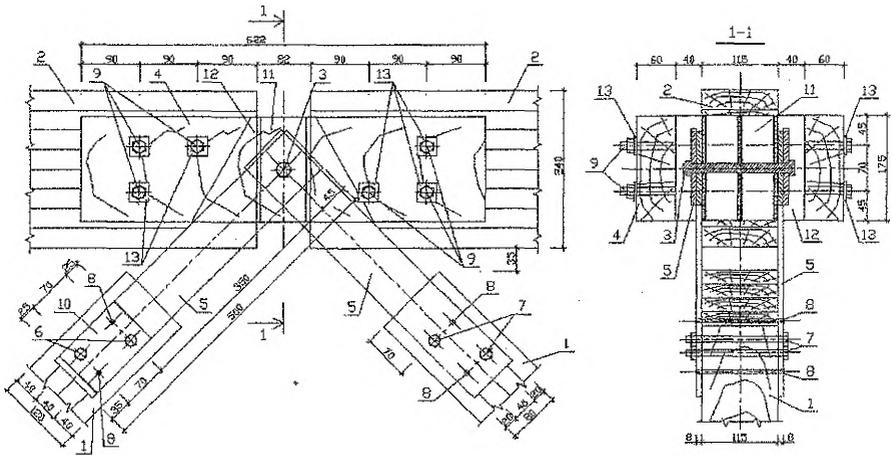
Запас прочности составит $[(9,64 - 8,34) / 8,34] \cdot 100\% = 14\% < 15\%$.

Примечание: при числе болтов больше двух проволочные гвозди в соединении пластинок-наконечников с раскосом можно исключить.

Проверим прочность на растяжение стальных пластинок-наконечников, ослабленных отверстиями под болты ($d_{o,r}=1,1 \text{ см}$) и гвозди ($d_{o,r}=0,6 \text{ см}$).

$N_{max,r} = D_2 = 8,34 \text{ кН}$; $A_n = 2 \times 0,8 \times (8 - 1,1 - 0,6) = 10,14 \text{ см}^2$;

$\sigma = N_{max,r} / A_n = 8,34 / 10,14 = 0,82 \text{ кН/см}^2 = 8,2 \text{ МПа} < R_y \times \gamma_c / \gamma_n = 240 \times 1,05 / 0,95 = 265,3 \text{ МПа}$.



1 – раскос; 2 – верхний пояс фермы; 3 – узловой болт $\varnothing 14 \text{ мм}$, $l=170 \text{ мм}$; 4 – накладки $100 \times 160 \times 622 \text{ мм}$; 5 – пластины-наконечники $500 \times 80 \times 8 \text{ мм}$; 6 – болт $\varnothing 10 \text{ мм}$, $l=170 \text{ мм}$; 7 – болт $\varnothing 10 \text{ мм}$, $l=160 \text{ мм}$; 8 – гвоздь $\varnothing 5 \text{ мм}$; 9 – болт $\varnothing 12 \text{ мм}$, $l=350 \text{ мм}$; 10 – подкладка $120 \times 80 \times 8 \text{ мм}$; 11 – сварной вкладыш; 12 – вырез в накладках; 13 – квадратная шайба $45 \times 45 \times 4 \text{ мм}$

Рисунок 3.6 – Коньковый узел фермы

Также проверим устойчивость стальных пластинок-наконечников из плоскости фермы между точками их закрепления узловым болтом и нагелями (рисунок 3.6).

$N_{max,c} = D_2 = 5,36 \text{ кН}$; $l_p = 35 \text{ см}$.

Гибкость пластинок-наконечников: $\lambda = l_p / i = 35 / (0,289 \times 0,8) = 151,4$.

$\sigma = N_{max,c} / (A \times \varphi) = 5,36 / (2 \times 0,8 \times 8 \times 0,271) = 1,55 \text{ кН/см}^2 = 15,5 \text{ МПа} <$

$< R_y \times \gamma_c / \gamma_n = 240 \times 0,95 / 0,95 = 240,0 \text{ МПа}$,

где $\varphi = 0,271$ – коэффициент продольного изгиба центрально-сжатых элементов при $\lambda = 151,4$ и $R_y = 240 \text{ МПа}$ (таблица 72 [4]).

Максимальная гибкость пластинок-наконечников не превышает предельно допустимой:

$$\lambda = 151,4 < [\lambda_{\max}] = 210 - 60 \times \alpha = 210 - 60 \times 0,5 = 180 \text{ (таблица 19* [4])},$$

$$\text{где } \alpha = \sigma \times \gamma_n / (R_y \times \gamma_c) = 15,5 \times 0,95 / 240,0 \times 0,95 = 0,06 < 0,5, \text{ поэтому } \alpha = 0,5.$$

3.1.4.2.2 Конструирование сварного вкладыша и подбор диаметра узлового болта

В узлах верхнего пояса ставим сварные вкладыши, предназначенные для передачи усилий в блоках пояса и крепления раскосов (рисунок 3.7). Площадь поверхностей плит вкладыша, соприкасающихся с торцами блоков верхнего пояса: $A_n = b \times h = 11,5 \times 16,0 = 184,0 \text{ см}^2$. Толщина плит вкладыша 0,8 см. Поскольку размеры поверхностей плит вкладыша такие же, как и упорной плиты в опорном узле, напряжения смятия не проверяем.

Проверяем прочность на изгиб плиты вкладыша с учётом постановки ребер жёсткости между плитами. Рассматриваем полосу плиты вкладыша шириной 1 см как двухпролётную балку с $W = 1 \times 0,8^2 / 6 = 0,106 \text{ см}^2$ и пролётом $l = 4,55 + 0,8 = 5,35 \text{ см}$ (см. рисунок 3.7).

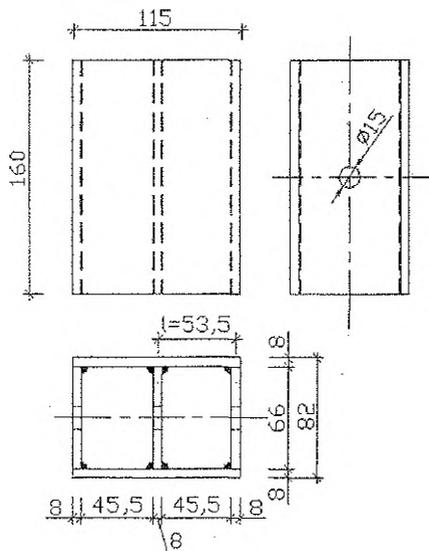


Рисунок 3.7 – Сварной вкладыш конькового узла

Максимальный изгибающий момент:

$$M_{\max} = \sigma_{\text{см.г.д}} \times l^2 / 8 = 0,41 \times 5,35^2 / 8 = 1,47 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = M_{\max} / W = 1,47 / 0,106 = 13,84 \text{ кН} / \text{см}^2 = 138,4 \text{ МПа} < R_y \times \gamma_c / \gamma_n = 240 \times 1,0 / 0,95 = 252,6 \text{ МПа}.$$

Рассчитываем узловой болт, к которому крепятся раскосы, на изгиб от равнодействующей усилий в раскосах, которую определяем аналитически по теоре-

ме косинусов. Из таблицы 3.1 при действии на ферму снеговой нагрузки, распределённой по треугольнику на половине пролёта, выбираем усилия:

$$D_2=8,34 \text{ кН}, D_3=-5,36 \text{ кН},$$

где $D_3=-5,36 \text{ кН}$ – для такого же сочетания усилий, как и для D_2 .

$$\text{Тогда } N_r = \sqrt{D_2^2 + D_3^2} = 2 \times |D_2| \times |D_3| \times \cos(\beta) = \sqrt{8,34^2 + 5,36^2} = 9,91 \text{ кН},$$

где $\beta=90^\circ$ – угол между раскосами D_2 и D_3 .

Изгибающий момент в узловой болте:

$$M_b = N_r \times e / 2 = 9,91 \times 1,1 / 2 = 5,45 \text{ кН} \times \text{см},$$

где $e=0,8+0,3=1,1 \text{ см}$ – эксцентриситет приложения усилия N_r (рисунок 3.7).

Диаметр болта определяем по формуле:

$$d = \sqrt[3]{M_b \times \gamma_n / (0,1 \times R_y \times \gamma_c)} = \sqrt[3]{5,45 \times 0,95 / (0,1 \times 24 \times 1,0)} = 1,29 \text{ см}.$$
 С учетом сортамента (приложение 14 [6]) принимаем узловой болт диаметром $d=1,4 \text{ см}$.

Примечание: в узлах верхнего пояса для восприятия монтажных усилий ставим симметричные деревянные накладку (рисунок 3.6). Суммарная площадь поперечного сечения накладок в местах ослабления должна быть не менее площади поперечного сечения верхнего пояса фермы. Размеры накладок принимают с учетом сортамента древесины.

3.1.4.3. Нижний промежуточный узел

В узле нижнего пояса фермы (рисунок 3.8) уголки прерываются и перекрываются пластинами. В центре пластины просверлено отверстие для узлового болта. Исходя из условия размещения сварных швов, прикрепляющих уголки к пластине, и условия размещения узлового болта, ширину пластин назначаем 110 см .

Из условия прочности на растяжение стальной передаточной пластины, ослабленной отверстием под узловой болт, найдём её толщину:

$$d_{0,6}=1,5 \text{ см (предварительно принятый диаметр под узловой болт);}$$

$$N_{\max}=H_2=70,17 \text{ кН (таблица 3.1); } A_n=2 \times t_{n.n.} \times (11,0-1,5)=19 \times t_{n.n.} \text{ см}^2;$$

$$A_n = N_{\max} / (R_y \times \gamma_c / \gamma_n) \Rightarrow t_{n.n.} = 70,17 \times 0,95 / (19 \times 24,0 \times 1,05) = 0,146 \text{ см}.$$

Из условия возможности выполнения принятых ранее сварных швов в соответствии с п. 12.8 [4] принимаем $t_{n.n.}=0,5 \text{ см}$. Однако в таком случае суммарная ширина составит 110 мм , что на 5 мм меньше ширины раскосов. Поэтому окончательно назначаем $t_{n.n.}=0,8 \text{ см}$.

Передаточные пластины соединяются с уголками нижнего пояса сварными швами такой же длины, как и в опорном узле.

Диаметр болта определяем из условия его изгиба от максимальной силы, выбранной из разности усилий в смежных панелях нижнего пояса и равнодействующей усилий в раскосах.

Максимальная разность усилий в смежных панелях нижнего пояса возникает при постоянной нагрузке и односторонней снеговой нагрузке, распределённой по треугольнику: $\Delta H=21,13+27,97-21,75-16,85=10,5 \text{ кН}$ (см. таблицу 3.1).

4 ОБЕСПЕЧЕНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

4.1 Защита древесины от увлажнения, биологических повреждений и возгорания может осуществляться различными методами – конструктивными, химическими и другими [12-16].

4.1.1 Для обеспечения долговечности конструкций необходимо учитывать следующие факторы:

- назначение конструкций;
- особенности работы конструкций;
- условия хранения конструкций до монтажа и защита от атмосферных воздействий во время монтажа;
- условия эксплуатации;
- состав, свойства и особенности применяемых материалов;
- форму элементов и деталей конструкций;
- качество работ и степень контроля;
- специальные защитные мероприятия.

4.1.2 Конструктивные меры должны предусматривать:

а) защиту древесины конструкций от непосредственного увлажнения атмосферными осадками, грунтовыми и производственными водами;

б) систематическую просушку древесины конструкций путем создания осушающего температурно-влажностного режима (естественная и принудительная вентиляция помещения, устройство в конструкциях и частях зданий осушающих продухов, аэраторов).

4.1.3 Деревянные конструкции должны быть хорошо проветриваемыми, открытыми во всех частях для осмотра, профилактического ремонта, возобновления защитной обработки древесины.

4.1.4 Не допускается глухая заделка частей деревянных конструкций в каменные стены.

4.1.5 Несущие клееные деревянные конструкции, эксплуатируемые на открытом воздухе, должны иметь сплошное сечение. Верхние горизонтальные и наклонные грани этих конструкций следует защищать антисептированными досками, козырьками из оцинкованного кровельного железа, алюминия, стеклопластика или другого атмосферостойкого материала.

4.1.6 Опирающие несущих деревянных конструкций на фундаменты, каменные стены, стальные и железобетонные колонны и другие элементы конструкций из более теплопроводных материалов (при непосредственном их контакте) следует осуществлять через гидроизоляционные прокладки. Деревянные подкладки (подушки), на которые устанавливаются опорные части несущих конструкций, следует изготавливать из антисептированной высушенной древесины твердых пород.

4.1.7 Металлические накладки в соединениях конструкций, эксплуатируемых в условиях, где возможно выпадение конденсата, должны отделяться от древесины гидроизоляционным слоем.

4.1.8 Покрытия с деревянными несущими и ограждающими конструкциями следует проектировать, как правило, с наружным отводом вод без внутренних водостоков.

4.1.9 В панелях стен и плитах покрытий следует предусматривать вентиляционные продухи, сообщающиеся с наружным воздухом. В ограждающих конструкциях с соединением обшивок с каркасом на клею следует применять окрасочную пароизоляцию. Швы между панелями и плитами должны быть утеплены и уплотнены герметизирующими материалами.

4.2 В тех случаях, когда конструктивными мероприятиями нельзя устранить длительное или периодическое увлажнение древесины, должны применяться химические меры защиты.

4.2.1 Защита деревянных конструкций от коррозии, вызываемой воздействием биологических агентов, предусматривает антисептирование, консервирование, поверхностную пропитку составами комплексного действия или покрытие лакокрасочными материалами. При воздействии химически агрессивных сред следует предусматривать покрытие конструкций лакокрасочными материалами, поверхностную пропитку составами комплексного действия или комбинированную защиту поверхностной пропиткой в сочетании с лакокрасочными покрытиями.

4.2.2 Перечень лакокрасочных материалов для защиты древесины приведен в таблице 4.1.

4.2.3 Перечень составов для антисептирования древесины приведен в таблице 4.2.

4.2.4 Перечень составов комплексного действия для поверхностной пропитки древесины приведен в таблице 4.3.

4.3 Для предохранения древесины от увлажнения в местах контакта с металлом на поверхности, контактирующие с древесиной, рекомендуется нанести мастику, например, «Тектор марки 201 ТУ 5772-001-50002263-98», таким образом, чтобы при постановке на место детали плотно прилегали к древесине, а мастика, выдавливаясь, хорошо заполняла зазоры между металлом и древесиной.

Таблица 4.1 - Лакокрасочные материалы для защиты древесины

Лакокрасочные материалы	Марка материала	Индекс покрытия	Толщина покрытия, мкм
Пентафталевые	Лаки ПФ-170 и ПФ-171	д, в	70-90
	Эмаль ПФ-115	а, в	90-120
	Эмаль ПФ-1115 «Экстра»	а, ан, п	90-120
	Эмаль ПФ-131	а, ан, п	90-120
	Эмаль ПФ-133	а, в	90-120
	Эмаль «Интерьер»	а, ан, п	90-120
	Эмаль ПФ-115-1	а, ан, п	90-100
	Эмаль ПФ-1217 ВЭ	а, ан, п	90-100
Перхлорвиниловые и поливинилхлоридные	Эмаль ХВ-110	а, в	90-120
	Эмаль ХВ-124	а, в, х	90-120
	Эмаль ХВ-785	х, в	110-130
	Эмаль ХС-759	х, в	130-150
	Эмаль ХВ-16, ХВ-16Р	а, ан, п	110-130
	Лак ХВ-784	д, х, в	110-130
Эпоксидные	Шпатлевка ЭП-0010	х, в	250-350
Алкидные	Состав ПФ-11	д, а, в	100-110
	Эмаль «Рем-Люкс»	а, ан, п	90-120
	Эмаль «Оли»	а, ан, п	90-120
	Лак алкидный «Оли»	а, ан, п	90-120
	Состав «Оли»	а, ан, п	90-120
Акриловые водно-дисперсионные	Краска ВД-АК-134	д, а	110-120
	Лаки «АкваЛид интерьер» «АкваЛид экстерьер»	а, ан, п	110-120
	Краска «ПироЛид Аква»	а, ан, п	110-120
	Краска «Рем-Аква»	а, ан, п	110-120
	Лазурь «Оли-Аква» ПРЕМИУМ	а, ан, п	110-120
	Краска ВД-АК-112	а, ан, п	110-120
Примечание – Индекс покрытия: а – стойкое на открытом воздухе; ан – то же, под навесом; п – то же, в помещениях; д – декоративное; в – водостойкое, х – химически стойкое.			

Таблица 4.2 - Составы для антисептирования древесины

Условия эксплуатации конструкций	Защитный материал	Состав компонентов	Способ защитной обработки	Норма расхода защитных материалов
Внутри помещений или под навесом, на открытом воздухе	Натрий фтористый технический	Натрий фтористый	Поверхностная обработка	20 г/м ²
	Аммоний кремнефтористый технический	Аммоний кремнефтористый	То же	45 г/м ²
	Паста антисептическая на каменноугольном лаке и фтористом натрии (паста-концентрат)	Натрий фтористый; лак каменноугольный; каолин; вода	"	250-500 г/м ²
	Препарат ПБС	Пентахлорфенолят натрия; бура	„	7-9кг/м ³
	Средство для защиты древесины	Состав не расшифровывается	„	200-250 г/м ²
	Препарат ХМК	Натрий или калий двухромовокислый; медь сернокислая; натрий кремнефтористый	„	5-7 кг/м ³
	Препарат ХМФ	Натрий или калий двухромовокислый; медь сернокислая; натрий фтористый	„	5-7 кг/м ³
	Состав «Заритэкс»	Состав не расшифровывается	„	250-300 г/м ²
	Средство защитное для древесины «Биотроник»	Состав не расшифровывается	„	200-250 г/м ²
Препарат ХМ-11	Бихромат натрия, медь сернокислая	Пропитка способом «прогрев-холодная ванна»	7-9кг/м ³	

Таблица 4.3 - Составы для поверхностной пропитки древесины

Марка пропиточного состава	Состав компонентов, %	Привес	Защитные свойства
ТХЭФ	Трихлорэтилфосфат- 40% Четыреххлористый углерод- 60%	600 г/см ²	Биозащитное, огнезащитное
Фенолоспирты	Фенолоспирты – 100%	250-300 кг/м ³	Влагозащитное, биохимзащитное
БК (буроугольная композиция)	Буроугольный воск - 10% Олифа оксоль - 70% Сиккатив - 10% Бура - 5% Вода - 5%	30-40 кг/м ³	Влагозащитное, биозащитное, огнезащитное
ТХЭФ-ПТ	Трихлорэтилфосфат- 50% - 70% Петролатум - 30% - 50%	40-60 кг/м ³	Влагозащитное, биозащитное, огнезащитное
Препарат «БОПОД»	Состав на основе акриловых полимеров с неорганическими фосфатными солями	300-350 г/м ²	Влагозащитное, биозащитное, огнезащитное
Антипирен синзированный пленкообразующий «СПАД»	Состав не расшифровывается	300-400 г/м ²	Биозащитное, огнезащитное - трудногорючая, для внутренних работ
Композиция ОК-ГФМ	Раствор фосфоразотсодержащих соединений, углеводов и аминов в воде	400 г/м ² , четырехкратная обработка	Огнезащитное - трудногорючая, с ХВ-784 - биозащитное
Препараты для огнебиозащиты «БАН»	Водный раствор фосфоразотсодержащих соединений с добавлением антисептика	250-300 г/м ²	Биозащитное, огнезащитное - трудновоспламеняемая, трудногорючая, для внутренних работ

5 ТРЕБОВАНИЯ К ОФОРМЛЕНИЮ РАБОЧЕЙ ДОКУМЕНТАЦИИ

5.1 Чертежи марки КД (конструкции деревянные) предназначены для разработки детализованных чертежей марки КДД (конструкции детализованные деревянные), определения потребности древесины, составления сметной документации и производства строительно-монтажных работ.

5.2 В состав рабочей документации раздела марки КД следует включать схемы расположения деревянных конструкций, соединительные узлы, узлы опирания, расчетные схемы основных несущих конструкций и спецификации.

5.3 На рабочих чертежах марки КД следует указывать:

- размеры деревянных элементов;
- тип (марку) и количество соединительных элементов, расстояние между ними;
- сорт и породу древесины;
- влажность древесины;
- мероприятия по обеспечению долговечности;
- мероприятия по огнезащите.

5.4 Рабочие чертежи раздела марки КД следует выполнять в соответствии с требованиями ГОСТ 21.101 и ГОСТ 21.501.

5.5 Детализованные чертежи марки КДД должны разрабатываться в соответствии с требованиями стандартов ЕСКД.

5.6 На детализованных чертежах марки КДД должны быть указаны:

- типы (марки) соединительных элементов, количество и расстояния между ними;
- порода, сорт и влажность древесины;
- припуски на обработку;
- марка клея для клееных конструкций;
- допуски линейных размеров;
- шероховатость поверхности;
- защитная обработка конструкций.

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. Прогобы и перемещения). – Введ. 01.01.1989. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 8 с.
4. Строительные нормы и правила. Стальные конструкции / Госстрой СССР – Введ. 01.01.1982. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 96 с.
5. Расчёт стальных конструкций: справ. пособие / Я.М. Лихтарников, Д.В. Ладыженский, В.М. Клыков. – 2-е изд, перераб. и доп. – К.: Будівельник, 1984. – 368 с.
6. 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.
7. Стандарт университета. Оформление материалов курсовых и дипломных проектов (работ), отчётов по практике. Общие требования и правила оформления: СТ БрГУ 01-2008. – Брест: БрГУ, 2008. – 46 с.
8. Васильев, А.А. Металлические конструкции: учеб. пособие для техникумов / А.А. Васильев – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1976. – 424 с.
9. Шурин, А.Б. Справочные материалы для проектирования стальных конструкций зданий и сооружений / А.Б. Шурин, А.В. Мухин. – Брест: БрГУ, 2004. – 83 с.
10. Жук, В.В. Методическое пособие 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, И.Ф. Захаревич, В.И. Игнатюк, Н.В. Черноиван. – Брест: УО БрГУ, 2012. – 96 с.
11. Пиломатериалы хвойных пород. Технические условия: СТБ 1713-2007. – Введ. 01.05.2007. – Мн.: Госстандарт, 2007. – 11 с.
12. Защита древесины. Классификация: ГОСТ 20022.2 – 80. – Введ. 01.07.1981. – М.: Издание стандартов, 1980. – 13 с.
13. Защита строительных конструкций от коррозии. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-2.01-111-2008 (02250). – Введ. 08.09.2008. – Мн.: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. 2009. – 63 с. Технический кодекс установившейся практики.

14. Национальный комплекс нормативно – технических документов в строительстве: пособие к строительным нормам Республики Беларусь. Огнезащита строительных конструкций: П 2-03 к СНБ 2.02.01-98; Введ.01.07.03. – Мн.: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2003. – 6 с.
15. Романенков, И.Г. Огнестойкость строительных конструкций из эффективных материалов / И.Г. Романенков, В.Н. Зигера-Корн. – М.: Стройиздат, 1984. – 240 с.
16. Тычино, Н.А. Огнезащита древесных материалов: справочное пособие / Н.А. Тычино. – Мн.: Экаунт, 1997. – 38 с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение А

(справочное)

Рекомендуемый сортамент пиломатериалов

Таблица А1

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

Приложение Б

(справочное)

Сортамент древесноплитных материалов

Таблица Б1

Наименование материала	Размеры, мм		
	длина	ширина	толщина
Строительная фанера марок ФСФ и ФК	1525	1525	6; 7; 8
		1220	9; 10; 12
Плиты древесноволокнистые: сверхтвердые	1200	725	-
		1220	15; 18; 19
Плиты древесноволокнистые: твердые	1200-5500	1200	2.5; 3.2
	1200-5500	1200; 2140	3; 4; 5; 6
Плиты древесностружечные:	1800-3000	1200	10; 13
	1800-3000	1500	16; 19
	3500	1750	28
	3600	1830	25
Плиты цементностружечные	3200	1225	8; 10-40
	3600	1225	8; 10-40

Приложение В

(справочное)

Плотность древесины и фанеры

Таблица В1 (таблица 6.2 [1])

Порода древесины	Плотность древесины (ρ) кг/м^3 в конструкциях для классов условий эксплуатации	
	1, 2	3, 4, 5
Хвойные:		
сосна, ель, кедр, пихта	500	600
лиственница	650	800
Твердые лиственные:		
дуб, береза, бук, ясень, клен, граб, акация, вяз, ильм	700	800
Мягкие лиственные:		
осина, тополь, ольха, липа	500	600
Примечания:		
1 Плотность клееной древесины следует принимать равной плотности цельной древесины.		
2 Плотность фанеры следует принимать равной плотности древесины шпонов, а бакелизированной -- 1000 кг/м^3 .		

Приложение Г

(справочное)

Классы условий эксплуатации

Таблица Г1 (таблица 6.1[1])

Класс условий эксплуатации	Характеристика условий эксплуатации конструкций	Максимальная влажность конструкций	
		из клееной древесины	из неклееной древесины
1	Внутри отапливаемых помещений при температуре до 35°C , относительной влажности воздуха, %:	9	
2		12	20
3		15	20
2	Внутри неотапливаемых помещений при относительной влажности воздуха, %:	12	20
3		15	25
4	На открытом воздухе	12	25
5	Постоянноувлажняемых	Не ограничивается	
Примечания-			
Применение клееных деревянных конструкций в условиях эксплуатации класса 1 при относительной влажности воздуха ниже 45% не допускается.			
В клееных конструкциях, эксплуатируемых в условиях класса 4, когда усушка древесины не вызывает расстройств или увеличения податливости соединений, допускается применять древесину с влажностью до 40% при условии ее защиты от гниения.			

Приложение Д

(справочное)

Расчетные сопротивления древесины сосны, ели, лиственницы европейской

Таблица Д1 (таблица 6.4[1])

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления, МПа древесины сортов		
		1	2	3
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон: а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в перечислениях «б» и «в») высотой до 0,5 м б) элементы прямоугольного сечения шириной от 0,11 до 0,13 м при высоте сечения от 0,11 до 0,5 м в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 0,13 м при высоте сечения от 0,13 до 0,5 м г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	$f_{m,d}$	14.0	13.0	8.5
	$f_{c,0,d}$			
	$f_{cm,0,d}$			
	$f_{m,d}$	15.0	14.0	10.0
	$f_{c,0,d}$			
	$f_{cm,0,d}$			
	$f_{m,d}$	16.0	15.0	11.0
	$f_{c,0,d}$			
	$f_{cm,0,d}$			
	$f_{m,d}$	-	16.0	10.0
	$f_{c,0,d}$			
	$f_{c,0,d}$			
2. Растяжение вдоль волокон: а) неклееные элементы б) клееные элементы	$f_{t,0,d}$	10.0	7.0	-
	$f_{t,d}$	12.0	9.0	-
3. Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	$f_{c,90,d}$	1.8	1.8	1.8
	$f_{cm,90,d}$			
4. Смятие поперек волокон местное: а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов б) под шайбами при углах смятия от 90° до 60°	$f_{cm,90,d}$	3.0	3.0	3.0
	$f_{cm,90,d}$	4.0	4.0	4.0
5. Скалывание вдоль волокон: а) при изгибе неклееных элементов б) при изгибе клееных элементов в) в лобовых врубках для максимального напряжения г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения	$f_{v,0,d}$	1.8	1.6	1.6
	$f_{v,0,d}$	1.6	1.5	1.5
	$f_{v,0,d}$	2.4	2.1	2.1
	$f_{v,0,d}$	2.1	2.1	2.1
6. Скалывание поперек волокон: а) в соединениях неклееных элементов б) в соединениях клееных элементов	$f_{v,90,d}$	1.0	0.8	0.6
	$f_{v,90,d}$	0.7	0.7	0.6
7. Растяжение поперек волокон элементов из клееной древесины	$f_{v,90,d}$	0.15	0.1	0.08
8. Срез под углом к волокнам 45°	$f_{vs,45,d}$	7.0	5.0	4.0
9. Срез под углом к волокнам 90°	$f_{vs,90,d}$	12.0	9.0	8.0
Примечания:				
1. В конструкциях построечного изготовления величины расчетных сопротивлений на растяжение, принятые по п.2а данной таблицы, следует снизить на 30%.				
2. Расчетные сопротивления изгибу для элементов настила и обрешетки под кровлю из древесины 3-го сорта следует принимать равным 13 МПа, а 2-го сорта – 14 МПа.				

Приложение Е

(справочное)

Значений коэффициента (k_x) для породы древесины

Таблица Е1 (таблица 6.5[1])

Порода древесины	Значение коэффициента (k_x) для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон $f_{l.o.d.}, f_{m.o.d.}, f_{c.o.d.}, f_{cm.o.d.}$	сжатию и смятию поперек волокон $f_{c.90.d.}, f_{cm.90.d.}$	скалыванию, растяжению $f_{v.o.d.}, f_{l.90.d.}$
Хвойные:			
1. Лиственница, кроме европейской и японской	1.20	1.20	1.00
2. Кедр сибирский, кроме Красноярского края	0.90	0.90	0.90
3. Кедр Красноярского края, сосна веймуговая	0.65	0.65	0.65
4. Пихта	0.80	0.80	0.80
Твердые лиственные:			
5. Дуб	1.3	2.0	1.3
6. Ясень, клен, граб	1.3	2.0	1.6
7. Акация	1.5	2.2	1.8
8. Береза, бук	1.1	1.6	1.3
9. Вяз, ильм	1.0	1.6	1.0
Мягкие лиственные:			
10. Ольха, липа, осина, тополь	0.8	1.0	0.8

Приложение Ж

(справочное)

Значения коэффициента (k_g)

Таблица Ж1 (таблица 6.6[1])

Вид напряженного состояния	Значения коэффициента k_g при продолжительности эксплуатации конструкции		
	≤50 лет	75 лет	100 лет и более
Изгиб, сжатие, смятие вдоль и поперек волокон древесины	1	0.9	0.8
Растяжение и скалывание вдоль волокон древесины	1	0.85	0.7
Растяжение поперек волокон древесины	1	0.8	0.5
Примечание - Значения коэффициента k_g для промежуточных сроков эксплуатации принимаются по линейной интерполяции.			

Приложение И

(справочное)

Значения коэффициента (k_{mod}) для древесины и фанеры

Таблица И1 (таблица 6.3 [1])

Вид нагрузки		Класс условий эксплуатации по таблице 6.1 [1]				
		1	2	3	4	5
Постоянная		0.80	0.80	0.75	0.70	0.65
Длительная		0.95	0.95	0.85	0.80	0.70
Кратковременная	снеговая с полным значением	1.05	1.05	0.95	0.90	0.80
	ветровая, монтажная	1.20	1.20	1.05	1.00	0.85
Особая		1.45	1.45	1.30	1.25	1.15

Примечания: Если сочетание нагрузок состоит из нагрузок, принадлежащих разным видам, то значение коэффициента k_{mod} следует принимать для нагрузки с более короткой продолжительностью действия.

Приложение К

(справочное)

Модуль упругости (E_p) и модуль сдвига (E_{pr}) фанеры

Таблица К1 (таблица 6.13 [1])

Виды фанеры	Модуль упругости (E_p), МПа	Модуль сдвига (E_{pr}), МПа
1. Фанера березовая марки ФСФ сортов не ниже III/IV семислойная и пятислойная:		
- вдоль волокон наружных слоев	9000	750
- поперек волокон наружных слоев	6000	750
- под углом 45° к волокнам	2500	3000
2. Фанера клееная из древесины лиственницы марки ФСФ сортов не ниже III/IV семислойная:		
- вдоль волокон наружных слоев	7000	800
- поперек волокон наружных слоев	5500	800
- под углом 45° к волокнам	2000	2200
3. Фанера бакелизированная марки ФБС:		
- вдоль волокон наружных слоев	12000	1000
- поперек волокон наружных слоев	8500	1000
- под углом 45° к волокнам	3500	4000

Приложение Л

(справочное)

Значения коэффициента (k_h)

Таблица Л1 (таблица 6.8 [1])

Высота сечения, см	50 и менее	60	70	80	100	120 и более
Значения коэффициента k_h	1.00	0.96	0.93	0.90	0.85	0.80

Приложение М

(справочное)

Значения коэффициента (K_δ)

Таблица М1 (таблица 6.9 [1])

Толщина слоя, мм	10 и менее	16	19	26	33	42
Значения коэффициента K_δ	1.30	1.20	1.10	1.05	1.00	0.95

Приложение Н

(справочное)

Значения коэффициента (K_r)

Таблица Н1 (таблица 6.10 [1])

Напряженное состояние	Обозначение расчетных сопротивлений	Значение коэффициента (K_r) при отношении $\left(\frac{r}{\delta}\right)$			
		150	200	250	500 и более
Сжатие и изгиб	$f_{c,d}, f_{m,d}$	0.8	0.9	1.0	1.0
Растяжение	$f_{t,d}$	0.6	0.7	0.8	1.0

Примечание - r – радиус кривизныгнутой доски или бруска;
 δ – толщина доски или бруска в радиальном направлении.

Приложение О

(справочное)

Вертикальные предельные прогибы

Таблица О1 (таблица 19 [2])

Элементы конструкций	Предъявленные требования	f_n
Балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы (включая поперечные ребра плит настилов), покрытия и перекрытия, открытых для обзора, при пролете $l, м$	Эстетико-психологические	
$l < 1$		1/120
$l = 3$		1/150
$l = 6$		1/200
$l = 24 (12)$		1/250

Приложение П

(справочное)

Предельные гибкости элементов

Таблица П1 (таблица 7.7 [1])

Наименование элементов конструкций	Предельная гибкость λ_{max}
1. Сжатые пояса, опорные раскосы и опорные стойки ферм, колонны	120
2. Прочие сжатые элементы ферм и других сквозных конструкций	150
3. Сжатые элементы связей	200
4. Растянутые пояса ферм: в вертикальной плоскости	150
в горизонтальной плоскости	400
5. Прочие растянутые элементы ферм и других сквозных конструкций	200

Приложение Р

(справочное)

Расчетные сопротивления фанеры

Таблица Р1 (таблица 6.12 [1])

Вид фанеры	Расчетные сопротивления, МПа				
	растяжению в плоскости листа, $f_{расд}$	сжатию в плоскости листа, $f_{ссад}$	изгибу из плоскости листа, $f_{пл.изг}$	окапыванию в плоскости листа, $f_{окапд}$	срезу перпендикулярно плоскости листа, $f_{пл.срз}$
1. Фанера клееная березовая марки ФФ сортов не ниже III/IV					
а) семислойная толщиной 8 мм и более:					
вдоль волокон наружных слоев	14.0	12.0	16.0	0.8	6.0
поперек волокон наружных слоев	9.0	8.5	6.5	0.8	8.0
под углом 45° к волокнам	4.5	7.0	-	0.8	9.0
б) пятислойная толщиной 5-7 мм:					
вдоль волокон наружных слоев	14.0	13.0	18.0	0.8	5.0
поперек волокон наружных слоев	6.0	7.0	3.0	0.8	6.0
под углом 45° к волокнам	4.0	6.0	-	0.8	9.0
2. Фанера клееная из древесины лиственницы марки ФФ сортов не ниже III/IV					
семислойная толщиной 8 мм и более:					
вдоль волокон наружных слоев	9.0	17.0	18.0	0.6	5.0
поперек волокон наружных слоев	7.5	13.0	11.0	0.5	5.0
под углом 45° к волокнам	3.0	5.0	-	0.7	7.5
3. Фанера бакелизированная марки ФБС толщиной 7 мм и более:					
вдоль волокон наружных слоев	32.0	28.0	33.0	1.8	11.0
поперек волокон наружных слоев	24.0	23.0	25.0	1.8	12.0
под углом 45° к волокнам	16.5	21.0	-	1.8	16.0

Приложение С

(справочное)

Расстановка нагелей

Таблица С1 (таблица 9.7 [1]) – Минимальные расстояния между гвоздями

Направление	Расстояние
Между осями гвоздей вдоль волокон S_1 для пробиваемых насквозь элементов: при толщине пробиваемого элемента не менее $10d$ при толщине пробиваемого элемента $4d$ для промежуточных значений - по интерполяции для непробиваемых насквозь элементов	15d 25d 15d
До торца элемента вдоль волокон	15d
Между осями гвоздей поперек волокон S_2 : при прямой расстановке при расстановке в шахматном порядке или косыми рядами под углом 45°	4d 3d
До кромки элемента поперек волокон S_3	4d

Таблица С2 (таблица 9.6 [1]) - Минимальные расстояния между нагелями

Направление	Расстояния между нагелями		
	стальными	алюминиевыми и стекло-пластиковыми	дубовыми
При общей толщине пакета менее $10d$: вдоль волокон между осями нагелей и до торца элемента S_1 поперек волокон между осями нагелей S_2 поперек волокон до кромки элемента S_3	6d	6d	4d
	3d	3d	2,5d
	2,5d	2,5d	2,5d
При общей толщине пакета, равной или более $10d$: вдоль волокон между осями нагелей и до торца элемента S_1 поперек волокон между осями нагелей S_2 поперек волокон до кромки элемента S_3	7d	6d	5d
	3,5d	3,5d	3d
	3d	3d	2,5d

Приложение Т

(справочное)

Гвозди проволочные круглые по ГОСТ 4028

Таблица Т1

Длина, мм	70	80	90	100	120	120	150	150	200	250
Диаметр, мм	3	3	3,5	4	4	5	5	6	8	8
Масса 1000 шт, кг	3,88	4,44	6,3	9,8	11,77	18,3	22,4	33,2	44,2	98,2

Приложение У

(справочное)

Таблицы для определения усилий в элементах фермы

В приложении приведены значения коэффициентов для вычисления:

- координат узлов сегментных ферм по формулам: $x = \gamma_x l$; $y = \gamma_y l$;
- длин элементов ферм по формуле $l_{эл} = \beta l$;
- продольных сил в стержнях ферм от единичной вертикальной нагрузки по формуле $N = aql$, где q – погонная нагрузка на ферму (равномерно распределенная для постоянной нагрузки и максимальное значение для снеговой распределенной по треугольнику и по зависимости $\cos(1,8\varphi_x)$); l – пролет фермы.

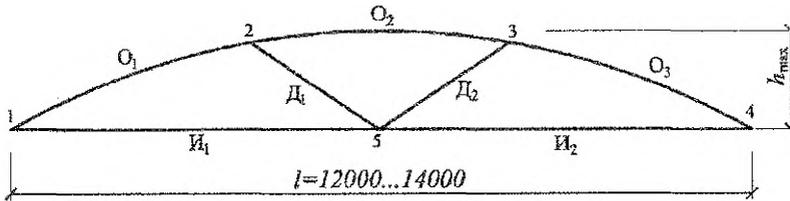


Рисунок У1 – Схема фермы

Таблица У1.1 – Значения коэффициентов для определения координат узлов ферм с тремя панелями высотой $h_{max} = (1/6)l$ (рисунок У1)

№ узла	1	2	3	4	5
γ_x	0	0,32262	0,67738	1	0,5
γ_y	0	0,14757	0,14757	0	0

Таблица У1.2 – Значения коэффициентов для определения продольных сил в стержнях (α) и длин стержней (β) ферм с тремя панелями высотой $h_{\max} = (1/6)\ell$

Элемент		Коэффициент α для нагрузки (рисунок 3.1)			Коэффициент длины элемента (хорды), β
Вид	Обозначение	равномерно распределенной на ℓ (а)	снеговой $\cos(1,8\varphi_x)$ (б)	распределенной по треугольнику на $\ell/2$ (г)	
Верхний пояс	O_1	-0,81424	-0,72423	-0,19646	0,35477
	O_2	-0,74045	-0,65860	-0,13488	0,35477
	O_3	-0,81424	-0,72423	-0,10017	0,35477
Нижний пояс	I_1	0,74045	0,65860	0,17866	0,5
	I_2	0,74045	0,65860	0,09109	0,5
Раскосы	D_1	0	0	-0,05695	0,23074
	D_2	0	0	0,05695	0,23074

Таблица У2.1 – Значения коэффициентов для определения координат узлов ферм с тремя панелями высотой $h_{\max} = (1/7)\ell$ (рисунок У2)

№ узла	1	2	3	4	5
Y_x	0	0,32541	0,67459	1	0,5
Y_y	0	0,126615	0,126615	0	0

Таблица У2.2 – Значения коэффициентов для определения продольных сил в стержнях (α) и длин стержней (β) ферм с тремя панелями и $h_{\max} = (1/7)\ell$

Элемент		Коэффициент α для нагрузки (рисунок 3.1)			Коэффициент длины элемента (хорды), β
Вид	Обозначение	равномерно распределенной на ℓ (а)	снеговой $\cos(1,8\varphi_x)$ (б)	распределенной по треугольнику на $\ell/2$ (г)	
Верхний пояс	O_1	-0,93019	-0,85093	-0,22317	0,34918
	O_2	-0,86688	-0,79303	-0,15754	0,34918
	O_3	-0,93019	-0,85093	-0,11491	0,34918
Нижний пояс	I_1	0,86688	0,79303	0,20799	0,5
	I_2	0,86688	0,79303	0,10709	0,5
Раскосы	D_1	0	0	-0,06232	0,21567
	D_2	0	0	0,06232	0,21567

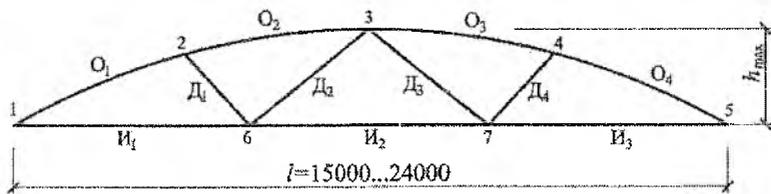


Рисунок У2 – Схема фермы

Таблица У3.1 – Значения коэффициентов для определения координат узлов ферм с четырьмя панелями высотой $h_{\max} = (1/6)\ell$ (рисунок У2)

№ узла	1	2	3	4	5	6	7
γ_x	0	0,23648	0,5	0,76352	1	0,33333	0,66667
γ_y	0	0,12390	0,16667	0,12390	0	0	0

Таблица У3.2 – Значения коэффициентов для определения продольных сил в стержнях (α) и длин стержней (β) ферм с четырьмя панелями и $h_{\max} = (1/6)\ell$

Элемент		Коэффициент α для нагрузки (рисунок 3.1)			Коэффициент длины элемента (хорды), β
Вид	Обозначение	равномерно распределенной на ℓ (а)	снеговой $\cos(1,8\varphi_x)$ (б)	распределенной по треугольнику на $\ell/2$ (г)	
Верхний пояс	O_1	-0,82257	-0,71933	-0,23429	0,26697
	O_2	-0,74765	-0,66293	-0,17356	0,26697
	O_3	-0,74765	-0,66293	-0,10078	0,26697
	O_4	-0,82257	-0,71933	-0,08978	0,26697
Нижний пояс	$И_1$	0,72862	0,63717	0,20753	0,33333
	$И_2$	0,75	0,67637	0,125	0,33333
	$И_3$	0,72862	0,63717	0,07952	0,33333
Раскосы	$Д_1$	0,01523	0,02793	-0,05879	0,15727
	$Д_2$	-0,01697	-0,03112	0,06551	0,23570
	$Д_3$	-0,01697	-0,03112	-0,03610	0,23570
	$Д_4$	0,01523	0,02793	0,03240	0,15727

Таблица У4.1 – Значения коэффициентов для определения координат узлов ферм с четырьмя панелями высотой $h_{\max} = (1/7)\ell$ (рисунок У2)

№ узла	1	2	3	4	5	6	7
γ_x	0	0,24	0,5	0,76	1	0,33333	0,66667
γ_y	0	0,10644	0,14286	0,10644	0	0	0

Таблица У4.2 – Значения коэффициентов для определения продольных сил в стержнях (α) и длин стержней (β) ферм с четырьмя панелями и $h_{\max} = (1/7)\ell$

Элемент		Коэффициент α для нагрузки (рисунок 3.1)			Коэффициент длины элемента (хорды), β
Вид	Обозначение	равномерно распределенной на ℓ (а)	снеговой $\cos(1,8\varphi_s)$ (б)	распределенной по треугольнику на $\ell/2$ (г)	
Верхний пояс	O ₁	-0,93728	-0,84683	-0,26524	0,26254
	O ₂	-0,87304	-0,79659	-0,20296	0,26254
	O ₃	-0,87304	-0,79659	-0,11735	0,26254
	O ₄	-0,93728	-0,84683	-0,10277	0,26254
Нижний пояс	И ₁	0,85679	0,77411	0,24246	0,33333
	И ₂	0,875	0,80856	0,14583	0,33333
	И ₃	0,58679	0,77411	0,09395	0,33333
Раскосы	Д ₁	0,01185	0,02242	-0,06289	0,14157
	Д ₂	-0,01369	-0,02591	0,07266	0,21951
	Д ₃	-0,01369	-0,02591	-0,03902	0,21951
	Д ₄	0,01185	0,02242	0,03377	0,14157

Приложение Ф

(рекомендуемое)

Примерная компоновка графической части курсового проекта

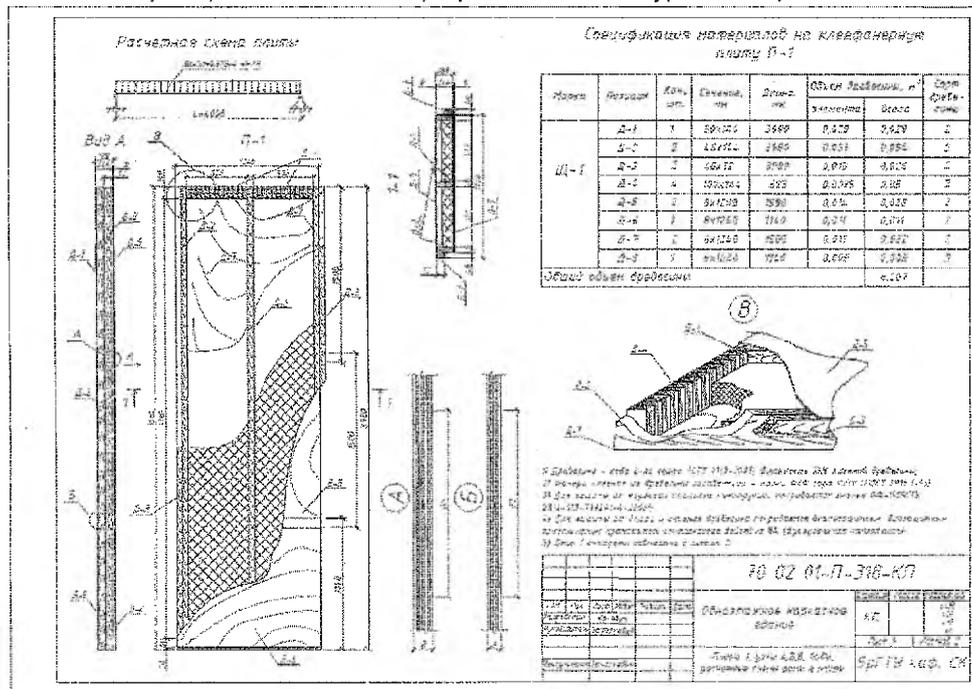


Рисунок Б.1 – Примерная компоновка первого листа графической части

Учебное издание

Составители:
Жук Василий Васильевич
Захаркевич Иван Филиппович

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по выполнению курсовой работы по дисциплине
«Конструкции из дерева и пластмасс»
для студентов специальности
1-70 02 02 «Экспертиза и управление недвижимостью»
дневной формы обучения

2-е издание, переработанное

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

Подписано к печати 07.02.2014 г. Формат 60x84 ¹/₁₆. Бумага «Снегурочка».

Усл. печ. л. 3,5. Уч. изд. л. 3,75. Заказ № 73. Тираж 60 экз.

Отпечатано на ризографе Учреждения образования
«Брестский государственный технический университет».

224017, г. Брест, ул. Московская, 267.