

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

Белгородский государственный технологический университет
им. В. Г. Шухова

В. С. Малыхина

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ
КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ДЕРЕВА
И ПЛАСТМАСС**

Учебное пособие

**Белгород
2014**

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Белгородский государственный технологический университет
им. В. Г. Шухова

В. С. Малыхина

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ
КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ДЕРЕВА
И ПЛАСТМАСС

Утверждено ученым советом университета в качестве учебного
пособия для студентов направления бакалавриата
270010 - Строительство

Белгород
2014

УДК 624.01/.04(075.8)
ББК 38.5я 73
М18

Рецензенты:

Доктор технических наук, профессор Белгородского государственного национального исследовательского университета (НИУ «БелГУ»)

С. В. Сергеев

Кандидат технических наук, доцент Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова *И. Р. Серых*

Малыхина, В. С.

М18 Проектирование и расчет конструкций из дерева и пластмасс: учеб. пособие/В. С. Малыхина. – Белгород: Изд-во БГТУ, 2014. – 369 с.

В учебном пособии даны примеры проектирования и расчета ограждающих конструкций – настилов, плит покрытий; плоских несущих конструкций – балок, ферм, арок, рам, а также пространственных конструкций – кружально-сетчатых сводов, куполов. Методика изложения материала помогает понять принцип работы конструкций из дерева и пластмасс и освоить процесс автоматизированного расчета, что позволит студентам выполнить вариантное проектирование.

Пособие предназначено для студентов направления бакалавриата

270010 -Строительство.

Данное издание публикуется в авторской редакции.

УДК 624.01/.04(075.8)
ББК 38.5я73

© Белгородский государственный
технологический университет
(БГТУ) им. В. Г. Шухова, 2014
© Малыхина В.С., 2014

Оглавление

ВВЕДЕНИЕ	7
1. ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ	8
1.1. Настилы и обрешетки покрытий	9
Пример 1.1. ДОЩАТЫЙ ДВОЙНОЙ ПЕРЕКРЕСТНЫЙ НАСТИЛ.....	13
Пример 1.2. НАСТИЛ ИЗ ВОЛНИСТЫХ ЛИСТОВ СТЕКЛОПЛАСТИКА	16
1.2. Прогоны	19
Пример 1.3. ОДНОПРОЛЕТНЫЙ ПРОГОН	25
Пример 1.4. НЕРАЗРЕЗНЫЕ ПРОГОНЫ	27
1.3. Плиты покрытий	32
Пример 1.5. СПЛОШНАЯ ТРЕХСЛОЙНАЯ ПЛИТА С МЕТАЛЛИЧЕСКИМИ ОБШИВКАМИ	39
Пример 1.6. УТЕПЛЕННАЯ КЛЕЕНАЯ ФАНЕРНАЯ ПЛИТА ПОКРЫТИЯ	42
Пример 1.7 УТЕПЛЕННАЯ ПЛИТА ПОКРЫТИЯ С АСБЕСТОЦЕМЕНТНЫМИ ОБШИВКАМИ	48
2. ПЛОСКИЕ СПЛОШНЫЕ НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ	53
2.1. Балки	53
Пример 2.1. ДВУСКАТНАЯ ДОЩАТАЯ КЛЕЕНАЯ БАЛКА	56
Пример 2.2. КЛЕЕНАЯ ДОЩАТАЯ АРМИРОВАННАЯ БАЛКА	67
Пример 2.3. ФАНЕРНАЯ КЛЕЕНАЯ БАЛКА КОРОБЧАТОГО СЕЧЕНИЯ	71
Пример 2.4. КЛЕЕНАЯ ФАНЕРНАЯ БАЛКА С ВОЛНИСТОЙ СТЕНКОЙ	81
2.2. Деревянные стойки	87
Пример 2.5. ДОЩАТАЯ КЛЕЕНАЯ СТОЙКА ОДНОПРОЛЕТНОГО ЗДАНИЯ	94
3. ПЛОСКИЕ СКВОЗНЫЕ НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ	106
3.1. Фермы	106
Пример 3.1. СЕГМЕНТНАЯ КЛЕЕНАЯ ДЕРЕВЯННАЯ ФЕРМА	114
Пример 3.2. МНОГОУГОЛЬНАЯ БРУСЧАТАЯ ФЕРМА	130
Пример 3.3. ПЯТИУГОЛЬНАЯ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННАЯ ФЕРМА С КЛЕНЫМ ВЕРХНИМ ПОЯСОМ	147
Пример 3.4. ТРЕУГОЛЬНАЯ КЛЕЕНАЯ ДЕРЕВЯННАЯ ФЕРМА С РАЗРЕЗНЫМ ВЕРХНИМ ПОЯСОМ	164
4. ПЛОСКИЕ РАСПОРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ	175
4.1. Арки	175
Пример 4.1. ТРЕУГОЛЬНАЯ РАСПОРНАЯ СИСТЕМА С ЗАТЯЖКОЙ	183
Пример 4.2. СЕГМЕНТНАЯ КЛЕЕНАЯ ДЕРЕВЯННАЯ АРКА С ЗАТЯЖКОЙ	191
Пример 4.3. СТРЕЛЬЧАТАЯ КЛЕЕНАЯ ДЕРЕВЯННАЯ АРКА	201

4.2. Рамы.....	216
<i>Пример 4.4. ГНУТАЯ КЛЕЕНАЯ ТРЕХШАРНИРНАЯ РАМА</i>	<i>220</i>
<i>Пример 4.5. КЛЕЕНАЯ ДОЩАТАЯ ТРЕХШАРНИРНАЯ РАМА ИЗ ПРЯМОЛИНЕЙНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ</i>	<i>235</i>
5. ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ	237
5.1. Кружально-сетчатые своды, купол	239
<i>Пример 5.1. КРУЖАЛЬНО-СЕТЧАТЫЙ СВОД ИЗ КОСЯКОВ ЦЕЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ С УЗЛАМИ НА БОЛТАХ</i>	<i>248</i>
<i>Пример 5.2. КРУЖАЛЬНО-СЕТЧАТЫЙ СВОД ИЗ КЛЕЕНЫХ ФАНЕРНЫХ КОСЯКОВ</i>	<i>267</i>
5.2. Ребристо-кольцевой купол.....	309
<i>Пример 5.3. РЕБРИСТО-КОЛЬЦЕВОЙ КУПОЛ</i>	<i>313</i>
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	334
Приложение 1. Перечень нормативных документов	334
Приложение 2. Геометрические характеристики и масса круглых лесоматериалов	336
Приложение 3. Сортамент пиломатериалов хвойных пород по ГОСТ 24454.....	337
Приложение 4. Плотность основных строительных материалов, кг/м ³ , применяемых при строительстве зданий и сооружений из деревянных конструкций	337
Приложение 5. Характеристики утеплителей	338
Приложение 6. Расчетные сопротивления LVL из однонаправленного шпона	339
Приложение 7. Классификация условий эксплуатации деревянных конструкций.....	340
Приложение 8. Клеи для склеивания древесины, LVL, фанеры	340
Приложение 9. Расход клея на 1 м ³ клееных деревянных конструкций, кг/м ³	340
Приложение 10. Составы для защиты древесины от увлажнения, гниения и возгорания.....	341
Приложение 11. Расчетные сопротивления древесины сосны, ели и лиственницы европейской влажностью 12%	342
Приложение 12. Переходные коэффициенты m_n для других пород древесины	343
Приложение 13. Коэффициенты условий эксплуатации конструкций m_{θ}	344
Приложение 14. Коэффициенты m_b , по высоте сечения элементов..	344
Приложение 15. Коэффициенты m_{cl} в зависимости от толщины	

слоев клееных элементов	344
Приложение 16. Коэффициенты m_{2H} для гнутых элементов конструкций.....	344
Приложение 17. Коэффициенты надежности по сроку службы сооружения $n_{(cc)}$	344
Приложение 18. Упругие характеристики LVL.....	345
Приложение 19. Расчетные сопротивления фанеры	346
Приложение 20. Упругие характеристики фанеры	347
Приложение 21. Коэффициенты податливости соединений k_c составных деревянных элементов	348
Приложение 22. Коэффициенты k_w и $k_{ж}$ для изгибаемых составных элементов на податливых соединениях.....	348
Приложение 23. Гибкость элементов и их отдельных ветвей λ_{max} в деревянных конструкциях	349
Приложение 24. Предельные прогибы изгибаемых элементов	349
Приложение 25. Деформации податливого соединения при полном использовании его несущей способности	350
Приложение 26. Размеры и масса круглых строительных гвоздей	351
Приложение 27. Размеры и масса болтов и тяжей.....	352
Приложение 28. Расчетная несущая способность цилиндрического нагеля T на один шов сплачивания	353
Приложение 29. Расстояние между осями нагелей	355
Приложение 30. Коэффициент k_α при расчете на смятие древесины в нагельном гнезде.....	356
Приложение 31. Коэффициенты k_n для односрезных соединений ...	356
Приложение 32. Плотность древесины, фанеры и LVL	357
Приложение 33. Сортамент и плотность фанеры, древесно-слоистого пластика, древесно-волоконистых и древесно-стружечных плит	358
Приложение 34. Сортамент фанерных труб	359
Приложение 35. Расчетные сопротивления древесных пластиков ...	359
Приложение 36. Упругие характеристики древесных пластиков в плоскости изделия.....	360
Приложение 37. Расчетные сопротивления стеклопластиков.....	361
Приложение 38. Упругие характеристики стеклопластиков	361
Приложение 39. Расчетные сопротивления и модули упругости термопластов, МПа	361
Приложение 40. Расчетные сопротивления и модули упругости тканей, МПа.....	361

Приложение 41. Расчетные и физические характеристики асбестоцемента	363
Приложение 42. Сортамент и плотность изделий из стеклопластика	363
Приложение 43. Сортамент и плотность термопластов	364
Приложение 44. Сортамент воздухо непроницаемых прорезиненных тканей, армированных пленок и резин	364
Приложение 45. Сортамент и плотность тепло- и звукоизоляционных материалов	365
Приложение 46. Нормативные временные нагрузки от людей, мебели, оборудования на перекрытия, лестницы и полы	366
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	367

ВВЕДЕНИЕ

Конструкции из дерева и пластмасс относятся к классу легких, внешне привлекательных, надежных и технологичных строительных конструкций. Их следует применять в тех случаях, когда требуется исключить влияние магнитных свойств конструкций и возможность искрообразования, создать их «радио прозрачность», а также при возведении сборно-разборных зданий и сооружений заводского изготовления в любых местностях страны.

Деревянные конструкции, преимущественно клееные, рекомендуется применять в зданиях общественного назначения – спортивных, выставочных, торговых. Применяют деревянные конструкции при строительстве зданий и сооружений различного назначения. В складских помещениях и зданиях с химически агрессивной средой такие конструкции наиболее эффективны с покрытиями малых и больших пролетов. Здания из таких конструкций выдерживают повышенную сейсмичность.

Конструкции из пластмасс используют при устройстве ограждений общественных и производственных зданий. Это очень легкие, прозрачные, водостойкие, не подвержены опасности загнивания и стойкие в различных агрессивных средах ограждающие конструкции.

Древесина – это единственный легкодоступный самостоятельно возобновляющийся строительный материал и наша страна имеет богатейшие лесные запасы особенно ценных хвойных пород.

Конструкции из дерева и пластмасс могут выполнять функции как ограждающих, так и несущих. Ограждающие конструкции рассчитывают на воздействия внешней среды, а несущие конструкции воспринимают нагрузки и подвергаются статическому расчету.

По форме конструкции из дерева и пластмасс могут быть **плоские** и **пространственные**.

Плоские конструкции, в свою очередь, могут быть в виде:

- настилов, прогонов, подкосных, шпренгельных, подвесных систем;
- плит покрытий, стеновых панелей, составных балок, арок, рам;
- балочных и арочных ферм, рам, комбинированных систем.

Пространственные конструкции в покрытиях зданий:

- купола, своды, оболочки, складки, структурные конструкции.

По виду применяемого материала конструкции могут быть:

- *только из дерева*, в том числе из клееных пакетов . В них из других материалов выполняются только детали узлов;

– *из дерева и металла*. В них растянутые элементы и узловые соединения выполнены из стали, а сжатые и сжато-изгибаемые элементы из дерева;

- *из дерева и пластмасс* - в них растянутые элементы выполнены из высокопрочных стеклопластиков углепластиков или дерево слоистых пластиков, а сжатые и сжато-изгибаемые – из дерева;

- *из фанеры* – их выполняют из водостойкой фанеры и древесины;

- *из пластмасс* – их выполняют из прочной пленки и синтетических тканей. К ним относятся пространственные пневматические конструкции – воздушно опорные и пневмокаркасные.

По способам производства различают конструкции *заводского и построечного* изготовления.

В основном применяются конструкции в виде *статически определимых систем* надежных в работе, простых в изготовлении и монтаже, имеющих меньшее число стержней и креплений. Усилия в них не зависят от деформации всей системы.

Применение *статически неопределимых систем* обусловлено их преимуществом – повышенной жесткостью, особенно в покрытиях с использованием неразрезных прогонов, а также в пространственных конструкциях.

1. ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ

В не отапливаемых зданиях ограждающие конструкции устраивают в виде деревянных, стеклопластиковых настилов, а также из винилпласта, поликарбоната и волнистых листов органического стекла. В отапливаемых зданиях ограждающие конструкции, как правило, устраивают в виде утепленных плит покрытия и стеновых панелей. Настилы и обрешетки служат для поддержания кровли и утеплителя. Для мягкой кровли настил может иметь сплошную ровную поверхность из одного или двух слоев досок.

Конструкции настилов, плит покрытия и стеновых панелей зависят от типа несущих конструкций и их шага, от вида гидроизоляционного покрытия, архитектурно-строительных и технологических требований, способа изготовления и монтажа. В последнее время широкое

распространение получили крупнопанельные плиты покрытия и стеновые панели.

1.1. Настилы и обрешетки покрытий

Конструкции настилов зависят от их назначения. В покрытиях в зависимости от материала кровли настилы применяют дощатые или брусчатые. Основанием под мягкую кровлю служит настил из двух слоев досок, соединяемых гвоздями.

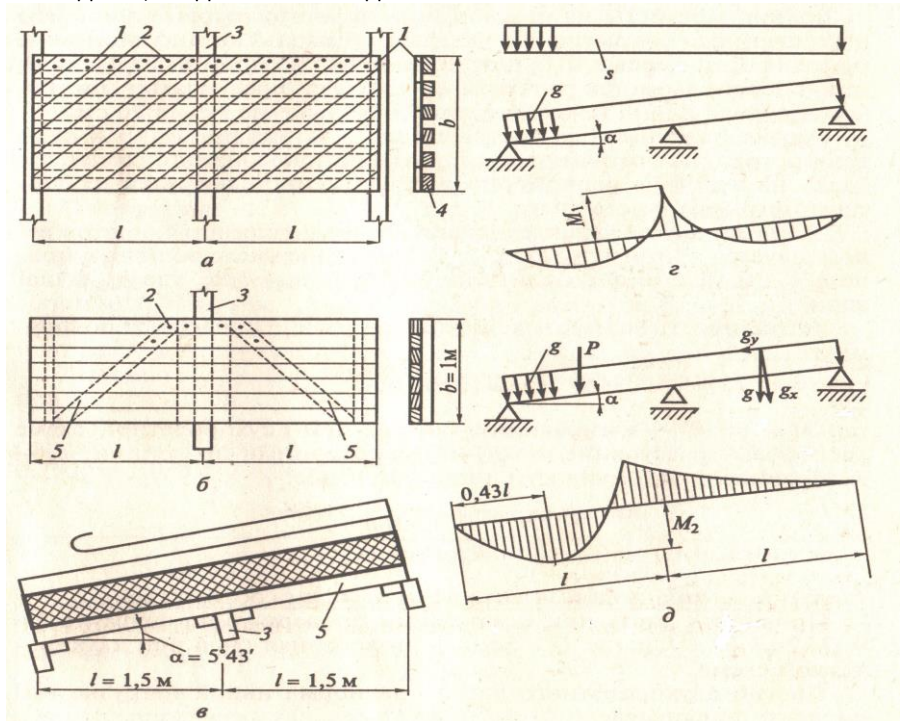


Рис. 1.1. Дощато-гвоздевые настилы:

а - щит двойного перекрестного настила; б - щит однослойного настила; в - размеры настила; г - расчетная схема настила при первом сочетании нагрузок; д - то же, при втором сочетании; 1 - защитный настил; 2 - гвозди; 3 - прогон; 4 - доски рабочего настила; 5 - подкос

Верхний защитный слой укладывают из досок толщиной 16...25 мм, шириной не более 100 мм и прибивают к нижнему рабочему слою под углом 45° . Нижний рабочий слой делают из досок толщиной 25...30

мм и выполняют разреженным для лучшего проветривания всего настила.

В покрытиях отапливаемых зданий для укладки утеплителя применяют одинарный дощатый настил (рис. 1.1, б). Доски между собой соединяют впритык или в четверть, толщину их определяют расчетом.

Для кровли из волнистых асбестоцементных или стеклопластиковых листов, черепицы, кровельного металла устраивают настилы в виде обрешетки из брусьев, расположенных друг от друга на расстоянии, зависящем от вида кровельного материала. Так же решается стеновое ограждение.

Прозрачные ограждения могут занимать всю поверхность, либо заполнять её часть в сочетании с волнистыми листами из асбестоцемента или металла. В последнем случае размеры волн прозрачных и не прозрачных листов должны быть одинаковыми.

Прозрачные листы стыкуют внахлестку с длиной нахлестки вдоль листа: 10 см – в стыковом вертикальном ограждении; 20 см – в покрытиях при уклонах от 10 до 25% и 15 см – при больших уклонах. Поперек ската стыки листов склеивают (рис. 1.2, г) в заводских условиях или соединяют болтами с шагом не более 30 см (рис.1.2, д), если стыкование производят при монтаже. Длину нахлестки в последнем случае принимают не менее одной волны, а между листами укладывают герметизирующие ленточные прокладки.

Волнистые листы крепят к деревянным прогонам шурупами, а к металлическим и железобетонным – болтами (рис. 1.2, а, б), устанавливаемыми по гребням волн.

Дощатый настил под мягкую кровлю конструируют и рассчитывают как двух пролетную неразрезную шарнирно опертую балку (рис. 1.1, в). Расчетную ширину настила условно принимают равную 1 м. Настил покрытия рассчитывают на два основных сочетания нагрузок.

Первое сочетание – равномерно распределенная постоянная нагрузка от собственного веса настила и кровли, g и временная снеговая, s (рис. 1.1, г). Максимальный изгибающий момент M_1 возникает в сечении над средней опорой и его определяют по формуле

$$M_1 = 0,125(g + s)l^2, \quad (1.1)$$

где l – расстояние между прогонами.

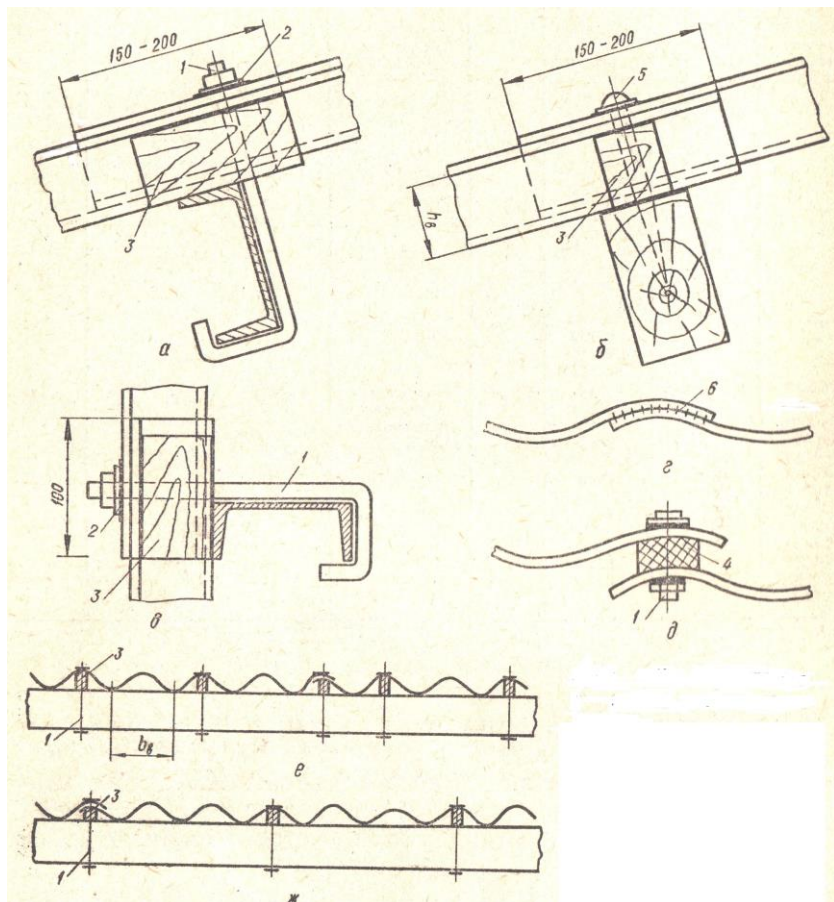


Рис. 1.2. Крепление и стыки волнистых листов:

а, б - в покрытия; в - на стенах; г - стык на клею; д - стык на болтах; е - расположение креплений по длине прогона при размерах волн от 200/54 до 125/35 мм.; ж - то же, при размерах 90/30 и 78/18 мм.; 1 - металлическая шайба с эластичной прокладкой; 2 - болт; 3 - деревянные прокладки; 4 - герметик; 5 - шуруп; 6 - клеевой шов.

Прочность настила должна удовлетворять условию $M_1/W \leq R_u$,
 где $W = B h^2 / 6$ – момент сопротивления сечений всех досок рабочего настила на рабочей ширине;
 R_u – расчетное сопротивление изгибу древесины из сосны ([1], табл. 3).

На нормативные значения нагрузок проверяют прогиб настила f по формуле

$$f = 2, 13/384[(g'' + s'') I^4/E I] \leq [f], \quad (1.2)$$

где $E = 10^3 \text{ кН/см}^2 = 10\,000 \text{ МПа}$ – модуль упругости древесины, [1], п.5.3; $I = B h^3/12$ – момент инерции сечений досок рабочего настила; $[f]$ – предельно допустимый прогиб настила, для настилов $f = l/150$, [1], табл. 19.

Второе сочетание – равномерно распределенная постоянная нагрузка от собственного веса g и сосредоточенной монтажной нагрузки $P = 1,2 \text{ кН}$, учитывающей вес человека с инструментом (рис 1.1, д). Максимальный изгибающий момент M_2 возникает на расстоянии $0,43 l$ от крайней опоры и его определяют по формуле

$$M_2 = 0,07 g l^2 + 0,21 P l. \quad (1.3)$$

На этот изгибающий момент сечение настила проверяют только по несущей способности при изгибе по формуле $M_2/W \leq R_u$, где R_u – расчетное сопротивление древесины изгибу с учетом коэффициента условия работы при наличии монтажной нагрузки $m_{н.} = 1,2$. Сосредоточенная монтажная нагрузка $P = 1,2 \text{ кН}$ распределяется на две доски при расстоянии между их осями, не превышающем 15 см , и на одну доску одиночного настила при расстоянии более 15 см .

Настил из волнистых листов стеклопластика при опоре на три прогона рассчитывают как двух пролетную шарнирно опертую балку на действие равномерно распределенной нагрузки от собственного веса и веса снега.

Геометрические характеристики сечений волнистых листов рекомендуется принимать по прил. 2. Расчетное число волн на ширине $b = 1 \text{ м}$ можно определить по формуле $n_в = b/b_в$, где $b_в$ – шаг волн.

Прочность волнистых листов проверяют по формулам

$$\sigma_u = M/W \leq R_u; \quad \tau = 0,75 Q \sin \alpha / n h_в \delta \leq R_{ск.}, \quad (1.4)$$

где M и Q – максимальные значения расчетного изгибающего момента и поперечной силы;

R_u и $R_{ск.}$ – расчетные сопротивления материала волнистых листов, определяемые по прил.3;

$W = 2 I (h_в + \delta)$ – момент сопротивления сечения волнистых листов;

$I = 0,035 n \delta h_{\text{в}}^2 (2 h_{\text{в}} / \sin \alpha + 3 b_{\text{в}})$ – момент инерции сечения волнистых листов,

где n – число волн; $h_{\text{в}}$ и $b_{\text{в}}$ – высота и длина волны (см. рис. 1.2); δ – толщина листа; α – находят через $\operatorname{tg} \alpha = \pi h_{\text{в}} / b_{\text{в}}$.

Местную устойчивость волнистых листов проверяют по формуле

$$\sigma_u \leq 1,92 E \delta h_{\text{в}} / (4h_{\text{в}}^2 + b_{\text{в}}^2). \quad (1.5)$$

Прогиб волнистых листов вычисляют по общим правилам строительной механики в зависимости от схемы их опоры на прогоны по формуле (1.2).

Пример 1.1

ДОЩАТЫЙ ДВОЙНОЙ ПЕРЕКРЕСТНЫЙ НАСТИЛ

Запроектировать дощатый настил покрытия построечного изготовления производственного сельскохозяйственного здания.

Исходные данные. Здание 2-го уровня ответственности с коэффициентом надежности $\gamma_n = 0,95$, отапливаемое с температурными и влажностными условиями эксплуатации 2-го класса, [1], табл.1; $m_{\text{в}} = 0,9$. Район строительства по снеговой нагрузке III [2], табл. 10.1.

Тип кровли – мягкая черепица RUFLEX, 8 кг/м²; тип покрытия – утепленный настил, утеплитель – плиты из базальтового волокна ROCKWOOL Light MAT толщиной 150 мм, с плотностью $\rho = 0,3$ кН/м³.

Дощатый двойной перекрестный настил изготовлен из древесины сосны 2 сорта (класса К24) по ГОСТ 8486-86*Е с влажностью не более 20%.

Сечение двойного перекрестного дощатого настила утепленной кровли, имеющей уклон $l = 1:4$, $\alpha = 14^\circ$, $\sin \alpha = 0,25$, $\cos \alpha = 0,97$. Щиты настила длиной, равной 3 м опираются на прогоны, поставленные с шагом $l = 1,5$ м. Сплошной косой защитный настил из сосновых досок сечением $b \times h = 10 \times 1,6$ см прибит под углом 45° к рабочему настилу гвоздями.

Конструктивная схема настила – двух пролетная шарнирно опертая балка с пролетами, равными 1,5 м, т.е. расстоянию между осями прогонов (см. рис.1.1, а, в).

По скомпонованному сечению составляют таблицу нормативных и расчетных нагрузок.

Расчетное значение снеговой нагрузки принимают по СП 20.13330 – Нагрузки и воздействия [2], для 3-го района $S = 1,8 \text{ кН/м}^2$, а нормативное значение снеговой нагрузки принимают умножением расчетной на коэффициент 0,7, т.е. $S^H = 1,8 \cdot 0,7 = 1,26 \text{ кН/м}^2$.

Сосредоточенная сила $P^H = 1 \text{ кН}$. Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$. Расчетное значение сосредоточенной силы $P = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ кН}$.

Расчетная ширина полосы рабочего настила $B = 1 \text{ м}$.

Подбор сечения рабочего настила *при первом сочетании расчетных нагрузок*, распределенного по всей длине щита настила: $g^H = 1,48 \times 1 \text{ м} = 1,48 \text{ кН/м}$; $g = 2,04 \cdot 1 \text{ м} = 2,04 \text{ кН/м}$. Расчетное сопротивление древесины сосны 2-го сорта $R_u = 13 \text{ МПа}$ [1], табл.3.

Для 2-го класса температурно-влажностных условий эксплуатации принят коэффициент

$m_\theta = 0,9$, на который умножается R_u ; $m_\theta R_u = 0,9 \cdot 13 = 11,7 \text{ МПа}$.

Расчетный изгибающий момент в сечении над средней опорой

$$M_1 = g l^2 / 8 = 2,04 \cdot 1^2 / 8 = 0,255 \text{ кН м}.$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{mp.} = M_1 / R_u m_\theta = 0,255 / 11,7 = 0,02179 \text{ м}^3 = 49 \text{ см}^3.$$

Принимаются доски сечением $b \cdot h = 12,5 \cdot 2,5 \text{ см}$.

Требуемая общая ширина досок на полосе шириной 1 м

$$B_{mp.} = 6 W / h^2 = 6 \times 49 / 2,5^2 = 56 \text{ см}.$$

Шаг расстановки досок

$$a = 100 b / B_{mp.} = 100 \cdot 12,5 / 56 = 22,32 \text{ см}.$$

Проверка несущей способности настила *при втором сочетании расчетных нагрузок* от собственного веса человека с грузами $P = 1,2$ кН, приложенного на расстоянии $0,43 \text{ м} = 0,43 \cdot 1,5 = 0,645 \text{ м}$ от крайней опоры. Максимальный изгибающий момент $M_2 = 0,07 q l^2 + 0,21 P l = 0,07 \cdot 0,24 \cdot 1,5^2 + 0,21 \cdot 1,2 \cdot 1,5 = 0,414 \text{ кН м}$.

Таблица 1.1 Нагрузки на настил, кН/м²

Нагрузка	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка
2	3	4	5
Мягкая черепица RUFLEX, 0,08 кН/м ²	0,08	1,05	0,084
Защитный сплошной настил 100х16 мм	0,016х5=0,08	1,1	0,088
Рабочие доски 125х25 мм через 250 мм	0,125х0,025х5/0,25=0,062	1,1	0,069
Итого постоянная нагрузка	0,22		0,24
Временная нагрузка снеговая III района	1,26		1,8
Итого полная нагрузка	1,48		2,04

Расчетное сопротивление изгибу с учетом кратковременного действия сосредоточенной силы

$$R_{u m_u m_\theta} = 13 \times 1,2 \times 0,9 = 10,5 \text{ МПа}$$

Напряжение изгиба при принятом сечении настила

$$\sigma = M_2 / W = 0,414 / 0,000049 = 8449 \text{ кН/м}^2 = 8,45 \text{ МПа} < 10,5 \text{ МПа}.$$

Проверка прогиба при первом сочетании нормативных нагрузок $g'' = 1,41 \text{ кН/м}$.

Момент инерции

$$I = b h^3 / 12 = 40,7 \times 2,5^3 / 12 = 52,995 \text{ см}^4 = 0,0000052995 \text{ м}^4.$$

Модуль упругости древесины $E = 10\,000 \text{ МПа} = 10^7 \text{ кН/м}^2$.

Прогиб настила

$$f = (2,13/384) q l^4 / EI = (2,13/384) 1,48 \times 1,5^4 / 10^7 \times 52,995 \times 10^{-8} = 0,0078 \text{ м} < [l/150] = 0,01 \text{ м}.$$

Алгоритм расчета дощатого настила. Исходные данные: нагрузки – $q_x, q_y, P, g_{св.}$; геометрические размеры – l, b ; характеристики – E, R_u, m_u, f_u .

1. $M_1 = 0,125 q_x l^2$. 2. $W = M_1 / R_u m_u$. 3. $B_{тр} = 6 W / h^2$. 4. $a = 100 b / B_{тр}$. 5. $M_2 = 0,07 q l^2 + 0,21 P l$.

6. $\sigma = M_2 / W \leq R_u m_u m_u$. 7. $l = b h^3 / 12$. 8. $f = (2,13/384) q l^4 / E I \leq [f]$.

Пример 1.2

НАСТИЛ ИЗ ВОЛНИСТЫХ ЛИСТОВ СТЕКЛОПЛАСТИКА

Запроектировать настил из волнистых листов полиэфирного стеклопластика.

Исходные данные. Район строительства по снеговой нагрузке IV. Волнистые листы стеклопластика длиной по 1,8 м и шириной 1 м располагают по прогонам, поставленным по скату с шагом 80 см.

Конструктивная схема настила – двух пролетная балка с пролетами по 80 см.

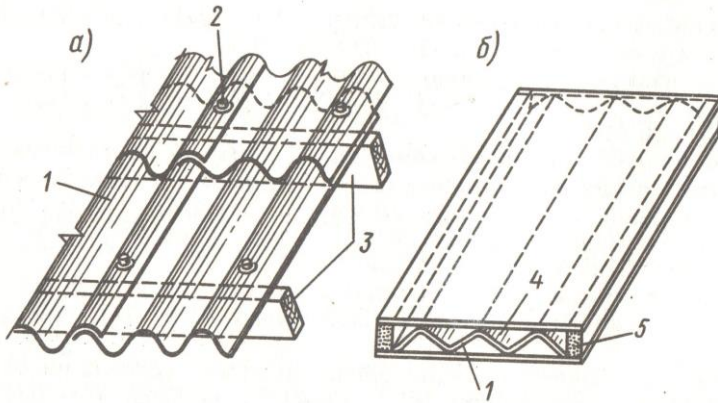


Рис. 1.3. Прозрачные пластмассовые настилы:

а - волнистые листы; *б* - плоская плита; 1 - волнистые стеклопластиковые листы; 2 - крепления; 3 - деревянные прогоны; 4 - плоские стеклопластиковые листы; 5 - деревянные бруски

На настил действует равномерно распределенная снеговая нагрузка $S = 2,4 \text{ кН/м}$ и нормативная снеговая нагрузка $S^H = 2,4 \cdot 0,7 = 1,68 \text{ кН/м}$.

Расчетный изгибающий момент на средней опоре

$$M = 0,125 S l^2 \gamma_n = 0,125 \cdot 2,4 \cdot 0,8^2 \cdot 0,95 = 0,182 \text{ кН м.}$$

Расчетная поперечная сила

$$Q = 0,625 S l \gamma_n = 0,625 \cdot 2,4 \cdot 0,8 \cdot 0,95 = 1,14 \text{ кН.}$$

Принимают волнистые листы полиэфирного стеклопластика толщиной $\delta = 2 \text{ мм}$ с шагом волны $b_{\text{в}} = 20 \text{ см}$ и высотой $h_{\text{в}} = 5,4 \text{ см}$.

Момент инерции сечения одного листа

$$I = 0,125 n_{\text{в}} b_{\text{в}} \delta h_{\text{в}}^2 (1 + 0,125 a) = 0,125 \cdot 5 \cdot 20 \cdot 0,2^2 \cdot 5,4^2 (1 + 0,125 \cdot 0,719) = 79,45 \text{ см}^4,$$

где $n_{\text{в}}$ – число волн одного листа, $n_{\text{в}} = b/b_{\text{в}} = 100/20 = 5$; $a = \pi^2 h_{\text{в}}^2 / b^2$
 $a = 3,14^2 \cdot 5,4^2 / 20^2 = 0,719$

Момент сопротивления сечения одного листа

$$W = I/[0,5(5,4 + 0,2)] = 79,45[0,5(5,4 + 0,2)] = 28,38 \text{ см}^3.$$

Расчетные сопротивления стеклопластика в атмосферных условиях (см. прил. 3):

на изгиб $R_u = 15 \cdot 0,75 = 11,25 \text{ МПа}$;

на срез $R_{cp} = 9 \cdot 0,75 = 6,75 \text{ МПа}$,

где 0,75 – коэффициент условия работы полиэфирного стеклопластика при повышенной влажности 90%.

Модуль упругости E в тех же условиях $E = 3000 \cdot 0,65 = 1950 \text{ МПа} = 195 \text{ кН/см}^2$.

Проверка устойчивости листа при изгибе:

$$\sigma = M/[E \chi_{1,92} \delta h_{\text{с}} W/R_u (4h_{\text{с}}^2 + b_{\text{с}}^2)] = 18,2/(0,7 \times 28,38) = 0,92 \text{ кН/см}^2 = 9,2 \text{ МПа} < R_u = 11,25 \text{ МПа},$$

где коэффициент устойчивости листа определяют по формуле

$$\chi_{\text{с}} = (E/R_u) [1,92 \delta h_{\text{с}} / (4 h_{\text{с}}^2 + b_{\text{с}}^2)] = (1950/11,25)[1,92 \times 0,2 \times 5,4 / (4 \times 5,4^2 + 20^2)] = 0,7.$$

Проверка прочности листа при срезе

$$\tau = Q/(2n_{\text{с}} h_{\text{с}} \delta) = 1,14/(2 \times 5 \times 5,4 \times 0,2) = 0,11 \text{ кН/см}^2 = 1,1 \text{ МПа} < R_{cp} = 6,75 \text{ МПа}.$$

Проверка прогиба листа при нормативной нагрузке $S^H = 0,012 \text{ кН/см}$, модуль упругости $E = 195 \text{ кН/см}^2$

$$f = (2, 13/384) (S^H l^4 / \gamma_n EI) = 2,13 \times 0,017 \times 80^4 \times 0,95 / 384 \times 195 \times 79,45 = 0,24 \text{ см} < [f] = 0,67 \text{ см}.$$

Алгоритм расчета настила из волнистых листов стеклопластика. Исходные данные: нагрузки – S, S^H ; геометрические характеристики – l, δ, b, h, n ; характеристики материала – R_u, E, R_{cp}, f_u .

1. $M = 0,125 S l^2$. 2. $Q = 0,625 S l$. 3. $a = \pi^2 h^2 / b_{\text{с}}^2$. 4. $l = 0,125 n_{\text{с}} b_{\text{с}} \delta h_{\text{с}}^2 (1 + 0,125 a)$. 5. $W = l / [0,5 (h + \delta)]$.

6. $E \leq 1,92 \delta h / [R_{\text{и}} (4 h^2 + b^2)]$. 7. $\sigma = M / (W_{\text{с}} W) \leq R_{\text{и}}$. 8. $\tau = Q / (2 n h \delta) \leq R_{\text{ср}}$. 9. $f = 2,13 S^{\text{и}} l^4 / 384 E I \leq [f]$.

1.2. Прогоны

Прогоны являются несущими конструкциями скатных покрытий, воспринимают нагрузки от настилов или обрешетки и передают их на верхние кромки несущих конструкций и поперечные стены здания в покрытиях без чердаков, а в чердачных покрытиях – на элементы стропильных систем, расположенных вдоль скатов с различным шагом.

Различают однопролетные прогоны из бревен или брусьев и неразрезные из спаренных досок или пластин, а так же консольно-балочные из брусьев (рис. 1.4).

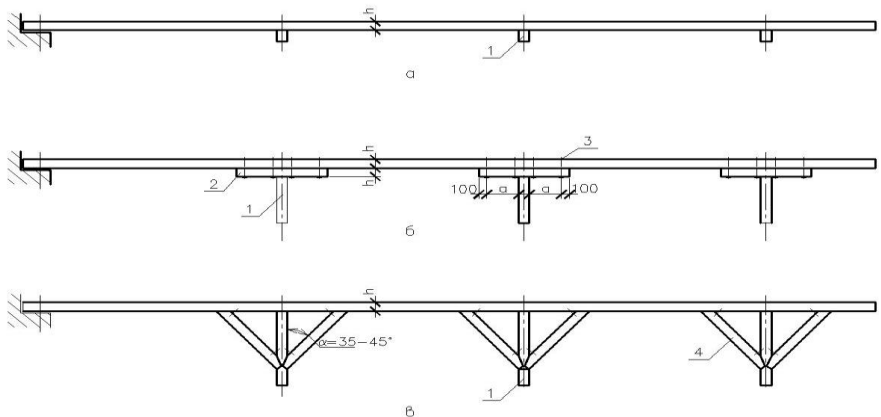


Рис. 1.4. Схемы и конструкции прогонов

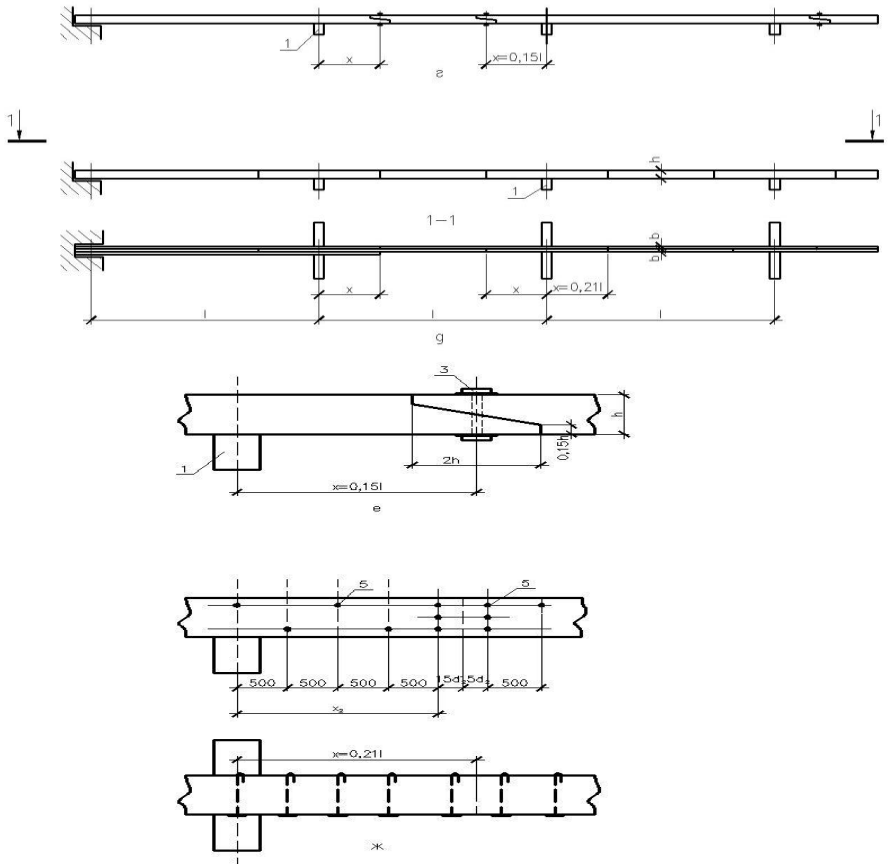


Рис. 1.4. Схемы и конструкции прогонов (окончание):

а - разрезной; *б* - разрезной с подбалками; *в* - разрезной с подкосами; *г* - консольно-балочный; *д* - неразрезной из спаренных элементов; *е* - стык косым прирубом консольно-балочного прогона; *ж* - стык неразрезного прогона; 1 - несущая конструкция; 2 - подбалка; 3 - болты; 4 - подкосы; 5 - гвозди

Однопролетные прогоны применяют в скатных покрытиях в виде брусьев или бревен, расположенных горизонтальными рядами вдоль скатов с опорой на верхние кромки несущих конструкций покрытия торцовых и поперечных стен здания, наклонные под углом к горизонту. Прогоны соединяют между собой по длине при помощи косого прируба или дощатых накладок и болтов (рис. 1.5)

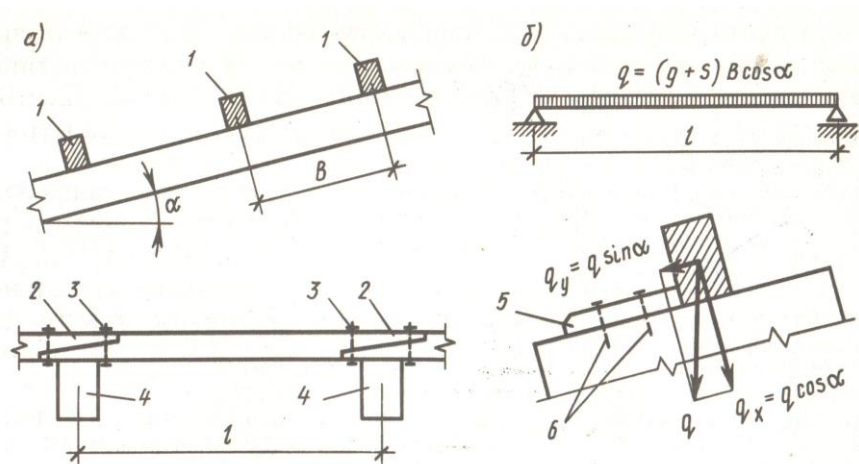


Рис. 1.5. Брусчатые прогоны покрытий:

a - прогоны; *б* - расчетная схема; 1 - брус; 2 - стыки; 3 - болты; 4 - основные несущие конструкции; 5 - бобышки; 6 - гвозди

К опорам прогоны крепят бобышками – короткими отрезками толстых досок или стальными уголками и гвоздями или винтами. Эти крепления препятствуют сползанию прогонов вниз по скату опор.

Однопролетные прогоны рассчитывают на косой изгиб как однопролетные шарнирно опертые балки. Нагрузку на прогоны, как правило, принимают равномерно распределенную от собственного веса всех элементов покрытия и веса снега, отнесенных к горизонтальной проекции.

Максимальный изгибающий момент в середине пролета $M = q l^2 / 8$ раскладывают на нормальную и скатную составляющие, перпендикулярную и параллельную плоскости ската: $M_x = M \cos \alpha$ и $M_y = M \sin \alpha$. Косой изгиб существенно увеличивает требуемые размеры сечения прогонов.

Многопролетные неразрезные прогоны устанавливают в скатных покрытиях при незначительных уклонах под рулонную кровлю.

В неразрезных спаренных прогонах, состоящих из двух рядов досок или пластин, поставленных на ребро, стыки размещают в разбежку на расстоянии, $x = 0,21 l$ от опоры в зоне нулевых изгибающих моментов (рис. 1.6).

Таким образом, каждый стык одного элемента перекрывается цельным другим элементом и во всех пролетах получается равный прогиб. По длине доски прогона соединяют гвоздями, располагаемыми в шахматном порядке через 50 см, а в стыке ставят гвозди по расчету.

В консольно-балочных прогонах (рис. 1.4, з) стыки располагают попарно через пролет в виде косога прируба. При расстоянии от опоры до стыка, $x = 0,15 l$ в зоне нулевых изгибающих моментов получается прогон с равными моментами в пролете и на опоре.

Неразрезные прогоны рассчитывают на изгиб как многопролетные балки цельного сечения по наибольшему изгибающему моменту на средней опоре. В крайних пролетах, где изгибающие моменты больше, чем в средних пролетах, сечения прогонов увеличивают за счет введения третьего элемента (рис.1.4,д), или уменьшают крайние пролеты на 20%.

Схема расчета прогонов

1. Подсчитывают нормальную составляющую равномерно распределенных нагрузок – от собственного веса покрытия g и временной снеговой S на 1 м пролета прогона (при небольших уклонах кровли), определяют максимальные изгибающий момент и прогиб по формулам:

для разрезных прогонов

$$M = q l^2 / 8; \quad f = 5 q^4 l^4 / 384 E I \leq [f];$$

для неразрезных спаренных прогонов по схеме с равными прогибами при $x_{2\theta} = 0,21 l$

$$M = q l^2 / 12, \quad f = 2,5 q^4 l^4 / 384 E I \leq [f];$$

для неразрезных консольно-балочных прогонов по схеме с равными моментами при $x_{2\theta} = 0,15 l$

$$M = q l^2 / 16, \quad f = 2 q^4 l^4 / 384 E I \leq [f],$$

где M расчетный изгибающий момент; f – прогиб в крайнем пролете; E – модуль упругости древесины; I – момент инерции сечения прогона в

крайнем пролете; $[f]$ – предельно допустимый прогиб крайнего прогона [1], табл. 19; $x_{2\theta}$ – расстояние от оси опоры до ближайшего гвоздевого забоя по одну сторону стыка;

2. Проверяют прочность прогонов при изгибе по формуле

$$\sigma = M/W \leq R_u,$$

где $W = b h^2/6$ – момент сопротивления прямоугольного сечения прогона шириной b и высотой h .

3. Определяют количество гвоздей или болтов в стыках прогонов

$$n_{2\theta} = M_{оп}/2 x_{2\theta} T, \quad (1.6)$$

где $M_{оп}$ – изгибающий момент на опоре; x – расстояние от опоры до стыка; T – минимальная расчетная несущая способность односрезного соединения, кН, определяемая по формулам [1], табл. 20:

$$T_c = 0,35 c d, \quad (1.7)$$

$$T_a = 0,8 a d, \quad (1.8)$$

$$T_u = 2,5 d^2 + 0,01 a^2 \leq 4d^2 \quad (1.9)$$

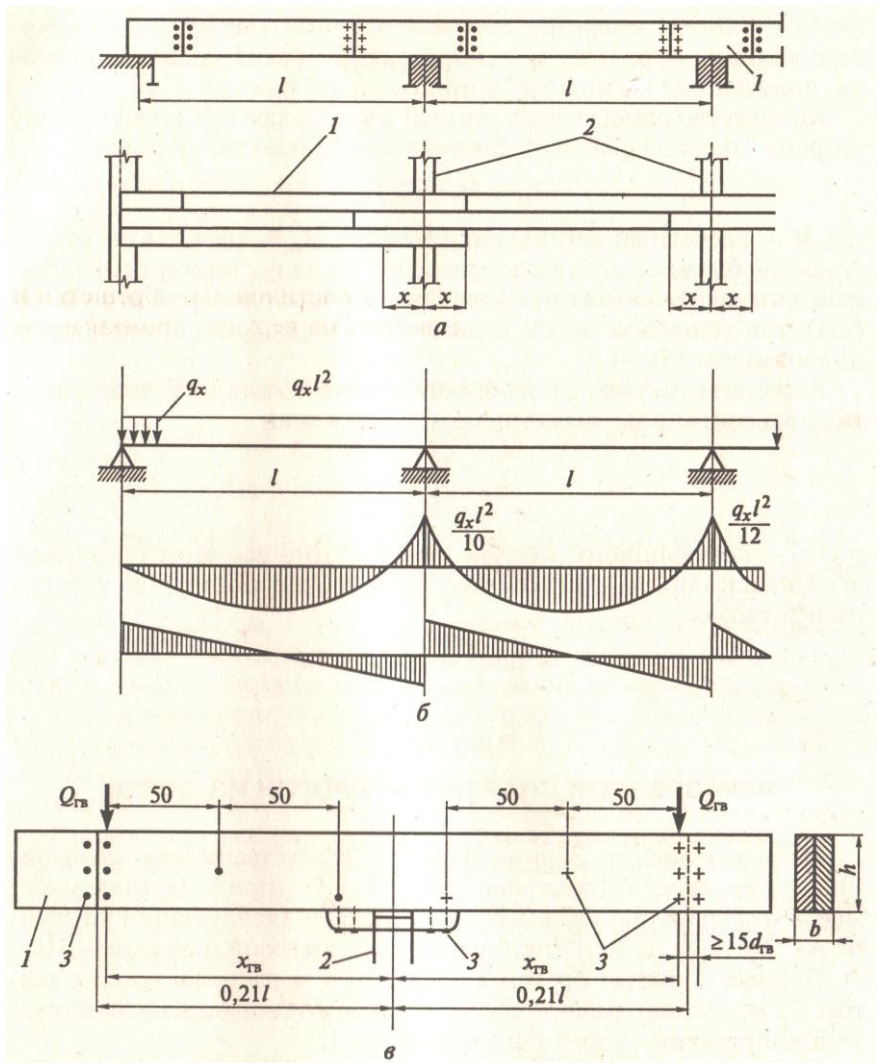


Рис. 1.6. Многопролетный спаренный прогон из досок:

а - общий вид; б - расчетная схема; 1 - прогон; 2 - несущая конструкция покрытия; 3 - гвозди

*Пример 1.3***ОДНОПРОЛЕТНЫЙ ПРОГОН**

Подобрать и проверить сечение однопролетного брусчатого прогона из древесины сосны 2-го сорта (рис. 1.5).

Исходные данные. Здание II уровня ответственности, отапливаемое, с температурно-влажностным режимом эксплуатации по группе 2-го класса [1], табл.1,

$m_s = 0,9$. Район строительства по снеговой нагрузке – III. Прогон расположен поперек скатов покрытия, имеющего уклон $i = 1:4$ и опирается на основные несущие конструкции, поставленные с шагом $l = 4$ м. Шаг прогонов $B = 1,35$ м. Подсчет нагрузки на 1 м^2 показан в таблице 1.2.

Конструктивная схема прогона.

Нагрузка на 1 погонный метр при шаге прогонов $B = 1,35$ м составляет:

$$\text{нормативная} \quad q'' = 1,758 \cdot 1,35 = 2,37 \text{ кН/м,}$$

$$\text{расчетная} \quad q = 2,346 \cdot 1,35 = 3,17 \text{ кН/м,}$$

Расчетная схема работы прогона – однопролетная шарнирно опертая балка пролетом $l = 4$ м, работающая на кривой изгиб при наклоне горизонтальной оси сечения $\alpha = 14^\circ$; $\cos \alpha = 0,97$, $\sin \alpha = 0,24$. Изгибающий момент

$$M = q l^2 / 8 = 3,17 \cdot 4^2 / 8 = 6,34 \text{ кН м.}$$

Нормальная и скатная составляющие моменты:

$$M_x = M \cos \alpha = 6,34 \cdot 0,97 = 6,15 \text{ кН м;}$$

$$M_y = M \sin \alpha = 6,34 \cdot 0,24 = 1,48 \text{ кН м.}$$

Геометрические характеристики сечения. Принят брус сечением 15×20 см из сосны 2 сорта (класса К24).

Моменты сопротивления сечения относительно осей:

$$W_x = b h^2 / 6 = 0,15 \cdot 0,2^2 / 6 = 0,001 \text{ м}^3; \quad W_y = h b^2 / 6 = 0,2 \cdot 0,15^2 / 6 = 0,00075 \text{ м}^3.$$

Расчетное сопротивление древесины сосны изгибу $R_u = 13 \text{ МПа} \times m_g = 13 \times 0,9 = 11,7 \text{ МПа}$.

Расчет по первому предельному состоянию

Напряжение $\sigma = M_x / W_x + M_y / W_y = 6,15 / 0,001 + 1,48 / 0,00075 = 8123 \text{ кН/м}^2 = 8,12 \text{ МПа} < R_{u m_g} = 11,7 \text{ МПа}$.

Расчет по второму предельному состоянию

Проверка прогона на прогиб.

Составляющие нормативной нагрузки

$$q_x^H = q^H \cos \alpha = 2,37 \times 0,97 = 2,3 \text{ кН/м};$$

$$q_y^H = q^H \sin \alpha = 2,37 \times 0,24 = 0,57 \text{ кН/м}$$

Модуль упругости древесины $E = 10\,000 \text{ МПа}$ [1], п.5.3.

Моменты инерции сечения относительно осей:

$$I_x = b h^3 / 12 = 0,15 \cdot 0,2^3 / 12 = 0,0001 \text{ м}^4;$$

$$I_y = h b^3 / 12 = 0,2 \cdot 0,15^3 / 12 = 0,0000562 \text{ м}^4.$$

Таблица 1.2 Равномерно распределенная нагрузка, кН/м²

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности	Расчетная нагрузка
1	2	3	4
Мягкая черепица RUFLEX 8 кг/м ²	0,08	1,05	0,084
Двойной перекрестный дощатый настил	0,15	1,1	0,162
Утеплитель ROCKWOOL Light MAT $\gamma = 0,3 \text{ кН/м}^3$ толщиной 150 мм	0,3х0,15=0,045	1,1	0,054
Пароизоляция – паронепроницаемая полимерная пленка Stro- tex 110 Pi, $\gamma = 0,0007 \text{ кН/м}^2$	0,0007	1,2	0,00084

Окончание табл. 1.2

1	2	3	4
Прогон 0,150х0,175 м	0,15'0,175'5/1,35 0,097	= 1,1	0,107
Подшивка из досок 25 мм	0,025х5=0,125	1,1	0,138
Итого постоянная	0,498		0,546
Временная снеговая нагрузка III район	1,26		1,8
Итого полная нагрузка	1,758		2,346

Составляющие прогиба

$$f_x = (5/384) q^H_x l^4 / (E I_x) = (5/384) 2,3 \cdot 4^4 / 10^7 \cdot 0,0001 = 0,00249 \text{ м} = 0,25 \text{ см};$$

$$f_y = (5/384) q^H_y l^4 / (E I_y) = (5/384) 0,57 \cdot 4^4 / 10^7 \cdot 0,0000562 = 0,00084 \text{ м} = 0,084 \text{ см}.$$

$$\text{Полный прогиб } f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{0,25^2 + 0,084^2} = 0,26 \text{ см} < [f] = l/200 = 2 \text{ см}.$$

Алгоритм расчета однопролетного прогона. Исходные данные: нагрузки – q_x, q^H_x, q_y, q^H_y ; геометрические характеристики – l, B, b, h, α ; характеристики материалов – $R_w, m_w, E, [f]$

$$1. M = q l^2 / 8, M_x = M \cos \alpha; M_y = M \sin \alpha. 2. W_x = b h^2 / 6; W_y = h b^2 / 6. 3. \sigma = M_x / W_x + M_y / W_y \leq R_w m_w.$$

$$4. I_x = b h^3 / 12; I_y = h b^3 / 12. 5. f_x = 5/384 q^H_x l^4 / E I_x, f_y = 5/384 q^H_y l^4 / E I_y. 6. f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq [f].$$

Пример 1.4

НЕРАЗРЕЗНЫЕ ПРОГОНЫ

1. Подобрать и проверить сечение и соединение *многопролетного неразрезного дощато-гвоздевого прогона.*

Исходные данные. Здание II уровня ответственности с коэффициентом надежности по назначению $\gamma_n=0,95$, отапливаемое, с

температурно-влажностным режимом эксплуатации по 2-му классу [1], табл.1, $m_e = 0,9$ [1], табл.7. Район строительства по снеговой нагрузке – III.

Парные дощатые прогоны пролетом $l = 4$ м устанавливаются на наклонные верхние кромки основных несущих конструкций покрытия с шагом 1,5 м. Прогоны закреплены от косого изгиба двойным дощатым перекрестным настилом; лесоматериал – сосна 2 сорта (класса K24). Данные по нагрузке от настила и конструкции кровли взяты из примера 1.1.

Конструктивная схема прогона. Прогон рассчитывают как многопролетную неразрезную шарнирно опертую балку. Пролеты прогона принимают равными по всей длине шагу несущих конструкций по 4 м (см. рис. 1.6). Нагрузка на покрытие (кН/м^2) приведена в табл. 1.1 и составляет на 1 погонный метр прогона

$$g'' = 1,48 \cdot 1,5 = 2,22 \text{ кН/м}; \quad g = 2,04 \cdot 1,5 = 3,06 \text{ кН/м}.$$

Предварительно задаются значением собственного веса на 1 м погонной длины прогона:

$$g''_{св} = 0,1 \text{ кН/м}; \quad g_{св} = 0,11 \text{ кН/м}.$$

$$\text{Снеговая нагрузка: } S'' = 1,26 \cdot 1,5 = 1,89 \text{ кН/м};$$

$$S = 1,8 \cdot 1,5 = 2,7 \text{ кН/м}.$$

Нормальные составляющие действующей нагрузки на грузовую полосу шириной 1,5 м:

$$q''_x = (2,22 + 0,1 + 1,89 \cdot 0,995) \cdot 0,995 = 4,18 \text{ кН/м};$$

$$q_x = (3,06 + 0,11 + 2,7 \cdot 0,995) \cdot 0,995 = 5,85 \text{ кН/м}$$

Расчетный изгибающий момент на средних опорах

$$M = q_x \cdot l^2 \gamma_n / 12 = 5,85 \cdot 4^2 \cdot 0,95 / 12 = 7,41 \text{ кН м}.$$

По сортаменту пиломатериалов хвойных пород (ГОСТ 2445-80*) задаются сечением из двух досок размером 50x 200 мм при

$$W = b \cdot h^2 / 6 = 0,1 \cdot 0,2^2 / 6 = 0,000667 \text{ м}^3.$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = M/W = 7,41/0,000667 = 11769 \text{ кН/м}^2 = 11,1 \text{ МПа} < R_u = 13 \times m_g = 13 \cdot 0,9 = 11,7 \text{ МПа}.$$

Крайние пролеты, включая сечение над второй опорой, где изгибающий момент больше, усиливают третьей доской того же сечения. Сечение прогона в крайних пролетах $b_1 h = 0,15 \times 0,2 \text{ м}$. Момент инерции в крайнем пролете

$$I = b_1 h^3 / 12 = 0,15 \times 0,2^3 / 12 = 0,0001 \text{ м}^4.$$

Прогиб в крайнем пролете прогона

$$f = 2,5 q_x l^4 / 384 EI = 2,5 \cdot 4,18 \times 4^4 / (384 \cdot 10^7 \cdot 0,0001) = 0,0017 \text{ м} = 0,17 \text{ см} < [f] = 2 \text{ см}.$$

Производят расчет гвоздевого стыка прогона. На рис. 1.6, в показано размещение стыков досок спаренных дощатых прогонов. По длине доски соединяют гвоздями в шахматном порядке через 50 см.

Расстояние между гвоздями вдоль волокон древесины $S_1 = 15 d_{28} = 15 \cdot 0,4 = 6 \text{ см}$ [1]. Толщина элементов прогона $a = c = 5 \text{ см}$. Расстояние от опор до гвоздей стыка

$$x_{28} = 0,21 l - 15 d_{28} = 0,21 \cdot 400 - 15 \cdot 0,4 = 90 \text{ см}.$$

Расчетную несущую способность гвоздя в несимметричном односрезном соединении определяют по формулам (1.7)...(1.9)

$$T_c = 0,35 c d = 0,35 \cdot 5 \cdot 0,4 = 0,7 \text{ кН};$$

$$T_a = 0,8 a d = 0,8 \cdot 5 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ кН};$$

$$T_u = 2,5 d^2 + 0,01 a^2 = 2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 5^2 = 0,65 \text{ кН}.$$

Требуемое число гвоздей n_{28} в конце каждой доски на половине стыка равно

$$n_{28} = M / (2 x_{28} T_{min} \gamma_n) = 741 / (2 \cdot 90 \cdot 0,65 \cdot 0,95) = 6,67 \text{ шт}.$$

Приняли 7 гвоздей диаметром $d_{28} = 0,4 \text{ см}$.

Алгоритм расчета неразрезного спаренного прогона. Исходные данные: нагрузки – q_x, q_x^H , геометрические характеристики – $l, d, l_{2\phi}, b, h$; характеристики материалов – $R_u, m_\phi, E, [f]$.

1. $M = q_x l^2 / 12$. 2. $W = b h^2 / 6$. 3. $\sigma = M / W \leq R_u m_\phi$. 4. $l = 3 a h^3 / 12$.
5. $f = 2,5 q_x^H l^4 / (384 E I) \leq [f]$.
6. $T_c = 0,35 c d$. 7. $T_a = 0,8 a d$. 8. $T_u = 2,5 d^2 + 0,01 a^2$.
9. $x_{2\phi} = 0,21 l - 15 d_{2\phi}$. 10. T_{min} определяют (T_c, T_a, T_u).
11. $n_{2\phi} = M / (2 x_{2\phi} T_{min} \gamma_n)$.

2. Подобрать и проверить сечение и соединение многопролетного неразрезного консольно-балочного прогона (рис. 1.7).

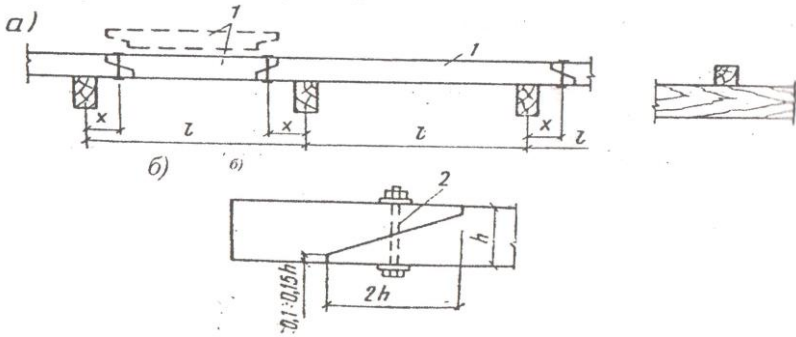


Рис. 1.7. Консольно-балочный прогон
а - вид прогона; б - стык брусьев косым прирубом

Исходные данные приняты те же, что и для неразрезного спаренного прогона из досок, рассчитанного выше (вариант 1).

Конструктивная схема прогона. Расчет консольно-балочного прогона выполняют так же, как и неразрезного спаренного прогона – как многопролетную неразрезную шарнирно опертую балку, но при равно моментной схеме работы

при $x = 0,15 l = 0,15 \times 400 = 60$ см.

Нагрузки приняты те же, что и в предыдущем расчете

$$q_x^H = 4,18 \text{ кН/м}; \quad q_x = 5,85 \text{ кН/м}.$$

Расчетный изгибающий опорный момент

$$M = q_x l^2 / 16 = 5,85 \cdot 4^2 / 16 = 5,85 \text{ кН м.}$$

По сортаменту пиломатериалов хвойных пород задаются сечением бруса $b \times h = 0,1 \times 0,175 \text{ м}$ при $W = 0,000510 \text{ м}^3$.

Напряжение изгиба

$$\sigma = M / W = 5,85 / 0,000510 = 11471 \text{ кН/м}^2 = 11,47 \text{ МПа} < R_u m_\sigma = 11,7 \text{ МПа.}$$

Прогиб в крайнем пролете прогона

$$f = 2 q_x^H l^4 \gamma_n / 384 E I = 2 \cdot 4,18 \cdot 4^4 \cdot 0,95 / 384 \cdot 10^7 \cdot 0,000446 = 0,003 \text{ м} = 0,3 \text{ см} < [l/200] = 2 \text{ см,}$$

$$\text{где } I = b h^3 / 12 = 0,1 \cdot 0,175^3 / 12 = 0,0000446 \text{ м}^4.$$

Производят расчет стыка прогона косым прирубом на болтах. На рис. 1.4,е показан стык косым прирубом консольно-балочного прогона. Принимают болты диаметром

$$d = 20 \text{ мм.}$$

$$x_\sigma = 0,15 l - 7d_\sigma = 0,15 \cdot 400 - 7 \cdot 2 = 46 \text{ см.}$$

Расчетная несущая способность болта в несимметричном односрезном соединении определяют по формулам

$$T_c = 0,35 c d = 0,35 \cdot 10 \cdot 2 = 7 \text{ кН; } T_u = 4d^2 = 4 \cdot 2^2 = 16 \text{ кН.}$$

Количество болтов в стыке бруса прогона

$$n_\sigma = M / 2 x_\sigma T_c \gamma_n = 585 / 2 \cdot 46 \cdot 7 \cdot 0,95 = 0,96 \text{ шт.}$$

Принят один болт диаметром $d = 2 \text{ см}$.

Алгоритм расчета консольно-балочного прогона. Исходные данные: нагрузки –

q_x, q_x^H , геометрические характеристики – l, d, b, h ; характеристики материалов – $R_u, m_\sigma, E, [\gamma]$.

$$1. M = q_x l^2 / 16. 2. W = b h^2 / 6. 3. \sigma = M / W \leq R_u m_\sigma. 4. I = b h^3 / 12.$$

$$5. f = 2 q_x^H l^4 / 384 E I \leq [\gamma]. 6. T_c = 0,35 c d. 7. T_u = 4 d^2.$$

$$8. x_\sigma = 0,15 l - 7d_\sigma.$$

$$9. T_{min} \text{ определяют } (T_c, T_u). 10. n_\sigma = M / 2 x_\sigma T_{min} \gamma_n.$$

1.3. Плиты покрытий

Основным типом ограждающих конструкций являются трехслойные *плиты покрытий и стеновые панели* сплошные и ребристые. Конструкция плит и панелей состоит из тонких обшивок из прочного материала и среднего слоя в виде сплошного легкого заполнителя или ребристого каркаса.

Плиты покрытия и стеновые панели имеют размеры по ширине от 1 м до 1,5 м; по длине от 3 м до 6 м; по толщине $1/20 \dots 1/50$ пролета.

Обшивки трехслойных плит и панелей воспринимают нормальные усилия в своей плоскости и выполняют роль изоляции от влаги и пара. Наружная обшивка должна быть атмосферостойкой, внутренняя обшивка должна удовлетворять требованиям огнестойкости и агрессивной стойкости. Средний слой в сплошных плитах обеспечивает совместную работу обшивок, устойчивость верхней обшивки, воспринимает сдвигающие усилия и является тепло- и звукоизоляцией.

Обрамление, а также продольные ребра плит и панелей воспринимают сдвигающие усилия, выполняют защитные функции при транспортировании, монтаже, используются для крепления плит и панелей к несущему каркасу сооружения.

Основные материалы, применяемые в плитах и панелях:

- для обшивок – стеклопластики, водостойкая фанера, асбестоцемент, алюминиевые сплавы;
- для среднего слоя – древесина, фанерные профили в качестве ребер, утеплитель из негорючих или трудно сгораемых материалов, который укладывают по пароизоляционному слою нижней обшивки. Соединение элементов плит и панелей осуществляют с помощью водостойкого клея и различными механическими способами.

Одним из основных требований при длительной эксплуатации трехслойных плит покрытия с деревянным каркасом является обеспечение осушающего режима работы. Для этого полости всех плит соединяют отверстиями в единую вентилируемую прослойку, сообщающуюся с наружным воздухом в карнизах и коньке покрытия.

Стыки плит покрытия и стеновых панелей должны:

- обладать пароизоляционными и гидроизоляционными свойствами;
- быть открытыми для возможности их заделки, осмотра и ремонта;

- обеспечивать свободу температурно-влажностных деформаций и перемещений от нагрузок. Некоторые варианты крепления плит покрытия к несущей конструкции показаны на рис. 1.8

Расчет сплошных трехслойных плит производят на изгиб с использованием общих формул строительной механики с учетом особенностей обшивок и внутренних слоев. Расчетной схемой трехслойной сплошной плиты является трехслойная шарнирно опертая балка. Плита нагружена равномерной нагрузкой от собственного веса и веса снега. От нагрузок возникают изгибающие моменты $M = q l^2 / 8$, кН м и поперечные силы $Q = q l / 2$, кН.

Поскольку прочность обшивок велика, можно считать, что все нормальные напряжения σ от растяжения и сжатия воспринимаются только обшивками, а все скалывающие напряжения τ воспринимаются только средним слоем

Геометрические характеристики сечения сплошной трехслойной плиты толщиной h и шириной b с обшивками толщиной δ можно определить с учетом работы обшивок в предположении, что нормальные напряжения можно считать постоянными по их толщине по формулам:

$$\begin{aligned} - \text{момент инерции сечения} & \quad I = b \delta h_o^2 / 2, \text{ м}^4; \\ - \text{момент сопротивления сечения} & \quad W = b \delta h_o, \text{ м}^3; \\ - \text{статический момент сечения} & \quad S = b \delta h_o / 2, \text{ м}^3. \end{aligned} \quad (1.10)$$

Прочность и устойчивость сжатой тонкой верхней обшивки проверяют по формуле

$$\sigma = M / \varphi W \leq R_c, \quad (1.11)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле [1, п.6.3...6.5].

Прочность среднего слоя на скалывание проверяют по формуле

$$\tau = Q S / I b \leq R_{ск}, \quad (1.12)$$

где $R_{ск}$ – расчетное сопротивление скалыванию материала среднего слоя:

Проверку сплошных трехслойных плит по прогибам производят на нормативные нагрузки по формуле, аналогичной формуле прогиба

изгибаемых стержней, но с учетом коэффициента сдвиговой податливости среднего слоя K (см.[3], раздел 8.3).

$$f = 5/384 q'' l^4 K / E I \leq [f]$$

$$\text{где } K = 1 + 9,6 E I / [G (h_o + \delta) b l^2], \quad (1.13)$$

E – модуль упругости материала обшивок;

G – модуль сдвига материала среднего слоя.

Прогиб от перепада температур между внутренней и внешней обшивками определяют по формуле

$$f_t = l^2 \alpha (t_1 - t_2) / 8000 h_o, \quad (1.14)$$

где l – пролет плиты; $\alpha = 0,023$ – коэффициент линейного расширения алюминиевого сплава; t_1, t_2 – температуры внутренней и наружной обшивок.

Полный прогиб

$$f = f_q + f_t \leq [f]. \quad (1.15)$$

Расчет ребристых плит с деревянным каркасом производят по прочности и прогибам при изгибе по схеме однопролетной шарнирно опертой балки. На плиты действуют нормальные составляющие нагрузок от собственного веса плиты и кровли g и снега S , отнесенных к их полной ширине, $q = g + S$ (рис. 1.10, в).

Плиты проверяют также на местный изгиб между продольными ребрами обшивки от веса человека ($P = 1,2$ кН) по схеме однопролетной жестко заделанной на опорах балки. Максимальный изгибающий момент при этом $M_1 = P a / 8$ (рис. 1.10, г).

В *клееных фанерных плитах* фанерные обшивки и продольные ребра каркаса работают на изгиб совместно благодаря жесткости клеевых соединений. Геометрические характеристики расчетных сечений клееных фанерных плит с учетом симметричной двутавровой и несимметричной тавровой формы представлены на рис. 1.10.

При этом расстояние от нейтральной оси до кромки сечения двутавровой формы

$z = S / F$, где S – статический момент стенки и полки сечения относительно его кромки; F – площадь сечения. Для коробчатых плит двутавровой формы момент инерции сечения

$$I = b_{cm} \cdot h_{cm}^3 / 12 + 2b \delta (h - \delta / 2)$$

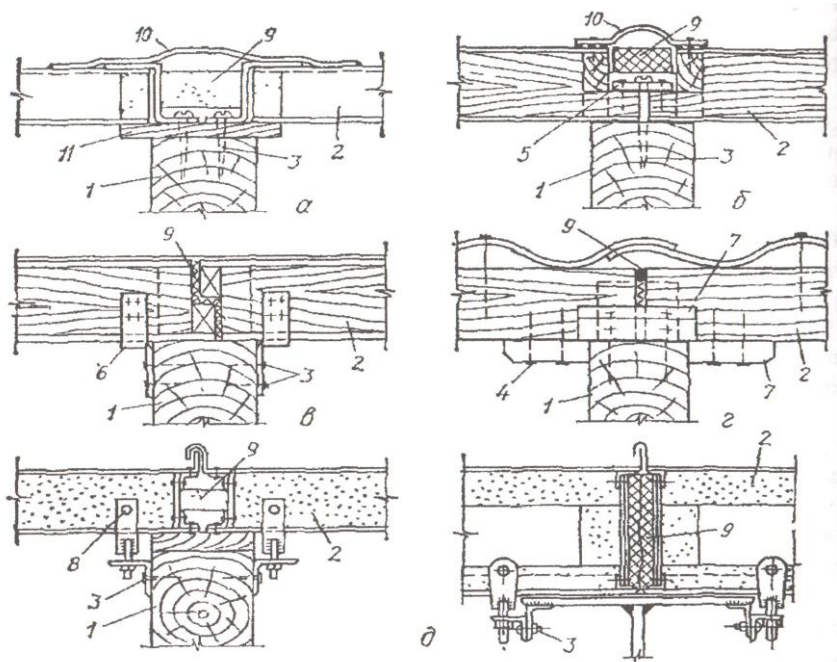


Рис. 1.8. Узлы крепления плит покрытия:

a - светопрозрачных; *б* - стеклопластиковых; *в* - клефанерных; *г* - асбестоцементных; *д* - с алюминиевыми обшивками; 1 - прогон; 2 - панель; 3 - шурупы (винты, болты); 4 - гвозди; 5 - листовая накладка; 6 - крепежные детали; 7 - деревянные бобышки; 8 - штыри для крепления двух панелей; 9 - утеплитель или уплотнение; 10 - компенсатор; 11 - антисептированная доска

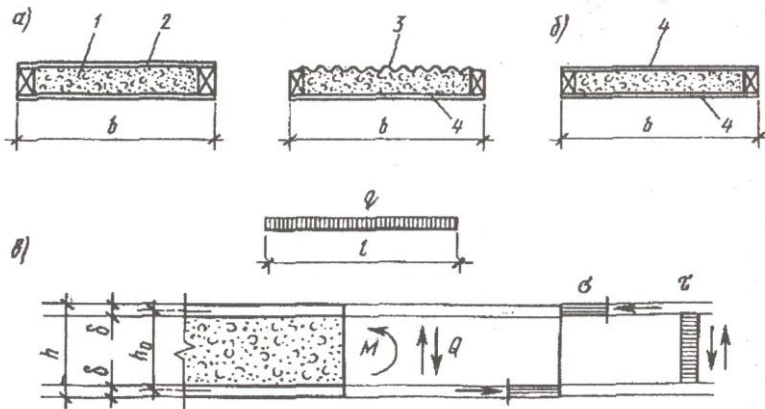


Рис. 1.9. Сплошные трехслойные пластмассовые плиты сечения:
 а - с асбестоцементными обшивками; б - то же с алюминиевыми; в - схемы работы; 1 - пенопласт; 2 - асбестоцемент; 3 - гофрированный алюминий; 4 - плоский алюминий

Момент сопротивления сечения для двутавровой формы равен $W = 2 I / h$, а для сечения тавровой формы –

$$W_{\phi} = I / z_{\phi} \text{ и } W_{\partial} = I / (h - z_{\partial}).$$

Статический момент сечения обшивки относительно нейтральной оси

$$S = b \delta (h - \delta/2)^2 \text{ или } S = b \delta (z - \delta/2)$$

При более точном расчете следует учитывать, что модули упругости древесины E и фанеры E_{ϕ} различны, поэтому необходимо характеристики сечения плиты привести к фанере, умножая характеристики сечения продольных ребер на отношение E/E_{ϕ} :

$$I_{np} = \Sigma I_{\phi} + \Sigma I_{\partial} (E/E_{\phi}); \quad W_{np} = 2 I_{np} / h; \quad S_{np} = \Sigma S_{\phi} + \Sigma S_{\partial} (E/E_{\phi}).$$

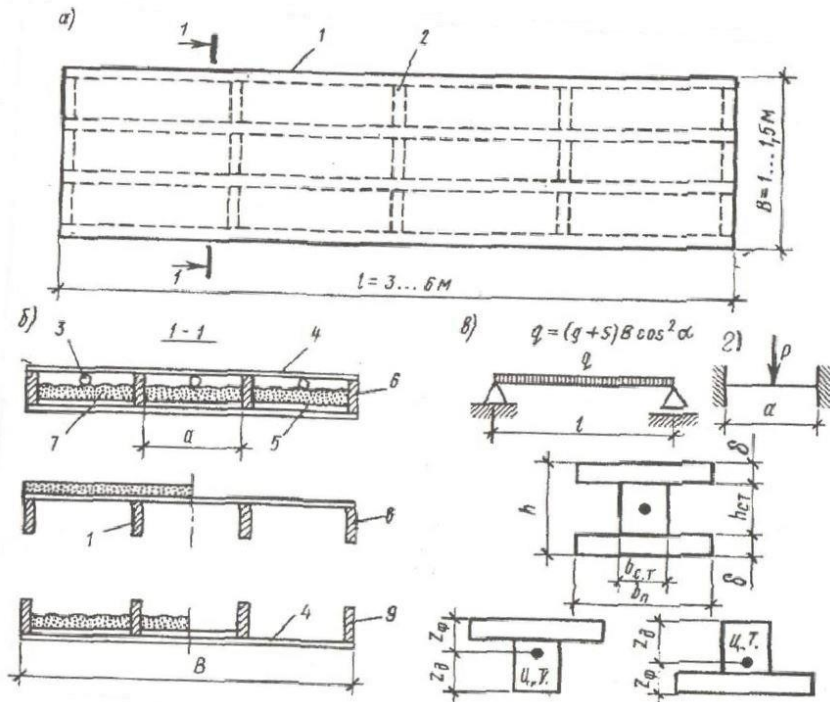


Рис. 1.10. Клеефанерные ребристые плиты настилов:

а - план плит; б - сечения плит; в, г - расчетные схемы и сечения; 1, 2 - продольные и поперечные дощатые ребра соответственно; 3 - вентиляционные отверстия; 4 - строительная фанера; 5 - пароизоляция; 6 - коробчатая плита с двумя обшивками; 7 - утеплитель; 8 - ребристая плита с верхней обшивкой; 9 - то же, с нижней обшивкой

Проверку верхней обшивки на сжатие и устойчивость выполняют по формуле

[1, формула 46]

$$\sigma = M / \varphi_{\phi} W_{пр.} \leq R_{ф.с} m_{\phi},$$

где $\varphi_{\phi} = 1250 / (a/\delta)^2$ при $a/\delta > 50$, и $\varphi_{\phi} = 1 - (a/\delta)^2 / 5000$ при $a/\delta < 50$.

Проверку нижней обшивки на растяжение при изгибе выполняют по формуле

$$\sigma = M / W_{пр.} m_{\phi} \leq R_{ф.р.} m_{\phi}$$

где $m_{ф.} = 0,6$ – коэффициент, учитывающий ослабление сечения обшивки соединением листов фанеры «на ус».

Верхнюю обшивку проверяют на местный изгиб по формуле

$$\sigma = M_1 / W_1 \leq R_{ф.и.} m_{ф.}$$

где $W_1 = b \delta^2 / 6$ – момент сопротивления фанерной обшивки; $R_{ф.и.}$ – расчетное сопротивление фанеры на изгиб поперек наружных волокон.

Проверку на скалывание обшивки по шву в месте примыкания ее к ребрам производят по формуле [1], формула 47:

$$\tau = Q S_{пр.} / I_{пр} \sum b_{р.} \leq R_{ф.ск.},$$

где Q – расчетная поперечная сила; $S_{пр.}$ – статический момент только сдвигающей части приведенного сечения относительно нейтральной оси; $R_{ф.ск.}$ – расчетное сопротивление фанеры на скалывание [1], табл. 6; $b_{р.}$ – ширина продольного ребра каркаса.

Проверку плит по прогибам производят по общей формуле прогиба свободно опертых балок с учетом модуля упругости фанеры $E_{ф.}$ и приведенного к фанере момента инерции $I_{пр.}$ сечения плиты.

Плиты с асбестоцементными обшивками и деревянным каркасом имеют такие же размеры, как и клееные фанерные. Для кровли с асбестоцементными листами применяют плиты покрытия без верхней обшивки. Листы укладывают на деревянный каркас плиты и крепят к продольным ребрам шурупами, которые обладают податливостью и в расчете учитываются коэффициентами k_w и $k_{ж}$ [1], табл. 16.

Расчет плит проводят по прочности нижней асбестоцементной обшивки на растяжение при изгибе, по прочности соединений и по прогибам, как балок составного сечения на податливых связях, [3], п. 3.8.1. Одним из вариантов расчета плит с асбестоцементными обшивками может быть вариант, рассмотренный в примере 1.6. Здесь верхняя обшивка рассчитывается как трех пролетная неразрезная балка, опертая на продольные ребра на несущую способность и прогиб от равномерно распределенной погонной нагрузки от веса обшивки и веса снега. Продольные ребра рассчитываются на изгиб от полной нагрузки на плиту и прогиб.

*Пример 1.5***СПЛОШНАЯ ТРЕХСЛОЙНАЯ ПЛИТА С МЕТАЛЛИЧЕСКИМИ
ОБШИВКАМИ**

Подобрать и проверить сечение сплошной трехслойной плиты покрытия поточного изготовления для промышленного здания (рис.1.9).

Исходные данные. Здание II уровня ответственности, отапливаемое с температурно-влажностными условиями эксплуатации по 2-му классу, [1], табл. 1.

Район строительства по снеговой нагрузке III. Кровля мягкая трехслойная. Шаг несущих конструкций $B = 4,5$ м.

Материалы плиты. Обшивки из профилированного и плоского листов алюминиевого сплава А Мг-2П плотностью 27 кН/м^3 и средним слоем из вспененного пенопласта плотностью $0,6 \text{ кН/м}^3$. Сечение плиты показано на рис 1.7.

Конструктивная схема плиты. Плита длиной $L = 4,45$ м и шириной $b = 1$ м опирается концами на основные несущие конструкции покрытия. На плиту нормально к ее поверхности действуют нагрузки от собственного веса и веса снега, приведенные в табл. 1.3.

Полная нагрузка на 1 погонный метр плиты при ее ширине, равной 1 м составит:

нормативная нагрузка $q^n = 1,55 \text{ кН/м}$;

расчетная нагрузка $q = 2,07 \text{ кН/м}$.

Нормативные температуры в помещении под плитами $t_1 = +18^\circ\text{C}$. Наружная температура зимой $t_2 = -10^\circ\text{C}$.

Расчетный пролет плиты с учетом длины опорного участка не менее 5 см составит

$$l = 4,45 - 0,05 = 4,4 \text{ м.}$$

Статическая схема плиты однопролетная шарнирно опертая балка пролетом l .

Расчетные максимальные усилия в плите – изгибающий момент и поперечная сила:

$$M = q l^2 / 8 = 2,07 \cdot 4,45^2 / 8 = 5,12 \text{ кН м};$$

$$Q = q l/2 = 2,07 \cdot 4,45/2 = 4,6 \text{ кН.}$$

Таблица 1.3

Нагрузки на плиту, кН/м²

Нагрузка	Нормативная	Коэффициент надежности	Расчетная
Обшивки из алюминиевого сплава А Мг-2П	0,001x27x2=0,054	1,1	0,06
Утеплитель из пенопласта	0,175x 0,6=0,105	1,2	0,126
Итого постоянная нагрузка	0,126		0,146
Временная снеговая нагрузка	1,26		1,8
Полная нагрузка	1,55		2,07

Геометрические характеристики поперечного сечения.

Принимают алюминиевые обшивки со следующими размерами: толщина $\delta = 1$ мм, высота волны

$b_{\text{в}} = 5$ мм, длина волны $l_{\text{в}} = 30$ мм, ширина полки $b_{\text{п.}} = 10$ мм, угол наклона волн $\alpha = 45^\circ$, расчетное сопротивление алюминия $R = 125$ МПа, модуль упругости $E = 71\,000$ МПа, коэффициент линейного расширения $\alpha = 0,023$.

Для среднего слоя принимают вспененный полиуретан марки ППУ – 60 с плотностью $0,6 \text{ кН/м}^3$, расчетным сопротивлением скалыванию $R_{\text{ск.}} = 0,025 \text{ МПа} = 0,000025 \text{ КПа}$ и модулем сдвига $G = 3 \text{ МПа}$.

Требуемая приближенная высота сечения плиты из условия расчетного сопротивления пенопласта скалыванию

$$h_{\text{о. тр.}} = Q/(b R_{\text{ск.}}) = 0,0046/(1 \cdot 0,025) = 0,184 \text{ м.}$$

Принимают $h_0 = h + \delta/2 = 0,184 + 0,0005 = 0,1845 \text{ м} = 18,45 \text{ см}$;
 $b = 1 \text{ м}$. Полная высота сечения принята $h_0 + 0,5 = 18,45 + 0,5 = 18,95 \text{ см}$.
 Большая, чем 1 м длина гофра не учитывается и идет в запас прочности.

Геометрические характеристики сечения плиты:

- момент инерции $I = b \delta h_0^2/2 = 1 \times 0,001 \cdot 0,185^2/2 = 0,0000171 \text{ м}^4$;

- момент сопротивления $W = b \delta h_o = 1'0,001'0,185 = 0,000185 \text{ м}^3$;

- статический момент $S = b \delta h_o / 2 = 1'0,001'0,185 / 2 = 0,0000925 \text{ м}^3$.

Проверка плиты на прочность. Проверка сжимающих и растягивающих напряжений в обшивке при изгибе

$$\sigma = M / W = 5, 12 / 0, 000185 = 27676 \text{ кПа} = 27, 68 \text{ МПа} < 125 \text{ МПа.}$$

Учет дополнительных напряжений от температурных деформаций не требуется ввиду большого запаса прочности обшивок.

Проверка прогиба плиты. Коэффициент сдвиговой податливости среднего слоя из пенопласта

$$K = 1 + 9,6 EI / G h_o b l^2 = 1 + 9,6 \times 71\,000 \times 171 \times 10^{-7} / 7 \times 0,185 \times 1 \times 4,45^2 = 0,025.$$

Прогиб от нормативной нагрузки $q^H = 0,00155 \text{ МН/м}$;

$$\begin{aligned} f_q &= 5 q^H l^4 K / 384 E I = \\ &= 5 \cdot 0,00155 \cdot 4,45^4 \cdot 0,025 / 384 \cdot 71\,000 \cdot 171 \cdot 10^{-7} = \\ &= 0,0065 \text{ м} = 0,65 \text{ см.} \end{aligned}$$

Прогиб от суммы температур обшивок

$$\begin{aligned} f_t &= l^2 \alpha (t_1 + t_2) / 8000 h_o = \\ &= 4,45^2 \cdot 0,023 (18 + 10) / 8000 \cdot 0,185 = 0,0086 \text{ м} = 0,86 \text{ см} \end{aligned}$$

Полный прогиб $f = (f_q + f_t) = 0,65 + 0,86 = 1,51 \text{ см} < l / 250 = 1,78 \text{ см.}$

Алгоритм расчета сплошной трехслойной плиты с металлическими обшивками. Исходные данные: нагрузки – q, q^H, t_1, t_2 ; геометрические характеристики – $l, b, h_o, \delta, I, W, S$; характеристики материалов – $E, R, R_{ck}, [f]$.

$$1. M = q l^2 / 8. \quad 2. Q = q l / 2. \quad 3. H_{0. mp} = Q / b R_{ck}. \quad 4. I = b \delta h_o^2 / 2.$$

$$5. W = b \delta h_o. \quad 6. S = b \delta h_o / 2. \quad 7. \sigma = M / W \leq R.$$

$$8. K = 1 + 9,6 EI / G h_o b l^2. \quad 9. f_q = 5 q^H l^4 K / 384 E I.$$

$$10. f_t = l^2 \alpha (t_1 + t_2) / 8000 h_o. \quad 11. f = (f_q + f_t) \leq [f].$$

*Пример 1.6***УТЕПЛЕННАЯ КЛЕЕНАЯ ФАНЕРНАЯ ПЛИТА ПОКРЫТИЯ**

В индустриальном строительстве эффективно используют клееные фанерные плиты заводского изготовления, которые применяют в качестве настилов и прогонов. Клееные фанерные плиты имеют размеры 1,5х3 и 1,5х6 м в плане и высоту 1/30...1/40 пролета.

Плиты покрытий отличаются малой массой, значительной несущей способностью и жесткостью благодаря рациональному сочетанию деревянного каркаса и листовых обшивок. Каркас плит состоит из продольных (на всю длину плиты) и поперечных ребер из остроганных досок толщиной не менее 44 мм (50 мм до острожки). К кромкам каркаса приклеивают обшивки из водостойкой фанеры толщиной 6...10 мм. Шаг продольных рабочих ребер каркаса принимают не более 0,5 м, а поперечных – не более 1,5 м и он совпадает с расположением стыков фанеры, что увеличивает прочность клеевых швов (рис. 1.11).

В трехслойных плитах отапливаемых зданий рекомендуется утеплитель из негорючих или трудногорючих материалов (плиты минераловатные, стекломаты), которые укладывают по пароизоляционному слою нижней обшивки.

Клееные фанерные плиты применяют в покрытиях с рулонной кровлей. При изготовлении на плиты сверху наклеивают только один слой кровельного материала, а остальные – после сборки покрытия.

Запроектировать утепленную клееную фанерную плиту покрытия склада (рис. 1.11, а, б).

Исходные данные. Здание II уровня ответственности, коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$, отапливаемое с температурными и влажностными условиями эксплуатации по 2-му классу $m_\phi = 0,9$. Район строительства по снеговой нагрузке – III. Кровля мягкая из рулонных материалов. Шаг несущих конструкций покрытия – 6 м.

Материалы плиты. Ребра из сосновых досок 2 сорта (класса К24) по ГОСТ 8486-86*Е; обшивки из водостойкой фанеры марки ФСФ сорта В/В В по ГОСТ 3916.1-89; клей марки ФРФ-50; утеплитель – минеральная вата на основе базальтового волокна РА ROC UNS 37 с объемным весом $\gamma = 0,3 \text{ кН/м}^3$ – плиты размером 1200х600 мм;

изоляция от пара – паронепроницаемая влагостойкая полимерная ткань FOLIAREX 110 г/м²; кровля – из рулонных материалов в виде кровельной плитки КАТЕРАЛ.

Над утеплителем предусмотрена воздушная прослойка, вентилируемая вдоль плиты.

Деревянный каркас плиты образуют четырема продольными ребрами из досок, жестко склеенных с фанерными обшивками. Обшивки толщиной по 9 мм предварительно состыкованы по длине «на ус», а направление волокон наружных шпонов фанеры принимают продольным.

Под стыками обшивок и в торцах плиты предусматривают поперечные ребра. Продольные ребра после фрезерования верхних кромок принимают равными 52х168 мм.

Расчетный пролет плиты $l_p = 0,99 l = 0,99 \times 5980 = 5920$ мм.

Высота плиты в данном примере принята $h_n = h_p + 2 \delta_\phi = 168 + 2 \times 9 = 186$ мм

Плиту рассчитывают как свободно лежащую на двух опорах однопролетную шарнирно опертую балку.

Сбор нагрузок и статический расчет. По скомпонованному сечению плиты составляют таблицу нормативных и расчетных нагрузок на 1 м² плиты.

h_{p1}, h_{p2}, h_y – высота сечения продольных, поперечных ребер и высота утеплителя соответственно;

b_{p1}, b_{p2}, b_1 – ширина сечения продольных, поперечных ребер и расстояние между ребрами в свету соответственно;

$\gamma_y - n_{p1}, n_{p2}, n_1$ – количество продольных, поперечных ребер и расстояние между ребрами в свету соответственно;

γ_d, γ_ϕ , объемный вес древесины, фанеры и утеплителя соответственно.

Полная погонная нагрузка на 1 м составит:

$$q^H = 1,697 \cdot 1,48 = 2,512 \text{ кН/м};$$

$$q = 2,274 \cdot 1,48 = 3,365 \text{ кН/м}.$$

Максимальный изгибающий момент в середине пролета плиты с учетом 2-го уровня ответственности

$$M = q l^2 \gamma_n / 8 = 3,365 \cdot 5,92^2 \cdot 0,95 / 8 = 14 \text{ кН м.}$$

Максимальная поперечная сила

$$Q = q l \gamma_n / 2 = 3,365 \cdot 5,92 \cdot 0,95 / 2 = 9,46 \text{ кН.}$$

Геометрические характеристики поперечного сечения.

Расстояние между осями продольных ребер, $a = 42,4 + 5,2 = 47,6 \text{ см.}$

Расчетная ширина фанерной обшивки согласно [1, п.6.27]

$$b_{пр.} = 0,9 b_n = 0,9 \cdot 148 = 133,2 \text{ см.}$$

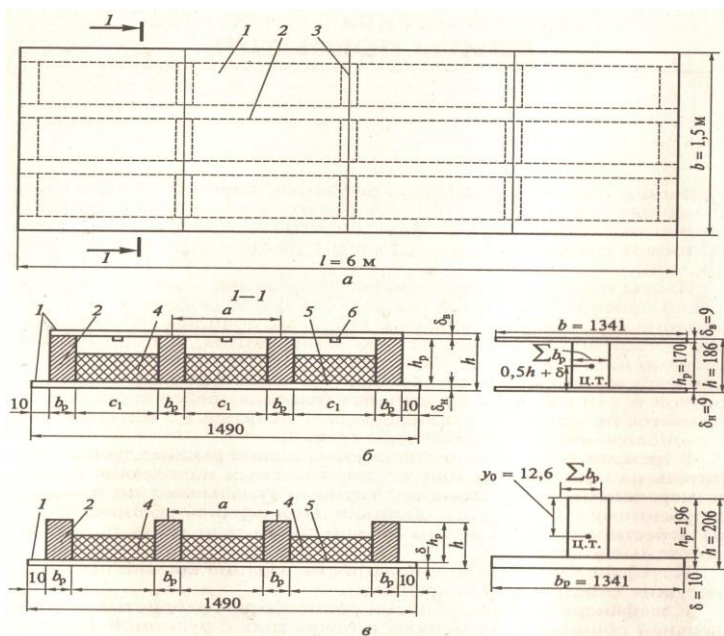


Рис. 1.11. Клеефанерные ребристые плиты покрытия:

a - план плиты 1.5х6 м; *б* - поперечное и расчетное сечения плит корычатого типа; *в* - то же, с одной нижней обшивкой; 1 - фанерная обшивка; 2 - продольные несущие ребра; 3 - поперечные ребра; 4 - утеплитель; 5 - пароизоляция; 6 - вентиляционный продух в торцах

Геометрические характеристики сечения клееной фанерной плиты приводят к фанерной обшивке отношением модулей упругости древесины ребер к фанере обшивок $E/E_{\phi} = 10\,000/9\,000 = 1,11$.

Положение нейтральной оси симметричного сечения плиты

$$Y_0 = 0,5 h = 0,5 \cdot 18,6 = 9,3 \text{ см.}$$

Приведенный момент инерции поперечного сечения плиты

$$I_{np} = b_{np} \cdot (h^3 - h_p^3) / 12 + (n b_p h_p^3 / 12) (E/E_{\phi}) = 133,2 (18,6^3 - 16,8^3) / 12 + (4 \cdot 5,2 \cdot 16,8^3 / 12) \cdot 1,11 = 27918 \text{ см}^4.$$

Приведенный момент сопротивления поперечного сечения плиты

$$W_{np} = 2 I_{np} / h = 2 \times 27918 / 18,6 = 3002 \text{ см}^3.$$

Проверка плиты на прочность. Напряжение в нижней растянутой обшивке

$$\sigma_p = M / W_{np} = 1400 / 3002 = 0,47 \text{ кН/см}^2 = 4,7 \text{ МПа} < R_{\phi.p.} \cdot k_{\phi} \cdot m_{\phi} = 14 \times 0,6 \times 0,9 = 7,56 \text{ МПа},$$

где $k_{\phi} = 0,6$ – коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления фанеры в растянутом стыке; m_{ϕ} – коэффициент температурно-влажностных условий эксплуатации.

Напряжение в верхней сжатой обшивке с учетом ее устойчивости

$$\sigma_c = M / W_{np} \cdot \varphi_{\phi}$$

При отношении расстояния c_1 между продольными ребрами к толщине обшивки δ_{ϕ} .

$$c_1 / \delta_{\phi} = 42,4 / 0,9 = 47,1 < 50;$$

$$\varphi_{\phi} = 1 - (c_1 \delta_{\phi})^2 / 5000 = 1 - 47,1^2 / 5000 = 0,556.$$

Напряжение в сжатой обшивке

$$\sigma_c = 1400/3002 \times 0,556 = 0,84 \text{ кН/см}^2 = 8,4 \text{ МПа} < R_{ф.с.} = 12 \cdot 0,9 = 10,8 \text{ МПа.}$$

Таблица 1.4 Нагрузки на плиту кН/м²

Нагрузка	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности	Расчетная нагрузка
1	2	3	4
Кровельная плитка КАТЕРАЛ 0,123 кН/м ³	0,123	1,05	0,129
Фанера ФСФ п δ _ф γ _ф	2x0,009x7= 0,126	1,1	0,138
Продольные ребра каркаса (b _{р1} xh _{р1} x n _{р1} x γ)/b ₁	(0,052x0,168x4x5)/1,48=0,118	1,1	0,13
Поперечные ребра каркаса (b _{р2} xh _{р2} x n _{р2} x γ)/l	(0,052x0,144x3x5)/5,98=0,019	1,1	0,021
Утеплитель – минеральная вата на основе базальтового волокна PAROC UNS 37 γ=0,3кН/м ³ (b _γ h _γ n ₁ γ _γ)/b ₁	(0,15x0,407x3x0,3)/1,48=0,05	1,2	0,055
Изоляция от пара - паронепроницаемая влагостойкая полимерная ткань FOLIAREX 110 г/м ²	0,0011	1,2	0,0013
Итого постоянная нагрузка	0,437		0,474
Временная снеговая нагрузка	1,26		1,8
Полная нагрузка	1,697		2,274

Усилие в верхней обшивке при местном изгибе определяют как в балке, заделанной по концам (γ продольных ребер). Изгибающий момент в обшивке

$$M_{ф.} = P_{с1} \gamma_n / 8 = 1,2 \cdot 47,6 \cdot 0,95 / 8 = 6,78 \text{ кН см.}$$

Момент сопротивления обшивки шириной 100 см

$$W_{\phi} = 100\delta_{\phi}^2/6 = 100 \cdot 0,9^2/6 = 13,5 \text{ см}^3.$$

Напряжение от изгиба верхней обшивки сосредоточенной силой

$$\sigma_u = M_{\phi} / W_{\phi} = 6,78 / 13,5 = 0,38 \text{ кН/см}^2 = 4,6 \text{ МПа} < R_{\phi. и 90} m_n$$

$$m_{\phi} = 6,5 \cdot 1,2 \cdot 0,9 = 7,02 \text{ МПа},$$

где $m_n = 1,2$ – коэффициент условия работы для монтажной нагрузки [2]; $m_{\phi} = 0,9$ – коэффициент температурно-влажностных условий эксплуатации [1].

Напряжения скалывания клеевых швов между слоями фанеры (в пределах ширины продольных ребер) проверяют по формуле

$$\tau = Q S_{пр.} / I n b_{p1} = 9,46 \cdot 1061 / 27918 \cdot 4 \cdot 5,2 = 0,017 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 0,17 \text{ МПа} < R_{\phi. ск.} m_{\phi} = 0,8 \cdot 0,9 = 0,72 \text{ МПа},$$

где $S_{пр.}$ – приведенный статический момент фанерной обшивки относительно центра тяжести сечения плиты:

$$S_{пр.} = b_{пр.} \delta_{\phi} (y_0 - \delta_{\phi}/2) = 133,2 \cdot 0,9 (9,3 - 0,9/2) = 1061 \text{ см}^3.$$

Проверка жесткости плиты. Прогиб плиты с учетом 2-го уровня ответственности при $q^H = 2,512 \text{ кН/м} = 0,025 \text{ кН/см}$ и $E_{\phi} = 9000 \text{ МПа} = 900 \text{ кН/см}^2$ вычисляют по формуле

$$f = 5 q^H l^4 \gamma_n / (384 \cdot 0,7 E_{\phi} I_{пр}) =$$

$$= 5 \cdot 0,025 \cdot 592^4 / 384 \cdot 0,7 \cdot 900 \cdot 27918 = 2,29 \text{ см} < [f] =$$

$$= l/250 = 2,36 \text{ см}.$$

Алгоритм расчета клееной фанерной плиты покрытия.

Исходные данные: нагрузки – q, q^H, P ; геометрические характеристики – $l, b, b_p, h_p, \delta, c_1, n_p$; характеристики материалов – $E, E_{\phi}, R_{\phi. с.}, R_{\phi. p.}, R_{\phi. и.}, m_{\phi}, k_{\phi}, [f]$.

1. $M = Q l^2/8$. **2.** $Q = q l/2$. **3.** $b_{пр.} = 0,9 b$. **4.** E/E_{ϕ} . **5.** $h = h_p + 2 \delta_{\phi}$.

6. $S_{пр.} = b_{пр.} \delta_{\phi} (y_0 - \delta_{\phi}/2)$.

7. $I_{пр.} = b_{пр.} (h^3 - h_p^3)/12 + (n_p \cdot b_p \cdot h_p^3/12)(E/E_{\phi})$. **8.** $W_{пр.} = 2 I/h$.

9. $\sigma_p = M/W_{пр.} \leq R_{\phi. p.} k_{\phi} m_{\phi}$.

10. $\sigma_c = M / (W_{пр} \varphi_{\phi}) \leq R_{\phi.c} / m_{в.}$ 11. $\varphi_{\phi} = [1 - (c_1 / \delta_{\phi})] / 5000$.
 12. $M_{\phi} = P c_1 / 8$. 13. $\sigma_u = M_{\phi} / W_{\phi} \leq R_{\phi.u} / M_{в.}$
 14. $W_{\phi} = 100 \delta_{\phi}^2 / 6$. 15. $\tau = Q S_{пр.} / (I_{пр.} n_p b_p) \leq R_{\phi.ск} / m_{в.}$
 16. $f = 5 q^H / 384 \times 0,7 E_{\phi} I_{пр.} \leq [f]$.

Пример 1.7

УТЕПЛЕННАЯ ПЛИТА ПОКРЫТИЯ С АСБЕСТОЦЕМЕНТНЫМИ ОБШИВКАМИ

Запроектировать утепленную плиту покрытия промышленного здания с асбестоцементными обшивками (рис. 1.12)

Исходные данные. Здание II уровня ответственности, коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$, отапливаемое, с температурно-влажностными условиями эксплуатации по 2-му классу. Район строительства по снеговой нагрузке – III. Кровля мягкая трехслойная. Шаг несущих конструкций покрытия – 6 м.

Материалы плиты. Древесина ребер – сосна 2 сорта (класса К24) по ГОСТ 8486-86*Е; обшивки из плоских асбестоцементных листов по ГОСТ 18124-95 плотностью $\gamma = 19 \text{ кН/м}^3$; утеплитель – теплоизоляционные плиты на базальтовой основе *PAROC UNS 37* толщиной 80 мм плотностью $\gamma = 0,3 \text{ кН/м}^3$ на синтетическом связующем; изоляция от пара – полиэтиленовая пленка толщиной 0,2 мм.

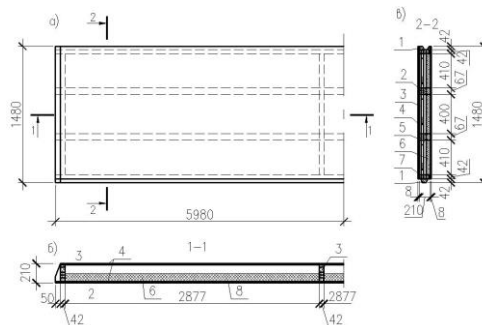


Рис. 1.12. Утепленная плита покрытия асбестоцементными обшивками:

а - план; б - продольный разрез; в - поперечный разрез; 1 - боковые трапециевидные бруски; 2 - средние клееные ребра; 3 - вентиляционные отверстия; 4 - обшивки; 5 -

поперечные клееные ребра с вентиляционными отверстиями; 6 - крайние клееные ребра; 7 - пароизоляция

Конструкционная схема плиты. Размеры плиты в плане 1,48х5,98 м, обшивки из плоских асбестоцементных листов размером 1,5х3 м, толщиной 8 мм. Каркас деревянный, состоит из четырех продольных ребер, склеенных по высоте из пяти брусков толщиной в чистоте после фрезерования по 4,2 см каждый. Общая высота ребер 21 см. Ширина крайних ребер в чистоте 4,2 см, средних 6,7 см. Продольные ребра связаны по торцам на клею и посередине длины плиты под стыком асбестоцементных листов обшивки поперечными клееными ребрами с отверстиями для вентиляции вдоль плиты.

Продольные кромки смежных плит при установке стыкуются специально устроенным шпунтом из трапецевидных брусков, приклеенных к крайним продольным ребрам (рис. 1.12, в). Асбестоцементные листы соединяют с каркасом шурупами диаметром 4 мм с шагом 300 мм.

Сбор нагрузок и статический расчет. Нагрузки на плиту приведены в табл. 1.5.

Расчетный пролет плиты с учетом длины опорного участка не менее 5,5 см составит $l = 5,98 - 0,06 = 5,92$ м.

Нагрузка на 1 погонный м верхней обшивки:

$$q'' = (0,1 + 0,152 + 1,26) = 1,512 \text{ кН/м}; \quad q = (0,13 + 0,152 + 1,8) = 2,082 \text{ кН/м}.$$

Полная нагрузка на 1 погонный м плиты составит:

$$\text{нормативная нагрузка: } q''_{н.} = 1,715 \times 1,48 = 2,54 \text{ кН/м};$$

$$\text{расчетная нагрузка: } g_{п.} = 2,32 \times 1,48 = 3,43 \text{ кН/м}.$$

Таблица 1.5 **Нагрузки на плиту, кН/м²**

Нагрузка	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности	Расчетная нагрузка
1	2	3	4
Кровля рулонная	0,1	1,3	0,13
Асбестоцементные обшивки	0,08х19 = 0,152	1,1	0,167
Продольные ребра (b_p $1. h_{p1}.$ $n_{p1} \cdot y) / b$	$[(0,042 + 0,07) \times 0,21 \times 2 \times 5] / 1,48 = 0,16$	1,1	0,175
Поперечные ребра	(0,042х0,21х3х	1,1	0,024

$\langle b_{p2} \cdot h_{p2} \cdot n_{p2} \cdot \psi \rangle / l$	5)/5,98 = 0,022		
---	-----------------	--	--

Окончание табл. 1.5

1	2	3	4
Утеплитель – минеральная вата на основе базальтового волокна <i>PAROC UNS 37</i> $\gamma=0,3 \text{ кН/м}^3$, $(b_{\gamma} \cdot h_{\gamma} \cdot n_{\gamma} \cdot \gamma_{\gamma})/b$	(0,08х0,41х3х0,3)/1,48 = 0,02	1,2	0,024
Изоляция от пара - полиэтиленовая пленка 110 г/м^2	0,0011	1,2	0,0013
Итого постоянная нагрузка	0,455		0,521
Временная снеговая нагрузка	1,26		1,8
Полная нагрузка	1,715		2,32

Расчетные характеристики материалов. Для асбестоцементных листов, в соответствии с [4], табл. 1 расчетное сопротивление изгибу: при поперечном расположении волокон $R_{u90} = 11,5 \text{ МПа}$; при продольном расположении волокон $R_u = 15 \text{ МПа}$. Модуль упругости, [4], табл. 2, $E_a = 10\,000 \text{ МПа}$.

Для древесины ребер расчетное сопротивление изгибу

$R_u = 15 \cdot 0,95 = 14,25 \text{ МПа}$; $R_{ск.} = 1,6 \cdot 0,95 = 1,52 \text{ МПа}$, [1], табл. 3, модуль упругости $E = 10\,000 \text{ МПа}$.

Верхнюю обшивку плиты рассчитывают на действие максимального изгибающего момента и максимального прогиба как трех пролетную неразрезную балку с пролетами, равными $l = 466 \text{ мм}$ (рис. 1.13, а).

Максимальный изгибающий момент от q будет на второй опоре

$$M = q l^2 / 10 = 2,082 \cdot 0,466^2 / 10 = 0,045 \text{ кН м.}$$

Геометрические характеристики верхней обшивки. Момент инерции и момент сопротивления полосы обшивки шириной $b = 1 \text{ м}$ при толщине $\delta = 0,008 \text{ м}$:

$$I = b \delta^3 / 12 = 1 \cdot 0,008^3 / 12 = 4,27 \cdot 10^{-9} \text{ м}^4;$$

$$W = b \delta^2 / 6 = 1 \cdot 0,008^2 / 6 = 10,67 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

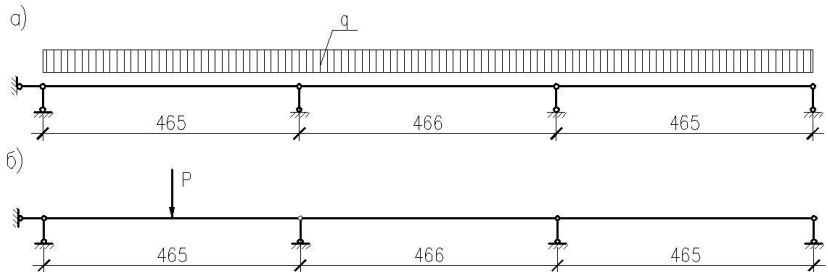


Рис. 1.13. Расчетная схема верхней обшивки:
а - равномерная нагрузка; б - сосредоточенный груз

Проверка плиты на прочность. Напряжение от изгиба в верхней обшивке

$$\sigma = M/W = 0,045/10,67 \cdot 10^{-6} = 4238 \text{ кН/м}^2 = 4,24 \text{ МПа} < 11,5 \text{ МПа}.$$

Максимальный изгибающий момент от действия сосредоточенного груза $P = 1,2 \text{ кН}$ в середине первого пролета (см. рис. 1,13,б)

$$M_1 = 0,2 P l = 0,2 \cdot 1,2 \cdot 0,466 = 0,112 \text{ кН м}.$$

Напряжение от изгиба

$$\begin{aligned} \sigma_1 = M_1/W &= 0,112/10,67 \cdot 10^{-6} = 10497 \text{ кН/м}^2 = \\ &= 10,5 \text{ МПа} < 11,5 \cdot 1,2 = 13,8 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

На средние ребра плиты приходится нагрузка больше, чем на крайние ребра и на 1 погонный м будет составлять:

$$q_p = 2,54 \cdot 0,466 = 1,18 \text{ кН/м}; \quad q_p = 3,43 \cdot 0,466 = 1,6 \text{ кН/м}.$$

Сечение средних ребер $b_p h_p = 0,067 \cdot 0,210 \text{ м}$. Момент сопротивления поперечного сечения

$$W_p = 0,07 \cdot 0,21^2/6 = 5,15 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Изгибающий момент в ребре при расчетном пролете
 $l_{p2} = 0,99 l = 0,99 \times 5,98 = 5,92$ м и расчетной нагрузке $q_p = 1,7$ кН/м
 составляет

$$M_p = q_p l_{p2} / 8 = 1,6 \cdot 5,92^2 / 8 = 7 \text{ кН м.}$$

Напряжение от изгиба в ребре составит

$$\sigma_p = M_p / W_p = 7 / 5,15 \cdot 10^{-4} = 13592 \text{ кН/м}^2 < R_u = 14,25 \text{ МПа.}$$

Проверка жесткости плиты. Прогиб от нормативной равномерно распределенной нагрузки максимальным будет в первом пролете обшивки

$$f = (2,5/384) q^n l^4 / E_a I = \\ = (2,5/384) 1,512 \cdot 0,466^4 / 10^7 \cdot 4,27 \cdot 10^{-9} = 2,02 \text{ см} < l/200 = 2,33 \text{ см.}$$

Прогиб плиты

$$f_1 = (5/384) q^n l_n^4 / E I_p = \\ = (5/384) 2,54 \cdot 5,92^4 / 10^7 \cdot 1728 \cdot 10^{-7} = 2,35 \text{ см} < l/250 = 2,37 \text{ см.}$$

где I_p - суммарный момент инерции поперечного сечения продольных ребер плиты

$$I_p = (0,07 + 0,042) 2 \cdot 0,21^3 / 12 = 0,0001728 \text{ м}^4.$$

Алгоритм расчета утепленной плиты покрытия с асбестоцементными обшивками. Исходные данные: нагрузки – $q, q^n, q_p, q^n_p, P, m_6$; геометрические характеристики – $l, l_n, l_{p2}, b, b_p, h_p, \delta, n$; характеристики материалов – $E, E_a, R_u, R_{u90}, [f]$.

1. $M = q l^2 / 10$. **2.** $l = b \delta^3 / 12$. **3.** $W = b \delta^2 / 6$. **4.** $\sigma = M / W \leq R_{u90}$.

5. $M_1 = 0,2 P l$. **6.** $\sigma_1 = M_1 / W \leq R_u m_6$. **7.** $W_p = b_p h_p^2 / 6$.

8. $l_p = b_p h_p^3 / 12$. **9.** $M_p = q_p l_p^2 / 8$. **10.** $\sigma_p = M_p / W_p \leq R_u m_6$.

11. $f = (2,5/384) q^n l^4 / E_a I \leq l/200$. **12.** $f_1 = (5/384) q^n l_n^4 / E I_p \leq l/250$.

13. $I_p = \Sigma b_p h_p^3 / 12$.

2. ПЛОСКИЕ СПЛОШНЫЕ НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ

2.1. Балки

Наиболее простыми несущими конструкциями покрытий и перекрытий зданий являются балки. Их применение эффективно в зданиях с химически агрессивной средой и специальными требованиями радио прозрачности.

Балки разделяют по материалу, из которого они изготовлены:

- *цельнодеревянные, клееные дощатые, клееные армированные, клееные из однонаправленного шпона (LVL), клееные фанерные.*

Цельнодеревянные балки из отдельных брусьев, окантованных бревен или досок на ребро применяют при пролетах до 6 м и относительно малых нагрузках. Высоту сечения h цельнодеревянных балок принимают в пределах $1/8...1/12$ пролета, ширину $b > 1/3 h$.

Клееные дощатые балки сплошного сечения, слои которых из досок толщиной до 44 мм после острожки склеены между собой плашмя, перекрывают пролеты до 30 м.

Доски располагают по высоте сечения балок таким образом, чтобы древесина самого высокого качества размещалась в наиболее напряженных нижней и верхней зонах. В баках с высотой сечения более 50 см доски растянутой нижней зоны (0,15 высоты сечения балки) относятся к 1-му сорту, доски сжатой верхней и следующей по высоте растянутой зон относятся ко 2-му сорту и доски средней зоны – к 3-му сорту (рис. 2.1, в).

По длине все доски клееных дощатых балок стыкуются на зубчатое соединение, имеющее равную прочность с древесиной 1-го сорта. Стыки располагают по длине и в разбежку - в соседних слоях. При заводском изготовлении балок практически все эти требования соблюдаются автоматически. Такие балки благодаря водостойким высокопрочным соединениям работают как монолитные, а размеры и формы сечения могут быть практически любыми.

Высоту поперечного сечения h балок назначают равную $1/10...1/20$ пролета, $b \geq 1/6h$ для балок с параллельными поясами и $b \geq 1/8,5 h$ для двускатных балок. При больших отношениях обязательна проверка устойчивости плоской формы деформирования по формуле, приведенной в [1], п.6.14. В каталогах типовых конструкций ширина

клееных дощатых балок с прямоугольной формой поперечного сечения составляет 120, 140, 170...240 мм. Коэффициент собственной массы $k_{с.м.} = 4...8$.

Таблица 2.1
Схемы и технико-экономические показатели составных балок покрытий

№ н/п	Схема	Сечение	Пролет <i>l</i> , м	$\frac{h}{l}$	Технико-экономические показатели		Способ изгото- товле- ния
					<i>k</i> _{с. м.}	<i>k</i> _{м.} %	
I. Клееные дощатые балки							
1			6—24	$\frac{1}{15} - \frac{1}{10}$	4—8	0—1	Завод- ской
2							
3				$R_0 \geq 250a$			
II. Клееные фанерные балки с плоской стенкой							
4			6—18	$\frac{1}{8} - \frac{1}{12}$	3—5	0—1	То же
5							
III. Клееные фанерные балки с волнистой стенкой							
6			6—12	$\frac{1}{10} - \frac{1}{15}$	3—5	0—1	Завод- ской
IV. Клееные дощатые и фанерные армированные балки							
7			6—24	$\frac{1}{10} - \frac{1}{16}$	3—7	—	То же

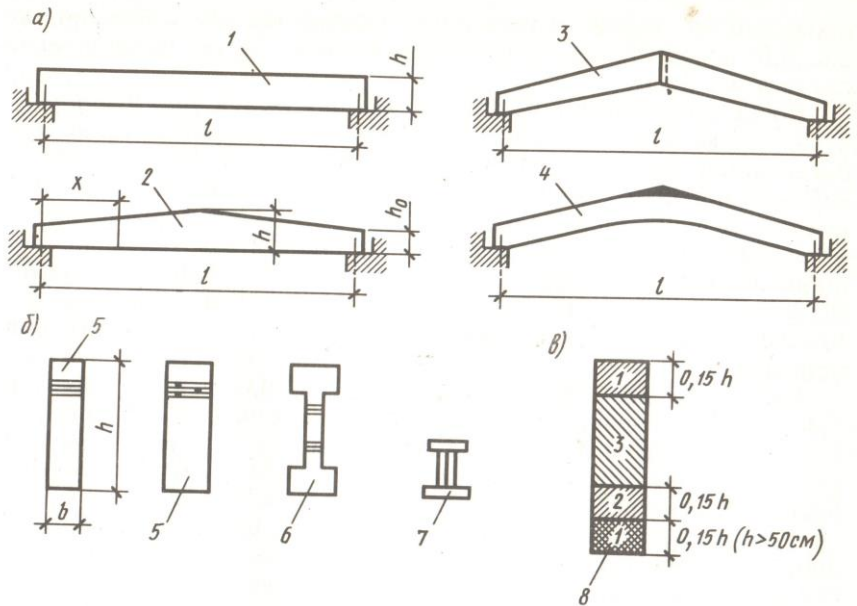


Рис. 2.1. Клеедеревянные балки

а - типы балок; б - типы сечений; в - сорта качества досок; 1 - односкатная балка; 2 - двускатная; 3 - то же, зубчато-стыкованная; 4 - гнутоклееная; 5 - прямоугольное сечение; 6 - двутавровое сечение; 7 - рельсовидное сечение; 8 - сорта качества досок

В двускатных балках при равномерно распределенной нагрузке q сечение, в котором действуют максимальные нормальные напряжения, находится от опоры на расстоянии

$$x = l h_{оп} / 2h, \quad (2.1)$$

где l – пролет; $h_{оп}$ и h – высота балки у опоры и в середине пролета соответственно.

Момент в точке x
$$M_x = q(l - x)/2. \quad (2.2)$$

Прочность на действие касательных напряжений (на скалывание при изгибе

$$\tau = Q S_{бр.} / I_{бр.} b_{расч.} \leq R_{ск.} m_6 m_{сл.} \quad (2.3)$$

Расчет производят на действие нормативных нагрузок по предельным состояниям второй группы, и он состоит в проверке пригодности балок к нормальной эксплуатации согласно условию $f \leq [f]$,

где f – расчетный прогиб балки, определяемый с учетом влияния деформаций сдвига по формуле

$$f = f_0 [1 + c (h/l)^2 / k], \quad (2.4)$$

где $f_0 = (5/384) q l^4 / EI$; $c = 15,4 + 3,8 h_{оп} / h$ – коэффициент, учитывающий деформацию сдвига; l – пролет балки; k – коэффициент, учитывающий переменность сечения балки по высоте, [1], прил. Е. Уклон скатов под рулонную кровлю $i = 1/10 \dots 1/20$.

Устойчивость плоской формы деформирования проверяют при значительном расстоянии l_p между точками закрепления верхней сжатой зоны балок, если $l_p > 70(b^2/h)$ по формуле

$$\sigma = M / (W_{\phi m}) \leq R_u, \\ \text{где } \phi_m = 140 b^2 k_{\phi} k_{жм} / h l. \quad (2.5)$$

Здесь k_{ϕ} – коэффициент, зависящий от формы эпюры моментов, [1], прил. Е,

$k_{жм} = \sqrt{(h_{оп}/h)}$ – коэффициент, учитывающий переменность сечения по высоте

Клееные дощатые армированные балки изготавливают пролетом до 30 м прямоугольного сечения (рис. 2.2)

Армируют растянутую и сжатую зоны горячекатаными стержнями периодического профиля из стали класса А-400, А-500 или стержнями из стеклопластика класса АТ 4С. Стержни укладывают в пазы, заливают эпоксидным клеем с наполнителями марок ЭД-20, ЭД-22 и ЭПЦ-1 и запрессовывают клееный дощатый пакет. Рекомендуемый процент армирования для стали 2-3%, для стеклопластика – до 5%. Такие балки имеют значительно несущую способность и жесткость в 1.5...3 раза больше, чем не армированные такого же сечения.

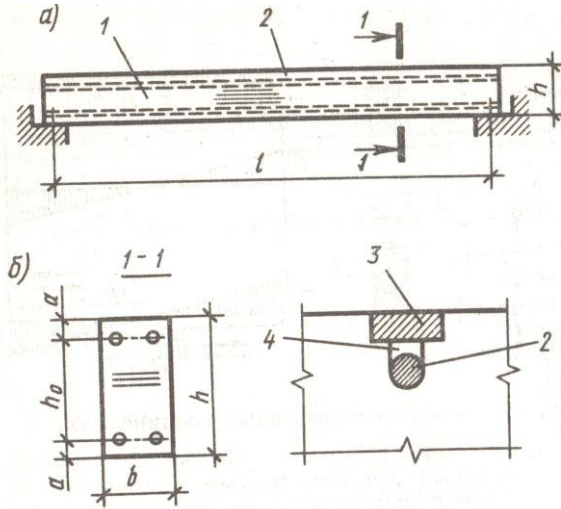


Рис. 2.2. Клееармированная балка:

a - фасад; *б* - сечения; 1 - клеелесовая балка; 2 - стальная арматура; 3 - рейка; 4 - паз

Расчет на изгиб выполняют, приводя геометрические характеристики материалов к древесине:

$$\sigma = M / W_{пр.} \leq R_{и}; \quad \tau = Q S_{пр.} / I_{пр.} b_{расч.} \leq R_{ск.},$$

$$\begin{aligned} \text{Здесь } W_{пр.} &= 2 I_{пр.} / h; \quad I_{пр.} = b h^3 (1 + 3 E_a \mu / E) / 12; \\ S_{пр.} &= b h^2 (1 + 2 E_a \mu / E) / 8, \end{aligned} \quad (2.6)$$

где $\mu = F_a / b h$ - коэффициент армирования сечения.

Прогиб балок производят с учетом $I_{пр.}$

Клееные фанерные балки с плоской стенкой состоят из фанерных стенок, дощатых полок и ребер, склеенных между собой (рис. 2.3)

Они имеют, по сравнению с дощатыми клееными балками, значительно меньшую массу и расход древесины, которая в виде полок сконцентрирована в действии максимальных нормальных напряжений при изгибе. Коэффициент собственной массы $k_{с.м.} = 3 \dots 5$. Фанерные стенки из водостойкой фанеры в таких балках работают на срез надежнее, чем древесина на скалывание.

Балки с плоской стенкой проектируют двух- и односкатными двутаврового (рис. 2.2, в) или коробчатого (рис. 2.2, б) поперечного

сечения пролетом до 18 м. Верхний пояс может быть криволинейного очертания. Высоту балки в середине пролета назначают

$h = (1/8...1/12) l$, толщину фанерной стенки принимают не менее 10 мм и не менее $1/130 h$. Направление наружных волокон фанеры принимают параллельным оси балки. В этом случае фанерные стенки лучше работают на сжатие и растяжение при изгибе балки. Стыки фанеры выполняют склеиванием листов «на ус» (рис. 2.2, д). При поперечном по отношению к поясам расположении наружных волокон фанерных стенок стыки листов можно делать только с помощью фанерных накладок (рис. 2.2, з).

По длине балки поперечные ребра ставят с шагом, равным $1/8...1/12$ пролета. Ближе к опоре их ставят чаще и не более чем на расстоянии, равном высоте стенки. Ребра должны совпадать со стыками фанерной стенки, а при наличии прогонов в покрытии – размещаться под ними. Опорные ребра, воспринимающие опорную реакцию, выполняют обычно вдвое шире, чем промежуточные. В балках двутаврового сечения стенка у опоры может укрепляться наклейкой на нее дополнительных листов фанеры или диагональных дощатых раскосов (рис.2.2, е).

Пояса конструируют из досок не ниже 2-го сорта. Для уменьшения внутренних напряжений от деформаций при усушке слои досок, прилегающие к фанере, делаются составными шириной не более 100 мм или с пропилами на 30...50 мм, если высота полок более 100 мм.

Расчет ребристых клееных фанерных балок производят на изгиб с учетом совместной работы дощатых поясов и фанерных стенок по приведенным к деревянным полкам геометрическим характеристикам сечения.

При расчете балок проверяют нормальные напряжения в поясах и стенке в расчетном сечении на расстоянии x по формуле (1.16) [1]:

$$\sigma_p = M_x / W_{расч} \leq R_p; \quad \sigma_c = M_x / W_{пр.х} \leq R_c; \quad \sigma_{р.ф} = M / W_{пр.х} \leq R_{р.ф} m_{ф}, \quad (2.7)$$

где $m_{ф}$ – коэффициент, учитывающий снижение сопротивления фанеры растяжению в стыке.

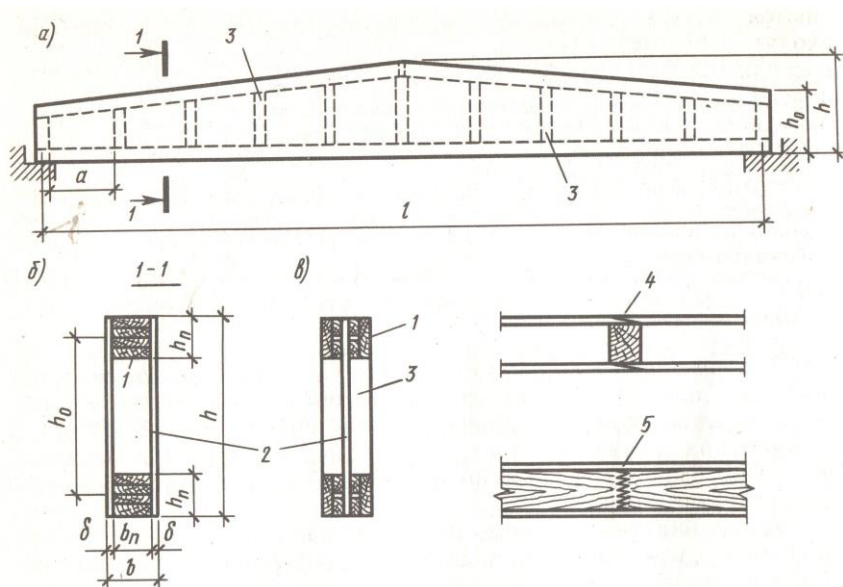


Рис. 2.3. Клеефанерная ребристая балка:

a - фасад; *б, в* - коробчатое и двутавровое сечения; 1 - клеедеревянные пояса; 2 - фанерные стенки; 3 - дощатые ребра; 4 - стк пояса; 5 - стык пояса

Приведенные к деревянным полкам геометрические характеристики сечения определяют по формулам

$$\begin{aligned} W_{пр} &= 2 I_{пр} / h'; & I_{пр} &= I_{\delta} + I_{\phi} (E_{\phi} / E); \\ S_{пр} &= S_{\delta} + S_{\phi} (E_{\phi} / E); & F_{пр} &= F_{\delta} + F_{\phi} (E_{\phi} / E), \end{aligned} \quad (2.8)$$

где h' – высота сечения между осями полок.

Касательные напряжения в швах между полками и стенкой проверяют по формуле

$$\tau = Q S_{\delta} / I_{пр} n h_n \leq R_{ск. \phi}, \quad (2.9)$$

где S_{δ} – статический момент полки относительно нейтральной оси; n – число швов, связывающих стенку с полками; h_n – высота полки за вычетом зазора.

Опорное, наиболее опасное сечение стенки проверяют на срез и местную устойчивость по формулам

$$\tau = Q S_{пр} / I_{пр} n \delta_{\phi} \leq R_{ср. \phi} ; \quad (2.10)$$

при отношении $h_{см} \delta_{\phi} > 50$;

$$\sigma_{см} / k_u (100 \delta_{\phi} / h_{см})^2 + \tau_{см} / k_{\tau} (100 \delta_{\phi} / h_{расч})^2 \leq 1, \quad (2.11)$$

где k_u и k_{τ} - коэффициенты, определяемые по графикам [1], прил. Ж.

Прогиб клееных фанерных балок определяют по формуле (2.3).

Клееные фанерные балки с волнистой стенкой изготавливают двутаврового сечения длиной до 12 м и их относят к классу малогабаритных. Коэффициент собственной массы $k_{с.м} = 2,5...4$. Полки выполняют из досок не ниже 2-го сорта, расположенных горизонтально плашмя и в их пластьях образуют волнистые по длине пазы клиновидного сечения (рис. 2. 4).

Фанерная стенка имеет волнистую по длине форму, которая придается ей в процессе изготовления. Волокна наружных слоев фанеры располагают вдоль стенки. Стенка клеится краями в пазы поясов. Благодаря волнистой форме стенка лучше сопротивляется потере устойчивости, чем плоская, и не нуждается в укреплении ее ребрами жесткости.

Расчет балок с волнистой фанерной стенкой выполняют с учетом того, что стенка практически не работает на нормальные напряжения при изгибе, и эти напряжения воспринимаются только полками.

Кроме того, она благодаря своей форме является податливой, поэтому расчет таких балок по прочности и прогибам при изгибе производят как составных балок с податливой стенкой.

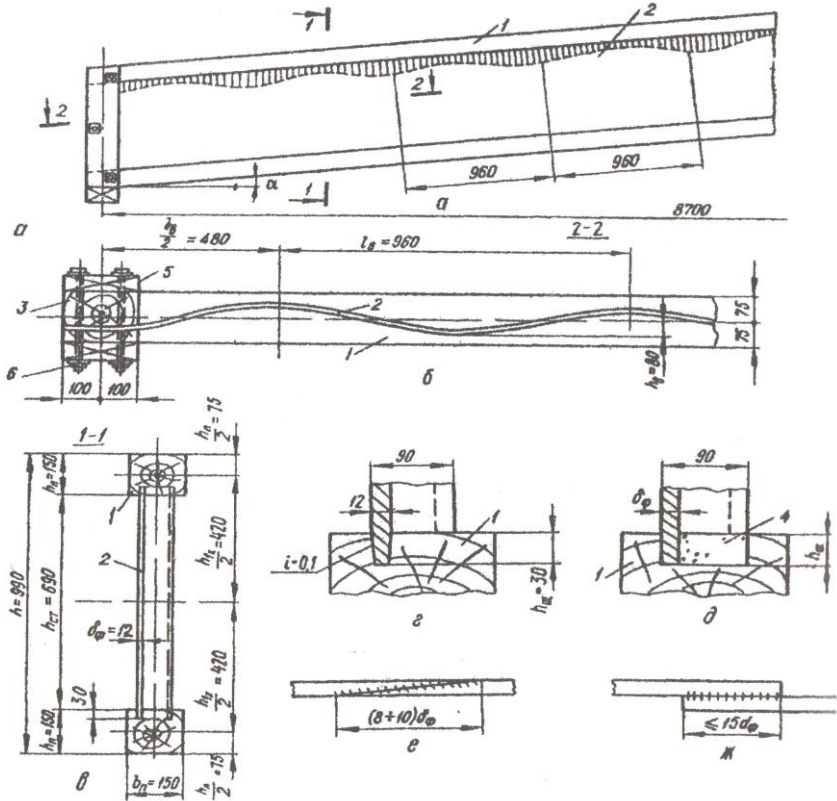


Рис. 2.4. Балка с волнистой фанерной стенкой:

а - общий вид; б - продольное сечение; в - поперечное сечение; г - клиновидное сечение волнистого паза; д - сечение прямоугольного паза; е - стык стенки "на ус"; ж - стык стенки внахлестку; 1 - дощатые (клееные) или брусчатые пояса; 2 - фанерная стенка; 3 - опорное ребро жесткости; 4 - эпоксидный клей; 5 - накладка из досок; 6 - болты

Прочность принятого поперечного сечения полок проверяют по формуле

$$\sigma = M/W_{расч} \leq R_{pr} \quad (2.12)$$

в которой

$$W_{расч} = 2 I_x k_w / h,$$

Здесь k_w — коэффициент, учитывающий снижение момента сопротивления сечения балки за счет податливости волнистой стенки

$$k_w = 1/(1 + h_n B/h); \quad B = \pi^2 S_g E / \delta_\phi l^2 G_\phi; \quad k_{ж} = 1/(1 + B). \quad (2.13)$$

Момент инерции балки в расчетном сечении

$$I_{расч} = 2 [b_n h_n^3 / 12 + F_n (h_{1x} / 2)^2] k_{ж}.$$

где h_n – высота полки; h_{1x} – расстояние между осями полок.

Волнистую фанерную стенку проверяют на срез по формуле

$$\tau_{ср} = Q S_n / I_n \delta_\phi \leq R_{ср. ф. в. ст.}; \quad \varphi_{в. ст.} = k_1 k_2 / \lambda_{в. ст.}^2; \\ k_1 = 0.55 \sqrt{E_\phi G_\phi} \quad (2.14)$$

Коэффициент k_2 зависит от отношения h_ϕ / l_ϕ и составляет: при $1/12$ $k_2 = 0,45$;

при $1/15$ $k_2 = 0,41$ и при $1/18$ $k_2 = 0,39$.

$$\text{Гибкость волнистой стенки } \lambda_{в. ст.} = (h - 2 h_n) / \sqrt{\delta_\phi h_\phi}$$

Прочность клеевого шва стенки с полкой проверяют на скалывание

$$\tau_{ск} = Q S_n / 0,6 l_n 2 h_w \leq R_{ск. ф.},$$

где $0,6$ – коэффициент, учитывающий возможность некачественное склеивание полки со стенкой; h_w – глубина заделки в паз.

Прогиб балки проверяют с учетом коэффициента податливости $k_{ж}$

$$f = 5 q l^4 / 384 E I k_{ж} \leq [f].$$

Пример 2.1

ДВУСКАТНАЯ ДОЩАТАЯ КЛЕЕНАЯ БАЛКА

Запроектировать двускатную дощатую клееную балку покрытия производственного сельскохозяйственного здания.

Исходные данные. Здание II уровня ответственности, коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$, отапливаемое, с температурно-влажностными условиями эксплуатации класса 2, коэффициент условий эксплуатации $m_\phi = 0,9$, [1], табл. 7. Район строительства по снеговой нагрузке III. Пролет балки – 18 м, шаг балок 4,5 м. Уклон

Нагрузка на 1 погонный метр будет составлять:

$$q'' = 1,586 \cdot 4,5 = 7,137 \text{ кН/м}; \quad q = 2,166 \cdot 4,5 = 9,747 \text{ кН/м}.$$

Таблица 2.2 **Нагрузки на балку, кН/м²**

Нагрузка	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка
Плита с металлическими обшивками	0,126	1,1	0,146
Собственный вес балки	0,2	1,1	0,22
Итого постоянная	0,326	-	0,366
Временная снеговая	1,26	-	1,8
Итого полная	1,586	-	2,166

Опорное сечение двускатных балок подбирают из условия прочности древесины при скалывании от максимальной поперечной силы, которая с учетом 2-го класса ответственности

$$Q = q \cdot l \cdot \gamma_n / 2 = 9,747 \cdot 17,8 \cdot 0,95 / 2 = 82,41 \text{ кН}.$$

Требуемую высоту балки в опорном сечении определяют после преобразования формулы (1.12)

$$h_{оп.тр} = 3 \cdot Q / 2 \cdot b \cdot R_{ск} = 3 \cdot 82,41 / 2 \cdot 0,19 \cdot 1500 = 0,434 \text{ м},$$

Принимают высоту балки в середине, равной примерно $h = (1/12 \cdot l)$, что составляет 44 доски толщиной 34 мм,

$$h = 44 \cdot 34 = 1496 \text{ мм} = 1,5 \text{ м}.$$

Расстояние x от опоры до сечения, где действуют максимальные нормальные напряжения, определяют из выражения (2.2)

$$x = l \cdot h_{оп} / (2 \cdot h) = 17,8 \cdot 0,434 / (2 \cdot 1,5) = 2,58 \text{ м}.$$

Величина изгибающего момента в расчетном сечении с учетом 2-го уровня ответственности

$$M_x = q \cdot x \cdot (l - x) \cdot \gamma_n / 2 = 9,747 \cdot 3,25 \cdot (17,8 - 3,25) \cdot 0,95 / 2 = 218,93 \text{ кН м}.$$

Высота балки в расчетном сечении

$$h_x = h_{оп} + (h - h_{оп}) - 2x/l = 0,434 + (1,5 - 0,434) - 2 \cdot 2,58/17,8 = 1,21 \text{ м.}$$

Момент сопротивления расчетного сечения

$$W_x = b h_x^2/6 = 0,19 \cdot 1,21^2/6 = 0,0464 \text{ м}^3.$$

Проверяют сечение по нормальным напряжениям

$$\begin{aligned} \sigma &= M_x / W_x = 218,93/0,0464 = 4718 \text{ кН/м}^2 = \\ &= 4,72 \text{ МПа} < R_{и\text{т}} = 15 \cdot 0,9 = 13,5 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Проверка прогиба балки. Величина нормативной нагрузки

$q'' = 7,137 \text{ кН/м}$. Сечение балки в середине пролета $b h = 0,19 \cdot 1,19 \text{ м}$.
Высота балки на опорах $h_{оп} = 0,434 \text{ м}$. Пролет балки $l = 17,8 \text{ м}$. Момент инерции сечения в середине пролета

$$I = b h^3/12 = 0,19 \cdot 1,5^3/12 = 0,05344 \text{ м}^4.$$

Модуль упругости древесины $E = 10\,000 \text{ МПа} = 10^7 \text{ кН/м}^2$.

Коэффициент, учитывающий переменность сечения

$$k = 0,15 + 0,85 h_{оп}/h = 0,15 + 0,85 \cdot 0,434/1,5 = 0,4.$$

Коэффициент, учитывающий деформации сдвига

$$c = 15,4 + 3,8 h_{оп}/h = 15,4 + 3,8 \cdot 0,434/1,5 = 16,5.$$

Прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформации сдвига определяют по формуле

$$f_0 = (5/384) q'' l^4/E I = (5/384) 7,137 \cdot 17,8^4/10^7 \cdot 0,05344 = 0,017 \text{ м}$$

Прогиб балки, учитывающий переменность сечения и деформации сдвига, вычисляют по формуле (2.4)

$$f = f_0 [1 + c (h/l)^2]/k = 0,017 [1 + 16,5(1,5/17,8)^2]/0,4 = 0,047 \text{ м.}$$

Величина прогиба балки с учетом 2-го уровня ответственности

$$f \gamma_n = 0,047 \cdot 0,95 = 0,045 \text{ м} < [f] = l/300 = 0,059 \text{ м.}$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования.

Расстояние между закреплениями верха балки при отсутствии прогонов в покрытии принято распорками на расстоянии $l_p = 4,5 \text{ м}$.

Коэффициент устойчивости рассматриваемых в данном случае двускатных балок из плоскости, согласно [1], вычисляют по формуле (2.5)

$$\varphi_m = 140 b^2 k_\phi k_{ж.м} / l_p h = 140 \cdot 0,19^2 \cdot 1,13 \cdot 0,76 \cdot 4,5 \cdot 1,5 = 0,643,$$

где $k_\phi = 1,13$; $k_{ж.м} = 0,76$ (см. табл. прил. Е [1]).

Максимальный изгибающий момент на рассматриваемых участках l_p с учетом 2-го уровня ответственности

$$M_{max} = q l^2 \gamma_n / 8 = 9,747 \cdot 17,8^2 \cdot 0,95 / 8 = 366,73 \text{ кН м.}$$

Максимальный момент сопротивления брутто на данном участке

$$W_{бр} = b h^2 / 6 = 0,19 \cdot 1,5^2 / 6 = 0,07125 \text{ м}^3.$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования балки

$$\sigma_1 = M_{max} / \varphi_m W_{бр} = 366,73 / 0,643 \cdot 0,07125 = 8005 \text{ кН/м}^2 = 8 \text{ МПа} < R_{и м с} = 13,5 \text{ МПа.}$$

Длину опорной площадки балки шириной сечения $b = 0,19 \text{ м}$ на опорную подушку определяют из условия прочности древесины на смятие поперек волокон

$$l_{см} = Q / R_{см 90} b = 82,41 / 4000 \cdot 0,19 = 0,108 \text{ м,}$$

где Q – максимальная поперечная сила, кН; $R_{см 90}$ – расчетное сопротивление древесины смятию поперек волокон на опоре, кН/м²; b – ширина сечения балки, м.

Принимают длину площадки опоры балки 0,15 м.

Алгоритм расчета двускатной дощатой клееной балки.

Исходные данные: нагрузки – q, q'' ; геометрические характеристики – $l, h, h_{оп}, b, l_p, l_p$; характеристика материала – $R_u, R_{ск}, R_{см90}, m_b, k_\phi, k_{ж.м}, E, [f]$.

1. $x = l h_{оп} / 2 h$. 2. $M = q x (l - x) / 2$. 3. $Q = q l / 2$. 4. $H_x = h_{оп} = l x$. 5. $W = b h_x^2 / 6$. 6. $\sigma = M / W \leq R_u$.

7. $\tau = 3 Q / 2 b h_{оп} \leq R_{ск}$. 8. $\varphi_m = 140 b^2 k_\phi k_{ж.м} / l_p h$. 9. $\sigma_1 = M \varphi_m W \leq R_u m_b$. 10. $f_0 = 5 q'' l^4 / 384 E I$. 11. $l = b h^3 / 12$. 12. $v = h_{оп} / h$. 13. $k = 0,15 + 0,85 v$. 14. $c = 15,4 + 3,8 v$. 15. $f_0 [1 + c (h/l)^2] / k l \leq [f]$. 16. $\varphi_m = 140 b^2 k_\phi k_{ж.м} / l_p h$. 17. $\sigma_1 = M \varphi_m W \leq R_u m_b$. 18. $l_{см} = Q / R_{см90} b$.

Пример 2.2

КЛЕЕНАЯ ДОЩАТАЯ АРМИРОВАННАЯ БАЛКА

Запроектировать односкатную клееную дощатую армированную балку покрытия производственного здания.

Здание II уровня ответственности, коэффициент надежности по назначению

$\gamma_n = 0,95$, отапливаемое с температурно-влажностными условиями эксплуатации класса 1. Район строительства по снеговой нагрузке III ($S = 1,8 \text{ кН/м}^2$, $S'' = 1,8 \cdot 0,7 = 1,26 \text{ кН/м}^2$). Пролет балки 21 м, шаг балок – 6 м.

Материалы балки. В крайних зонах по 0,15 от высоты сечения пиломатериалы хвойных пород 1 (класса K26) и 2 сорта (класса K24) в нижней растянутой зоне и 2 сорта – в верхней сжатой зоне влажностью до 9%; клей резорциновый марки РФ-12. Арматура горячекатаная периодического профиля из стали класса А-400, эпоксидный клей.

Конструктивная схема. Принимают односкатную балку прямоугольного сечения пролетом в осях 20,8 м (с учетом опоры) Балку по высоте склеивают из отфрезерованных по пастям и кромкам досок сечением $\delta b = 3,5 \times 24 \text{ см}$. Арматуру укладывают в фрезерованные пазы квадратного профиля со стороной, равной или

немного превышающей диаметр стержня. В пазы заливают эпоксидный клей с наполнителем, затем укладывают арматуру и производят запрессовку. Ширина древесины между пазами должна быть не менее 2,4 ширины паза (2,4 a), расстояние от грани балки до крайних пазов – 1,2 a , но не менее 20 мм (рис. 2.6)

Сочетание нагрузок и статический расчет. Загрузка балки равномерной постоянной и временной нагрузками (табл. 2.3).

Нагрузка от ограждающей конструкции покрытия принята из примера 1.7, табл.1.5 – утепленная плита покрытия с асбестоцементными обшивками размером 1,5х6 м. Нормативная нагрузка от плит $q'' = 0,455 \cdot 1,5 = 0,68$ кН/м;
расчетная нагрузка – $q = 0,521 \cdot 1,5 = 0,78$ кН/м.

Балку рассчитывают на наиболее невыгодное сочетание нагрузок – постоянная и временная нагрузки по всему пролету.

Нагрузку от веса балки определяют по формуле (2.15)

$$q_{с.м} = (q'' + S'') / [1000 / (k_{с.м} l) - 1] =$$

$$= (0,455 + 1,26) / [1000 / (7,5 \cdot 21) - 1] = 0,32 \text{ кН/м}^2$$

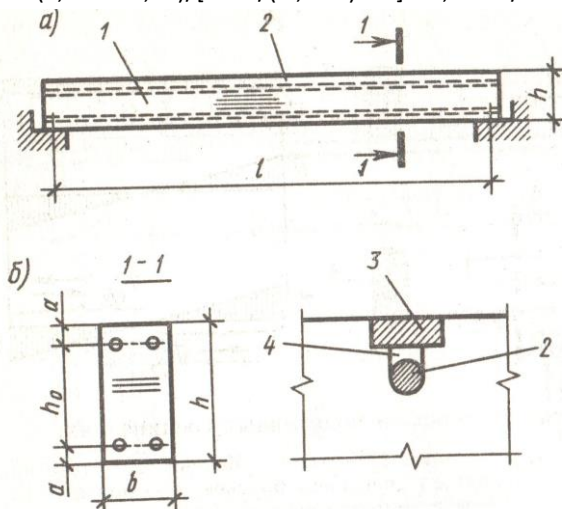


Рис. 2.6. Клееармированная балка:

a - фасад; b - сечения; 1 - клеедеревянная балка; 2 - стальная арматура; 3 - рейка; 4 - паз

Таблица 2.3 Нагрузки на балку кН/м

Нагрузка	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка
Утепленная плита с асбестоцементными обшивками	0,68		0,78
Собственный вес балки	$0,32 \times 6 = 1,92$	1,1	2,11
Итого постоянная	2,6		2,89
Временная снеговая	$1,26 \times 6 = 7,56$		$1,8 \times 6 = 10,8$
Полная	10,16		13,69

Высоту балки назначают из условия отношения $h/l = 1/15$;

$h = 21/15 = 1,4$ м из 40 досок толщиной $\delta = 35$ мм.

Ширину балки принимают равной ширине доски после фрезерования $b = 0,24$ м.

Сечение балки $b \times h = 0,24 \times 1,4$ м. Принимают симметричное армирование балки в сжатой и растянутой зонах с коэффициентом армирования $\mu = 1\%$.

Площадь арматуры

$$F_a = 0,01 \times 0,24 \times 1,4 = 0,00336 \text{ м}^2 = 33,6 \text{ см}^2.$$

Принимают арматуру класса А400 $4d = 36$ мм; $F_a = 40,7 \text{ см}^2$

Изгибающий момент определяют с учетом 2-го уровня ответственности по формуле

$$M = q l^2 \gamma_n / 8 = 13,69 \times 20^2 \times 0,95 / 8 = 703,34 \text{ кН м.}$$

Момент инерции сечения, приведенный к древесине равен

$$I_{пр} = b h^3 [1 + 3(E_a/E) \mu] / 12 = \\ = 0,24 \times 1,4^3 [1 + 3(21 \times 10^4 / 10^4) \times 0,01] / 12 = 0,08945 \text{ м}^4.$$

Приведенный к древесине момент сопротивления сечения равен

$$W_{np} = 2 I_{np} / h = 2 \times 0,08945 / 1,4 = 0,1278 \text{ м}^3.$$

Проверяют сечение по нормальным напряжениям

$$\sigma = M / W_{np} = 703,34 / 0,1278 = 5503 \text{ кН/м}^2 = 5,5 \text{ МПа} < R_u m_\sigma = \\ = 13 \cdot 0,8 = 10,4 \text{ МПа},$$

где m_σ – коэффициент, учитывающий высоту сечения балки [1, табл.9].

Поперечную силу определяют с учетом 2-го уровня ответственности по формуле

$$Q = q l_{\gamma_n} / 2 = 13,69 \cdot 20,8 / 2 = 135,26 \text{ кН}.$$

Приведенный к древесине статический момент сечения балки равен

$$S_{np} = b h^2 [1 + 2(E_a/E) \mu] / 8 = \\ = 0,24 \cdot 1,4^2 [1 + 2(21 \cdot 10^4 / 10^4) \cdot 0,01] / 8 = 0,0835 \text{ м}^3.$$

Прочность клеевого шва определяют по формуле

$$\tau = Q S_{np} / b I_{np} = 135,26 \cdot 0,0835 / 0,24 \cdot 0,08945 = \\ = 526,1 \text{ кН/м}^2 = 0,53 \text{ МПа} < R_{ск} m_\sigma = 1,5 \cdot 0,8 = 1,2 \text{ МПа}.$$

Проверка прогиба балки. Величина нормативной нагрузки $q'' = 10,16 \text{ кН/м}$. Высота сечения балки $h = 1,4 \text{ м}$. Пролет балки $l = 20,8 \text{ м}$.

Прогиб балки постоянного сечения высотой h определяют по формуле

$$f_0 = (5/384) q'' l_{np}^4 / EI = (5/384) 10,16 \cdot 20,8^4 / 10^7 \cdot 0,08945 = \\ = 0,028 \text{ м} < l/300 = 0,08 \text{ м}.$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования.

Расстояние между закреплениями верха балки при отсутствии прогонов в виде распорок приняли $l_p = 5,25 \text{ м}$. Коэффициент

устойчивости из плоскости согласно [1, п. 6.14] вычисляют по формуле

$$\varphi_m = 140 b^2 k_{\phi} / I_p h = 140 \cdot 0,24^2 \cdot 1,0 / 5,25 \cdot 1,4 = 1,1.$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования балки

$$\sigma_1 = M / \varphi_m W_{np} = 703,34 / 0,1278 \cdot 1,1 = 5003 \text{ кН/м}^2 = \\ = 5 \text{ МПа} < R_{bt} = 10,4 \text{ МПа}.$$

Длину площадки опоры балки шириной сечения 0,24 м на опорную подушку определяют из условия прочности древесины на смятие поперек волокон

$$l_{cm} = Q / R_{cm90} b = 135,26 / 4000 \cdot 0,24 = 0,141 \text{ м}$$

Принимают длину опорной площадки 15 см.

Алгоритм расчета клееной дощатой армированной балки.

Исходные данные: нагрузки – q^H, q ; геометрические характеристики – l, b, h, I_p, μ ; характеристика материала – $\gamma_n, R_{bt}, R_{ck}, k_{\phi}, E_a, E, [f]$.

1. $F_a = \mu b h$. 2. $M = q l^2 \gamma_n / 8$. 3. $I_{np} = b h^3 [1 + 3(E_a / E) \mu] / 12$.

4. $W_{np} = 2 I_{np} / h$. 5. $\sigma = M / W_{np} \leq R_{bt}$. 6. $Q = q l \gamma_n / 2$.

7. $S_{np} = b h^2 [1 + 2(E_a / E) \mu] / 8$. 8. $\tau = Q S_{np} / I_{np} b \leq R_{sk} m_b$.

9. $f_0 = (5/384) q^H l^4 / (E I) \leq [f]$. 10. $\varphi_m = 140 b^2 k_{\phi} / (I_p h)$.

11. $\sigma_1 = M / \varphi_m W \leq R_{bt} m_b$. 12. $l_{cm} = Q / R_{cm90} b$.

Пример 2.3

ФАНЕРНАЯ КЛЕЕНАЯ БАЛКА КОРОБЧАТОГО СЕЧЕНИЯ

Запроектировать двускатную клееную фанерную балку покрытия коробчатого сечения общественного здания. Изготовление балок – заводское.

Исходные данные. Здание 1-го класса условий эксплуатации с максимальной влажностью воздуха при температуре $20^{\circ}\text{C} - 65\%$ [1], табл. 1, отапливаемое. Район строительства по снеговой нагрузке – II ($S = 1,2 \text{ кН/м}^2$; $S'' = 1,2 \cdot 0,7 = 0,84 \text{ кН/м}^2$). Пролет балки, $L = 12 \text{ м}$. Шаг балок, $B = 6 \text{ м}$. Уклон $i = 1/10$.

Материалы балки. Древесина - сосна 2 сорта (класса К24), соответствующая требованиям ГОСТ 8486 влажностью до 12%; клей на основе резорцина и меламины; фанера марки ФСФ сорта В/ВВ, соответствующая требованиям ГОСТ 3916.1-96*.

Конструктивная схема. Принимают двускатную балку коробчатого сечения пролетом в осях $l = 11,7 \text{ м}$ (с учетом опоры). Две фанерные стенки приняты толщиной $\delta_{\text{ф}} = 10 \text{ мм}$, длиной и шириной 1500 мм, а у опор – 1200 x 1500 мм и каждую приклеивают с наружных сторон поясов. Верхний и нижний пояса балки приняты одинакового сечения из четырех вертикальных слоев досок сечением $b_n h_n = 4 \times 33 \times 160 \text{ мм}$ после фрезерования поверхностей. В крайних слоях, примыкающих к фанерным стенкам устраивают пропилы посередине доски на высоту, равную $h_{\text{пр}} = 6 \text{ мм}$, что уменьшает концентрацию напряжений при выравнивании влажности досок и фанеры. Размер примыкающих к фанере досок составляет $b_{\text{п1}} h_{\text{п1}} = 77 \times 33 \text{ мм}$ (рис. 2.7)

Соединение досок поясов по длине выполняют зубчатым шипом в разбежку. Стык верхнего пояса в коньке выполняют в притык и перекрывают парными накладками на болтах.

Волокна наружных шпонов фанерных стенок располагают вдоль балки и листы фанеры стыкуют «на ус».

Для обеспечения жесткости фанерных стенок из их плоскости между стенками ставят ребра жесткости из склеенного пакета досок сечением $b_p h_p = 100 \times 132 \text{ мм}$ и располагают в стыках фанерных листов. Расстояние между осями ребер жесткости составляет, $a = 1380 \text{ мм}$.

Сочетания нагрузки и статический расчет. Рассматривают равномерное распределение постоянной и временной нагрузок на балку по всему пролету (табл. 2.4).

Покрытие и кровлю принимают из примера 1.6 в виде утепленной клееной фанерной плиты покрытия размером 1,5x6 м и мягкой

кровельной плитки *KATEPAL*. Нагрузка на 1 погонный метр покрытия составит

$$q^H = 0,437 \cdot 1,5 = 0,66 \text{ кН/м}; \quad q = 0,474 \cdot 165 = 0,71 \text{ кН/м}.$$

Собственный вес клееной фанерной балки

$$q^H_{CM} = (0,66 + 0,84) / [1000 / (3,5 \cdot 11,7) - 1] = 0,064 \text{ кН/м}^2,$$

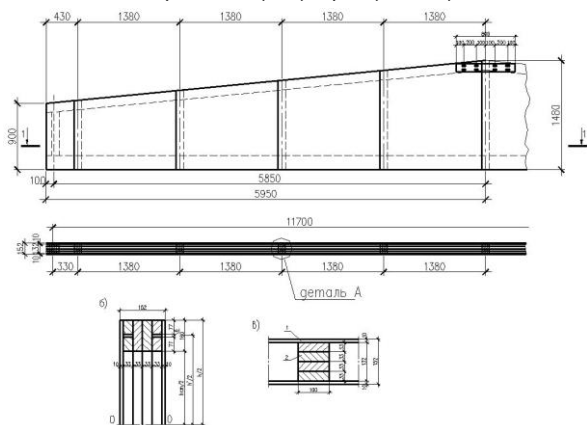
где $k_{cM} = 3,5$ – коэффициент собственной массы [3], табл.9.1.

Высоту балки в середине пролета выбирают из условия ее достаточной жесткости (в пределах $1/8 \dots 1/12 L$), а также не превышающей размера фанерного листа после выравнивания кромок. Принимают высоту балки на опоре $h_{оп} = 0,9$ м, а в середине пролета – $h = 1,48$ м, равную размеру фанерного листа. Фактический наклон верхнего пояса балки к горизонтальной проекции составит

$$\operatorname{tg} \alpha = (h - h_{\text{оп}}) / 2l = (1,48 - 0,9) \cdot 2 / 11,7 = 0,0975, \text{ примерно } 1:10.$$

Расстояние x от опоры до сечения, где действуют максимальные нормальные напряжения определяют из выражения (2.2)

$$x = l_{\text{оп}} / 2 h = 11,80,9 / 2 \cdot 1,48 = 3,99 \text{ м.}$$



а - общий вид; *б* - поперечное сечение; *в* - деталь А; 1 - стык фанерной стенки "на ус"; 2 - ребро жесткости

Таблица 2.4 Нагрузки на балку, кН/м

Нагрузка	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка
1	2	3	4
Плита покрытия и кровля	0,66		0,71
Собственный вес балки	$0,064 \times 6 = 0,384$	1,1	0,422
Итого постоянная	1,044		1,132
Временная снеговая	$0,84 \times 6 = 5,04$		$1,2 \times 6 = 7,2$
Полная	6,084		8,332

Полная высота балки в опорном сечении

$$h_0 = h_{оп} + \operatorname{tg} \alpha l_{оп} = 0,9 + 0,0975 \cdot 0,1 = 0,91 \text{ м, а высота между центрами поясов}$$

$$h_0' = h_0 - h_n = 0,91 - 0,16 = 0,75 \text{ м}$$

Величина изгибающего момента в расчетном сечении

$$M_x = q \times (l - x)/2 = 8,322 \cdot 3,59(11,8 - 3,59)/2 = 122,64 \text{ кН м.}$$

Высота балки в расчетном сечении

$$h_x = h_{оп} + x/12 = 0,9 + 3,59/12 = 1,2 \text{ м.}$$

Высота сечения между осями поясов

$$h_x' = h_x - h_n = 1,2 - 0,16 = 1,04 \text{ м.}$$

Приведенный к древесине поясов момент инерции поперечного сечения балки при расстоянии от опоры $x = 3,59 \text{ м}$

$$I_{пр} = I_{\partial} + I_{\phi} (E_{\phi} / E) = [(0,066 \cdot 0,16^3)/12 + (4 \cdot 0,033 \cdot 0,077^3)/12 + (0,132 \cdot 0,16 - 2 \cdot 0,033 \cdot 0,006)1,04^2/4]2 +$$

$$+[(2'0,01'1,2^3)/12](9000/10000) = 0,05887 \text{ м}^4.$$

Среднее нормальное напряжение в нижнем растянутом поясе, считая, что по высоте пояса оно распределяется равномерно

$$\sigma = M_x h_x' / I_{пр} = 122,64 \times 1,04 / 0,05887 = 2083,3 \text{ кН/м}^2 = 2,08 \text{ МПа} < R_p = 9 \text{ МПа}.$$

Касательные напряжения в стенке балки по нейтральной оси проверяют в сечении на опоре, где поперечная сила имеет наибольшее значение.

Приведенный к фанере статический момент поперечного сечения балки

$$S_{пр.} = S_{\phi} + S_{\partial} (E/E_{\phi}) = 2'0,01'0,91^2/8 + [(0,132'0,16 - 2'0,033'0,006) '0,75/2] ' (10000/9000) = 0,00207 + 0,00863 = 0,0107 \text{ м}^3.$$

Приведенный к фанере момент инерции поперечного сечения балки

$$I_{пр}^0 = I_{\phi} + I_{\partial} (E/E_{\phi}) = 2'0,01'0,91^3/12 + [0,066'0,16^3/12 + 4'0,033'0,077^3/12 + (0,132'0,16 - 2'0,033'0,006) '0,75^2/4] '2 (10\ 000/9000) = 0,01256 + 0,006537 = 0,007793 \text{ м}^4.$$

Максимальная поперечная сила в опорном сечении

$$Q_{max} = q l/2 = 8,332'11,7/2 = 48,74 \text{ кН}.$$

Максимальные касательные напряжения фанерной стенки

$$\tau_{ср} = Q_{max} S_{пр.} / 2 \delta_{\phi} I_{пр}^0 = 48,74'0,0107/2'0,01'0,007793 = 3346 \text{ кН/м}^2 = 3,35 \text{ МПа} < R_{\phi. ср} = 6 \text{ МПа}.$$

Максимальные касательные напряжения по швам между фанерой и древесиной проверяют в опорном сечении.

Статический момент поперечного сечения пояса

$$S_n = (b_n h_n - 2b_{n1}h_0) h_0'/2 = \\ = (0,132 \cdot 0,16 - 2 \cdot 0,033 \cdot 0,006) 0,75/2 = 0,0078 \text{ м}^3.$$

Расчетная ширина сечения пояса $b_{расч} = n h_n = 4 \cdot 0,077 = 0,308 \text{ м};$

$$\tau_{ск} = Q_{max} S_n / I_{пр}^0 b_{расч} = 49,16 \cdot 0,0078 / 0,007793 \cdot 0,308 = 160 \text{ кН/м} = 0,16 \\ \text{МПа} < R_{ф.ск} = 0,8 \text{ МПа}.$$

Высота сечения балки в середине первой панели при $x_1 = 0,19 \text{ м}$

$$h_1 = h_0 + x_1 \operatorname{tg} \alpha = 0,91 + 0,19 \cdot 0,0975 = 0,93 \text{ м}.$$

Высота сечения между осями поясов

$$h_1' = h_1 - h_n = 0,93 - 0,16 = 0,77 \text{ м}.$$

Высота стенки между внутренними кромками поясов

$$h_{cm}' = h_1 - 2 h_n = 0,93 - 2 \cdot 0,16 = 0,61 \text{ м}.$$

Устойчивость фанерной стенки в опорном сечении при отношении

$$h_{cm}' / \delta_{ф} = 0,61 / 0,01 = 61 > 50 \text{ проверяют по формуле (2.12) [1, п.6.32]:} \\ \sigma_{cm} / k_u (100 \delta_{ф} / h_{cm})^2 + \tau_{cm} / k_{\tau} (100 \delta_{ф} / h_{расч})^2 \leq 1.$$

Расстояние от оси левого опорного ребра до оси первого промежуточного ребра жесткости

$$a_0' = l/2 - 4 h = 11,7/2 - 4 \cdot 1,38 = 0,33 \text{ м}.$$

Расстояние от левой опоры до середины первой панели

$$x_1 = l_{оп} + (a_0' - l_{оп} - 0,5 l_{оп}) = 0,1 + (0,33 - 0,1 - 0,5 \cdot 0,1)/2 = 0,19 \text{ м.}$$

Изгибающий момент в середине первой панели при $x_1 = 0,19$ м

$$M_1 = (q x_1/2) (l - x_1) = (8,322 \cdot 0,19/2) (11,7 - 0,19) = 9,1 \text{ кН м.}$$

Приведенный к фанере момент инерции сечения балки в середине первой панели

$$\begin{aligned} I_{пр}' &= 2 \cdot 01 \cdot 0,93^3/12 + [0,066 \cdot 0,16^3/12 + 4 \cdot 0,033 \cdot 0,077^3/12 + \\ &+ (0,132 \cdot 0,16 - 2 \cdot 0,033 \cdot 0,006) \cdot 0,77^2/4] \cdot 2 (10 \cdot 000/9000) = \\ &= 0,008228 \text{ м}^4. \end{aligned}$$

Нормальные напряжения в стенке на уровне внутренней кромки поясов

$$\sigma_{см}' = M_1 h_{см}' / I_{пр}' = 9,1 \cdot 0,61 / 0,008228 = 337 \text{ кН/м}^2 = 0,34 \text{ МПа.}$$

Приведенный к фанере статический момент поперечного сечения на высоте внутренней кромки поясов

$$\begin{aligned} S_{пр}' &= 2 \cdot 0,01 \cdot 0,16 \cdot 0,77/2 + [(0,132 \cdot 0,16 - 0,033 \cdot 0,006) \cdot \\ &\cdot 0,77/2] (10 \cdot 000/9000) = 0,0012 + 0,0089 = 0,0101 \text{ м}^3. \end{aligned}$$

Поперечная сила в середине первой панели балки при $x_1 = 0,19$ м

$$Q_1 = Q_{max} - q x_1 = 48,74 - 8,322 \cdot 0,19 = 47,16 \text{ кН.}$$

Касательные напряжения в стенке на уровне кромки поясов

$$\begin{aligned} \tau_{см}' &= Q_1 S_{пр}' / 2 \delta_{ф} I_{пр}^0 = 47,16 \cdot 0,0101 / 2 \cdot 0,01 \cdot 0,008228 = \\ &= 2894 \text{ кН/м}^2 = 2,89 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Расчетная высота стенки при $a_0' < h_{см}'$; $h_{расч} = a_0' = 0,33$ м.

Коэффициенты k_u и k_τ принимают по графикам [1], прил. Ж, рис.Ж.2, Ж.3.

Отношение $\gamma = a_o'/h_{cm}' = 0,33/0,61 = 0,54$, тогда $k_u = 24$ МПа.

Отношение $\gamma_1 = h_{cm}'/a_o' = 0,61/0,33 = 1,85$, тогда $k_\tau = 2,5$ МПа.

Проверяют устойчивость фанерной стенки в опорном сечении по формуле (2.11)

$$[0,34/24 (100'0,01/0,61)^2] + [2,89/2,5(100'0,01/0,33)^2] = \\ = 0,0053 + 0,13 = 0,133 < 1.$$

Проверяют фанерную стенку балки на устойчивость из ее плоскости в середине второй от опоры панели, поскольку расстояние между ребрами жесткости в ней больше, чем в первой панели. $x_2 = a_o' + 0,33 + 1,38/2 = 1,02$ м.

Высота сечения балки

$$h_2 = h_o + x_2 \operatorname{tg} \alpha = 0,91 + 1,02'0,0975 = 1,01 \text{ м.}$$

Высота сечения между осями поясов

$$h_2' = h_2 - h_n = 1,01 - 0,16 = 0,85 \text{ м.}$$

Высота стенки между внутренними кромками поясов

$$h_2^{cm} = h_2' - h_n = 0,85 - 0,16 = 0,69 \text{ м.}$$

Поперечная сила в середине второй панели

$$Q_2 = 49,16 - 8,322'1,02 = 40,7 \text{ кН.}$$

Приведенный к фанере момент инерции сечения балки в середине второй панели

$$I_{пр. 2} = 2 \times 0,01'1,01^3/12 + [0,066'0,16^3/12 + 4'0,033'0,077^3/12 + \\ + (0,132'0,16 - 2'0,033'0,006) 0,85^2/4] 2 (10\ 000/9000) = \\ = 0,001717 + 0,00838 = 0,0101 \text{ м}^4.$$

Изгибающий момент в середине второй панели при $x_2 = 1,02$ м

$$M_2 = 8,322 \cdot 1,02 / 2 (11,7 - 0,19) = 48,8 \text{ кН м.}$$

Нормальные напряжения в стенке на уровне внутренней кромки поясов

$$\sigma_{cm,2} = M_2 h_{2,cm} / I_{пр,2} = 48,8 \cdot 0,69 / 0,0101 \cdot 2 = 1667 \text{ кН/м}^2 = 1,67 \text{ МПа.}$$

Приведенный к фанере статический момент поперечного сечения на высоте внутренней кромки поясов

$$S_{пр,2} = 2 \cdot 0,01 \cdot 0,16 (0,85/2) + [(0,132 \cdot 0,16 - 2 \cdot 0,033 \cdot 0,006) (0,85/2)] (10\,000/9000) = 0,0014 + 0,0098 = 0,0112 \text{ м}^3.$$

Касательные напряжения в стенке на уровне кромки поясов

$$\tau_{cm,2} = 40,7 \cdot 0,0112 / 2 \cdot 0,01 \cdot 0,0101 = 2255 \text{ кН/м}^2 = 2,26 \text{ МПа.}$$

Расчетная высота стенки $h_{расч} = h_{cm} = 0,69$ м; $\gamma_2 = a'_0 / h_{cm} = 1,38 / 0,69 = 2,0$,

тогда $k_u = 15$ МПа; $k_\tau = 2,5$ МПа.

Проверка устойчивости

$$1,67/15(100 \cdot 0,01/0,69)^2 + 2,26/2,5(100 \cdot 0,01/0,69)^2 = 0,05 + 0,43 = 0,48 < 1.$$

Прочность стенки на действие главных растягивающих напряжений проверяют в середине второй панели по формуле

$$(\sigma_{cm,2}/2) + \sqrt{(\sigma_{cm,2}/2)^2 + \tau_{cm,2}^2} \leq R_{ф.р.а}. \quad (2.16)$$

Определяют угол $\operatorname{tg} 2\alpha = 2\tau_{cm}/\sigma_{cm} = 2 \cdot 2,26/1,67 = 2,71$; $\alpha = 53^\circ$.

По графику [1], прил. Ж, рис. Ж.1 сопротивление $R_{ф.р.а} = 5$ МПа. Главные растягивающие напряжения

$$(1,67/2) + \sqrt{(1,67/2)^2 + 2,26^2} = 3,25 \text{ МПа} < R_{ф.р.а} = 5 \text{ МПа.}$$

Проверка прогиба балки. Прогиб в середине пролета балки с учетом переменной высоты сечения, а также деформаций сдвига от поперечной силы определяют по формуле (2.4).

Момент инерции поперечного сечения балки в середине пролета, приведенный к древесине

$$I_{пр.д} = [0,066 \cdot 0,16^3/12 + 4 \cdot 0,033 \cdot 0,077^3/12 + (0,132 \cdot 0,16 - 2 \cdot 0,033 \cdot 0,006) (1,48 - 0,16)^2/4]2 + 2[0,01 \cdot 1,48^3/12 (10\,000/9000) = 0,01811 + 0,00486 = 0,02297 \text{ м}^4.$$

$$f_0 = 5 \cdot 6,084 \cdot 11,7^4 / 384 \cdot 10^7 \cdot 0,02297 = 0,0065 \text{ м.}$$

Коэффициенты

$$k = 0,4 + 0,6 h_o/h = 0,4 + 0,6 \cdot 0,9/1,48 = 0,765;$$

$$c = (45,3 - 6,9 h_o/h) \gamma = (45,3 - 6,9 \cdot 0,9/1,48) 1,4 = 57,5,$$

где $\gamma = F_n / F_{cm} = (0,132 \cdot 0,16 - 2 \cdot 0,033 \cdot 0,006) 2/2 \cdot 0,01 \cdot 1,48 = 1,4$.

Полный прогиб балки

$$f = (0,0065/0,765) [1 + 57,5(1,48/11,7)^2] = 0,016 \text{ м} < l/300 = 0,04 \text{ м.}$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования.

Расстояние между закреплениями верха балки при отсутствии прогонов в покрытии – распорками принято

$$l_p = 400 \text{ см} = 4 \text{ м.}$$

Коэффициент устойчивости рассматриваемых в данном случае двускатных балок из плоскости, согласно [1], п.6.14 вычисляют по формуле

$$\varphi_m = 140 b^2 k_\phi k_{ж.м} / l_p h = 140 \cdot 0,152^2 \cdot 1,13 \cdot 0,76 / (4 \cdot 1,48) = 0,469,$$

где $k_\phi = 1,13$; $k_{ж.м} = 0,76$.

Максимальный изгибающий момент на рассматриваемых участках

l_p

$$M_x = 122,64 \text{ кН м.}$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования балки

$$\begin{aligned}\sigma &= M_x / W_{пр} = M_x h_x' / \gamma_m I_{пр}^2 = \\ &= 122,64 \cdot 1,04 / 0,469 \cdot 0,05887^2 = 2310 \text{ кН/м}^2 = \\ &= 2,31 \text{ МПа} < R_u \quad m_b = 13 \cdot 0,8 = 10,4 \text{ МПа,}\end{aligned}$$

где m_b – коэффициент, зависящий от высоты сечения, [1], табл.9.

Длину опорной площадки балки шириной сечения $b = 0,152$ м на опорную подушку *определяют* из условия прочности древесины на смятие поперек волокон

$$l_{см} = Q_{max} / R_{см90} \quad b = 48,74 / 3000 \cdot 0,152 = 0,107 \text{ м.}$$

Принимают длину опорной площадки $l_{см} = 0,15$ м (15 см).

Алгоритм расчета клееной фанерной балки коробчатого сечения. Исходные данные: нагрузки – q , q^H ; геометрические характеристики – l , δ_ϕ , b_ϕ , h_ϕ , $b_{п1}$, $h_{п1}$, b_ϕ , h_ϕ , a_0 , $h_{оп}$,

$l_{оп}$, i , I_ϕ ; характеристика материала – R_ϕ , $R_{ф.ср}$, $R_{ф.ск}$, $R_{ф.р.а}$, $R_{см.90}$, R_u , E_ϕ , E , $[f]$, k , c , k_ϕ , $k_{ж.м}$.

$$1. \operatorname{tg} \alpha = (h - h_{оп}) / l. \quad 2. x = l h_{оп} / (2 h). \quad 3. M_x = q x (l - x) / 2.$$

$$4. I_{пр} = I_\phi + I_\phi (E_\phi / E). \quad 5. \sigma = M_x h_x' / I_{пр}^2.$$

$$6. S_{пр} = S_\phi + S_\phi (E / E_\phi). \quad 7. \tau_{ср} = Q_{max} S_{пр} / 2 \delta_\phi I_{пр}^0 \leq R_{ф.ср}.$$

$$8. \tau_{ск} = Q_{max} S_\phi / I_{пр}^0 b_{расч} \leq R_{ф.ск}.$$

$$9. \sigma_{см} / k_u (100 \delta_\phi / h_{см})^2 + \tau_{см} / k_\tau (100 \delta_\phi / h_{расч})^2 \leq 1.$$

$$10. (\sigma_{см} / 2) + \sqrt{(\sigma_{см} / 2)^2 + \tau_{см}^2} \leq R_{ф.р.а}.$$

$$11. f = f_0 / k [1 + c (h / l)^2] \leq [f]. \quad 12. \sigma = M_x / W_x \leq R_u.$$

Пример 2.4

КЛЕЕНАЯ ФАНЕРНАЯ БАЛКА С ВОЛНИСТОЙ СТЕНКОЙ

Запроектировать клееную фанерную односкатную балку с волнистой стенкой – несущую конструкцию покрытия общественного здания. Изготовление заводское.

Исходные данные. Здание I уровня ответственности, отапливаемое с температурно-влажностными условиями 1-го класса [1, табл. 1]. Район строительства по снеговой нагрузке –II. Пролет балки 12 м, шаг балок 3 м. Ограждающие конструкции – теплые клееные фанерные плиты, кровля – кровельная плитка KATEPAL $\gamma = 0,123 \text{ кН/м}^3$. Материал для балки – сосновые доски 2 сорта с влажностью 12% (класса K24) (ГОСТ 8486); березовая фанера повышенной водостойкости марки ФСФ сорта В/ВВ (ГОСТ 3916.1-96*); клей на основе резорцина и меламины.

Конструктивная схема. Принимают клееную фанерную балку с волнистой стенкой двутаврового сечения.

Пролет балки в осях $l = 11,8 \text{ м}$ Высота балки $h \approx 1/10 l = 1,12 \text{ м}$. Расстояние между центрами полок

$$h_0 = h - h_n = 1,12 - 0,075 = 1,045 \text{ м}.$$

Верхний и нижний пояса балки выполняют из 3-х клеенных досок $b_n h_n = 209 \times 75 \text{ мм}$ (до фрезерования приняты доски сечением $32 \times 225 \text{ мм}$). Фанерную стенку выполняют из листов толщиной $\delta_\phi = 12 \text{ мм}$ размером $1220 \times 1220 \text{ мм}$, клеенных по длине «на ус». Волокна наружных шпонов фанерной стенки направляют вдоль продольной оси балки. Кромки согнутой на установках непрерывного действия фанерной стенки клеивают в вырезанные по синусоиде в поясах пазы трапецевидного сечения на глубину $h_w = 2,5\delta_\phi = 2,5 \times 12 = 30 \text{ мм}$. Высота волны стенки $h_s = 70 \text{ мм} > b/3 = 209/3 = 69,7 \text{ мм}$.

Длина волны $l_s = 843 \text{ мм}$; по длине балки размещают 14 волн; $l = l_s \times 14 = 11802 \text{ мм}$; $h_s / l_s \approx 1/14$. Опорные сечения усиливают ребрами жесткости(рис. 2.8)

Окончание табл. 2.5

1	2	3	4
Утеплитель – минеральная вата на основе базальтовых волокон <i>PAROC UNS 37</i>	$(3'0,1'0,407'3)/1,48 = 0,05$	1,2	0,06
Изоляция от пара – полимерная ткань <i>FOLIAREX</i>	0,0011	1,2	0,0013
Итого от покрытия	0,456		0,499
Балка	0,083	1,1	0,09
Временная снеговая	0,84		1,2
Итого полная	1,379		1,789

Сочетание нагрузок и статический расчет. Балка нагружена равномерно распределенными постоянной и временной нагрузками по всему пролету (табл. 2.5).

Собственный вес балки определяют по формуле (2.15)

$$q_{с.м} = (q^H + S^H)/[(1000/k_{с.м}l) - 1] =$$

$$=(0,456 + 0,84)/[(1000/5 \cdot 12) - 1] = 0,083 \text{ кН/м}^2$$

Погонная нагрузка на балку составляет $q^H = 1,379 \cdot 3 = 4,137 \text{ кН/м}$;

$$q = 1,789 \cdot 3 = 5,367 \text{ кН/м}.$$

Расчет балки с волнистой стенкой аналогичен расчету составной балки на податливых связях. Роль податливых связей играет стенка, которая не способна воспринимать нормальные напряжения и их воспринимают пояса.

Расчетный изгибающий момент в середине пролета балки

$$M = q l^2/8 = 5,367 \cdot 11,8^2/8 = 93,41 \text{ кН м}.$$

Момент инерции поперечного сечения балки без учета фанерной стенки

$$I_x = 2[b_n h_n^3/12 + b_n h_n(h_0/2)^2] = 2[0,209 \cdot 0,075^3/12 + 0,209 \cdot 0,075(1,045/2)^2] = 0,00857 \text{ м}^4.$$

Момент сопротивления поперечного сечения балки без учета фанерной стенки

$$W_{nm} = 2 I_x / h = 2 \times 0,00857 / 1,12 = 0,0153 \text{ м}^3.$$

Статический момент пояса относительно нейтральной оси

$$S = b_n h_n h_0 / 2 = 0,209 \times 0,075 \cdot 1,045 / 2 = 0,00819 \text{ м}^3.$$

Коэффициент податливости фанерной стенки

$$B = \pi^2 E S / G_\phi I^2 \delta_\phi = 3,14^2 \cdot 10^7 \cdot 0,00819 / 750000 \cdot 11,8^2 \cdot 0,012 = 0,642.$$

Коэффициент снижения момента сопротивления поперечного сечения балки вследствие податливости фанерной стенки

$$k_w = 1 / (1 + b_n B / h) = 1 / (1 + 0,075 \times 0,642 / 1,12) = 0,959.$$

Нормальное напряжение в растянутом поясе

$$\sigma_p = M / W_{расч} = M / k_w W_{nm} = 93,41 / 0,959 \cdot 0,0153 = 6366 \text{ кН/м}^2 = 6,37 \text{ МПа} < R_p = 9 \text{ МПа}.$$

Коэффициент снижения момента инерции поперечного сечения балки вследствие податливости фанерной стенки

$$k_{ж} = 1 / (1 + B) = 1 / (1 + 0,642) = 0,609.$$

Прогиб балки без учета деформации сдвига определяют по формуле

$$f_0 = 5 q^H l^4 / 384 E I_x k_{ж} 0,7 = 5 \cdot 4,137 \cdot 11,8^4 / 384 \cdot 10^7 \cdot 0,00856 \cdot$$

$$\cdot 0,609 \cdot 0,7 = 0,0286 \text{ м},$$

где 0,7 – поправочный коэффициент к жесткости $E I_x$ [1], п.6.36.

$$\text{Коэффициент } c = (45,3 + 6,9 \beta) \gamma = (45,3 + 6,9 \cdot 1) 2,5 = 130,5,$$

где $\beta = 1$; γ – отношение площади поясов к площади фанерной стенки высотой h_0

$$\gamma = 2 h_n b / \delta_\phi h_0 = 2 \cdot 0,075 \cdot 0,209 / 0,012 \cdot 1,045 = 2,5.$$

$$k = 0,4 + 0,6 \beta = 1.$$

Прогиб балки

$$f = f_0 / k [1 + c(h/l)^2] = 0,0286 / 1 [1 + 130,5(1,12/11,8)^2] =$$

$$= 0,013 \text{ м} < [f] = l/300 = 0,04 \text{ м}.$$

Поперечная сила в опорном сечении

$$Q_{max} = q l/2 = 5,367 \cdot 11,8/2 = 31,67 \text{ кН};$$

$$l_\sigma = 84 \text{ см}; h_\sigma = 7 \text{ см}; \delta_\phi = 12 \text{ мм}.$$

Коэффициенты k_1 и k_2 вычисляют по формулам

$$k_1 = 0,55 \sqrt{E_\phi G_\phi} = 0,55 \sqrt{6000 \cdot 750} = 1166,72; k_2 = 0,45$$

(для $h_\sigma/l_\sigma = 1/12$).

$$k_1 k_2 = 1166,72 \cdot 0,45 = 525,024;$$

$$\lambda_{\sigma.c}^2 = (h - 2h_n) / \sqrt{\delta_\phi h_\phi} \delta_\phi h_\sigma = (112 - 2 \cdot 7,5)^2 / 1,2 \cdot 7 = 1120.$$

$$\varphi_\sigma = k_1 k_2 / \lambda_{\sigma.c}^2 = 525,024 / 1120 = 0,469.$$

Проверку устойчивости фанерной стенки осуществляют по формуле

$$\tau_{cp} = Q_{max} S / I_x \delta_\phi = 31,67 \cdot 0,00819 / 0,00857 \cdot 0,012 = 2522 \text{ кН/м}^2 =$$

$$= 2,52 \text{ МПа} < R_{\phi.c.p} \varphi_\sigma = 6 \cdot 0,469 = 2,81 \text{ МПа}.$$

Прочность на скалывание клеевого соединения стенки с поясом проверяют исходя из предположения, что расчетная ширина клеевого шва равна двум глубинам заделки в паз

$$h_w = 2,5 \delta_\phi = 2,5 \cdot 1,2 = 3 \text{ см.}$$

$$\tau_{ск} = Q_{max} S / 0,6 l_x \cdot 2 h_w = 31,67 \cdot 0,00819 / 0,6 \cdot 0,00857 \cdot 2 \cdot 0,03 = \\ = 841 \text{ кН/м}^2 < R_{ск} = 1500 \text{ кН/м}^2.$$

Устойчивость плоской формы деформирования балок обеспечена закреплением верхней сжатой зоны плитами покрытия шириной 1,5 м, поскольку расчетная длина

$$l_p = 70 b^2 / h = 70 \cdot 20,9^2 / 112 = 2,73 \text{ м; } 1,5 < 2,73.$$

Алгоритм расчета клееной фанерной балки с волнистой стенкой. Исходные данные: нагрузки – q, q'' ; геометрические характеристики – $l, h, b, h_n, b_n, h_o, \delta_\phi, h_\phi, l_\phi, l_p$; характеристика материалов – $R_p, E, G_\phi, E_\phi, R_{\phi, cp}, R_{ск}, \beta, [f]$.

1. $M = q l^2 / 8$. 2. $l_x = 2[b_n h_n^3 / 12 + b_n h_n (h_o / 2)^2]$. 3. $W_{нт} = 2 l_x / h$.
4. $S = b_n h_n h_o / 2$. 5. $B = \pi E S / G_\phi l^2 \delta_\phi$. 6. $k_w = 1 / (1 + b_n B / h)$.
7. $\sigma_p = M / W_{расч} = M / k_w W_{нт} \leq R_p$. 8. $K_{жс} = 1 / (1 + B)$.
9. $f_o = 5 q'' l^4 / 384 E l_x K_{жс}$. 10. $c = (45,3 + 0,6\beta)$. 11. $\gamma = 2 h_n b / \delta_\phi h_o$.
12. $K = 0,4 + 0,6\beta$. 13. $f = f_o / k [1 + c(h/l)^2] \leq [f]$. 14. $Q_{max} = q l / 2$.
15. $k_1 = 0, \sqrt{E_\phi G_\phi}$; $k_2 = 0,45$.
16. $\lambda_{в.с}^2 = (h + 2 h_n) / \sqrt{\delta_\phi h_\phi}$. 17. $\varphi = k_1 k_2 / \lambda_{в.с}^2$.
18. $\tau_{cp} = Q_{max} S / l_x \delta_\phi \leq R_{\phi, cp} \varphi$. 19. $h_w = 2,5 \delta_\phi$.
20. $\tau_{ск} = Q_{max} S / 0,6 l_x \cdot 2 h_w \leq R_{ск}$.

2.2. Деревянные стойки

Деревянные стойки относятся к несущим конструкциям, воспринимающим усилия сжатия или сжатия с изгибом. Их применяют

в виде вертикальных стержней, поддерживающих покрытия и перекрытия, в виде стоек подкосных систем и в виде стоек одно- или многопролетных рам. По конструкции материала деревянные стойки подразделяются на *клееные* и *из цельных элементов*.

Клееные деревянные стойки выполняют в заводских условиях значительного поперечного сечения и высотой до 8...10 м (рис.2.9)

Используют древесину второго и третьего сорта с рациональной расстановкой по высоте сечения. Высоту сечения стоек назначают по отношению $h / H_{cm} = 1/15 \dots 1/35$ (H_{cm} – высота стойки). Такие стойки легко монтируются и просты в транспортировании. Наиболее ответственным у них является жесткий узел защемления в фундамент, который должен обеспечивать восприятие возникающего в нем изгибающего момента. Варианты опорных узлов стоек показаны на рис. 2.10

В средней части торца нижнего конца стойки рекомендуется делать треугольный вырез. При этом нормальные напряжения сжатия при изгибе концентрируются в крайних зонах торца стойки, увеличивается плечо пары внутренних сил при изгибе и уменьшаются усилия в опорных креплениях.

Такие стойки работают на вертикальную сжимающую силу N , равную опорному давлению несущей конструкции покрытия от собственного веса, снега и веса самой стойки. Кроме того, на стойку действуют горизонтальные равномерно распределенные нагрузки от давления ω_+ или отсоса ω_- ветра. Максимальный изгибающий момент M возникает в опорном сечении стойки. Он определяется с учетом того, что сила N действует вдоль условной вертикальной оси стойки с эксцентриситетом относительно опорного сечения $e = (h - h_0)/2$ и что изгибающий момент того же знака возникает от отсоса ветра ω_- .

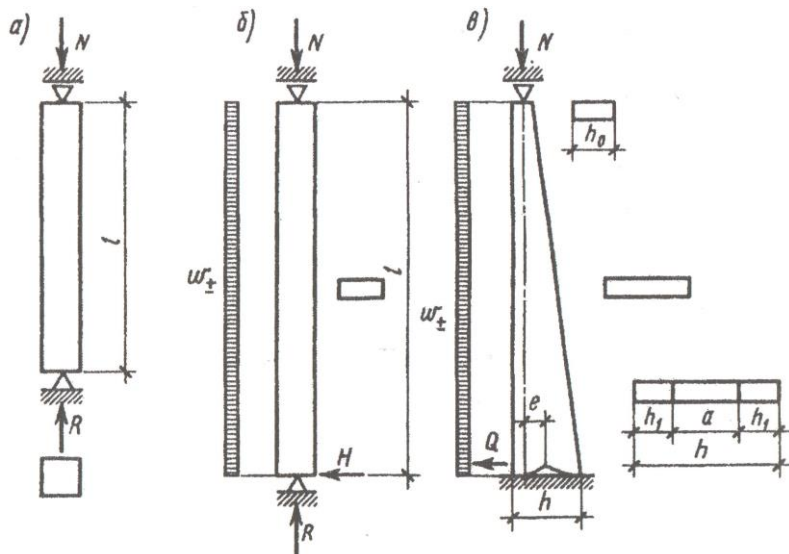


Рис. 2.9. Клеедеревянные стойки:

а - постоянного квадратного сечения; б - постоянного прямоугольного сечения; в - переменного сечения

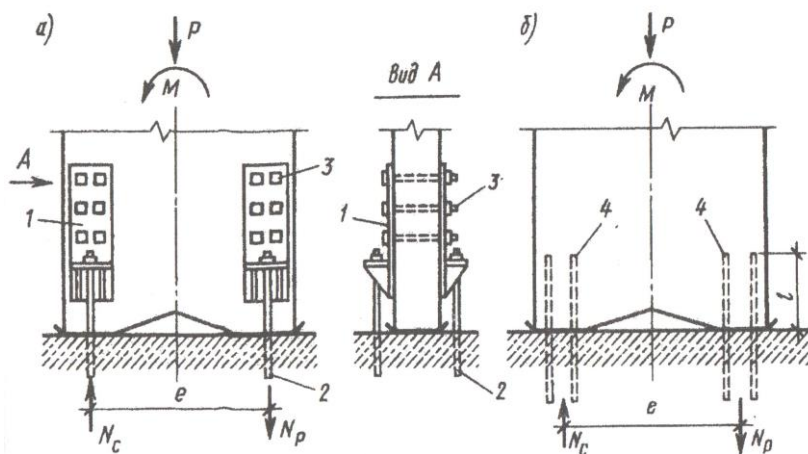


Рис. 2.10. Жесткие опирания клеедеревянных стоек:

a - крепление с анкерными столиками; *б* - крепление с вклеенными стальными стержнями; 1 - анкерные столики; 2 - анкеры; 3 - болты; 4 - вклеенные арматурные стержни

При этом суммарный изгибающий момент

$$M = N e + \omega \cdot l^2 / 2 + H l.$$

Поперечная сила, максимальная на опоре, возникает от положительного давления ветра и поэтому

$$Q = \omega_+ l.$$

Сечение стоек может быть как постоянное, так и переменное по высоте. Стойки переменного сечения наиболее экономичны по расходу древесины, так как в опорном сечении, где действуют максимальные моменты, имеют наибольшую высоту.

Стойки из цельных элементов могут выполняться из одиночных бревен или брусьев, в виде элементов составного сечения из брусьев или из толстых досок, соединенных по длине болтами или гвоздями.

Брусчатые или *бревенчатые стойки* имеют небольшую высоту и обладают небольшой несущей способностью так же, как и стойки составного сечения. Стойки составного сечения имеют большую гибкость по сравнению со стойками из одиночных элементов из за податливости соединений, которую необходимо учитывать при расчете. Варианты составных брусчатых стоек показаны на рис. 2.11

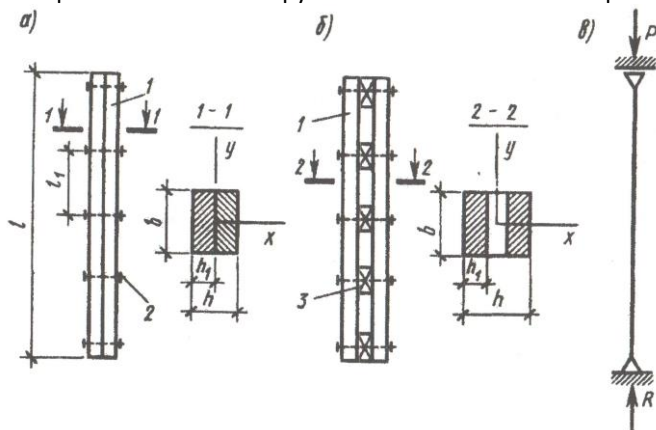


Рис. 2.11. Составные брусчатые стойки:

a - сплошные; *б* - сквозная с прокладками; *в* - схема работы; 1 - брус; 2 - болты; 3 - прокладки

Решетчатые стойки могут быть с параллельными ветвями или с одной наклонной ветвью высотой 8...10 м. Они используются как сжато-изгибаемые стойки рам (рис. 2.12). Элементы решетчатых стоек в узлах соединяют болтами (рис.2.13)

За счет большего отношения h/l в стойках с наклонным поясом усилия меньше, чем в стойках с параллельными поясами, но они занимают больше полезной площади здания. Опорный узел ригеля на них также проще, но у стоек с параллельными поясами все узлы одинаковые.

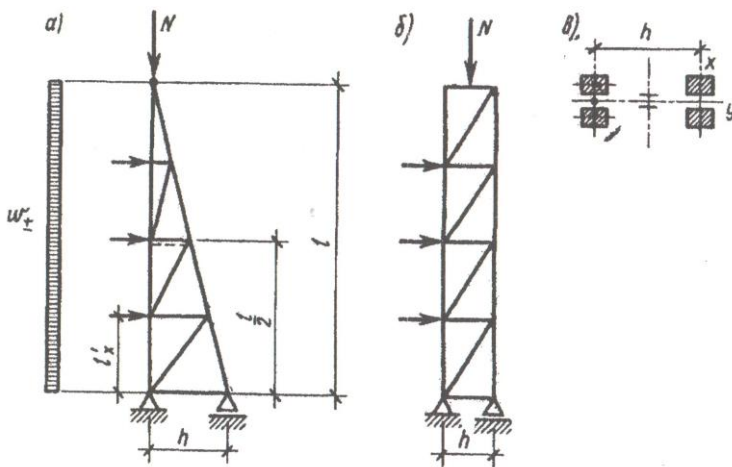


Рис. 2.12. Решетчатые стойки:

a - треугольная; *б* - прямоугольная; *в* - виды сечений

Растянутые элементы решетчатых стоек выполняют из древесины первого сорта и при расчете их несущей способности учитывают увеличение гибкости из-за податливости соединений.

Независимо от классификационных признаков стоек их предельная гибкость не должна превышать $\lambda \leq 120$.

Расчет клееных деревянных стоек чаще всего выполняют по расчетной схеме стоек в составе каркаса здания в виде однопролетной поперечной рамы (рис. 2.14)

В плоскости поперечной рамы стойка работает по схеме «заделка – свободный конец» на сжатие с изгибом и сечение стойки проверяют на прочность по формуле

$$\sigma_c = N_c / F_{расч} + M_D / W_{расч} \leq R_c, \quad [1], \text{ п. 6.17,} \quad (2.17)$$

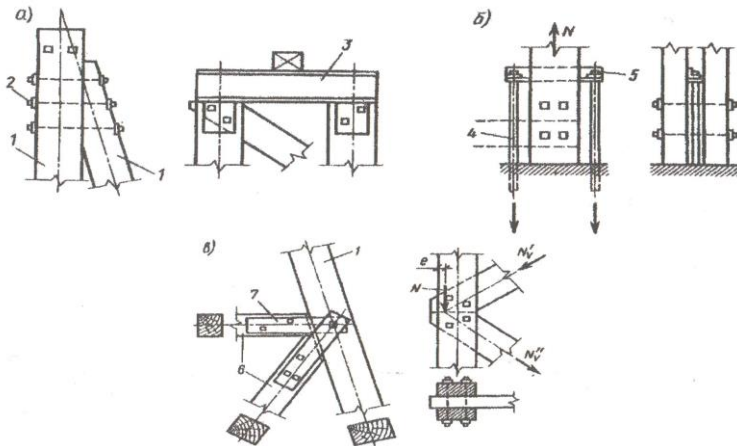


Рис. 2.13. Узлы решетчатых стоек:

а - верхние; б - опорные; в - промежуточные; 1 - пояса; 2 - болты; 3 - стальная балка; 4 - анкеры; 5 - стальной уголок; 6 - стержни решетки; 7 - стальные накладки

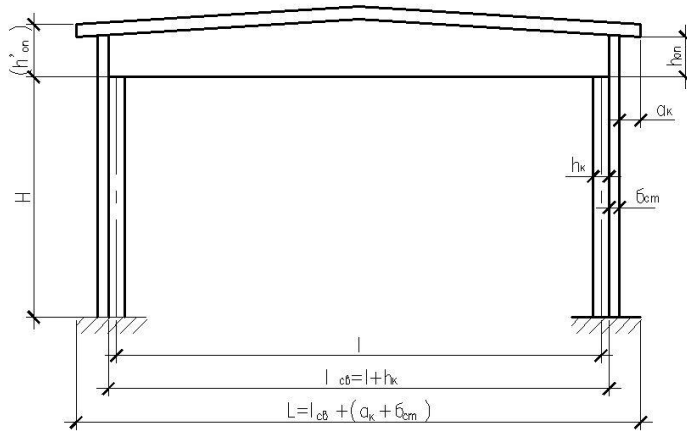


Рис. 2.14. Схематический разрез здания

на устойчивость плоской формы деформирования по формуле (38) [1]

$$N_c / (\varphi_y F_{br}) + [M_d / (\varphi_m W_{расч} R_u)]^n \leq 1. \quad (2.18)$$

Расчет крепления стоек на опоре производят при сочетании нагрузок, вызывающих наибольшее растягивающее усилие N_p в крепежных элементах

$$N_p = M_d / e - N / 2. \quad (2.19)$$

Здесь e – плечо пары сил N_p и равнодействующей напряжений сжатия, которые приняты равномерно распределенными по длине h_1 . По наибольшему значению силы N_p рассчитывают число вклеенных стержней, болтов или других соединений, располагаемых с одной стороны стойки.

Расчет решетчатых стоек. При расчете таких стоек считают, что вертикальные нагрузки воспринимаются только ветвями стоек и распределяются поровну на параллельные ветви, а в стойке с наклонной ветвью – на одну вертикальную ветвь. Решетка стойки и наклонная ветвь включаются в работу только при действии горизонтальных ветровых нагрузок. Поэтому сечения элементов рассчитывают главным образом из условия устойчивости сжатых поясов и элементов решетки в плоскости и из плоскости стойки. Расчет ведут как для консольной фермы.

Усилия достаточно определить лишь в нижних панелях поясов и в двух – трех нижних наиболее длинных и наиболее нагруженных элементах решетки. Все остальные элементы принимают того же сечения.

Устойчивость поясов проверяют по формуле (2.17), причем в усилие N_c вводят коэффициент $1/\xi$, учитывающий дополнительное усилие, вызванное прогибом всей стойки в целом. Обычно принимают $\xi = 0,9$ с небольшим запасом, а гибкость берут большую из λ_x – в плоскости и λ_y – из плоскости. Расчетную площадь принимают

$$F_{расч} = 2 b_v h_{в0}.$$

Для наружных и внутренних поясов гибкость λ_x вычисляют, принимая расчетную длину, равную расстоянию между узлами ($l_{0x} =$

$l_x)$, а $r_x = 0,29 h_в$. Приведенную гибкость $\lambda_{пр}$ из плоскости вычисляют по формуле [1], п.6.6...6.7.

Расчетную длину наружного пояса для λ_y принимают равной расстоянию между точками закрепления вертикальных связей по наружному поясу, а для внутреннего пояса – равной расстоянию между точками закрепления горизонтальных связей. Радиус инерции сечения $r_y = \sqrt{I_y / F}$

Гибкость одной ветви λ_1 вычисляют, принимая l_1 равным наибольшему расстоянию между болтами, скрепляющими ветви пояса. Если между узлами нет дополнительных болтов, связывающих ветви пояса, то $l_1 = l_x$, а $r_1 = 0,29 b_в$.

Для наклонного пояса при ветре справа кроме проверки устойчивости проверяют прочность при растяжении.

Элементы решетки в зависимости от действующих усилий проверяют на прочность при сжатии или растяжении. Если элемент решетки состоит из двух ветвей, связанных только в узлах стойки или только посередине их длины, то их проверяют на устойчивость как два одиночных цельных стержня относительно оси, для которой $\lambda_1 = l_0 / 0,29 b_p$. Предельная гибкость элементов решетки должна быть не более $\lambda \leq 150$.

Пример 2.5

ДОЩАТАЯ КЛЕЕНАЯ СТОЙКА ОДНОПРОЛЕТНОГО ЗДАНИЯ

Запроектировать клееную дощатую стойку поперечной рамы однопролетного здания производственного назначения (рис. 2.14)

Исходные данные. Здание II уровня ответственности, коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$, отапливаемое с температурно-влажностными условиями эксплуатации класса 1 [1], табл. 1. Район строительства по снеговой нагрузке – III, ветровой – I, в открытой местности, которая сохраняется с наветренной стороны на расстоянии 30 м. Пролет здания в свету $l_{св} = 18$ м. Высота до низа несущих конструкций покрытия $H = 6$ м. Шаг стоек $B = 6$ м. Длина здания 72 м. Покрытие здания с рулонной кровлей по клееным фанерным плитам и

клееным дощатым балкам. Уклон кровли 5%. Стеновые панели клееные фанерные трехслойные общей толщиной (с обшивками)

$\delta_c = 192 = 2 \cdot 8 = 208 \text{ мм} = 0,21 \text{ м}$. Масса панели 31 кг/м^3 . Расчетная нагрузка от панелей

$q_c = 0,346 \text{ кН/м}^2$ площади стены. Клееные дощатые балки шириной $b = 140 \text{ мм}$, высотой на опоре $h_{on} = 1200 \text{ мм}$. Стойки проектируют из пиломатериалов хвойных пород (сосна, ель) 2 сорта (класса К24).

Предварительный подбор сечения стоек. Предельная гибкость для стоек равна 120. При подборе размеров сечения стоек целесообразно задаваться гибкостью 100. Тогда при $\lambda = 100$ и распорках, располагающихся по верху стоек

$$\lambda_x = 2,2 H/r_x = 2,2 H/0,289 h_{cm}; \quad h_{cm} = 2,2 H/0,289 \cdot 100 = H/13;$$

$$\lambda_y = H/r_y = H/0,289 b_{cm}; \quad b_{cm} = H/0,289 \cdot 100 = H/29.$$

При высоте здания $H = 6 \text{ м}$ получают

$$h_{cm} = 6/13 = 0,461 \text{ м}; \quad b_{cm} = 6/29 = 0,206 \text{ м}.$$

По ГОСТ 8486 принимают доски толщиной 40 мм и шириной 225 мм. После фрезерования заготовочных блоков по пласти ширина стойки составит $b_{cm} = 225 - 15 = 210 \text{ мм}$. С учетом принятой толщины досок после острожки высота сечения стойки будет $h_{cm} = 14 \cdot 33 = 462 \text{ мм}$. Принятое сечение стойки $b_{cm} h_{cm} = 0,21 \times 0,462 \text{ м}$.

Сочетание нагрузок и статический расчет. Расчетная схема рамы приведена на рис. 2.15

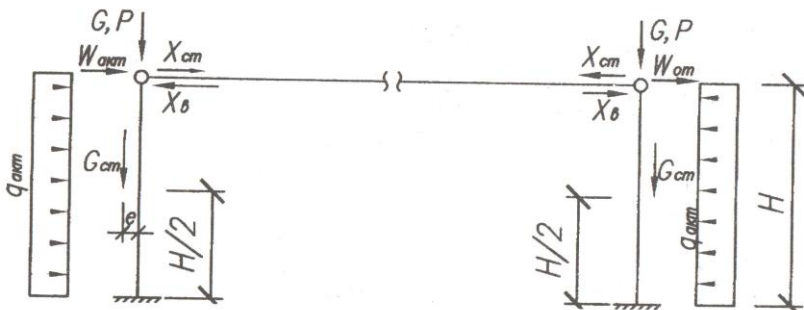


Рис. 2.15. Расчетная схема для рамы

Рама является однажды статически неопределимой системой. Определяют расчетные вертикальные и горизонтальные нагрузки, действующие на стойку. Подсчет нагрузок горизонтальной проекции дан в табл. 2.6.

Таблица 2.6 **Нагрузки на стойку, кН/м²**

Нагрузка	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка
Постоянная нагрузка от покрытия:			
- защитный слой гравия	0,21	1,3	0,273
- трехслойный рубероидный ковер	0,12	1,3	0,156
- клееная фанерная утепленная плита	0,31	1,12	0,342
Итого по ограждающим покрытиям	0,64	1,21	0,775
Вес дощатой клееной балки	0,27	1,1	0,297
Итого по покрытию	0,91		1,072
Временная снеговая	1,26		1,8
Навесные стены – клееные фанерные панели	0,31	1,12	0,346
Собственный вес стойки, кН: 0,21·0,462·6·5	2,91	1,1	3,204
Ветровая нагрузка $W_{т. акт} = 0,23 \cdot 0,87 \cdot 0,8 = 0,16$ $W_{т. от} = 0,23 \cdot 0,87 \cdot 0,5 = 0,1$	0,16 0,1	1,4 1,4	0,224 0,14
При $Z = 5$ м; $k = 0,75$ $W_{т. ак} = 0,23 \cdot 0,75 \cdot 0,8 = 0,138$ $W_{т. от} = 0,23 \cdot 0,75 \cdot 0,5 = 0,086$	0,138 0,086	1,4 1,4	0,193 0,121

Собственный вес дощатой клееной балки при $k_{с.м} = 8$

$$g_{с.м}^H = (q^H + S^H) / (1000 / k_{с.м} l) - 1 =$$

$$= (0,64 + 1,26) / (1000 / 8 \cdot 17,54) - 1 = 0,27 \text{ кН/м}^2,$$

где расчетный пролет $l = l_{св} - h_{см} = 18 - 0,462 = 17,54$ м.

Ветровая нагрузка

$$W_m = W_0 k c = 0,23 \cdot 0,87 \cdot 0,8 = 0,16 \text{ кН/м}^2,$$

где $W_0 = 0,23 \text{ кН/м}^2$ [2], табл. 11.1. Для здания размером в плане $18 \times 72 \text{ м}$ $c_e = 0,8$; $b/l = 72/18 = 4 > 2$; $h_1/l = (6 + 1,2 + 0,21)/18 = 0,41 < 0,5$, следовательно $c_{e3} = -0,5$. При $Z = H + h_{оп}' = 6 + 1,2 + 0,21 = 7,41 \text{ м}$;
 $k = 0,75 + (1 - 0,75)(7,41 - 5) / (10 - 5) = 0,87$.

Полная ширина покрытия здания

$$L = l_{св} + 2 \delta_c + 2 a_k = 18 + 2 \cdot 0,21 + 2 \cdot 0,25 = 18,92 \text{ м},$$

где $l_{св}$ - пролет здания в свету; δ_c - толщина стены; a_k - вылет карниза.

Сосредоточенные нагрузки на стойку:

- от ограждающих конструкций покрытия

$$G_{о.к.п} = g_{о.к.п} L B/2 = 0,775 \cdot 18,92 \cdot 6/2 = 43,99 \text{ кН};$$

- от веса ригеля (клееной дощатой балки)

$$G_{риг} = q_{риг} l_{св} B/2 = 0,297 \cdot 18 \cdot 6/2 = 16,04 \text{ кН};$$

- от снега

$$P_{сн} = S_{сн} L B/2 = 1,8 \cdot 18,92 \cdot 6/2 = 102,17 \text{ кН}.$$

Нагрузка на стойку от стены при $h_{оп}' = 1,41 \text{ м}$;

$$G_c = g_c (H + h_{оп}') B = 0,346 (6 + 1,41) 6 = 15,38 \text{ кН}.$$

С небольшой погрешностью можно заменить схему распределения k по рис. 2.16 на схему распределения k по рис. 2.16, б.

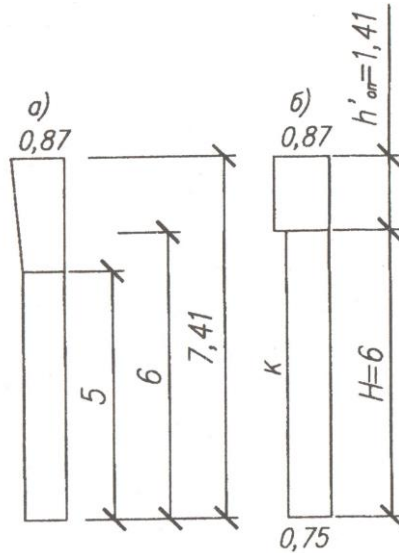


Рис. 2.16. Изменение коэффициента k по высоте:
 а - по СП 20.13330.2011; б - принятое в расчете колонны

Ветровая нагрузка, передаваемая от покрытия, расположенного вне стойки:

$$W_{акт} = 0,224 B h_{оп}' = 0,224 \cdot 6 \cdot 1,41 = 1,895 \text{ кН};$$

$$W_{ом} = 0,14 B h_{оп}' = 0,14 \cdot 6 \cdot 1,41 = 1,184 \text{ кН}.$$

Нагрузки от ветра:

$$q_{ак} = 0,193 B = 0,193 \cdot 6 = 1,158 \text{ кН/м};$$

$$q_{ом} = 0,121 B = 0,121 \cdot 6 = 0,726 \text{ кН/м}.$$

Поперечная рама состоит из двух стоек, жестко защемленных в фундамент и шарнирно соединенных с ригелем в виде балки. Раму рассчитывают на вертикальные и горизонтальные нагрузки (рис. 2.15). При бесконечно большой жесткости ригеля (условное допущение) за лишнее неизвестное удобно принять продольное усилие в ригеле, которое определяют по известным правилам строительной механики.

Усилие в ригеле от ветровой нагрузки (без учета коэффициентов сочетаний) получают:

$$X_{\text{в}} = X_w + X_q = 0,5 (W_{\text{акт}} - W_{\text{ом}}) + 3 B (q_{\text{ак}} - q_{\text{с}}) / 16 = \\ = 0,5 (1,895 - 1,184) + 3 \cdot 6 (1,158 - 0,726) / 16 = 0,842 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент в уровне верха фундамента составит:

$$M_{\text{лев.в}} = W_{\text{акт}} B + q_{\text{акт}} B^2 / 2 - X_{\text{в}} B = \\ = 1,895 \cdot 6 + 1,158 \cdot 6^2 / 2 - 0,842 \cdot 6 = 27,16 \text{ кН м}; \\ M_{\text{пр.в}} = W_{\text{ом}} B + q_{\text{ом}} B^2 / 2 + X_{\text{в}} B = \\ = 1,184 \cdot 6 + 0,726 \cdot 6^2 / 2 + 0,842 \cdot 6 = 25,22 \text{ кН м}.$$

Нагрузка от стен приложена с эксцентриситетом e_c , равным

$$e_c = h_{\text{ст}} / 2 + \delta_c / 2 = 0,462 / 2 + 0,21 / 2 = 0,336 \text{ м};$$

изгибающий момент, действующий на стойку рамы от стен

$$M_c = G_c e_c = 15,38 \cdot 0,336 = 5,168 \text{ кН м}.$$

Усилие растяжения в ригеле от стен получают:

$$X_c = 9 M_c / 8 B = 9 \cdot 5,168 / 8 \cdot 6 = 0,969 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты в уровне верха фундамента от стен получают:

$$M_{\text{лев.с}} = -M_c + X_c B = -5,168 + 0,969 \cdot 6 = 0,649 \text{ кН м}; \\ M_{\text{пр.с}} = M_c - X_c B = 5,168 - 0,969 \cdot 6 = -0,649 \text{ кН м}.$$

Поперечные силы (без учета коэффициентов сочетаний) получают: от ветровой нагрузки:

$$Q_{\text{лев.в}} = q_{\text{акт}} B + W_{\text{акт}} - X_{\text{в}} = 1,158 \cdot 6 + 1,895 - 0,842 = 8 \text{ кН};$$

от приложения нагрузки от стен с эксцентриситетом e_c :

$$Q_{лев.с} = X_c = 0,969 \text{ кН.}$$

Определяют усилия в стойках рамы с учетом коэффициентов сочетаний:

первое сочетание нагрузок

$$\begin{aligned} N_1 &= G_{о.к.п} + G_{ру2} + G_c + G_{ст} + P_{сн} \psi_1 = \\ &= 43,99 + 16,04 + 15,38 + 3,204 + 102,17 \cdot 0,95 = 175,68 \text{ кН} \end{aligned}$$

Моменты на уровне верха фундаментов:

$$\begin{aligned} M_{лев} &= M_{лев.с} + M_{лев.в} \psi_1 = 0,649 + 16 \cdot 0,95 = 26,45 \text{ кН м}; \\ M_{пр} &= M_{пр.с} + M_{пр.в} \psi_1 = -0,649 + 25,22 \cdot 0,95 = 24,61 \text{ кН м}; \\ Q_{лев} &= Q_{лев.в} \psi_1 + Q_{лев.с} = 8 \cdot 0,95 + 0,969 = 8,57 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Для расчета стоек на прочность и устойчивость плоской формы деформирования принимают значения

$$M = M_{лев} = 26,45 \text{ кН м}; \quad N_1 = 175,68 \text{ кН.}$$

Второе сочетание нагрузок (при одной временной нагрузке коэффициент ψ_1 не учитывают)

$$\begin{aligned} N_2 &= G_{о.к.п} + G_{ру2} + G_c + G_{ст} + P_{сн} = \\ &= 43,99 + 16,04 + 15,38 + 3,204 + 102,17 = 180,78 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Третье сочетание нагрузок (при одной временной нагрузке коэффициент ψ_1 не учитывают):

Изгибающие моменты в уровне фундамента:

$$\begin{aligned} M'_{лев} &= M_{лев.с} + M_{лев.в} = 0,649 + 27,16 = 27,81 \text{ кН м}; \\ M'_{пр} &= M_{пр.с} + M_{пр.в} = -0,649 + 27,16 = 26,51 \text{ кН м}. \\ Q'_{лев} &= Q_{лев.с} + Q_{лев.в} = 0,969 + 8 = 8,97 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Продольную силу, действующую на стойку определяют при $\gamma_f = 0,9$

$$N_3 = G'_{o.k.n} + G'_{пуз} + G'_c + G'_{cm} =$$

$$= 43,99 \cdot 0,9 / 1,21 + 16,04 \cdot 0,9 / 1,1 + 15,38 + 3,204 \cdot 0,9 / 1,1 = 64,12 \text{ кН.}$$

Расчет стоек на прочность по нормальным напряжениям проводят на действие продольной силы N и изгибающего момента M при первом сочетании нагрузок по формуле, приведенной в [1], п. 6.17.

$$M = 26,45 \text{ кН м; } N_1 = 175,68 \text{ кН.}$$

Расчетная длина (в плоскости рамы) $l_0 = 2,2 H = 2,2 \cdot 6 = 13,2 \text{ м.}$

Площадь сечения стойки

$$F_{нт} \approx F_{бр} = b_{cm} h_{cm} = 0,21 \cdot 0,462 = 9,7 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$$

Момент сопротивления

$$W_{нт} \approx W_{бр} = b_{cm} h_{cm}^2 / 6 = 0,21 \cdot 0,462^2 / 6 = 7,47 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Гибкость стойки

$$\lambda = l_0 / r = l_0 / 0,289 h_{cm} = 13,2 / 0,289 \cdot 0,462 = 98,9;$$

$$\varphi = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 98,9^2 = 0,307.$$

Согласно [1], табл.3, табл. 8 сопротивление древесины третьего сорта принятых размеров при сжатии составляет $R_c = 11 \text{ МПа}$ и коэффициент по ветровой нагрузке

$m_n = 1,2$. С учетом m_n и коэффициента надежности $\gamma_n = 0,95$

$$R_c = 11 \cdot 1,2 / 0,95 = 13,89 \text{ МПа.}$$

$$\xi = 1 - (N_1 / \varphi R_c F_{бр}) =$$

$$= 1 - (175,68 \cdot 10^{-3} / 0,307 \cdot 13,89 \cdot 9,7 \cdot 10^{-2}) = 0,575.$$

Напряжение в стойке при сжатии с изгибом определяют по формуле (2.17)

$$\sigma = N_1 / F_{nm} + M / \xi k_H W_{nm} \leq R_c,$$

где $k_H = \alpha_H + \xi (1 - \alpha_H) = 1,22 + 0,575 (1 - 1,22) = 1,09$ [1, п.6.17, прим. 2].

$$\begin{aligned} \sigma &= 175,68 \cdot 10^{-3} / 9,7 \cdot 10^{-2} + 26,45 \cdot 10^{-3} / 1,09 \cdot 0,575 \cdot 7,47 \cdot 10^{-3} = \\ &= 7,46 \text{ МПа} < 13,89 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования производят по формуле (2.18)

$$N_1 / \varphi_y R_c F_{br} + (M_d / \varphi_m R_u W_{br})^2 \leq 1; \quad R_u = R_c = 13,89 \text{ МПа}.$$

Приняты распорки по наружным рядам стоек (в плоскости, параллельной наружным стенам) только по верху. Тогда $l'_0 = H = 6 \text{ м}$.

$$\lambda_y = l'_0 / r_y = l'_0 / 0,289 b_c = 6 / 0,289 \cdot 0,21 = 98;$$

$$\varphi_y = 3000 / \lambda_y^2 = 3000 / 98^2 = 0,312;$$

$$\varphi_m = 140 b^2 k_\phi / l'_0 h_{cm} = 140 \cdot 0,21^2 \cdot 1,75 / 6 \cdot 0,462 = 3,91,$$

где $k_\phi = 1,75 - 0,75 d = 1,75$; $d=0$, [1], прил. Е. табл. Е.2.

$$\begin{aligned} &(175,68 \cdot 10^{-3} / 0,312 \cdot 13,89 \cdot 9,7 \cdot 10^{-2}) + \\ &+ (26,45 \cdot 10^{-3} / 0,627 \cdot 3,91 \cdot 13,89 \cdot 7,47 \cdot 10^{-3}) = 0,52 < 1. \end{aligned}$$

Устойчивость плоской формы деформирования обеспечена.

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования как центрально сжатой стойки при $\gamma_y = 0,312$ и продольной силы $N = 180,78 \text{ кН}$ для второго сочетания нагрузок:

$$\begin{aligned} \sigma &= N_2 / \varphi_y F_{расч} = 180,78 \cdot 10^{-3} / 0,312 \cdot 9,7 \cdot 10^{-2} = \\ &= 5,97 \text{ МПа} < 11,57 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

$$d_{омб} = d_a + 5 = 18 + 5 \text{ мм} = 23 \text{ мм}.$$

Расстояние между осью арматурного стержня до наружных граней стойки должно быть не менее $2 d_a = 2 \cdot 18 = 36 \text{ мм}$. При определении усилий в арматурных стержнях учитывают, что прочность бетона на смятие больше прочности древесины стойки.

Для упрощения расчета пренебрегают работой сжатых арматурных стержней, а усилия в растянутых арматурных стержнях находят из условия равновесия (рис. 2.18)

$$\sum N = 0; \quad -N_a - N_3 + R_{cm} b_{cm} x/2 = 0;$$

$$\sum M = 0; \quad M_d + N_3 (h_{cm}/2 - a) - (R_{cm} b_{cm} x) (h_{cm} - a - x/3)/2 = 0.$$

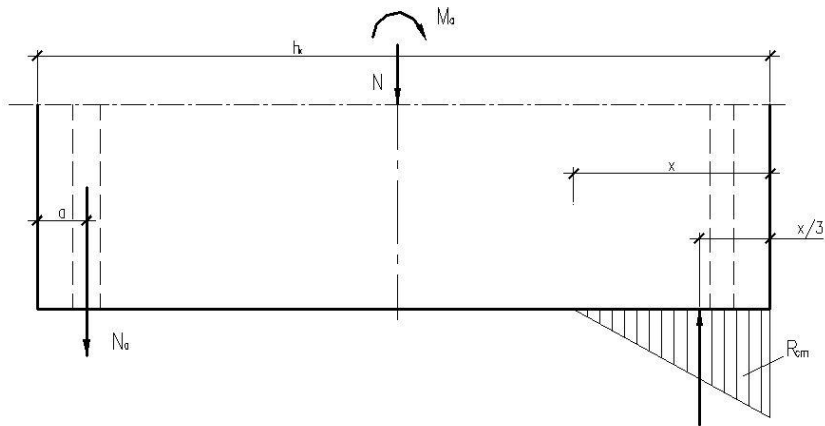


Рис. 2.18. Схема действия сил на стойку (фундамент условно отброшен и его действие на стойку заменено силами N_0 и D_0)

При $N_3 = 64,12 \text{ кН}$; $M_d = 31,95 \text{ кН м}$; $R_{cm} = 13,85 \text{ МПа}$; $b_{cm} = 0,21 \text{ м}$;

$h_{cm} = 0,462 \text{ м}$ получают:

$$-N_a - 64,12 \cdot 10^{-3} + 13,85 \cdot 0,21 \cdot (x/2) = 0;$$

$$31,95 \cdot 10^{-3} + 64,12 \cdot 10^{-3} (0,462/2 - 0,032) - (13,85 \cdot 0,21) (0,462 - 0,036 - x/3)/2 = 0.$$

Из второго равенства определяют x , а затем, подставив значение x в первое равенство, получают значение N_a . Произведя все необходимые вычисления, получают значение $x = 0,076$ м и $N_a = 5,61 \cdot 10^{-2}$ МН.

Требуемая площадь двух арматурных стержней при расчетном сопротивлении стали $R_a = 350/0,95 = 368$ МПа:

$$F_a = N_a / R_a = 5,61 \cdot 10^{-2} / 368 = 1,524 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,524 \text{ см}^2.$$

Ставят два стержня $d_a = 18$ мм, для которых

$$F_a = 2 \cdot 2,54 = 5,08 \text{ см}^2 > 1,595 \text{ см}^2.$$

Определяют расчетную несущую способность вклеиваемых стержней на выдергивание по формуле (64) [1], п. 7.36

$$T = R_{ck} \pi (d_a + 0,005) l_1 k_c n_a.$$

Принимают предварительно длину заделки стержня $l_1 = 20 d_a = 20 \cdot 18 = 360$ мм.

$$k_c = 1,2 - 0,02 l_1 / d_a = 1,2 - 0,02 \cdot 360 / 18 = 0,8;$$

$$\begin{aligned} T &= [2,1 \cdot 3,14 (0,018 + 0,005) 0,360 \cdot 0,8] 2 = \\ &= 8,74 \cdot 10^{-2} \text{ МН} > N_a = 4,71 \text{ МН}. \end{aligned}$$

Несущая способность соединения достаточная.

Алгоритм расчета дощатой клееной стойки. Исходные данные: нагрузки – $q_{o.k.п}$, $q_{пуз}$, q^H ; геометрические характеристики – $l_{св}$, H , B , i , h , $h_{оп}$, b , $\delta_{стл}$, a_k , d_a , a , l_1 ; характеристики материалов – R_c , R_u , γ_n , m_n , R_v , $R_{см}$, $R_{ск}$, R_a , S , W_0 , k_ϕ , k , c , ψ_1 .

1. $\lambda_x = 2,2 H / r_x = 2,2 H / 0,289 h_{cm}$; $h_{cm} = H / 13$. 2. $\lambda_y = H / r_y = H / 0,289 b_{cm}$; $b_{cm} = H / 29$. 3. $l = l_0 - h_{cm}$.

4. $L = l_{св} + 2\delta_c + 2a_k$. 5. $G_{o.k.п} = q_{o.k.п} L B / 2$.

6. $G_{пуз} = q_{пуз} l_{св} B / 2$. 7. $P_{сн} = S L B / 2$. 8. $h_{оп}' = h_{оп} + \delta_c$.

9. $G_c = q_c (H + h_{оп}') B$. 10. $W_{ак} = 0,224 B h_{оп}'$. 11. $W_{от} = 0,14 B h_{оп}'$.

12. $q_{ак} = 0,193 B$. 13. $q_{ом} = 0,121 B$.
 14. $X_v = X_w + X_q = 0,5(W_{ак} - W_{ом}) + 3H(q_{ак} + q_{ом})/16$.
 15. $M_{лев.в} = W_{ак} H + q_{ак} H^2/2 - X_v H$.
 16. $M_{пр.в} = W_{ом} H + q_{ом} H^2/2 + X_v H$. 17. $e_c = h_{см}/2 + \delta_{см}/2$.
 18. $M_c = G_c e_c$. 19. $X_c = 9M_c/8H$. 20. $M_{лев.с} = -M_c + X_c H$.
 21. $M_{пр.с} = M_c - X_c H$. 22. $Q_{лев.с} = X_c$. 23. $Q_{лев.в} = q_{ак} H + W_{ак} - X_v$.
 24. $N_1 = G_{о.к.п} + G_{ру2} + G_c + G_{см} + P_{сн} \psi_1$.
 25. $M_{лев} = M_{лев.с} + M_{лев.в} \psi_1$. 26. $M_{пр} = M_{пр.с} + M_{пр.в} \psi_1$.
 27. $Q_{лев} = Q_{лев.в} \psi_1 + Q_{лев.с}$.
 28. $N_2 = G_{о.к.п} + G_{ру2} + G_c + P_{сн}$. 29. $M_{лев}' = M_{лев.с} + M_{лев.в}$.
 30. $M_{пр}' = M_{пр.с} + M_{пр.в}$. 31. $Q_{лев}' = Q_{лев.с} + Q_{лев.в}$.
 32. $N_3 = G'_{о.к.п} + G'_{ру2} + G'_c + G'_{см}$. 33. $l_0 = 2,2 H$. 34. $F_{нт} = F_{бр} = b_{см} h_{см}$.
 35. $W_{нт} \approx W_{бр} = b_{см} h_{см}^2/6$.
 36. $\lambda = l_0/r$. 37. $\varphi = 3000/\lambda^2$. 38. $\xi = 1 - (N_1/\varphi R_c F_{бр})$.
 39. $\sigma = N/F_{нт} + M/\xi k_H W_{нт} \leq R_c$. 40. $k_H = \alpha_H \xi(1 - \alpha_H)$.
 41. $N_1/\varphi_y R_c F_{бр} + (M_D/\varphi_M R_u W_{бр})^2 \leq 1$. 42. $l_0' = H$.
 43. $\lambda_y = l_0'/r_y = l_0'/0,289 b_{см}$. 44. $\varphi_y = 3000/\lambda_y^2$.
 45. $\varphi_M = 140 b_{см}^2 k_{ф}/l_0' h_{см}$. 46. $\sigma = N_2/\gamma_y F_{расч} \leq R_c$.
 47. $D_{отв} = d_a + 5 \text{ мм}$. 48. $\sum N = 0$; $-N_a - N_3 + R_{см} b_{см} X/2 = 0$.
 49. $\sum M = 0$; $M_D + N_3(h_{см}/2 - a) - (R_{см} b_{см} X)(h_{см} - a - X/3)/2 = 0$.
 50. $F_a = N_a/R_a$. 51. $T = R_{ск} \pi(d_a + 0,005) l_1 k_c n_a$.

3. ПЛОСКИЕ СКВОЗНЫЕ НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ

3.1. Фермы

Балочные фермы – это сквозные стержневые системы, служащие основными несущими конструкциями деревянных покрытий зданий пролетами более 12 м. Основными достоинствами деревянных ферм являются экономичный расход материалов и возможность служить не только опорами ограждающих конструкций покрытия, но и опорами чердачных перекрытий, подвесных потолков и легкого подвесного оборудования.

Треугольные фермы могут применять под различные виды кровельных материалов: волнистые асбестоцементные листы, железо кровельное, различные виды черепицы и т. д. Для рулонной кровли более целесообразны фермы сегментного очертания.

Верхний пояс клеедеревянных ферм заводского изготовления способен воспринимать межузловую нагрузку от ограждающих конструкций. Нижний пояс таких ферм выполняют из сдвоенных стальных уголков или швеллера. Раскосы и стойки делают деревянными или стальными в зависимости от величины и знака возникающих в них усилий.

Многие фермы несложны по конструкции и при пролетах до 12 м могут быть выполнены в построечных условиях из бревен, брусьев или досок с частичным использованием стальных профилей в наиболее напряженных растянутых элементах.

Проводят конструктивный расчет фермы, заключающийся в определении основных размеров элементов. Затем определяют условные сосредоточенные нагрузки в узлах фермы, что позволяет приступить к статическому расчету.

Статический расчет фермы производят на два сочетания нагрузок:

- 1) постоянную g и временную снеговую s по всему пролету – для определения максимальных усилий в поясах фермы;
- 2) постоянную нагрузку по всему пролету и временную нагрузку на половине пролета – для определения усилий в элементах решетки.

Ветровую нагрузку при расчете ферм ввиду разгружающего эффекта обычно не учитывают.

Усилия в стержнях фермы определяют от каждого вида распределенной нагрузки, предварительно сосредоточенной в узлах, при этом узлы фермы считают шарнирными, а элементы решетки центрируют в узлах.

Верхний пояс ферм и нисходящие раскосы оказываются всегда сжатыми, а нижний пояс, восходящие раскосы и стойки – растянутыми.

Прочность стержней верхнего пояса клеедеревянных ферм при наличии межузловой нагрузки либо криволинейности проверяют на сжатие с изгибом по формуле (2.17).

Проверку касательных напряжений на действие расчетной поперечной силы в приопорной панели верхнего пояса производят по формуле (1.12).

Устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемого верхнего пояса ферм проверяют с учетом раскрепления его из плоскости согласно требованиям

Сечение нижнего пояса ферм подбирают и проверяют по наибольшему растягивающему усилию.

Растянутые элементы решетки рассчитывают на прочность при центральном растяжении, а сжатые – на устойчивость как центрально сжатые элементы с расчетной длиной, равной расстоянию между центрами узлов.

В клеелесовых сегментных фермах второе сочетание нагрузок (для определения усилий в элементах решетки) должно также учитывать одностороннее распределение снега по треугольнику.

Основные типы ферм показаны в таблице 3.1.

Наиболее экономичными являются *сегментные* и *многоугольные* фермы, у которых усилия в смежных панелях поясов близкие по величине, а в решетке незначительные. В *крупнопанельных* и *треугольных* фермах усилия в смежных панелях отличаются значительно, в решетке они имеют большую величину, опорный узел наиболее загружен. Для уменьшения изгибающего момента от нагрузок нормальную силу в верхнем поясе *крупнопанельных ферм* прикладывают с эксцентриситетом. Оси элементов в *треугольных фермах* центрируют в узлах. Решетку применяют треугольную или раскосную. При изменении направления раскосов меняется знак усилия, что необходимо учитывать при выборе конструкции узлов ферм.

Наиболее ответственными элементами ферм являются пояса, особенно деревянные растянутые, поэтому их часто выполняют из круглой или профильной стали, стеклопластика, фанерных труб и профилей.

Пояса стропильных ферм могут подвергаться изгибу от местной нагрузки, расположенной на панелях поясов, от внецентренного крепления элементов в узлах, а также от прогиба конструкции при наличии неразрезных поясов.

При разбивке поясов ферм на панели нижний пояс делят на равные отрезки. В крупнопанельных фермах (схемы 1...7, табл. 3.1) на равные отрезки разбивают также верхний пояс для получения стандартных дощатых клееных блоков. Длины панелей сжатых поясов ферм из брусев (схемы 9...12, табл.3.1) назначают равными 1...3 м.

При сборке всем фермам придают строительный подъем, равный $1/200$ пролета, полученный переломом нижнего пояса в середине или в третях пролета. В этом случае прогиб фермы не проверяют.

Постоянная нагрузка q включает в себя нагрузку от всех элементов покрытия и собственного веса фермы, определенные по формуле (2.15). Снеговую нагрузку S определяют по [2] и принимают как равномерно распределенную по длине пролета или по длинам половины пролета фермы (слева или справа). На сегментную ферму снеговая нагрузка S распределяется слева или справа по треугольной схеме с максимальным значением над опорами и нулевыми значениями в середине фермы.

В *сегментных* фермах продольная сила N , направленная по хорде дуги кривизны панели верхнего пояса, подобно распору в арке создает изгибающий момент $M_N = N f_0$, где f_0 – расстояние от хорды до оси верхнего пояса в середине пролета панели d_0

(рис. 3. 1, а),

$$f_0 = d_0^2 / 8 R_0, \quad (3.1)$$

где d_0 – длина хорды; R_0 – радиус дуги, по которой очерчен верхний пояс сегментной фермы. Изгибающий момент M_N уменьшает влияние момента от нагрузок M_q , так как имеет противоположное направление. В этом случае расчетный изгибающий момент

$$M = M_q - N f_0. \quad (3.2)$$

Для неразрезного верхнего пояса (рис. 3.1, б) изгибающие моменты в опорных панелях получают:

$$\text{в пролете} \quad M'_{np} = 0,71 q d_0^2 - 0,64 N f_0; \quad (3.3)$$

$$\text{на опоре} \quad M'_{он} = -0,1 q d_0^2 + 0,7 N f_0. \quad (3.4)$$

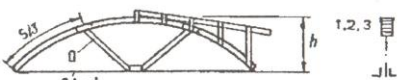
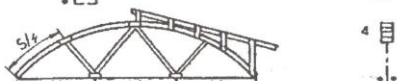
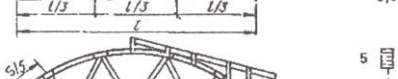
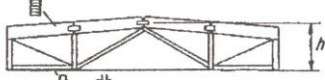

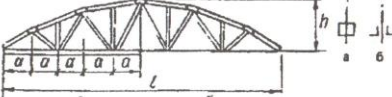
В остальных панелях

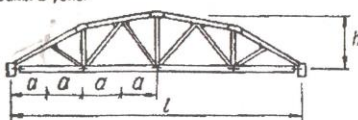
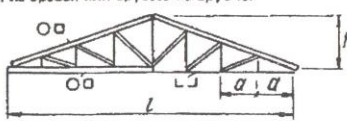
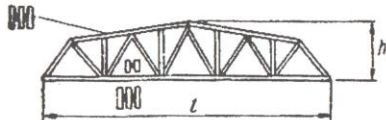
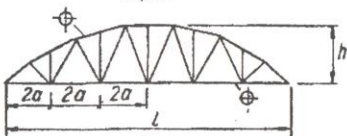
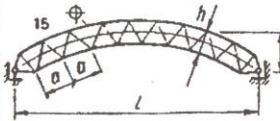
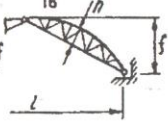


$$M''_{np} = 0,42 q d_0^2 - 0,33 N f_0, \quad (3.5)$$

$$M''_{он} = -0,03 q d_0^2 + 0,67 N f_0. \quad (3.6)$$

Таблица 3.1.

Основные типы ферм

№ схемы	Наименование конструкций, схемы и сечения	Размеры		Показатели массы			
		$l, м$	h/l	$k_{м, м}$		$k_{м, \%}$	
Фермы промышленного изготовления							
Сегментные металлодеревянные фермы с верхним поясом из стандартных клеющих блоков							
1		18	1/6 ... 1/7	2,5	3	25	30
2		24	1/6 ... 1/7	2,5	3	25	30
3		36	1/6 ... 1/7	2,5	3	25	30
4	То же, деревопластмассовые фермы	18 30	1/6 ... 1/7	2	2,5	$K_{пл} \geq 7$	10
5	То же, деревянные	18 30	1/6 ... 1/7	3	4	5	7
Крупнопанельные металлодеревянные фермы с верхним поясом из стандартных клеющих блоков							
6		18 24	1/6	3,5	4	20	25
7		18 24	1/3 ... 1/4	3	3,5	20	25
Фермы построечного изготовления							
8	Металлодеревянная ферма с восходящим опорным раскосом	18 24	1/6	4 ... 5		20 ... 25	
9	Многоугольные фермы из брусков	18 36	1/6	3,5 ... 5		Для „а“ - 12	18
10		18 ... 36	1/6	3,5	5	Для „б“ - 25 ... 35	

№ схемы	Наименование конструкций, схемы и сечения	Размеры		Показатели массы			
		l м	h/l	k_m и		k_m %	
11	Многоугольная ферма из брусьев с листовыми шарнирами в узлах 	18 24	1/6	4 5		15 20	
12	Фермы из бревен или брусьев на врубках 	12 18	1/4 1/5	4,5 6		15 30	
13	Пятиугольная ферма из досок на стальных кольцевых шпонах  Конструкции из фанерных или стеклопластиковых труб	18 24	1/6	4 5		15 20	
14	Фермы  Арки	18 24 $a = 2 3$	1/6	2,5 3		—	
15		До 30 $a = 2 3$	$f/l = 1/6$ $h/l = 1/20$	3 5		—	
16		До 45	$f/l = 1/3 1/4$ $h/l = 1/15$	3 4		—	
17	Фермы из фанерных швеллеров с элементами поясов коробчатого сечения 	12 18	1/6	2,5 3		1,5 2	
18	с элементами поясов двутаврового сечения 	12 18	1/6	2,5 3		1,5 2	

Геометрический расчет ферм заключается в определении длин осей всех стержней фермы и углов их наклона к горизонтальной проекции и между собой в узлах. В сегментных фермах определяют радиус и длину верхнего пояса, длины хорд его панелей, их горизонтальные проекции и стрелы выгиба. При этом можно использовать геометрический расчет сегментной арки.

Статический расчет заключается в определении усилий, действующих в стержнях фермы от всех расчетных нагрузок и их сочетаний. Продольные усилия N определяют во всех стержнях фермы. Нагрузку, приложенную между узлами верхнего пояса фермы при статическом расчете пересчитывают в узловую умножением постоянных и временных нагрузок на грузовую площадь с учетом очертания верхнего пояса и указаний СП 20.13330.2011 [2]. При этом панель верхнего пояса рассматривают как одно- или многопролетную балку и рассчитывают на сжатие с изгибом (рис. 3.1)

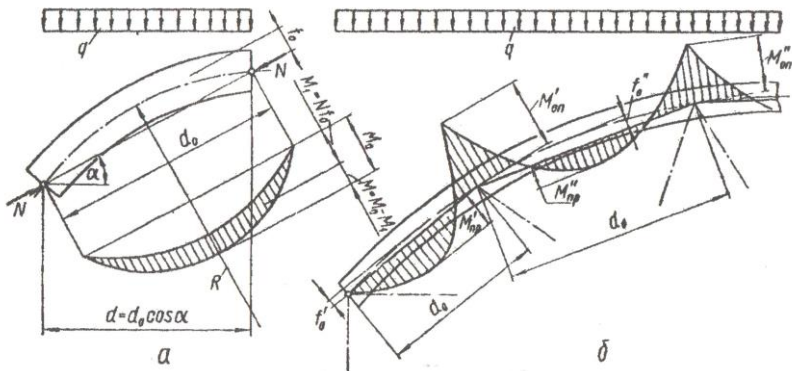


Рис. 3.1. Расчетные схемы изгибающих моментов в верхнем поясе сегментной фермы:

а - с разрезным верхним поясом; б - с неразрезным

Приближенную высоту сечения верхнего пояса можно определить предварительно с учетом только продольных сил или только изгибающих моментов по следующим выражениям

$$F_{mp} = 0,7 N/R_c; \quad h_{mp} = F_{mp}/b; \quad W_{mp} = M/0,8 R_w; \quad h_{mp} = \sqrt{6W/b} \quad (3.7)$$

Сечение стержней верхнего пояса и решетки, в которых только сжимающие продольные усилия, подбирают с учетом того, чтобы их ширина была одинаковой, а гибкость не превышала допускаемой. Для

элементов ферм установлены следующие предельные значения гибкостей: для верхнего пояса $\lambda = 120$, для элементов решетки

$\lambda = 150$, для нижнего пояса из стали $\lambda = 400$. Их рассчитывают на устойчивость по формуле (6) [1, п.6.2...6.5]. Расчетную длину сжатых и сжато-изгибаемых элементов в плоскости фермы принимают равной расстоянию между центрами узлов.

Сечения растянутых стальных элементов подбирают и рассчитывают по нормам проектирования стальных конструкций. При этом ширина нижнего пояса из стальных уголков должна быть, как правило, равной ширине сечения стержней решетки для удобства решений узлов.

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемого верхнего пояса выполняют по формуле (2.18) как в предыдущем примере (2.5 – дощатая клееная стойка однопролетного здания). Расчетную длину сжатых и сжато-изгибаемых элементов из плоскости фермы принимают равной расстоянию между точками прикрепления связей (расстоянию между точками крепления ограждающих конструкций – прогонов или плит покрытия).

Расчет узлов ферм производят на действие максимальных усилий соединяемых в них стержней с учетом углов между их осями. Лобовые упоры деревянных элементов в узлах рассчитывают на смятие с учетом приложения продольных сжимающих усилий вдоль, поперек или под углом к волокнам древесины соответственно. Число болтов, соединяющих элементы в узлах, определяют с учетом того, как они работают – вдоль или поперек волокон древесины.

Стальные элементы узловых креплений и их сварные соединения рассчитывают по нормам проектирования металлических конструкций.

Усилия в элементах ферм определяют по методам строительной механики или с применением существующих программ на ЭВМ. Наибольшие усилия в поясах возникают при постоянной и временной нагрузках на ферму по всему ее пролету. Для выяснения самой невыгодной схемы нагрузок на элементы решетки, постоянную нагрузку распределяют на всю ферму, а временную – либо на всю, либо на ее половину.

Подсчет усилий удобно вести в табличной форме. При вычислении усилий в средних раскосах учитывают два случая: когда раскос сжат и когда он растянут. Для верхних поясов ферм, имеющих нагрузку между узлами, продольные усилия вычисляют для случаев, когда к

панели пояса приложена временная нагрузка от снега и когда эта нагрузка отсутствует.

Пример 3.1

СЕГМЕНТНАЯ КЛЕЕНАЯ ДЕРЕВЯННАЯ ФЕРМА

Запроектировать сегментную ферму покрытия системы ЦНИИСК с клееным деревянным верхним и металлическим нижним поясами.

Исходные данные. Здание I уровня ответственности, отапливаемое, с температурно-влажностными условиями эксплуатации 1-го класса. Пролет фермы – 24 м, шаг несущих конструкций – 6 м. Район строительства по снеговой нагрузке – III. Кровля утепленная из клееных фанерных плит, уложенных по верхним поясам ферм.

Нагрузки. Нагрузки на ферму приведены в табл. 3.2.

Таблица 3.2

Нагрузки на ферму, кН/м

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка
Собственный вес клееной фанерной плиты	2,28	-	2,66
Собственный вес фермы	0,47	1,1	0,52
Итого постоянная	2,75		3,18
Снеговая равномерно распределенная S'	-	-	7,5
Снеговая, распределенная по треугольнику S''	-	-	15,23

Примечания.

1. Собственный вес фермы определяют при $k_{с.м} = 2,5$ по формуле

Окончание табл. 3.2.

$$G_{c.m} = (g'' + S'') / [1000 / (k_{c.m} l) - 1] = \\ = (2,28 + 5,25) / [1000 / (2,5 \cdot 24) - 1] = 0,47 \text{ кН/м.}$$

Нормативную снеговую нагрузку на горизонтальную проекцию покрытия определяют по формуле (10.1) [2]:

$$2. S' = S_0 B \mu_1 = 1,26 \cdot 6'0,6947 = 5,25 \text{ кН/м;}$$

$$\mu_1 = \cos 1,8\alpha = \cos 1,8 \cdot 25^\circ 36' = \cos 46^\circ = 0,6947.$$

$$3. S'' = S_0 B \mu_2 = 1,26 \cdot 6'1,141 = 15,23 \text{ кН/м;}$$

$$\mu_2 = 2,4 \sin 1,4 \cdot 25^\circ 36' = 2,4 \sin 36^\circ 07' = 1,41$$

$$\text{при } f/l = 3,38/23,7 = 1/7.$$

Расчетная схема фермы показана на рис. 3.2, а.

Геометрический расчет показан на рис. 3.2, б.

Принимают сегментную ферму с треугольной решеткой пролетом в осях $l = 23,7$ м и высотой $f = 3,38$ м.

Радиус кривизны верхнего пояса фермы

$$r = (l^2 + 4f^2) / (8f) = (23,7^2 + 4 \cdot 3,38^2) / (8 \cdot 3,38) = 22,46 \text{ м.}$$

Половина центрального угла дуги верхнего пояса

$$\sin \alpha_0 = l/2r = 23,7/2 \cdot 22,46 = 0,528; \alpha_0 = 32^\circ = 0,5585 \text{ рад.}$$

Длина дуги верхнего пояса

$$S = r 2 \alpha_0 = 22,46 \cdot 2 \cdot 0,5585 = 25,09 \text{ м.}$$

Длина дуги одной панели

$$S_n = S/5 = 25,09/5 = 5,02 \text{ м; } \alpha_n = 64^\circ/5 = 12^\circ 48'.$$

Длина хорды панели

$$l_s = 2r \sin (\alpha_n/2) = 2 \cdot 22,46 \sin (12^\circ 48'/2) = 4,94 \text{ м.}$$

Стрела выгиба панели

$$f_0 = (l/2) \operatorname{tg} (\alpha_n/4) = 2,47 \operatorname{tg} 3^\circ 12' = 0,136 \text{ м.}$$

Угол наклона хорды первой панели

$$\alpha_1 = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 2 \alpha_0 = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 32^\circ = 25,6^\circ = 25^\circ 36'.$$

Длина панели нижнего пояса

$$l_n = l/4 = 23,7/4 = 5,925 \text{ м.}$$

Длина раскосов

$$D_3 = \sqrt{(0,51_3^2)} = (f - f_0)^2 = \sqrt{2,47^2 + 3,24^2} = 4,07 \text{ м};$$

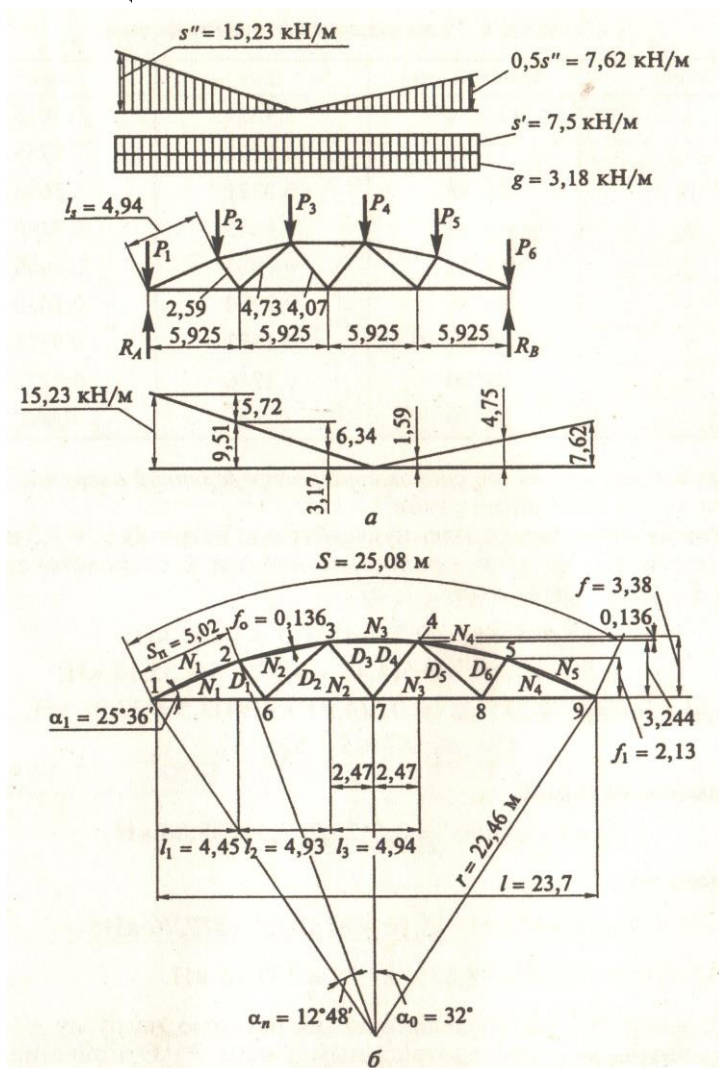


Рис. 3.2. Сегментная ферма
а - расчетная схема; б - геометрические размеры

$$D_2 = \sqrt{(5.925 - 0.5 \cdot 4.94)^2} + 3,24^2 = 4,73 \text{ м};$$

$$D_1 = \sqrt{(5.925 - 4.45)^2} + 2,13^2 = 2,59;$$

$$l_1 = 4,94 \cos \alpha_1 = 4,94 \times 0,9018 = 4,45 \text{ м};$$

$$f_1 = 4,94 \sin \alpha_1 = 4,94 \times 0,4321 = 2,13 \text{ м}.$$

Углы наклона элементов фермы представлены в табл. 3.3.

Таблица 3.3 Углы наклона элементов фермы

Угол	Значение угла	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$
α_1	25°36′	0,4321	0,9018
α_2	12°42′	0,2198	0,9755
β_1	55°18′	0,8221	0,5693
β_2	43°12′	0,6845	0,7290
β_3	52°42′	0,7955	0,6060
γ	84°06′	0,9950	0,1030
γ_1	9°06′	0,1582	0,9874
γ_2	22°00′	0,3746	0,9272
$\beta_2 - \alpha_2$	30°30′	0,508	0,862

Определение усилий от равномерно распределенной нагрузки.

Применяют метод вырезания узлов.

1. Равномерно распределенную снеговую нагрузку $s' = 7,5 \text{ кН/м}$, расположенную на всем пролете, приводят к сосредоточенным силам S_1 в узлах фермы (рис. 3.2, а):

$$S_1' = 0,5 l_1 s' = 0,5 \cdot 4,45 \cdot 7,5 = 16,69 \text{ кН};$$

$$S_2' = 0,5(l_1 + l_2)s' = 0,5(4,45 + 4,93)7,5 = 35,18 \text{ кН};$$

$$S_3' = 0,5(l_2 + 0,375 l_3)s' = 0,5(4,93 + 4,94)7,5 = 37,01 \text{ кН};$$

$$S_4' = S_3'; S_5' = S_2'; S_6' = S_1'.$$

Опорные реакции:

$$R_A = R_B = 0,5 l s' = 0,5 \times 23,7 \times 7,5 = 88,88 \text{ кН}.$$

Проверка

$$\sum S_1' = (16,69 + 35,18 + 37,01)2 = 177,76 \text{ кН};$$

$$\sum R = 88,88 + 88,88 = 177,76 \text{ кН}.$$

2. Равномерно распределенную постоянную нагрузку $g = 3,18 \text{ кН/м}$ приводят к сосредоточенным силам P_i . Отношение распределенной постоянной нагрузки и аналогичной снеговой составит

$$K = 3,18/7,5 = 0,424,$$

тогда $P_1 = P_6 = 0,424 \times 16,69 = 7,08 \text{ кН};$

$$P_2 = P_5 = 14,92 \text{ кН};$$

$$P_3 = P_4 = 15,69 \text{ кН};$$

$$R_A = R_B = 37,685 \text{ кН}.$$

3. Распределенную снеговую нагрузку треугольного очертания приводят к сосредоточенным силам S_i'' в узлах фермы (рис. 3.2,а).

$$S_1'' = 9,51 \cdot 4,45/2 + 1/3(15,23 - 9,51)4,45 = 29,64 \text{ кН};$$

$$S_2'' = 9,51 \cdot 4,45/2 + 3,17 \cdot 4,93/2 \cdot (1/6) 5,72 \cdot 4,45 +$$

$$+ (1/3)6,34 \cdot 4,93 = 43,63 \text{ кН};$$

$$S_3'' = 3,17 \cdot 4,93/2 + 6,34 \cdot 4,93/6 + (1/2)3,17 \cdot 2,47[1 - (2,47/3 \cdot 4,94) +$$

$$+ (1/6)1,59 \cdot 2,47^2/4,94 = 16,6 \text{ кН};$$

$$S_4'' = (1/6)3,17 \cdot 2,47^2/4,94 + (1/2)1,59 \cdot 2,47[1 - (2,47/3 \cdot 4,94) +$$

$$+ 1,59 \cdot 4,93/2 + (1/6)3,16 \cdot 4,93 = 8,8 \text{ кН};$$

$$S_5'' = S_2''/2 = 43,63/2 = 21,82 \text{ кН}; \quad S_6'' = S_1''/2 = 29,64/2 = 14,82 \text{ кН};$$

$$R_A = (29,64 \cdot 23,7 + 43,63 \cdot 19,25 + 16,6 \cdot 14,32 + 8,8 \cdot 9,38 +$$

$$+ 21,82 \cdot 4,45)/23,7 = 82,69 \text{ кН};$$

$$R_B = (14,82 \cdot 23,7 + 21,82 \cdot 19,25 + 8,8 \cdot 14,32 + 16,6 \cdot 9,38 +$$

$$+ 43,63 \cdot 4,45)/23,7 = 52,62 \text{ кН}.$$

$$\text{Проверка: } \sum S_i'' = \sum R = 135,31 \text{ кН}.$$

4. Усилия в элементах фермы от распределенной снеговой нагрузки $s' = 7,5 \text{ кН/м}$ (рис. 3.3)

Узел 1:

$$N_1 = (S_1' - R_A) / \sin \alpha_1 = (16,69 - 88,88)/0,432 = -167,13 \text{ кН};$$

Узел 2:

$$N_2 = (S_2' \cos \beta_1 + N_1 \cos \gamma_1) \cos \gamma_2 =$$

$$35,18 \cdot 0,569 - 167,13 \cdot 0,987 / 0,927 = -156,4 \text{ кН};$$

$$D_1 = -S_2' \sin \beta_1 - N_2 \sin \gamma_2 + N_1 \sin \gamma_1 =$$

$$= -35,18 \cdot 0,822 - 167,13 \cdot 0,158 + 156,4 \cdot 0,375 = 3,33 \text{ кН}.$$

Узел 6:

$$D_2 = -D_1 \sin \beta_1 / \sin \beta_2 = -3,33 \times 0,822 / 0,685 = -3,99 \text{ кН};$$

$$H_2 = H_1 - D_2 \cos \beta_2 - D_1 \cos \beta_1 =$$

$$150,75 + 3,99 \cdot 0,729 + 3,33 \cdot 0,569 = 145,95 \text{ кН}.$$

Узел 3:

$$D_3 = (-S_3 - D_2 \sin \beta_2 - N_2 \sin \alpha_2) / \sin \beta_3 =$$

$$= (-37,02 + 3,99 \cdot 0,685 + 156,4 \cdot 0,219) / 0,796 = 0 \text{ (проверка)}.$$

$$D_3 = D_4 = 0;$$

$$N_3 = -D_3 \cos \beta_3 + N_2 \cos \alpha_2 + D_2 \cos \beta_2 =$$

$$= -156,4 \cdot 0,976 - 3,99 \cdot 0,729 = -155,55 \text{ кН};$$

$$N_4 = N_2 = -156,4 \text{ кН}; \quad N_5 = N_1 = -167,13 \text{ кН}; \quad D_5 = D_2 = -3,99 \text{ кН};$$

$$D_6 = D_1 = 3,33 \text{ кН}; \quad H_3 = H_2 = 87,26 \text{ кН}; \quad H_4 = H_1 = 150,75 \text{ кН}.$$

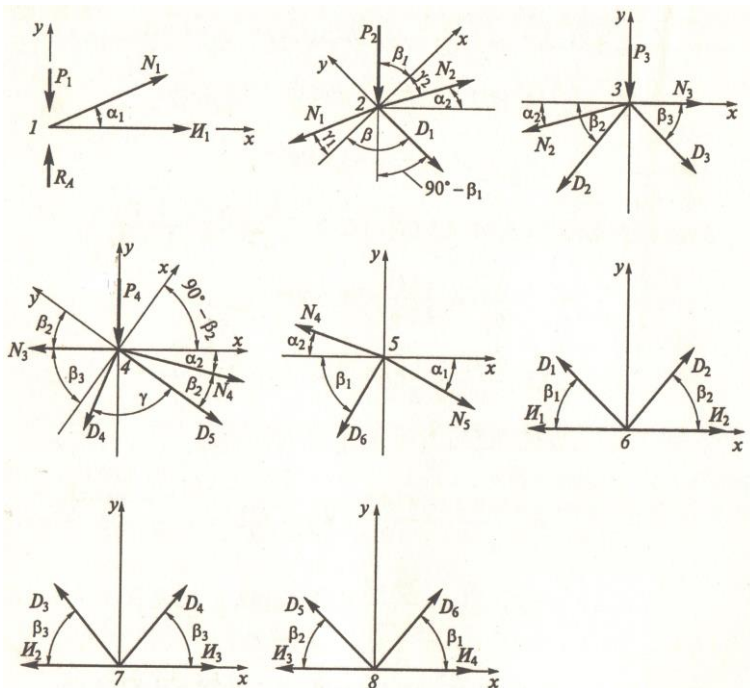


Рис. 3.3. Схемы к расчету усилий в стержнях фермы

5. Усилия в элементах фермы от нагрузки $g = 3,18 \text{ кН/м}$ при отношении распределенной постоянной нагрузки к аналогичной снеговой $K = 3,18/7,5 = 0,424$ составляют соответственно:

$$N_1 = N_5 = -167,3'0,424 = -70,94 \text{ кН};$$

$$N_2 = N_4 = -156,4'0,424 = -66,13 \text{ кН};$$

$$N_3 = -155,55'0,424 = -65,95 \text{ кН};$$

$$D_1 = D_6 = 3,33'0,424 = 1,41 \text{ кН};$$

$$D_2 = D_5 = -3,99'0,424 = -1,69 \text{ кН};$$

$$H_1 = H_4 = 150,75'0,424 = 63,92 \text{ кН};$$

$$H_2 = H_3 = 155,57'0,424 = 65,96 \text{ кН}.$$

6. Усилия в элементах фермы от нагрузки S'' .

Узел 1:

$$N_1 = (S_1'' - R_A)/\sin \alpha_1 = (29,64 - 82,69)/0,432 = -122,8 \text{ кН};$$

$$H_1 = -N_1 \cos \alpha_1 = 122,8'0,902 = 110,77 \text{ кН}.$$

Узел 2.

$$N_2 = (S_2'' \cos \beta + N_1 \sin \gamma_1)/\cos \gamma_2 =$$

$$= (43,63'0,569 - 122,8'0,987)/0,927 = -103,97 \text{ кН};$$

$$D_1 = -S_2'' \sin \beta_1 - N_2 \sin \gamma_2 + N_1 \sin \gamma_1 =$$

$$= -43,63'0,822 + 103,97'0,375 - 122,8'0,158 = -16,28 \text{ кН}.$$

Узел 6:

$$D_2 = -D_1 \sin \beta_1/\sin \beta_2 = 16,28'0,822/0,685 = 19,54 \text{ кН};$$

$$H_2 = H_1 - D_2 \cos \beta_2 + D_1 \cos \beta_1 =$$

$$= 110,77 - 19,54'0,729 - 16,28'0,569 = 87,26 \text{ кН}.$$

Узел 3:

$$D_3 = (-S_3'' - D_2 \sin \beta_2 - N_2 \sin \alpha_2)/\sin \beta_3 =$$

$$= (-16,6 - 19,54'0,685 + 103,97'0,219)/0,796 = -9,06 \text{ кН};$$

$$N_3 = -D_3 \cos \beta_3 + N_2 \cos \alpha_2 + D_2 \cos \beta_2 =$$

$$= 9,06'0,606 - 103,97'0,976 + 19,54'0,729 = -81,74 \text{ кН}.$$

Узел 7:

$$D_4 = -D_3 = 9,06 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned}
 H_3 &= H_2 - D_4 \cos \beta_3 + D_3 \cos \beta_3 = \\
 &= 87,26 - 9,06'0,606 - 9,06'0,606 = 76,28 \text{ кН.}
 \end{aligned}$$

Узел 4:

$$\begin{aligned}
 N_4 &= [N_3 \sin \beta_2 + D_4 \sin \gamma + S_4'' \sin (90^\circ - \beta_2)] / \sin (\beta_2 - \alpha_2) = \\
 &= (-81,74'0,685 + 9,06'0,995 + 8,8'0,729) / 0,508 = -79,84 \text{ кН;} \\
 D_5 &= -N_4 \cos (\beta_2 - \alpha_2) - D_4 \cos \gamma + N_3 \cos \beta_2 - S_4'' \cos (90^\circ - \beta_2) = \\
 &= -79,84'0,862 - 9,06'0,103 - 81,74'0,729 - 8,8'0,685 = -2,27 \text{ кН.}
 \end{aligned}$$

Узел 8:

$$\begin{aligned}
 D_6 &= -D_5 \sin \beta_2 / \sin \beta_1 = 2,27'0,685 / 0,822 = 1,89 \text{ кН;} \\
 H_4 &= H_3 - D_6 \cos \beta_1 + D_3 \cos \beta_2 = \\
 &= 76,28 - 1,89'0,569 - 2,27'0,729 = 73,55 \text{ кН.}
 \end{aligned}$$

Узел 5:

$$\begin{aligned}
 N_5 &= (N_4 \cos \alpha_2 + D_6 \cos \beta_1) / \cos \alpha_1 = \\
 &= (-79,84'0,976 + 1,89'0,569) / 0,902 = -85,19 \text{ кН.}
 \end{aligned}$$

Результаты вычислений вносят в табл. 3.4. В панелях верхнего пояса возникают кроме продольных сил N и изгибающие моменты M .

7. Вычисляют слагаемые изгибающих моментов от $g = 3,18$ кН/м и $s_1 = 7,5$ кН/м с учетом $K = 0,424$.

В панели 1 – 2:

$$\begin{aligned}
 M_{s'1} &= s'_1 l_1^2 / 8 = 7,5'4,45^2 / 8 = 18,56 \text{ кН м;} \\
 M_g &= M_s g / s' = 18,56'0,424 = 7,87 \text{ кН м;} \\
 M_{Ns} &= N_1 f_0 = -167,13'0,136 = -22,73 \text{ кН м;} \\
 M_{Ng} &= -22,73'0,424 = -9,64 \text{ кН м.}
 \end{aligned}$$

В панели 2 – 3:

$$\begin{aligned}
 M_{s'2} &= s'_2 l_2^2 / 8 = 7,5'4,93^2 / 8 = 22,79 \text{ кН м;} \\
 M_g &= M_s g / s' = 22,79'0,424 = 9,66 \text{ кН м;} \\
 M_{Ns} &= N_2 f_0 = -156,4'0,136 = -21,27 \text{ кН м;} \\
 M_{Ng} &= -21,27'0,424 = -9,02 \text{ кН м.}
 \end{aligned}$$

В панели 3 – 4:

$$\begin{aligned}
 M_{s'3} &= s'_3 l_3^2 / 8 = 7,5'4,94^2 / 8 = 22,88 \text{ кН м;} \\
 M_g &= 22,88'0,424 = 9,7 \text{ кН м.}
 \end{aligned}$$

$$M_{Ns} = N_3 f_0 = -155,55'0,136 = -21,15 \text{ кН м};$$

$$M_{Ng} = -21,15'0,424 = -8,97 \text{ кН м}$$

В панели 4 – 5:

$$M_{s'4} = M_{s'2} = 22,79 \text{ кН м}; \quad M_g = 9,66 \text{ кН м};$$

$$M_{Ns} = -21,27 \text{ кН м}; \quad M_{Ng} = -9,02 \text{ кН м}.$$

В панели 5 – 9:

$$M_{Ns} = -22,73 \text{ кН м}; \quad M_{s1} = 18,56 \text{ кН м};$$

$$M_g = 7,87 \text{ кН м}; \quad M_{Ng} = -9,604 \text{ кН м}.$$

Результаты вычислений вносят в табл. 3.4.

Определяют максимальные значения M в панелях верхнего пояса от снеговой нагрузки треугольного очертания.

В панели 1 – 2:

$$s_2''/s_1'' = 9,51/15,23 = 0,624 \text{ (см. рис. 3.2, а) ;}$$

$$M_s = s'' l^2 / 9,8;$$

$$M_{s''} = 15,23'4,45^2/9,8 = 30,77 \text{ кН м};$$

$$M_N = N_1 f_0 = -122,8'0,136 = -16,7 \text{ кН м}.$$

В панели 2 – 3:

$$s_3''/s_2'' = 3,17/9,51 = 0,33;$$

$$M_{s''} = 9,51'4,93^2/12,04 = 19,2 \text{ кН м};$$

$$M_N = N_2 f_0 = -103,97'0,136 = -14,14 \text{ кН м}.$$

В панели 3 – 4:

$$M_N = N_3 f_0 = -81,74'0,136 = -11,12 \text{ кН м}.$$

В панели 4 – 5:

$$M_N = N_4 f_0 = -79,84'0,136 = -10,86 \text{ кН м};$$

$$M_{s''} = 19,2/2 = 9,6 \text{ кН м}.$$

В панели 5 – 9:

$$M_N = N_s f_0 = -85,19'0,136 = -11,59 \text{ кН м};$$

$$M_{s''} = 30,77/2 = 15,39 \text{ кН м}.$$

Таблица 3.4

Усилия в элементах фермы

Номер стержня	Обозначение усилий	Усилия от постоянной нагрузки $g = 3,18$ кН/м, $K = g/s' = 0,424$	Усилия от снеговой нагрузки		Расчетные сочетания усилий	
			равномерной $s' = 7,5$ кН/м	треугольной s''	гр. 3 + гр. 4	гр. 3 + гр. 5
1	2	3	4	5	6	7
1 - 2	N_1	- 70,94	-167,13	-122,8	-	-
	$M_{g, s', s''}$	7,87	18,56	30,77	238,0	193,7
	M_N	- 9,64	-22,73	-16,7	7	4
	$\sum M$	- 1,77	-4,17	14,07		
					- 5,94	12,3
2 - 3	N_2	-66,31	-156,40	-103,97	-	-
	$M_{g, s', s''}$	9,66	22,79	19,20	222,7	170,2
	M_N	-9,02	-21,27	-14,14	1	8
	$\sum M$	0,64	1,52	5,06		
					2,16	5,7
3 - 4	N_3	-65,95	-155,55	-81,74	-	-
	$M_{g, s', s''}$	9,7	22,88	22,88	222,5	147,6
	M_N	-8,97	-21,15	-11,12		9
	$\sum M$	0,73	1,73	-13,45		
					2,46	-
4 - 5	N_4	-66,31	-156,4	-79,84	-	-
	$M_{g, s', s''}$	9,66	22,79	9,6	222,7	146,1
	M_N	-9,02	-21,27	-10,86	1	5
	$\sum M$	0,64	1,52	-1,26		
					2,16	-0,62

Окончание табл. 3.4

1	2	3	4	5	6	7
5 - 9	N_5	-70,94	-167,13	-85,19	-	-
	$M_{g, s', s''}$	7,87	18,56	15,39	238,07	156,13
	M_N	-9,64	-22,73	-11,59		
	ΣM	-1,77	-4,17	3,8	-5,94	2,03
1 - 6	I_1	63,92	150,75	110,77	214,67	174,69
6 - 7	I_2	65,96	145,95	87,26	221,91	153,22
7 - 8	I_3	65,96	145,95	76,28	221,91	142,24
8 - 9	I_4	63,92	150,75	73,55	214,67	137,47
2 - 6	D_1	1,41	3,33	-16,27	-4,74	-14,86
3 - 6	D_2	-1,69	-3,99	19,54	-5,68	17,85
3 - 7	D_3	0	0	-9,06	0	-9,06
4 - 7	D_4	0	0	9,06	0	9,06
4 - 8	D_5	-1,69	-3,99	-2,27	-5,68	-3,96
5 - 9	D_6	1,41	3,33	1,89	4,74	-3,33

Примечание.

Усилия N даны в кН, моменты M – в кН м.

Максимальные значения изгибающих моментов от треугольной нагрузки в панелях 1 – 2 и 2 – 3 условно принимают в середине пролета (см. табл. 3.4).

Подбор сечения элементов. Ширину сечения верхнего пояса и элементов решетки принимают одинаковой. Подбирают ширину b из условия предельной гибкости $\lambda_{np} = 150$.

Для самого длинного раскоса D_2 , у которого $l_{0y} = l_{0x} = 4,73$ м,
 $r_{min} = l_{0y} / \lambda_{np} = 4,73 / 150 = 0,03$ м; $b_{min} = 0,03 / 0,29 = 0,11$ м. С учетом конструктивных требований к опорам плит покрытия $b_{min} = 14$ см из доски шириной 15 см.

Подбор сечения верхнего пояса. Из табл. 3.4 видно, что расчетной является первая панель при снеговой нагрузке s'' . Пользуясь приближенной формулой, определяют

$$W_{mp} = M_{max} / 0,7 R_u.$$

Принимают древесину сосну 2 сорта (класса K24), доски сечением 3,3х14 см (после острожки) с расчетным сопротивлением

$$R_c = R_u = 15 \text{ МПа} = 1,5 \text{ кН/см}^2 [1], \text{ табл. 3.}$$

Из табл. 3.4 выбирают сочетание усилий

$N = -193,74$ кН; $M = 12,3$ кН м, тогда

$$W_{mp} = 12,3 \times 10^2 / 0,7 \cdot 1,5 = 1171,43 \text{ см}^3.$$

Требуемая высота сечения

$$h_{mp} = 22,4 \text{ см.}$$

Количество слоев в клееном элементе при толщине досок 3,3 см $n = 22,4/3,3 = 7$ слоев; принимают 9 слоев. Тогда $h = 3,3 \cdot 9 = 29,7 \text{ см.}$

Геометрические характеристики сечения

$$F = b \cdot h = 14 \cdot 29,7 = 416 \text{ см}^2; \quad W = b \cdot h^2 / 6 = 14 \cdot 29,7^2 / 6 = 2058 \text{ см}^3.$$

$$\text{Гибкость} \quad \lambda_x = l_x / r_x = 4,94 / (0,29 \cdot 0,297) = 57,4 < 120$$

$$\text{Коэффициент } \xi = 1 - N \lambda^2 / 3000 R_c$$

$$F = 1 - 193,74 \cdot 57,4^2 / 3000 \cdot 1,5 \cdot 416 = 0,66. \text{ Тогда}$$

$$M_d = M / \xi = 12,3 / 0,66 = 16,4 \text{ кН м;}$$

$$\sigma = N / F + M_d / W = 193,74 / 416 + 16,4 \cdot 10^2 / 2058 = 1,37 \text{ кН/см}^2 = 13,7 \text{ МПа} < R_c = 15 \text{ МПа.}$$

Проверка устойчивости из плоскости верхнего пояса фермы (в середине панели

1 – 2) при сжатии силой $N = 238,24 \text{ кН}$ и шаге связей $l_c = 3 \text{ м}$:

$$r_y = 0,29 \cdot 14 = 4,06 \text{ см} = 0,04 \text{ м; } \lambda_y = 3 / 0,04 = 75 > 70;$$

$$\varphi_y = 3000 / 75^2 = 0,53;$$

$$\sigma = N / \varphi_y F = 238,24 / 0,53 \cdot 416 = 1,08 \text{ кН/см}^2 = 10,8 \text{ МПа} < R_c = 15 \text{ МПа.}$$

Подбор сечения раскосов. Раскос D_1 ; $N = -14,86 \text{ кН}$. Высоту сечения определяют из условия предельной гибкости:

$$h = l_p / 0,29 \cdot 150 = 259 / 43,5 = 5,95 \text{ см.}$$

По условиям конструирования принимают $h = 3,3 \cdot 4 = 13,2 \text{ см.}$

$$\text{Тогда } F = 14 \cdot 13,2 = 184,8 \text{ см}^2.$$

Напряжение в сжатом раскосе D_1

$$\sigma = 14,86 / 0,66 \cdot 184,8 = 0,12 \text{ кН/см}^2 = 1,2 \text{ МПа} < R_c = 15 \text{ МПа,}$$

где $\lambda = 259 / 0,29 \cdot 13,2 = 67,6 < 150;$

$$\varphi_{min} = 3000 / 67,6^2 = 0,66.$$

Раскос D_2 ; $N = 17,85 \text{ кН.}$

Растянутый раскос D_2 прикреплен в узле болтами $d = 12$ мм.
Площадь поперечного сечения за вычетом ослаблений

$$F_{нт} = 14(13,2 - 2 \cdot 1,2) = 151,2 \text{ см}^2.$$

Расчетное сопротивление растяжению для древесины 2 сорта

$$R_p = 9 \text{ МПа} = 0,9 \text{ кН/см}^2;$$

$$m_0 = 0,8 [1], \text{ п. 5.2};$$

$$\sigma_p = N/F_{нт} = 17,85/151,2 = 0,12 \text{ кН/см}^2 < 0,9 \times 0,8 = 0,72 \text{ кН/см}^2.$$

Подбор сечения нижнего пояса. Нижний пояс принимают из стальных уголков:

$$R_p = 210 \text{ МПа} = 21 \text{ кН/см}^2; \quad N = 221,91 \text{ кН};$$

$$F_{тп} = 221,91/0,85 \cdot 21 = 12,43 \text{ см}^2;$$

Нижний пояс принимают из двух равнополочных уголков 70x70x5;

$$2 F = 2 \cdot 6,86 = 13,72 \text{ см}^2; \quad r = 2,16 \text{ см};$$

$$\lambda = l_n/r = 592,5/2,16 = 274 < 400.$$

Расчет узлов. Опорный узел (рис. 3.4, а)

1. Проверку торца верхнего пояса на смятие производят при действии максимальной продольной силы $N = 238,07$ кН. Задаются размерами площади смятия

$$b = 14 \text{ см}; \quad h_{оп} = 2 h/3 = 2 \cdot 29,7/3 = 19,8 \text{ см};$$

$$F = 14 \cdot 19,8 = 277 \text{ см}^2;$$

$$\sigma_{см} = 238,07/277 = 0,859 \text{ кН/см}^2 = 8,59 \text{ МПа} < R_{см} = 15 \text{ МПа}.$$

Верхний пояс крепят в узле одним конструктивным болтом $d = 16$ мм.

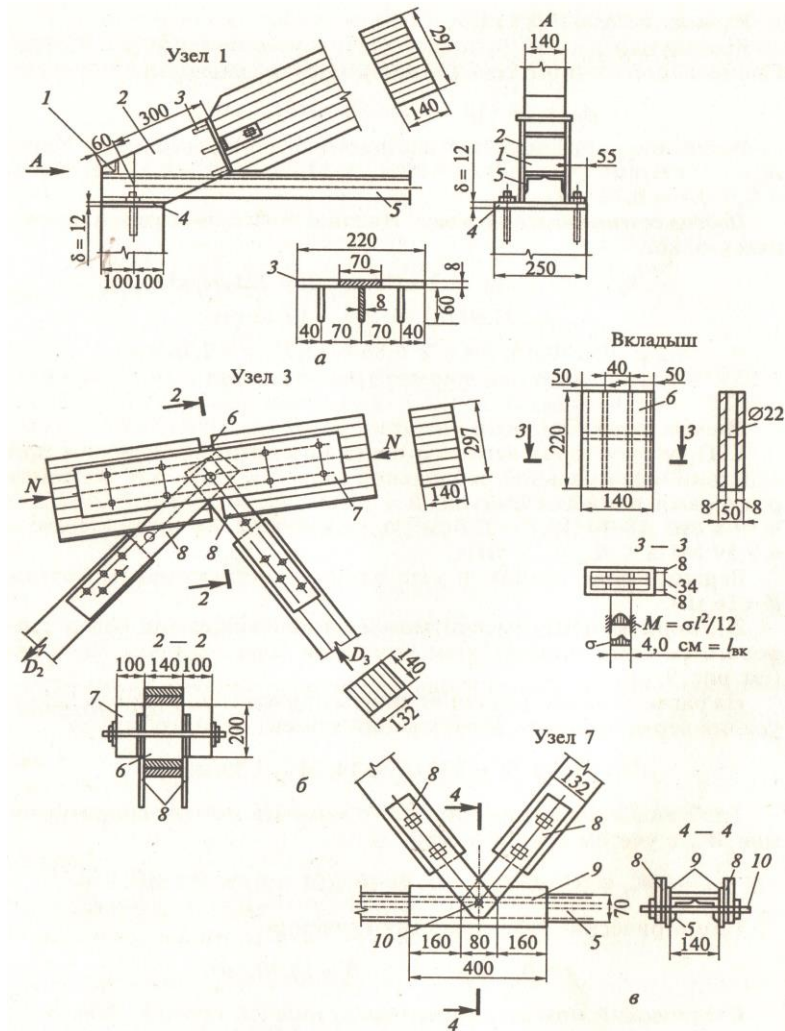


Рис. 3.4. Конструктивные решения узлов сегментной фермы:

a - опорный узел; *б* - узел верхнего пояса; *в* - узел нижнего пояса; 1 - фиксирующий уголок; 2 - боковые фасонки; 3 - упорная плита; 4 - опорная плита; 5 - уголок нижнего пояса; 6 - стальной ребристый вкладыш; 7 - деревянная накладка; 8 - стальные планки раскосов; 9 - стальная накладка; 10 - болт

2. Упорную плиту рассчитывают приближенно как балку таврового сечения длиной 14 см, шириной 7 см с ребром 60x8 мм (см. рис. 3.4, а).

На расчетную часть упорной плиты приходится $1/3$ продольного усилия верхнего пояса. Изгибающий момент от этого усилия

$$M = N l / 3 = 238,07 \cdot 0,14 / 3 = 1,39 \text{ кН м.}$$

Требуемый для восприятия этого момента момент сопротивления сечения W_{mp} с учетом пластичности

$$W_{mp} = M / R = 1,39 / 1,2 = 1,16 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3 = 11,6 \text{ см}^3.$$

Геометрические характеристики сечения

$$F = 0,07 \cdot 8 + 0,06 \cdot 0 = 0,56 \text{ см}^2.$$

Статический момент сечения относительно нижней кромки ребра

$$S = 0,07 \cdot 0,04 + 0,06 \cdot 0,03 = 0,004 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до нижней кромки ребра

$$z = S / F = 0,004 / 0,56 = 0,71 \text{ см.}$$

Момент инерции сечения

$$I_x = 0,07 \cdot 0,08^3 / 12 + 0,07 \cdot 0,08 \cdot (0,04 - 0,71)^2 + 0,06 \cdot 0,03^3 / 12 + 0,06 \cdot 0,03 \cdot (0,03 - 0,71)^2 = 0,0001 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления сечения

$$W = I_x / z = 0,0001 / 0,71 = 0,14 \text{ см}^3 > 0,11 \text{ см}^3.$$

3. Рассчитывают опорную плиту. Реакция на левой опоре фермы от первого сочетания нагрузок

$$R_A = (g + s') l / 2 = (3,18 + 7,5) \cdot 23,7 / 2 = 126,56 \text{ кН.}$$

Напряжение сжатия под опорной плитой размером $F = 20 \cdot 25 \text{ см}$

$$\sigma = R_A / F = 126,56 / 500 = 0,25 \text{ кН/см}^2.$$

Изгибающий момент консольной части плиты (на ширине 1 см)

$$M = \sigma l^2 / 2 = 0,255 \cdot 2^2 / 2 = 0,51 \text{ кН см.}$$

Требуемый момент сопротивления сечения с учетом пластичности

$$W_{mp} = M / (1,2 R) = 0,51 / (1,2 \cdot 21) = 0,02 \text{ см}^3.$$

Необходимая толщина плиты при ширине 1 см

$$\delta = \sqrt{6 W_{mp}} = \sqrt{6 \cdot 0,02} = 0,35 \text{ см. Принимают } \delta = 12 \text{ мм.}$$

4. Растягивающее расчетное усилие **нижнего пояса** $N = 221,91 \text{ кН.}$

Нижний пояс принимают из 2 уголков $70 \times 70 \times 5 \text{ мм}$ (рис. 3.4, в). Уголки приваривают к фасонкам. На обушок каждого уголка

передается 70% усилия $N' = 221,91 \cdot 0,7 = 155,34$ кН, а на перо уголка – 30%:

$$N'' = 221,91 \cdot 0,3 = 66,57 \text{ кН.}$$

Длины сварных швов на один уголок при высоте шва $h_{ш} = 0,6$ см:

$$\text{у обушка } l' = N'/2 R_{cp} 0,7 h_{ш} = 155,34/2 \cdot 15'0,7'0,6 = 12,3 \text{ см;}$$

$$\text{у пера } l'' = 66,57/2 \cdot 15'0,7'0,6 = 5,3 \text{ см.}$$

Принимают $l' = 20$ см; $l'' = 10$ см.

Узел 3 верхнего пояса (рис. 3.4, б). Усилия в раскосах $D_2 = 17,85$ кН (растяжение);

$$D_1 = -14,86 \text{ кН (сжатие).}$$

Усилие в верхнем поясе $N = 238,07$ кН. Между торцами соединяемых панелей предусмотрены стальные вкладыши сечением 14x22x5 см.

Напряжение смятия торцов панелей 2 и 3 верхнего пояса от усилия $N = 238,07$ кН:

$$\sigma_{см} = N/F_{см} = 238,07/14 \cdot 22 = 0,77 \text{ кН/см}^2 = 7,7 \text{ МПа} < R_c = 15 \text{ МПа.}$$

Изгибающий момент в пластинке вкладыша шириной 1 см определяют по формуле

$$M = \sigma_{см} l_{вк}^2 / 12 = 0,77 \cdot 4^2 / 12 = 1,03 \text{ кН см,}$$

где $l_{вк} = 4$ см – расстояние между ребрами вкладыша.

Требуемый момент сопротивления пластины с учетом пластичности

$$W_{mp} = 1,13/1,2 \cdot 21 = 0,041 \text{ см}^3.$$

Толщина пластины (при ширине 1 см)

$$\delta_{mp} = \sqrt{6W_{mp}} = \sqrt{6 \cdot 0,041} = 0,5 \text{ см.}$$

Принимают $\delta = 8$ мм.

Узловой болт, воспринимающий равнодействующую усилий в раскосах, рассчитывают на изгиб от момента

$$M = (D/2)(\delta + \delta/2) = 35(0,8 + 0,4)/2 = 21 \text{ кН см.}$$

Равнодействующую усилий D определяют графически. Требуемый момент сопротивления сечения болта с учетом коэффициента пластичности $\gamma = 1,2$ равен

$$W = 21/(1,2 \cdot 21) = 0,83 \text{ см}^3. \text{ Принимают болт } d = 2,2 \text{ см. Тогда}$$

$$W = 0,1 d^3 = 0,1 \cdot 2,2^3 = 1,06 \text{ см}^3 > 0,83 \text{ см}^3.$$

Алгоритм расчета сегментной клееной деревянной фермы.

Исходные данные:

Нагрузки – s', s'', f, b, l_c ; усилия – M, N, N_p ; характеристики материалов – R_c, R_u, R_y .

$$1. r = (l^2 + 4f^2)/(8f). \quad 2. \sin \alpha_0 = l/2r; \alpha_0. \quad 3. S = R \times 2 \alpha_0.$$

$$4. S_n = S/5. \quad 5. \alpha_n = 2 \alpha_0/5. \quad 6. l_s = 2r \sin(\alpha_n/2).$$

$$7. F_0 = l_s \operatorname{tg}(\alpha_n/4) 0,5. \quad 8. A_1 = 0,5 \times 0,8 \times 2 \alpha_0. \quad 9. l_n = l/4.$$

$$10. D_3 = \sqrt{(0,5l_3)^2 + (f - f_0)^2}.$$

$$11. D_2 = \sqrt{(l_n - 0,5l_3)^2 + (f - f_0)^2}. \quad 12. D_1 = \sqrt{(l_n - l_1)^2 + f_1^2}$$

Усилия определяют методом вырезания узлов. Результаты сведены в табл. 3.4.

Расчет панели верхнего пояса.

$$13. W = M/0,7 R_u.$$

$$14. h_{mp} = \sqrt{6W/b}. \quad 15. F = b h.$$

$$16. W = b h^2/6. \quad 17. l = b h^3/12. \quad 18. \lambda = l_s/0,29 h. \quad 19. \varphi = 3000/\lambda^2.$$

$$20. \xi = 1 - N/\varphi R_c F.$$

$$21. \sigma = N/F + M/\xi W \leq R_c. \quad 22. \lambda_y = l_s/0,29 b. \quad 23. \varphi = 3000/\lambda_y^2.$$

$$24. \sigma_1 = N/\varphi F \leq R_c.$$

Пример 3.2**МНОГОУГОЛЬНАЯ БРУСЧАТАЯ ФЕРМА**

Запроектировать многоугольную брусчатую ферму покрытия системы ЦНИИСК с брусчатым деревянным верхним и металлическим нижним поясами.

Исходные данные. Здание I уровня ответственности, отапливаемое, с температурно-влажностными условиями эксплуатации класса 1. Пролет фермы – 24 м, шаг несущих конструкций – 6 м. Материал – древесина хвойных пород 2 сорта (класса K24).

Район строительства по снеговой нагрузке – III ($S = 1,8 \text{ кН/м}^2$, $S'' = 1,26 \text{ кН/м}^2$) [2]. Кровля утепленная из асбестоцементных плит, уложенных по верхним поясам ферм.

Геометрический расчет. Принимают многоугольную ферму с решеткой, состоящей из раскосов и стоек, верхнего пояса в виде описанного около кругового сегмента правильного многоугольника из деревянных брусев и нижнего пояса из двух металлических уголков. Пролет фермы $l = 24$ м, высота в середине $h_{\text{сез}} = l/6 = 24/6 = 4$ м (рис. 3.5).

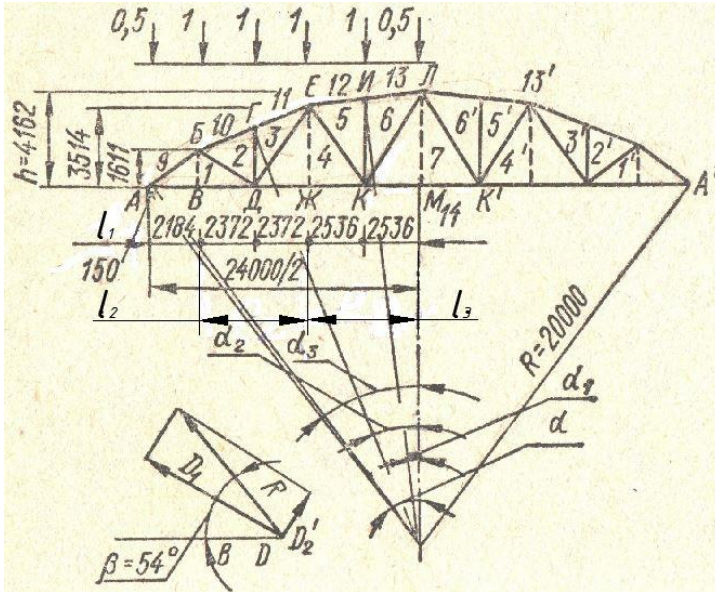


Рис. 3.5. Геометрическая схема фермы

Верхний пояс представляет собой правильный многоугольник, у которого имеются четыре полные стороны и две половинные. Половинные стороны касаются дуги круга в опорных узлах. При этом получают радиус окружности

$$R = 5 l / 6 = 5 \cdot 24 / 6 = 20 \text{ м.}$$

Тангенс половины центрального угла

$$\operatorname{tg} \alpha = 0,5 l / (R - h_{\text{сез}}) = 0,5 \cdot 24 / (20 - 4) = 0,75,$$

что соответствует углу $\alpha = 36,87^\circ$.

Длина дуги сегмента

$$S_{\text{сез}} = 2 \pi R \alpha / 360 = 2 \cdot 3,14 \cdot 20 \cdot 36,87 / 360 = 25,74 \text{ м.}$$

Длину дуги верхнего пояса принимают

$$S_{в.п} = S_{сез} - 2 l' = 25,74 - 2 \cdot 0,15 = 25,44 \text{ м},$$

полагая $l' = 0,15$ м от торца первой панели до центра опорного узла.

Длины дуг, соответствующие опорным панелям верхнего пояса

$$S_n = 25,44/10 = 2,544 \text{ м};$$

то же, для средних элементов верхнего пояса

$$S_{ср} = 2 \cdot 2,544 = 5,088 \text{ м}.$$

Центральный угол одной панели верхнего пояса

$$\alpha_1 = 360 S_n / 2 \pi R = 360 \cdot 2,544 / 2 \cdot 3,14 \cdot 20 = 7,287^\circ = 7^\circ 17'.$$

Углы наклона элементов AB , BE и EL верхнего пояса к горизонту соответственно равны:

$$\alpha_3 = 5^\circ \alpha_1 = 36^\circ 25'; \quad \alpha_2 = 3^\circ \alpha_1 = 21^\circ 51'; \quad \alpha_1 = 7^\circ 17'.$$

Их тригонометрические функции равны

$$\sin \alpha_1 = 0,1268; \quad \operatorname{tg} \alpha_1 = 0,1278; \quad \cos \alpha_1 = 0,9919;$$

$$\sin \alpha_2 = 0,3722; \quad \operatorname{tg} \alpha_2 = 0,4010; \quad \cos \alpha_2 = 0,9282;$$

$$\sin \alpha_3 = 0,5936; \quad \cos \alpha_3 = 0,1278.$$

Длины элементов верхнего пояса по оси:

$$\text{средних } EL = BE = 2 R \operatorname{tg} \alpha_1 = 2 \cdot 20 \cdot 0,1278 = 5,112 \text{ м};$$

$$\text{крайнего } AB = 5 \cdot 112/2 = 2,556 \text{ м}.$$

Длины панелей нижнего пояса:

$$\text{средней } 2KM = EL \cos \alpha_1 = 5,112 \cdot 0,9919 = 5,072 \text{ м};$$

$$\text{промежуточной } DK = 0,5(5,072 + 5,112 \cdot 0,9282) = 4,908 \text{ м};$$

$$\text{крайней } AD = 0,5(5,112 \cdot 0,9282) + (2,556 + 0,15) \cdot 0,8047 = 4,556 \text{ м}.$$

Длины стоек решетки:

$$IK = R \cos \alpha_1 - (R - h_{сез}) = 20 \cdot 0,9919 - (20 - 4) = 3,838 \text{ м};$$

$$ГД = 20 \cdot 0,9282 - (20 - 4) = 2,564 \text{ м}.$$

Высота фермы:

$$LM = IK + KM \operatorname{tg} \alpha_1 = 3,838 + 2,536 \cdot 0,1278 = 4,162 \text{ м}.$$

Вертикальные размеры:

$$EЖ = IK - KM \operatorname{tg} \alpha_1 = 3,838 - 2,536 \cdot 0,1278 = 3,514 \text{ м};$$

$$BB = EЖ - BE \sin \alpha_2 = 3,514 - 5,112 \cdot 0,3722 = 1,611 \text{ м.}$$

Длины раскосов:

$$БД = \sqrt{1.611^2 + 2.372^2} = 2,867 \text{ м};$$

$$ДЕ = \sqrt{3.514^2 + 2.372^2} = 4,239 \text{ м};$$

$$ЕК = \sqrt{3.514^2 + 2.536^2} = 4,333 \text{ м};$$

$$ЛК = \sqrt{4.162^2 + 2.536^2} = 4,872 \text{ м}.$$

Углы между раскосами и нижним поясом:

$$\text{tg } БДВ = 1,611/2,372 = 0,679; \text{ Угол } БДВ = 34^\circ 10';$$

$$\text{tg } ЕДЖ = 3,515/2,372 = 1,482; \text{ Угол } ЕДЖ = 56^\circ;$$

$$\text{tg } ЛКМ = 4,162/2,536 = 1,641; \text{ Угол } ЛКМ = 58^\circ 38'.$$

Статический расчет фермы. Нагрузка от собственного веса асбестоцементных плит покрытия составляет:

$$\text{ - нормативная } g_{кр} = 0,46 \text{ кН/м}^2,$$

$$\text{ - расчетная } g_{кр} = 0,52 \text{ кН/м}^2 \text{ (см. прим. 1.7).}$$

Полный вес крыши, приходящийся на одну ферму,

$$g_{кр} B \sum l_{в.п} = 0,52 \cdot 6(4 \cdot 5,112 + 2 \cdot 2,556 + 2 \cdot 0,15) = 80,68 \text{ кН},$$

где $B = 6 \text{ м}$ – шаг ферм; $\sum l_{в.п}$ – длина элементов верхнего пояса между центрами опорных узлов.

Узловую нагрузку находят, полагая вес покрытия и снеговую нагрузку равномерно распределенными между узлами. От веса покрытия получают

$$G_{кр} = 80,68/10 = 8,068 \text{ кН}.$$

Снеговая нагрузка для III района $S = 1,8 \text{ кН/м}^2$. Для однопролетных сводчатых покрытий коэффициент $c_2 = 0,8$ [1], прил. Г 2

Расчетная снеговая нагрузка на один узел верхнего пояса фермы

$$S' = S c_2 B / n_{уз} = 1,8 \cdot 0,8 \cdot 6 \cdot 24/10 = 10 \text{ кН},$$

где $n_{уз} = 10$ – количество узлов верхнего пояса (карнизные узлы принимают за один узел).

Собственный вес фермы вычисляют при $k_{с.в} = 4$,

$$g_{с.м}^{\phi} = (g_{кр} + S c_2) / [1000 / (k_{с.м} l) - 1] =$$

$$= (0,52 + 1,8 \cdot 0,8) / [1000 / (4 \cdot 24) - 1] = 0,21 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетный собственный вес фермы со связями, приходящийся на один узел верхнего пояса

$$G_{\phi} = g_{\phi} n_{св} B l / n_{уз} = 0,21 \times 1,1 \times 6 \times 24 / 10 = 3,33 \text{ кН},$$

где $n_{св} = 1,1$ – коэффициент учета веса связей.

Расчетные узловые нагрузки:

постоянная - $G_{с.в} = 8,068 + 3,33 = 11,4 \text{ кН};$

снеговая - $S' = 10 \text{ кН};$

полная – $G_{с.в} + S' = 11,34 + 10 = 21,34 \text{ кН}.$

Опорные реакции

$$R_A = R_B = 0,5 / S_{с2} B = 0,5 \times 24 \times 1,8 \times 0,8 \times 6 = 103,68 \text{ кН}.$$

Определение продольных усилий в элементах фермы.

Продольные усилия в элементах фермы определяют также, как в примере 3.1. Расчетные усилия сведены в табл. 3. 5.

Таблица 3.5 **Усилия в элементах фермы, кН**

Элементы фермы и опорные раскосы	Стержни	Усилия от постоянной нагрузки $G_{с.в} = 12,03 \text{ кН}$	Усилия от снеговой нагрузки $S' = 25,92 \text{ кН}$		Расчетные сочетания усилий		Обозначение усилий
			слева	справа	+	–	
Верхний пояс	АБ	-90,71	-59,52	-21,82		172,05	O_1
	БГ	-90,03	-56,32	-24,45		170,8	O_2
	ГЕ	-90,03	-56,32	-24,45		170,8	O_2
	ЕИ	-86,77	-45,63	-32,19		164,59	O_3
	ИЛ	-86,77	-45,63	-32,19		164,59	O_3
Нижний пояс	АД	+72,69	+47,8				U_1
	ДК	+80,24	1	+17,47	137,97		U_2
	К'К	+82,62	+46,6	+25,28	152,18		U_2
			6	+37,06	156,74		U_3
Раскосы			+47,8				
	БД	+13,53	1				
	ДЕ	+ 5,3	+5,76	+ 6,4	25,69		D_1
	ЕК	+ 9,18	+	- 4,54	14,52		D_2
	КЛ	+ 5,64	9,22	+10,82	20,0		D_3
			-	-	20,94		D_4
			2,56	10,11		4,47	
			+15,3				
Стойки	ГД	-11,97	-10,69	0		22,66	V_1
	ИК	-11,97	-10,69	0		22,66	V_2

Расчет верхнего пояса. В элементах верхнего пояса, кроме продольных усилий, действуют изгибающие моменты от местной

нагрузки (вес плит покрытия), которую принимают равномерно распределенной вдоль пояса. Наибольший изгибающий момент от местной нагрузки возникает в панелях *ЕИ* и *ИЛ*, наименее наклоненных к горизонту. В них составляющая нагрузки, перпендикулярная к оси элемента

$$q_1 = (G_{кр} + S') \cos \alpha_1 / (E\ell/2) = \\ = (8,068 + 10) 0,9919 / (5,112/2) = 7,012 \text{ кН/м.}$$

То же, в панелях *БГ* и *ГЕ*

$$q_2 = q_1 \cos \alpha_2 / \cos \alpha_1 = 7,012 \cdot 0,9282 / 0,9919 = 6,562 \text{ кН/м.}$$

То же, в панели *АБ*

$$q_3 = q_1 \cos \alpha_3 / \cos \alpha_1 = 7,012 \cdot 0,8047 / 0,9919 = 5,689 \text{ кН/м.}$$

Отсюда видно, что влияние изгибающего момента по направлению к опорному узлу уменьшается примерно на 15%, тогда как продольное усилие увеличивается примерно на 1%. Поэтому проверку прочности верхнего пояса выполняют только для панелей *ЕИ* и *ИЛ*.

Продольные усилия в узлах *Е* и *Л* (а также в узле *Б*) прикладывают с эксцентриситетом вниз от оси элемента (рис. 3. 6, *а*) для создания отрицательных моментов, уменьшающих напряжение от момента в середине панели.

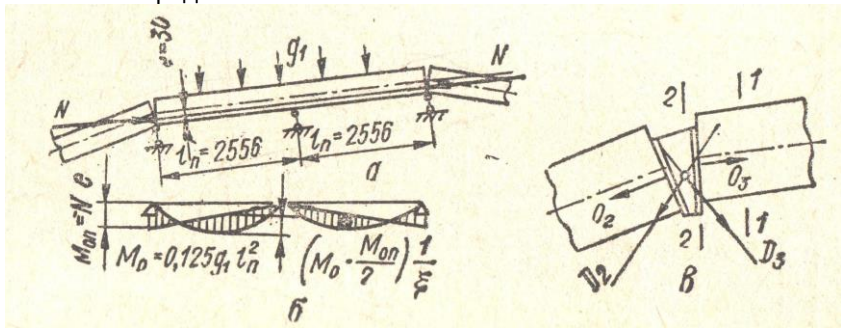


Рис. 3.6. К расчету верхнего пояса фермы

Эксцентриситет *e* назначают из условия равенства моментов в середине панели и на конце ее по абсолютным их величинам. Элемент *ЕЛ* представляет собой двух пролетную неразрезную балку. В этом случае для определения величины *e* получают выражение

$$(0,07 q_1 l_n^2 - N e/2)(1/\xi) = N e.$$

Однако при некоторой просадке узла *И* отрицательный момент в этом узле уменьшается и можно предположить, что он будет равен нулю. Тогда в соответствии с рис. 3.6, б получают

$$(0,125 q_1 l_n^2 - N e/2)(1/\xi) = N e.$$

Задавая для обоих расчетных случаев $\xi = 0,8$; $q_1 = 7,012$ кН; $N = 164,59$ кН и пролет панели $l_n = 2,556$ м получают: для первого случая

$$e = 0,07 q_1 l_n^2 / N(\xi + 1/3) = 0,062 q_1 l_n^2 / N = \\ = 0,062 \cdot 7,012 \cdot 2,556^2 / 164,59 = 0,02 \text{ м};$$

для второго случая

$$e = 0,125 q_1 l_n^2 / N(\xi + 1/2) = 0,096 q_1 l_n^2 / N = \\ = 0,096 \cdot 7,012 \cdot 2,556^2 / 164,59 = 0,03 \text{ м}.$$

Принимают в узлах *Б*, *Е* и *Л* эксцентриситеты $e = 0,03$ м.

Производят проверку сечения пояса в середине панелей *ЕИ* и *ИЛ*.

Отрицательный момент в узлах *Е* и *Л*

$$M_{он} = O_3 e = 164,59 \cdot 0,03 = 4,94 \text{ кН м}.$$

Момент в середине панели в недеформированном состоянии и при условии, что в узлах *Г* и *И* узловы́е моменты равны нулю

$$M = q_1 l_n^2 / 8 - M_{он} / 2 = 7,012 \cdot 2,556^2 / 8 + 4,94 / 2 = 8,196 \text{ кН м}.$$

Принимают сечение пояса $b h = 0,165 \times 0,19$ м (после острожки). Площадь сечения

$F_{бр} = 0,031 \text{ м}^2$; Момент сопротивления

$$W_{бр} = b h^2 / 6 = 0,165 \cdot 0,19^2 / 6 = 0,000993 \text{ м}^3;$$

гибкость в плоскости фермы

$$\lambda = l_0 / r = 2,556 / 0,289 \cdot 0,19 = 46,6;$$

$$\xi = 1 - N / \varphi F R_c =$$

$$= 1 - (46,6^2 \cdot 164,59 / 3000 \cdot 13000 \cdot 0,031) = 0,7.$$

Проверяют прочность пояса при $W_{расч} = W_{бр}$: в середине панели по формуле

$$\sigma = N/F_{нт} + M/\xi W_{расч} = 164,59/0,031 + 4,94/0,7'0,000993 =$$

$$= 12416 \text{ кН/м}^2 = 12,4 \text{ МПа} < R_c = 13 \text{ МПа},$$

где $N = O_3 = 164,59 \text{ кН}$.

Возле узлов E и L в сечении 1 – 1 (рис. 3.6, в) проверку выполняют по той же формуле, но без учета коэффициента ξ

$$164,59/0,031 + 4,94/0,000993 = 10284 \text{ кН/м}^2 < 13 \text{ МПа};$$

на сжатие в сечении 2 – 2

$$164,59/0,165'0,13 = 7673 \text{ кН/м}^2 = 7,67 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа},$$

где $0,13 = 0,19 - 2e$ – высота сечения торца пояса в узле (рис. 3.7).

Расчет стоек и раскосов. Сечения стоек и раскосов принимают равными

$b_c h_c = 0,165 \times 0,12 \text{ м}$ (после острожки), исходя из условий прочности, предельной гибкости и смятия под углом к волокнам в узлах.

Проверяют прочность наиболее длинного сжатого раскоса LK при гибкости

$$\lambda = l_0/r = 4,87/0,289'0,12 = 140 < \lambda_{пр} = 150;$$

$$\varphi = 3000/\lambda^2 = 3000/140^2 = 0,153 \text{ и}$$

$$F_{расч} = 0,165'0,12 = 0,02 \text{ м}^2$$

с учетом продольного изгиба

$$\sigma = N/\varphi F = 4,47/0,153'0,02 = 1461 \text{ кН/м}^2 = 1,46 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа}.$$

Определяют необходимый размер стойки $ИК$ по ширине из условия смятия пояса под углом 90° . Расчетное сопротивление смятию для площадки длиной $l_{см} = 0,12 \text{ м}$ определяют по формуле (1) [1]

$$R_{см90} = R_{с90}[1 + 8/(l_{см} + 1,2)] = 1,8[1 + 8/(0,12 + 1,2)] = 12,7 \text{ МПа}.$$

Требуемая длина площадки смятия

$$c = V_1/h R_{см90} = 22,66/0,165'12700 = 0,108 \text{ м} < 0,12 \text{ м}.$$

Проверяют стойку $ИК$ на продольный изгиб при

$$\lambda = 3,83/0,289'0,12 = 110 < 150;$$

$$\varphi = 3000/110^2 = 0,25;$$

$$\sigma = N_1/\varphi F_{расч} = 22,66/0,25'0,02 = 4532 \text{ кН/м}^2 =$$

$$= 4,5 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа},$$

где $N_1 = V_1 = 22,66 \text{ кН}$.

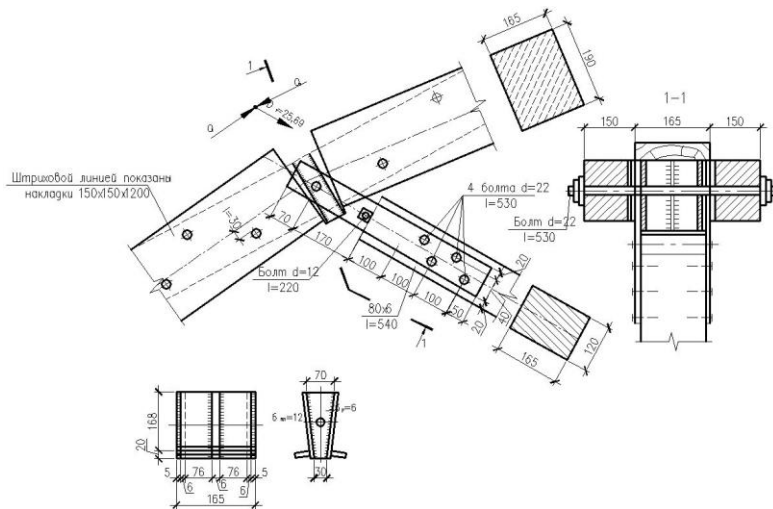


Рис. 3.7. Узел Б верхнего пояса

Расчет узла верхнего пояса. Основным элементом узла является металлический вкладыш, составленный из двух плит и трех расположенных между ними ребер. В центре вкладыша через ребра пропущен болт, к которому крепятся стальные планки раскосов (см. рис. 3.7). Плиты вкладыша воспринимают равномерно распределенное давление от брусьев верхнего пояса, которое определяют по максимальному усилию $O_1 = 172,05 \text{ кН}$:

$$q_1 = 172,05 / 0,165 \cdot (0,19 - 2 \cdot 0,03) = 8021 \text{ кН/м}^2.$$

Для расчета плиты выделяют полосу шириной 1 см и рассматривают ее как двух пролетную балку, опорами которой являются ребра (рис. 3.7). Над средней опорой допускают образование шарнира пластичности, в котором изгибающий момент составит

$$M_T = R \delta_{пл} / 4 = 21 \cdot 10^4 \cdot 0,012^2 / 4 = 7,56 \text{ кН/м}^2.$$

Наибольший момент в пролете M_1 действует на расстоянии x от крайней опоры:

$$x = l_{пл}/2 - M_T/l_{пл} q_1 = 8/2 - 756/8'80,21 = 2,82 \text{ см} = 0,0282 \text{ м};$$

$$\begin{aligned} M_1 &= q_1 l_{пл} x/2 - q_1 x^2/2 - M_T x/l_{пл} = \\ &= 8021'0,08'0,0282/2 - 8021'0,0282^2/2 - 7,56'0,0282/0,08 = \\ &= 3,19 \text{ кН м.} \end{aligned}$$

Здесь $l_{пл}$ – пролет плиты: $l_{пл} = (0,165 - 0,006)/2 = 0,08 \text{ м.}$

Толщина плиты принята $\delta_{пл} = 12 \text{ мм}$, ребер $\delta_p = 6 \text{ мм}$, момент сопротивления сечения $W_1 = 1'1,2^2/6 = 0,24 \text{ см}^3 = 24'10^{-4} \text{ м}^3$.

Напряжение изгиба в плите

$$\sigma = M_1/W_1 = 3,19/24'10^{-4} = 1329 \text{ кН/м}^2 = 132,9 \text{ МПа} < 210 \text{ МПа.}$$

Ширину ребер понизу назначают $b_n = 30 \text{ мм}$, тогда ширина их поверху

$$b_e = b_n + 2 h \sin \alpha = 30 + 2'160'0,127 = 70 \text{ мм} = 0,07 \text{ м.}$$

Для фиксации положения брусьев пояса при сборке по бокам вкладыша приваривают упоры из стальных полос толщиной 6 мм.

Расчет центрального болта производят для узла Б, где действует наибольшее усилие в раскосе $D_1 = 25,69 \text{ кН}$ (рис. 3.7). Проверяют прочность болта и стенок вкладыша на изгиб и смятие.

Изгибающий момент получают в предположении, что усилие раскоса действует с плечом $e = 1,2 \text{ см}$ относительно ребра вкладыша (рис. 3.7):

$$M = 0,5 D_1 e = 0,5'25,69'0,012 = 0,154 \text{ кН м.}$$

Приравнивая этот момент к несущей способности болта по изгибу, получают

$$M = R W = 210000'0,001 x d_o^2 = 0,154 \text{ кН м,}$$

откуда $d_o = 0,154/210000'0,001 = 0,022 \text{ м} = 2,2 \text{ см.}$

Напряжение смятия в ребре

$$\sigma = D_1/2 \delta_p d_0 = 25,69/2 \cdot 0,006 \cdot 0,022 = \\ = 97311 \text{ кН/м}^2 < R_{cm} = 380000 \text{ кН/м}^2 \text{ (380 МПа) [5].}$$

Элементы решетки крепят в узлах *Б, Д, Е, К* и *Л* при помощи стальных планок сечением 80х6 мм.

Планки присоединяют к раскосам и стойкам болтами (или глухарями) диаметром $d = 12$ мм. Определяют несущую способность двух срезного болта (или двух глухарей) [1], п. 7.16: по смятию среднего элемента

$$T_c = 0,5 c d = 0,5 \cdot 16,5 \cdot 1,2 = 9,9 \text{ кН};$$

по изгибу болта $T_u = 2,5 d^2 = 2,5 \cdot 1,2^2 = 3,6 \text{ кН}.$

Необходимое число болтов для крепления раскоса *БД*:

$$n = D_1/T_{мин} n_{шт} = 25,69/3,6 = 7,14 \text{ шт};$$

принимают четыре болта (или по четыре глухаря с каждой стороны раскоса).

Расчет нижнего пояса. Нижний пояс принимают из двух стальных равнобоких уголков 63х5, площадью сечения $2 \cdot 6,13 = 12,26 \text{ см}^2 = 0,001226 \text{ м}^2$. Проверяют сечение в узле *К*, где $N_3 = U_3 = 156,74 \text{ кН}$ и возможный момент от эксцентриситета

$$M_{экс} = (156,74 - 152,18)0,04 = 0,182 \text{ кН м},$$

где предполагаемый эксцентриситет $e = 4 \text{ см} = 0,04 \text{ м}.$

Проверку сечения нижнего пояса выполняют по формуле

$$\sigma = N_3/2 F_{нт} + M_{экс}/2 W_{нт} = 156,74/0,001226 + 0,182/2 \cdot 506 \cdot 10^{-5} = \\ = 146047 \text{ кН/м}^2 = 146 \text{ МПа} < R_p = 210 \text{ МПа},$$

где $W_{нт} = I/(b - z_0) = 23,1/(6,3 - 1,74) = 5,06 \text{ см}^3,$

b – ширина уголка; z_0 – положение центра тяжести уголка (по сортаменту).

Расчет опорного узла. Элементы опорного узла центрируют по осям. Конструкционной основой узла служит стальной сварной башмак, состоящий в основном из двух фасонок и двух плит (рис. 3.8).

В верхнюю плиту упирается верхний пояс, а нижняя плита служит для опоры фермы на ниже расположенную несущую конструкцию.

Размеры нижней плиты находят из условия передачи ею опорной реакции фермы на деревянную подушку с расчетным сопротивлением смятию поперек волокон

$$R_{см. 90} = 4 \text{ МПа} = 4000 \text{ кН/м}^2.$$

Требуемая площадь плиты

$$F_{мп} = R_A / R_{см. 90} = 103,68 / 4000 = 0,0260 \text{ м}^2 = 260 \text{ см}^2.$$

Конструктивно принимают площадь плиты $F = 24 \cdot 34 = 816 \text{ см}^2$.

Толщину плиты определяют из расчета ее как двух консольной балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой

$$q = R_A / b_{пл} = 103,68 / 34 = 3,05 \text{ кН/см}.$$

Фасонки башмака располагают заподлицо с боковыми гранями верхнего пояса. При толщине фасонок $\delta_{ф} = 7 \text{ мм}$ пролет плиты $l_{пл} = 16,5 + 0,7 = 17,2 \text{ см}$, а вылет консолей $c = (34 - 17,2) / 2 = 8,4 \text{ см}$.

Наибольший момент получают над опорой

$$M_{оп} = q c^2 / 2 = 3,05 \cdot 8,4^2 / 2 = 107,6 \text{ кН см}.$$

Требуемая толщина плиты

$$\delta_{пл} = \sqrt{6 \cdot M_{оп} / b \cdot R} = \sqrt{6 \cdot 107,6 / 24 \cdot 21} = 1,13 \text{ см},$$

Здесь сопротивление стальной плиты $R = 210 \text{ МПа} = 21 \text{ кН/см}^2$.

Принимают толщину пластинки $\delta_{пл} = 14 \text{ мм}$.

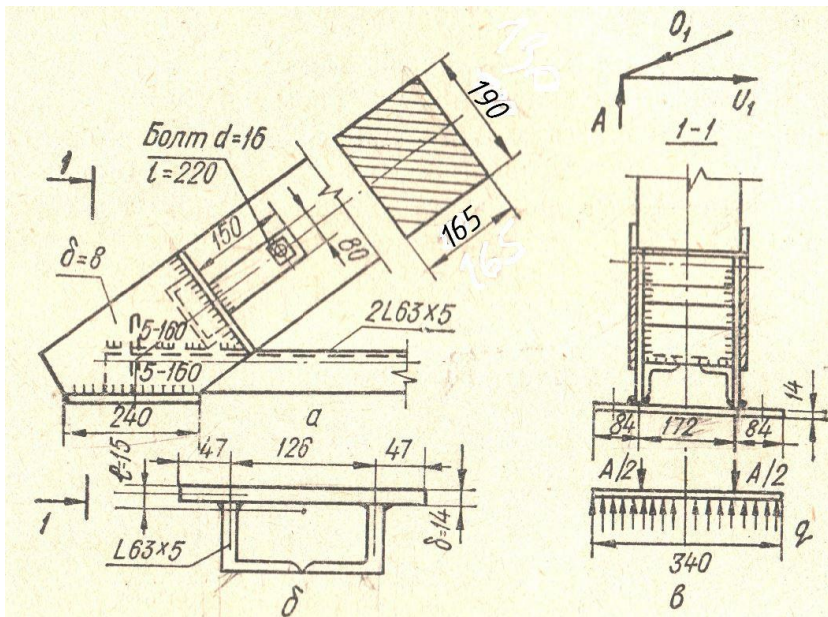


Рис. 3.8. Опорный узел фермы

а - общий вид; б - сечение верхней опорной плиты; в - расчетная схема горизонтальной опорной плиты

Толщину верхней плиты назначают также $\delta_{пл} = 14$ мм. Для увеличения ее прочности на изгиб приваривают к ней снизу два уголка 63х5 мм, которыми плита разделяется на три участка: один средний и два консольных. Наибольший момент действует над опорами плиты. Принимают размеры плиты соответственно сечению верхнего пояса (0,19х0,165 м). Тогда равномерно распределенная нагрузка на плиту

$$q = N/F_{пл} = 172,05/0,19 \cdot 0,165 = 5488 \text{ кН/м}^2.$$

Изгибающий момент в плите (на 1 см ширины)

$$M = q c_1^2 / 2 = 5488 \cdot 0,047^2 / 2 = 6,06 \text{ кН м.}$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = M/W_1 = 6,06/0,327 \cdot 10^{-4} = 18532 \text{ кН/м}^2 = 185 \text{ МПа} < 210 \text{ МПа,}$$

где $W_1 = \delta_{пл}^2/6 = 0,014^2/6 = 0,327 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$.

Проверяют прочность плиты, усиленной ребрами, в плоскости, перпендикулярной к плоскости фермы и проходящей через ось бруса. Расчетное сечение показано на рис. 3.8, б.

Площадь сечения двух уголков $F_{yz} = 12,26 \text{ см}^2$, то же плиты $F_{пл} = 1,4 \cdot 22 = 30,8 \text{ см}^2$;

собственный момент инерции сечения двух уголков

$I_{yz} = 2 \cdot 23,1 = 46,2 \text{ см}^4$, $z_0 = 1,74 \text{ см}$,
 $b - z_0 = 6,3 - 1,74 = 4,56 \text{ см}$.

Расстояние от центра тяжести составного сечения до центра тяжести плиты

$$c = F_{yz}[(\delta_{пл}/2) + b - z_0]/(F_{yz} + F_{пл}) = [12,26(1,4/2) + 4,56]/(12,26 + 30,8) = 1,5 \text{ см}.$$

Момент инерции составного сечения

$$I = I_{yz} + F_{yz}[b - z_0 + (\delta_{пл}/2) - c]^2 = 46,2 + 12,26(4,56 + 0,7 - 1,5)^2 = 288,8 \text{ см}^4.$$

Наименьший момент сопротивления

$$W = 288,8/(6,3 + 0,7 - 1,2) = 49,8 \text{ см}^3.$$

Изгибающий момент

$$M = b_{пл} q l_{пл}^2/8 = 22 \times 0,5488 \cdot 17,2^2/8 = 446,5 \text{ кН см}.$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = M/W = 446,5/49,8 = 8,97 \text{ кН/см}^2 = 90 \text{ МПа} < 210 \text{ МПа}.$$

Уголки нижнего пояса приваривают к фасонкам узла швами высотой $h_{шв} = 5 \text{ мм}$.

Необходимая общая длина сварных швов на один уголок, рассчитываемая по усилию U_1 в нижнем поясе и при сварке электродами Э-42 и Э-42А

Рис. 3.9. Узел нижнего пояса фермы

Уголки пояса соединены в узле планкой размером 120х6 мм по горизонтальным полкам. К вертикальным полкам в центре узла приварены отрезки планок размером 80х6 мм, через отверстия которых пропущен узловой болт, который служит для присоединения планок элементов решетки. Нижний конец стойки упирается торцом в горизонтальную планку. В торце стойки сделан вырез для пропуска болта.

Расчет узлового болта производят на суммарное действие усилий D_1 и D_2 .

Равнодействующая их

$$R = \sqrt{25.69^2 + 9.98^2} = 27,56 \text{ кН.}$$

Плечо равнодействующей относительно отверстия в вертикальной планке принимают равным $e = 1 \text{ см}$. Тогда

$$M = 27,56 \cdot 1 = 27,56 \text{ кН см.}$$

Требуемый диаметр болта по изгибу

$$D_b = 27,56 / 0,121 \approx 2,4 \text{ см с площадью } F = 4,52 \text{ см}^2.$$

Несущая способность болта на срез

$$T_{cp} = F_b R_{cp} = 4,52 \cdot 15 = 67,8 \text{ кН} > 27,56 \text{ кН.}$$

Напряжение смятия в вертикальной планке

$$\sigma = R / 0,6 d_{bx} 2 = 27,56 / 0,6 \cdot 2,4 \cdot 2 = 9,57 \text{ кН/см}^2 < R_{cm} = 38 \text{ кН/см}^2,$$

где 0,6 см – толщина планки; 2 – количество планок.

Проверяют планки на растяжение усилием $D_1 = 25,69 \text{ кН}$:

$$\sigma = D_1 / 2 F_{nm} = 25,69 / 2 \cdot 3,12 = 4,12 \text{ кН/см}^2 < 21 \text{ кН/см}^2,$$

где

$$F_{nm} = 0,6(8 - 2,8) = 3,12 \text{ см}^2.$$

Проверка планки размером 6х80х140 мм на сжатие с изгибом (вследствие изгиба планок) производят на усилие $D_4 = 4,47$ кН. Площадь сечения планки

$$F_{бр} = 0,6 \cdot 8 = 4,8 \text{ см}^2.$$

При толщине $\delta = 6$ мм и свободной длине $l = 140$ мм:

$$\lambda = 14/0,289 \cdot 0,6 = 81;$$

$$\eta = 0,775 + 0,0015 \cdot 81 = 0,896 \quad [5];$$

$$m = l_{cp} F/W = 0,9 \cdot 4,8/0,48 = 90,$$

где $l_{cp} = (0,6 + 1,2)/2 = 0,9$ см – половина суммы утолщений элементов с противоположных сторон;

$$W = 0,6^2 \cdot 8/6 = 0,48 \text{ см}^3; \gamma^{вн} = 0,094.$$

Подставляя полученные величины в формулу, находят

$$\sigma = D_4/\gamma^{вн} F_{бр} = 4,47/0,094 \cdot 4,8 = 9,91 \text{ кН/см}^2 < 21 \text{ кН/см}^2.$$

Для контроля расчета прочности нижнего пояса, произведенного выше, определяют эксцентриситет крепления решетки в узле D

$$e = d/2 + z_0 + \delta = 2,4/2 + 1,74 + 0,6 = 3,54 < 4 \text{ см.}$$

Алгоритм расчета многоугольной брусчатой фермы. Исходные данные: нагрузки – q, S ; геометрические характеристики – $l, h_{сег}, b, h, l_0, \delta_{пл}, \delta_p, b_n$, уголки 63х5 мм, $z_0, e, b_{пл}, d$; усилия – M, N, N_p ; характеристика материалов – $R_{сж}, \lambda_{пр}, R, R_p, R_{ср}, R_{см}$.

$$1. R = 5 l/6. 2. \operatorname{tg} \alpha = 0,5 l/(R - h_{сег}). 3. S_{сег} = 2 \pi R^2 \alpha/360.$$

$$4. S_{в.п} = S_{сег} - 2 l.$$

$$5. S_{п} = S_{в.п}/10. 6. \alpha_1 = 360 S_{п}/2 \pi R. 7. \alpha_2 = 3 \alpha_1. 8. \alpha_3 = 5 \alpha_1.$$

$$9. F = b h. 10. W = b h^2/6.$$

Усилия определяют методом вырезания узлов, результаты показаны в табл. 3. 5.

$$11. \lambda = l_0/r. 12. \xi = 1 - N/\varphi F R_c. 12. \sigma = N/F_{нт} + M/\xi W_{расч} \leq R_c.$$

$$13. \sigma = N_1/\varphi F_{расч} \leq R_c.$$

$$14. R_{см90} = R_{с90}[1 + (8/l_{см} + 1, 2)]. 15. c = V_1/h R_{см90}.$$

$$16. q_1 = O_1/b(h - \delta_p). 17. M_T = R \delta_{пл}^2/4.$$

$$18. x = l_{пл} x/2 - q_1 x^2/2 - M_T x/l_{пл}. 19. l_{пл} = b - \delta_p.$$

$$20. W_1 = 1 x \delta_{пл}^2/\delta_p. 21. \sigma = M_T/W_1 \leq R.$$

$$22. b_8 = b_n + 2 h \sin \alpha. \quad 23. M = 0,5 D_1 e = R 0,1 d^2_0.$$

$$24. D_0 = M/R 0,1.$$

$$25. \sigma = D_1/2 \delta_p d_0 \leq R_{cm}. \quad 26. T_{cm} = 0,5 c d. \quad 27. T_u = 2,5 d^2.$$

$$28. n = D_1/T_{мин} n_{ш}.$$

$$29. \sigma = N_3/2 F_{нт} + M_{экс}/2 W_{нт} \leq R_p$$

П р и м е р 3.3

ПЯТИУГОЛЬНАЯ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННАЯ ФЕРМА С КЛЕНЫМ ВЕРХНИМ ПОЯСОМ

Запроектировать пятиугольную металлодеревянную ферму с клееным деревянным верхним поясом.

Исходные данные. Здание производственное I уровня ответственности, отапливаемое, с температурно-влажностными условиями эксплуатации 1 класса [1], табл. 1. Пролет фермы – 24 м, шаг несущих конструкций $B = 6$ м, длина здания – 65 м. Уклон кровли $i = 1:10$. Район строительства по снеговой нагрузке III [2], табл. 10. 1. Кровля утепленная из клееных фанерных плит коробчатого сечения размером $6 \times 1,5$ м, уложенных по верхним поясам ферм. Конструкции заводского изготовления. Деревянные элементы фермы клеенные из сосновых досок 2 сорта (класса K24) клеим на основе резорцина и меламины [1], табл. 2.

Против потери устойчивости из плоскости здание раскреплено скатными связями по верхнему поясу фермы по торцам и вертикальными связями, располагаемыми в плоскости опорных и промежуточных стоек, связывающими фермы попарно в блок, удобный для монтажа. Конструктивная схема покрытия показана на рис. 3. 10

Конструкцию и расчет клееной фанерной плиты покрытия приняли из примера 1.6.

Геометрический расчет. При пролете $l = 24$ м расчетная высота фермы в коньке

$$h_{cp} = l/7 = 3,6 \text{ м (рис. 3. 11, а)}$$

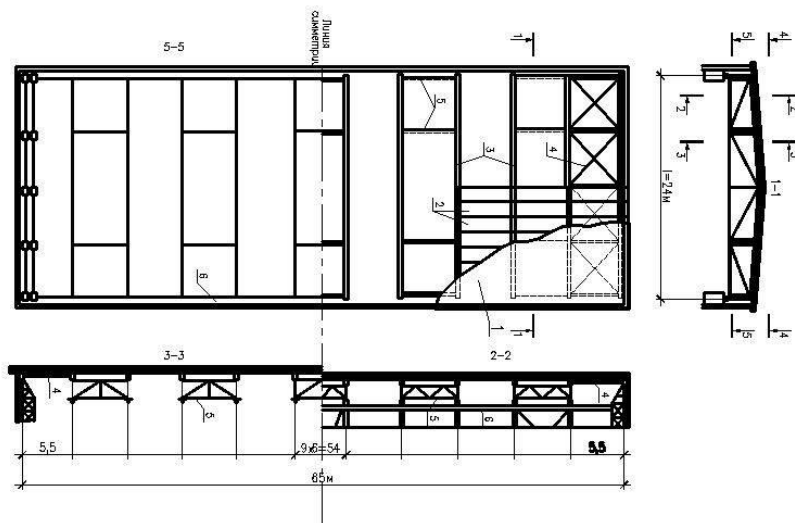


Рис. 3.10. Схема покрытия:

1 - рулонная кровля; 2 - плиты покрытия; 3 - верхние пояса ферм; 4 - ветровые фермы; 5 - вертикальные связи; 6 - обвязочные брусья

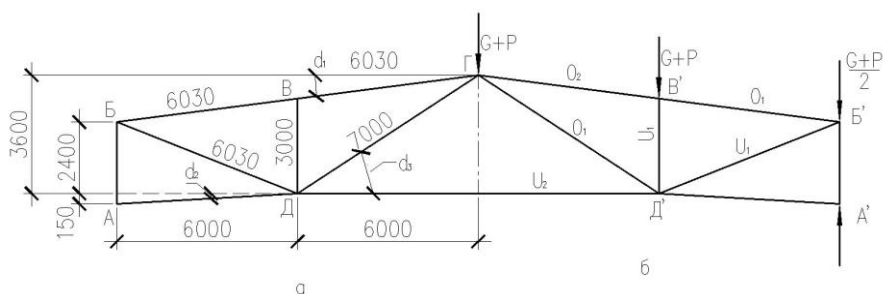


Рис. 3.11. Геометрическая схема фермы

Длина верхнего пояса при $i = 1:10$

$$BG = \sqrt{12^2 + 1.2^2} = 12,06 \text{ м.}$$

Для придания строительного подъема ферме опорные узлы опускают на 15 см. Тогда высота фермы на опорах

$$BA = 3,6 - 12 \cdot 0,1 + 0,15 = 2,55 \text{ м.}$$

Длина раскосов:

$$БД = \sqrt{2,4^2 + 6^2} = 6,46 \text{ м};$$

$$ДГ = \sqrt{3,6^2 + 6^2} = 7 \text{ м}.$$

Длина стойки

$$ВД = (3,6 + 2,4)/2 = 3 \text{ м}.$$

Углы наклона к горизонту:

верхнего пояса

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = 0,1; \quad \alpha_1 = 5^\circ 40';$$

раскоса БД

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = 2,4/6 = 0,4; \quad \alpha_2 = 21^\circ 50';$$

раскоса ДГ

$$\operatorname{tg} \alpha_3 = 3,6/6 = 0,6; \quad \alpha_3 = 31^\circ.$$

Нагрузки. Нагрузки от плиты покрытия – нормативная

$$q_{кр}^H = 0,44 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{кр} = 0,48 \text{ кН/м}^2 \text{ (пример 1. 6).}$$

Собственный вес фермы определяют при $k = 3,5$ по формуле

$$g_{с.в}^H = (q_{кр}^H + S^H)[1000/(k_{с.в} l) - 1] =$$

$$= (0,44 + 1,26)/[1000/(3,5 \cdot 24) - 1] = 0,16 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_{с.в} = 0,16 \cdot 1,1 = 0,17 \text{ кН/м}^2.$$

Снеговая нагрузка на покрытие для III района: расчетная

$$S = 1,8 \text{ кН/м}^2,$$

$$\text{нормативная } S^H = 0,7S = 1,26 \text{ кН/м}^2.$$

Все нагрузки считают приложенными к верхнему поясу фермы.

Нагрузки в узлах В, Г, В':

$$\begin{aligned} \text{от собственного веса} \quad G &= (q_{кр} + g_{с.в})B l/4 = (0,48 + 0,17)6 \times \\ 24/4 &= 23,4 \text{ кН;} \end{aligned}$$

от снега

$$s' = S B l/4 = 1,8 \times 6 \times 89^* / 24/4 = 64,8 \text{ кН}.$$

$$\text{В узлах В и В' соответственно } G/2 = 11,7 \text{ кН и } s'/2 = 32,4 \text{ кН}.$$

Определение расчетных усилий. Продольные усилия в стержнях фермы

(см. рис. 3.11,б) определяют также, как в примере 3.1 и сводят в табл. 3.6.

Подбор сечения верхнего пояса. Верхний пояс рассчитывают как сжато-изгибаемый стержень на продольное усилие

$$O = O_1 = O_2 = 269,89 \text{ кН и местную поперечную нагрузку}$$

$$g_n = (q_{кр} + S + 2g_{с.в}/3)B = (0,48 + 1,8 + 2 \cdot 0,17/3)6 = 14,36 \text{ кН/м.}$$

Для уменьшения расчетного изгибающего момента от местной поперечной нагрузки M_g узлы верхнего пояса конструируют с передачей продольных усилий O с отрицательным эксцентриситетом e (см. рис. 3.12), благодаря чему достигается разгружающий момент $M_e = Oe$.

Конструктивно это достигается смещением площадок смятия в узлах на величину e относительно геометрической оси элемента. Расчетный изгибающий момент в панели верхнего пояса

$$M_{расч} = M_g - M_e = g_n l_n^2 / 8 - Oe.$$

При подборе сечения пояса принимают изгибающий момент

$$M_{расч} = 0,65 M_g = 0,65 \cdot 14,36 \cdot 6,03^2 / 8 = 42,42 \text{ кН м.}$$

Задаются расчетной шириной сечения $b = 170 \text{ мм}$ (по сортаменту приняты доски шириной 175 мм) и из формулы расчета стержня на сложное сопротивление находят требуемую высоту сечения

$$\sigma = O/bh + M_{расч}/\xi W =$$

$$= 269,89/0,17h + 42,42 \cdot 6/0,8h^2 \leq R_c = 13000 \text{ кН/м}^2,$$

где $\xi = 0,8$ – приближенный коэффициент, учитывающий увеличение момента при деформации элемента, R_c – расчетное сопротивление древесины сжатию.

Из приведенного выражения находят $h_{тр} = 0,24 \text{ м} = 240 \text{ мм}$.

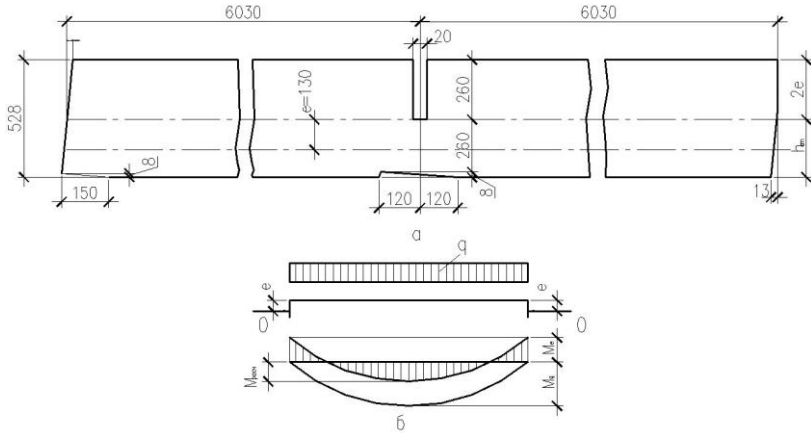


Рис. 3.12. К расчету верхнего пояса:

а - схема дощатоклееных блоков; б - расчетная схема элемента

Таблица 3.6 Расчетные усилия в стержнях фермы, кН

Элементы фермы и опорные реакции	Обозначение стержня	Усилия						Обозначение усилий
		От постоянной нагрузки $G = 23,4$	От снеговой нагрузки $s' = 64,8$			расчетные		
			слева	справа	полной	+	-	
Верхний пояс	$BВ$	-71,6	-133,49	-64,8	-198,29		269,89	O_1
	$BГ$	-71,6	-133,49	-64,8	-198,29		269,89	O_2
Нижний пояс	$БД$	+76,28	+141,91	+69,34	+212,25	288,53		U_1
	$ДД'$	+79,56	+110,16	+110,16	+220,32	299,88		U_2
Раскос	$ДГ$	- 9,83	+ 26,57	- 53,78	- 27,22	16,74	63,61	D_1
Стойка	$ВД$	-23,4	- 64,8	0	- 64,8		88,2	V_1
Опорные реакции		-46,8	- 97,2	- 32,4	-129,6		176,4	R_A
		-46,8	- 32,4	- 97,2	129,6		176,4	R_{A1}

При опоре дощатого клееного верхнего пояса частью сечения на стальной башмак в опорных узлах и лобовым упором элементов в промежуточных узлах следует учитывать местную концентрацию на опорах скалывающих напряжений. Находят требуемую высоту сечения из условия максимальных скалывающих напряжений в опорных сечениях по формуле (18) [1]

$$\tau = Q S / I b = 1,5 Q / 0,6 b h_{mp} \leq R_{ск},$$

$$\tau = 1,5 \cdot 43,3 / 0,6 \cdot 0,17 h_{mp} = 2100 \text{ кН/м}^2,$$

где $Q = q_n l_n / 2 = 14,36 \cdot 6,03 / 2 = 43,3 \text{ кН}$ - поперечная сила на опоре;

0,6 – коэффициент, учитывающий не проклеивание;

$R_{ск}$ – расчетное сопротивление древесины скалыванию.

Из приведенного выражения находят $h_{mp} = 0,303 \text{ м}$, что больше h_{mp} по прочности на сжатие с изгибом. Принимают высоту сечения пояса $h = 528 \text{ мм}$, склеивая его из 12 досок толщиной 44 мм (50 мм до острожки).

Проверяют принятое сечение. Геометрические характеристики:
площадь поперечного сечения

$$F = b h = 0,17 \cdot 0,528 = 0,0898 \text{ м}^2;$$

$$\text{момент сопротивления } W = b h^2 / 6 = (0,17 \cdot 0,528^2) / 6 = 0,0079 \text{ м}^3;$$

$$\text{гибкость расчетная } \lambda = l_n / 0,289 h = 6,03 / 0,289 \cdot 0,528 = 39,5.$$

При $h_{см}/h = 0,5$ высота площадки смятия

$$h_{см} = 0,5 \cdot 0,528 = 0,264 \text{ м} = 26,4 \text{ см}.$$

Тогда конструктивно эксцентриситет продольных сил

$$e_{кон} = (h - h_{см}) / 2 = (52,8 - 26,4) / 2 = 13,2 \text{ см}.$$

Находят минимальную высоту площадок смятия торцов элементов

$$h_{см. мин} = O_1 / b R_{см \alpha} = 269,87 / 0,17 \cdot 14500 = 0,109 \text{ м} = 10,9 \text{ см} < 26,4 \text{ см},$$

$$\text{где } R_{см \alpha} = R_{см} / 1 + [(R_{см} / R_{см 90}) - 1] \sin^3 \alpha.$$

Оптимальный эксцентриситет получают, приравняв напряжения в поясе посередине панели и по краям, из формулы

$$e_{опт} = M_g / O_1 (\xi + 1) = 65,26 / 269,87 (0,89 + 1) = 0,128 \text{ м} = 12,8 \text{ см} \approx e_{кон} = 13,2 \text{ см},$$

$$\text{где } \xi = 1 - (\lambda^2 O_1 / 3000 R_c F_{бр}) =$$

$$1 - (39,5^2 \cdot 269,87 / 3000 \cdot 13000 \cdot 0,0898) = 0,89.$$

Окончательно принимают $e = 13 \text{ см}$ и высоту площадок смятия с учетом подрезки в узлах на глубину 0,8 см (см. рис. 3. 12):

$$h_{cm} = 52,8 - (2 \cdot 13 + 0,8) = 26 \text{ см.}$$

Проверяют принятое сечение пояса в середине крайней панели при полной загрузке снеговой нагрузкой:

$$M_{расч} = M_g - O_1 e = 65,26 - 269,87 \cdot 0,13 = 30,18 \text{ кН м;}$$

$$\sigma = O_1 / F_{бр} + M_{расч} / \xi W = 269,87 / 0,0898 + 30,18 / 0,89 \cdot 0,0079 = 7298 \text{ кН/м}^2 < R_c = 13000 \text{ кН/м}^2.$$

Ввиду большого запаса прочности проверку на одностороннюю нагрузку снегом не производят.

Подбор сечения нижнего пояса. Расчетное усилие $U_2 = 299,88 \text{ кН}$. Необходимая площадь поперечного сечения металлического пояса

$$F_{мп} = U_2 / R = 29988 / 2100 = 13,9 \text{ см}^2,$$

где $R = 210 \text{ МПа} = 2100 \text{ кгс/см}^2$ – расчетное сопротивление стали.

Принимают сечение пояса из двух уголков 90х56х6 мм с общей площадью

$$8,54 \cdot 2 = 17,08 > 13,9 \text{ см}^2.$$

Подбор сечения стоек. Расчетное усилие сжатия $V_1 = 88,2 \text{ кН}$, расчетная длина стойки

$l_{cm} = 3 \text{ м}$. Задаются гибкостью $\lambda = 120 < [150]$, при которой высота сечения стойки

$$h_{cm} = l_{cm} / 0,289 \lambda = 300 / 0,289 \cdot 120 = 8,64 \text{ см.}$$

Принимают стойки из трех досок толщиной 44 мм и шириной 170 мм. Принятое сечение $b_{cm} \cdot h_{cm} = 0,132 \times 0,17 \text{ м}$ проверяют при фактической гибкости

$$\lambda = 300 / 0,289 \cdot 13,2 = 79; \varphi = 3000 / 79^2 = 0,48.$$

Нормальное напряжение

$$\sigma = V_1 / \varphi F_{cm} = 88,2 / 0,48 \cdot 0,132 \cdot 0,17 = 8189 \text{ кН/м}^2 < 13000 \text{ кН/м}^2.$$

Подбор сечения раскосов. Расчетное усилие $D_1 = -63,61 \text{ кН}$, расчетная длина $l_p = 7 \text{ м}$. Задаются гибкостью $\lambda = 120 < [150]$, тогда

$$h_p = 700/0,289 \cdot 120 = 20,2 \text{ см.}$$

Принимают раскосы из пяти досок толщиной 44 мм и шириной 170 мм. Принятое сечение

$b_p h_p = 0,22 \times 0,17 \text{ м}$ проверяют при фактической гибкости

$$\lambda = 700/0,289 \cdot 17 = 143; \varphi = 3000/143^2 = 0,15.$$

Напряжение в сжатом раскосе

$$\sigma = D_1/\varphi F_p = 63,61/0,15 \cdot 0,22 \cdot 0,17 = 11339 \text{ кН/м}^2 < 13000 \text{ кН/м}^2.$$

Расчет и конструирование узлов

Карнизный узел Б (рис. 3 13).

Торцовый швеллер подбирают по изгибу от равномерно-распределенной нагрузки

$$g = O_1/b = 269,87/0,17 = 1587 \text{ кН/м.}$$

Изгибающий момент

$$M = 1587 \cdot 0,17^2/8 = 5,73 \text{ кН м.}$$

Требуемый момент сопротивления $W_{mp} = M/R = 573/21 = 27,3 \text{ см}^3$.

Принимают швеллер № 27 с $W_y = 37,3 \text{ см}^3 > 27,3 \text{ см}^3$. Для сохранения высоты площадки смятия $h_{cm} = 26 \text{ см}$ наваривают на стенку швеллера лист высотой $h_{cm} = 26 \text{ см}$, шириной $b = 17 \text{ см}$. Находят толщину листа δ_{cm} из условия его изгиба от давления торца верхнего пояса (без учета работы на изгиб стенки швеллера)

$$g_o = O_1/b h_{cm} = 269,87/0,17 \cdot 0,26 = 6106 \text{ кН/м}^2 < 13000 \text{ кН/м}^2.$$

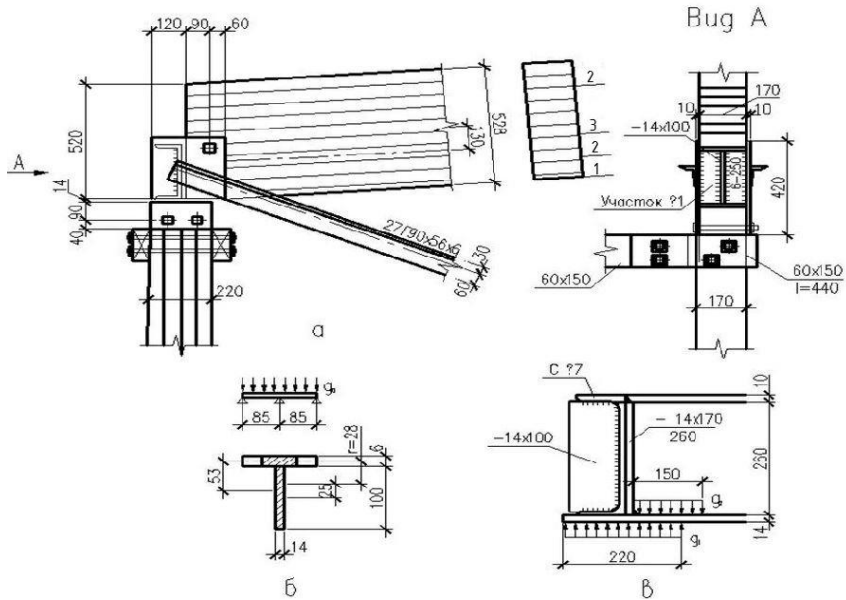


Рис. 3.13. Карнизный узел:

а - конструкция узла; б - к расчету стенки швеллера с вертикальным ребром жесткости; в - к расчету горизонтального опорного листа

Лист укреплен вертикальным ребром жесткости $b_p h_p = 100 \times 14$ мм (рис. 3. 13). Рассматривают участок I размером 85×260 мм как пластинку, опертую по контуру, в которой изгибающий момент в полосе шириной 1 см равен

$$M = \alpha g_0 a^2 = 0,118 \cdot 6106 \cdot 0,085^2 = 5,21 \text{ кН м},$$

где $\alpha = 0,118$ – коэффициент при отношении сторон пластинки $26/8,5 = 3,05$.

Определяют толщину стенки

$$\delta_{cm} = \sqrt{6M / R} = \sqrt{6 \cdot 521 / 21} = 1,22 \text{ см}; \text{ принимают } \delta_{cm} = 14 \text{ мм}.$$

Изгибающий момент в ребре жесткости

$$M_p = g_p l_p^2 / 8 = 649 \cdot 0,27^2 / 8 = 5,51 \text{ кН м},$$

где $g_p = g_0 \delta_{cm} l_p = 6106 \cdot 0,014 \cdot 0,085 = 649 \text{ кН/м}$ – нагрузка на ребро (см. схему на рис. 3. 13, б).

Положение центра тяжести расчетного сечения

$$z = b_p \cdot 5,3/F = 10 \cdot 5,3/8,5 \cdot 0,6 + 1,4 \cdot 10 = 2,8 \text{ см.}$$

Момент инерции сечения

$$I_p = 8,5 \cdot 0,6^3 \cdot 2,8^2 + 1,4 \cdot 10^3 \cdot 2,5^2 + 1,4 \cdot 10^3 / 12 = 244 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления

$$W_p = 244/7,5 = 32,53 \text{ см}^3.$$

Требуемый момент сопротивления сечения

$$W_{mp} = M_p/R = 551/21 = 26,2 \text{ см}^3 < W_p = 32,53 \text{ см}^3.$$

Горизонтальный лист проверяют на изгиб от опорного реактивного давления стойки (рис. 3. 13, в), принятой сечением $b \cdot h = 0,17 \times 0,22 \text{ м}$.

Реактивное давление на лист

$$g_1 = R_A/b \cdot h = 176,4/0,17 \cdot 0,22 = 4712 \text{ кН/м}^2.$$

Давление верхнего пояса на лист

$$g_2 = g l_n/2 \cdot b \cdot 15 = 1587 \cdot 0,0603/2 \cdot 0,17 \cdot 0,15 = 1876 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетное давление на правый участок листа

$$g_n = g_1 - g_2 = 4712 - 1876 = 2836 \text{ кН/м}^2.$$

Изгибающий момент в плите, опертой на три канта с отношением сторон

$$11/7 = 0,64 \text{ в полосе шириной } 1 \text{ м}$$

$$M_n = \alpha g_n a^2 = 0,085 \cdot 2836 \cdot 0,17^2 = 6,97 \text{ кН м.}$$

Требуемая толщина листа

$$\delta_{mp} = \sqrt{6 \cdot 697 / 21} = 1,41 \text{ см.}$$

Принимают горизонтальный лист толщиной $\delta_n = 14 \text{ мм}$.

Для прикрепления швеллера к фасонке ручной сваркой электродами Э-42 при высоте швов $h_{ш} = 6$ мм с каждой стороны необходима следующая длина швов:

$$l_{mp} = (O_1 / 2 \cdot 0,85 \cdot 0,7 h_{ш} R_{y^{св}}) + 1 = \\ = (269,87 / 2 \cdot 0,85 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 15) + 1 = 26 \text{ см.}$$

Для крепления нижнего пояса к фасонке длину швов высотой $h_{ш} = 6$ мм определяют по формулам: на обушке

$$l_{ш} = (U_1 / 2 \cdot 0,85 \cdot 0,7 h_{ш} R_{y^{св}}) 2/3 + 1 = \\ (288,53 / 2 \cdot 0,85 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 15) 2/3 + 1 = 19 \text{ см;} \\ \text{на пере } l''_{ш} = 10 \text{ см.}$$

Промежуточный узел В верхнего пояса (рис. 3. 14)

Расчетные усилия $O_1 = O_2 = -269,87$ кН, $V_1 = 88,2$ кН. Усилия от одного элемента верхнего пояса на другой передаются лобовым упором через площадки смятия с $h_{см} = 26$ см. Глубина прорези для создания эксцентриситета $e = 13$ см равна $2e = 26$ см. Стык перекрывают с двух сторон накладками сечением 132x170 мм на болтах $d = 12$ мм.

Усилия от стойки передаются на верхний пояс через площадку смятия под торцом стойки. Расчетное сопротивление древесины сосны местному смятию поперек волокон определяют по формуле (1)[1]

$$R_{см90} = R_{с90} [1 + 8/(l_{см} + 1,2)] = 1,8 [1 + 8/(13,2 + 1,2)] = 2,8 \text{ МПа.}$$

Требуемая площадь смятия

$$F_{см. тр} = V_1 / R_{см90} = 88,2 / 0,28 = 315 \text{ см}^2 > 224 \text{ см}^2.$$

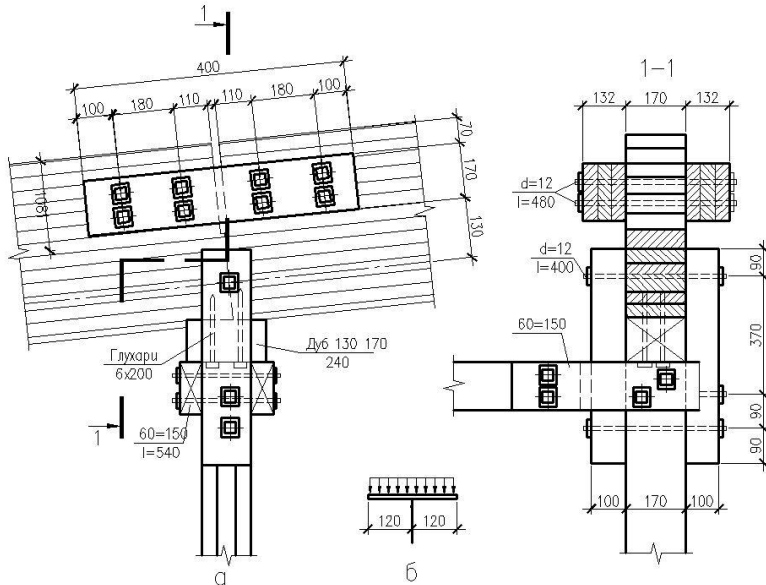


Рис. 3.14. Промежуточный узел верхнего пояса

Проектируют подбалку из древесины твердой породы (дуба) с $R_{см. 90} = 2,28 = 5,6$ МПа. Тогда площадь смятия требуемая

$$F_{см. тp} = 157,5 \text{ см}^2 < 224 \text{ см}^2.$$

Длину подбалки находят из условия смятия древесины элементов верхнего пояса поперек волокон в опорных сечениях:

$$l_6 = V_1 / b R_{см. 90} = 88,2 / 17 \cdot 0,28 = 19 \text{ см.}$$

Принимают длину подбалки из условия постановки с каждой стороны пары глухарей $d = 6$ мм;

$$l_6 = 4 \cdot 10 \cdot d = 4 \cdot 10 \cdot 0,6 = 24 \text{ см} > 19 \text{ см.}$$

Толщину подбалки находят из условия изгиба по расчетной схеме, показанной на рис. 3. 14, б, от нагрузки

$$g_6 = V_1 / b = 88,2 / 17 = 5,19 \text{ кН/см.}$$

Изгибающий момент консоли

$$M_6 = g_6 (l_6 / 2)^2 / 2 = 5,19 (24 / 2)^2 / 2 = 373,68 \text{ кН см.}$$

Требуемая толщина подбалки

$$h_{mp} = \sqrt{6M / b \cdot R_u} = \sqrt{6 \cdot 373.68 / 1.3 \cdot 17} = 10,1 \text{ см};$$

принимают $h_6 = 13 \text{ см}$.

Промежуточный узел Д нижнего пояса (рис. 3. 15)

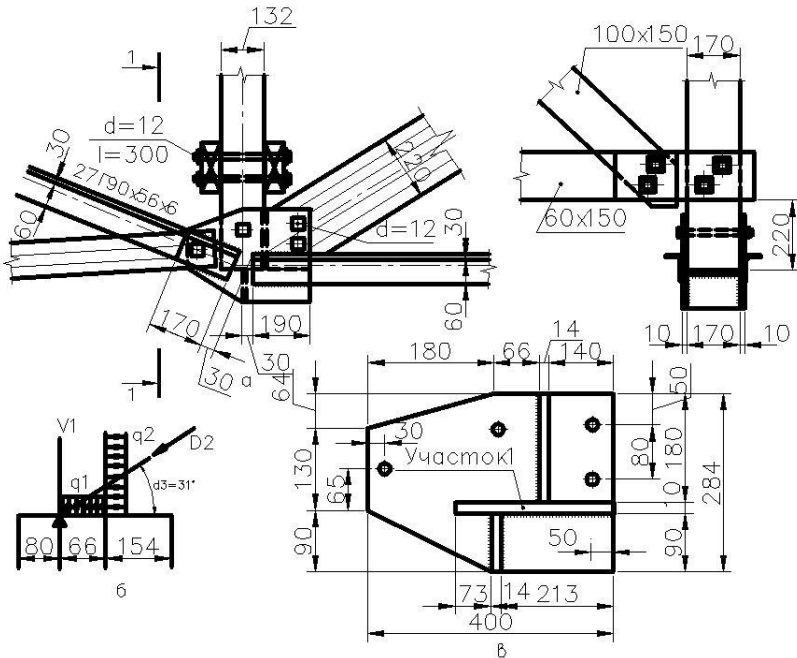


Рис. 3.15. Промежуточный узел нижнего пояса

Расчетные усилия: $U_1 = -288,53 \text{ кН}$, $U_2 = +299,88 \text{ кН}$, $D_1 = -63,61 \text{ кН}$, $V_1 = -88,2 \text{ кН}$.

Для крепления к узлу уголков нижнего пояса необходимая длина сварных швов высотой $h_w = 6 \text{ мм}$ для элемента $БД$: по обушке 180 мм, по перу 100 мм; для элемента $ДД'$ соответственно 190 и 110 мм.

Усилие сжатия $D_1 = -63,61 \text{ кН}$ от раскоса передается на металлические диафрагмы узла (рис. 3. 15, б). Давление на вертикальную диафрагму

$$g_2 = D_1 \cos \alpha_3 / F = 63,61 \cdot 0,857 / 17 \cdot 18 = 0,178 \text{ кН/см}^2.$$

Изгибающий момент в диафрагме как пластинке, опертой по трем сторонам, при $17/18 = 0,94$ и $\alpha = 0,107$

$$M_2 = \alpha g_2 b^2 = 0,107 \cdot 0,178 \cdot 17^2 = 5,5 \text{ кН см.}$$

Требуемая толщина вертикальной диафрагмы

$$\delta_{mp} = \sqrt{6 \cdot 5,5 / 21} = 1,25 \text{ см; принимают } \delta = 14 \text{ мм.}$$

Растягивающее усилие $D_1' = 16,74 \text{ кН}$ от раскоса передается через два болта

$d = 16 \text{ мм}$, несущая способность которых:
из условия изгиба

$$T_u = 2 \cdot 2 \cdot 2,5 d^2 = 2 \cdot 2 \cdot 2,5 \cdot 1,6^2 = 25,6 \text{ кН} > 16,74 \text{ кН,}$$

из условия среза

$$T_{cp} = 2 \pi d^2 R_{cp} / 4 = 2 \cdot 3,14 \cdot 1,6^2 \cdot 13 / 4 = 52,25 \text{ кН} > 16,74 \text{ кН;}$$

из условия смятия

$$T_{cm} = 2 \delta_n d R_{cm} = 2 \cdot 0,8 \cdot 1,6 \cdot 32 = 82 \text{ кН} > 16,74 \text{ кН;}$$

из условия смятия древесины

$$T_{cm} = 2 \cdot 2 \cdot 0,5 b d = 2 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 17 \cdot 1,6 = 27,2 \text{ кН} > 16,74 \text{ кН.}$$

Горизонтальную диафрагму рассчитывают на давление от стойки

$$g_1 = V_1 / F = 88,2 / 13,2 \cdot 17 = 0,393 \text{ кН/см}^2.$$

Рассчитывают участок I, опертый по трем сторонам. При соотношении сторон $6,6/17 = 0,38$ коэффициент $\alpha = 0,06$ и

$$M_1 = 0,06 \cdot 0,393 \cdot 17^2 = 6,82 \text{ кН см.}$$

Требуемая толщина листа

$$\delta_{mp} = \sqrt{6 \cdot 6,82 / 21} = 1,4 \text{ см; принимают } \delta_1 = 14 \text{ мм.}$$

Вертикальное ребро, поддерживающее горизонтальную диафрагму, рассчитывают как балку на двух опорах, нагруженную сосредоточенной силой V_1 . Принимают толщину ребра $\delta_p = 14 \text{ мм}$, тогда требуемая высота его

$$b_{mp} = \sqrt{6 \cdot V_1 \cdot b / 4 \delta_p \cdot R} = \sqrt{6 \cdot 88.2 \cdot 17 / 4 \cdot 1.4 \cdot 2} = 8,8 \text{ см};$$

принимают $b_1 = 90 \text{ мм}$.

Коньковый узел Г (рис. 3. 16).

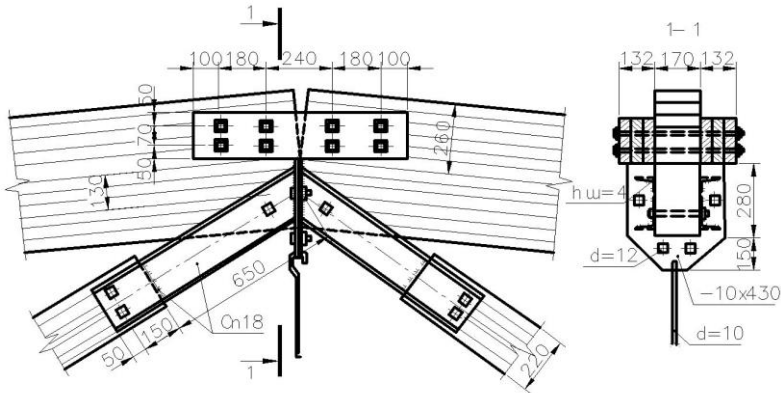


Рис. 3.16. Коньковый узел

Отдельные половины фермы, поступающие на стройплощадку, соединяют между собой парными деревянными накладками сечением 132x170 мм на болтах $d = 12 \text{ мм}$. Необходимый эксцентриситет обеспечивается прорезью 260 мм.

Сжимающее усилие $D_1 = -63,61 \text{ кН}$ в раскосе передается парными накладками из швеллеров № 18 на фланцы через швы на торцах швеллеров. Швы воспринимают усилия на срез

$$D_1 \sin \alpha_3 = 63,61 \cdot 0,515 = 32,76 \text{ кН}$$

$$\text{и на сжатие } D_1 \cos \alpha_3 = 63,61 \cdot 0,857 = 54,51 \text{ кН}.$$

Напряжение в швах высотой $h_w = 4 \text{ мм}$ и общей длиной в одном швеллере $l_w = 72 + 16 = 30 \text{ см}$ проверяют по формулам

$$\sigma_1 = 32,76 / 2 \cdot 0,85 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 30 = 2,29 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_2 = 54,51 / 2 \cdot 0,85 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 30 = 3,82 \text{ кН/см}^2.$$

Суммарные напряжения

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2} = \sqrt{2,29^2 + 3,82^2} = 4,45 \text{ кН/см}^2 < 15 \text{ кН/см}^2.$$

Ферма опирается на колонны через обвязочные брусья, выполняющие роль горизонтальных распорок вертикальных связей жесткости между колоннами. Высоту обвязочного бруса подбирают по предельной гибкости $\lambda = 200$ при расчетной длине 6 м.

$$h_{об} = 600/0,289 \cdot 200 = 10,4 \text{ см}; \text{ принимают } h_{об} = 22 \text{ см.}$$

Ширину обвязочного бруса назначают равной ширине опорной стойки – 22 см.

Необходимую длину горизонтального опорного листа находят из условия местного смятия обвязочного бруса поперек волокон при

$$R_{см. 90} = 0,18(1 + 8/17 + 1,2) = 0,26 \text{ кН/см}^2;$$

$$l_{оп} = R_A/b_{об} R_{см. 90} = 176,4/22 \cdot 0,26 = 30,84 \text{ см};$$

принимают $l_{оп} = 31 \text{ см.}$

Толщину опорного листа находят из условия изгиба консольных участков длиной

7 см от реактивного давления

$$g = 176,4/22 \cdot 31 = 0,26 \text{ кН/см}^2.$$

Изгибающий момент в консоли шириной 1 см

$$M_{оп} = 0,26 \cdot 7^2/2 = 6,37 \text{ кН см.}$$

Требуемая толщина листа

$$\delta_{тр} = \sqrt{6 \cdot 6,37/21} = 1,35 \text{ см}; \text{ принимают } \delta_{оп} = 14 \text{ мм.}$$

Проверяют опорную стойку на продольное сжатие. Гибкость

$$\lambda = 255/0,289 \cdot 17 = 51 < 70.$$

Коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = 1 - 0,8(51/100)^2 = 0,8.$$

Напряжение

$$\sigma = R_A/\varphi F = 176,4/0,8 \cdot 0,0374 = 5896 \text{ кН/м}^2 < 13000 \text{ кН/м}^2.$$

Алгоритм расчета пятиугольной металлодеревянной фермы с клееным верхним поясом. Исходные данные: нагрузки – g , S , s' ; геометрические характеристики – l , B , e , b ,

$l_0, \xi, \lambda, b_p, \delta_p, h_{cm}, h_{cm}, h_{ш}, d, i$; характеристики материалов – $R_c, R_{с90}, R_{сп}, R_w, R_{см}$; усилия в элементах фермы – N, M, N_p .

1. $h_{сп} = 1/7 l$; 2. $\text{tg } \alpha_1 = 0,1$. 3. $\text{tg } \alpha_2 = 4 h_{см.оп}/l$. 4. $\text{tg } \alpha_3 = 4 h_{сп}/l$.

5. $F = b h$. 6. $W = b h^2/6$. 7. $M = g_n l^2/8 - N e$. 8. $Q = g_n l/2$.

9. $\lambda = l_p/0,289 h$.

Усилия определяют методом вырезания узлов. Результаты показаны в табл. 3.6.

10. $\xi = 1 - N \lambda^2/3000 R_c F$. 11. $\sigma = N/F + M/\xi W \leq R_c$.

12. $\tau = 1,5 Q/b h_{mp} \leq R_{ск}$.

13. $F_{mp} = N_p/R$ – подбор сечения нижнего пояса.

14. $\sigma = N/\varphi_y F \leq R_c$.

15. $\varphi_y = 3000/\lambda_y^2$. 16. $\lambda_y = l_p/0,289 b_p$.

Пример 3.4

ТРЕУГОЛЬНАЯ КЛЕЕНАЯ ДЕРЕВЯННАЯ ФЕРМА С РАЗРЕЗНЫМ ВЕРХНИМ ПОЯСОМ

Запроектировать треугольную клееную деревянную ферму покрытия производственного здания.

Исходные данные. Здание I уровня ответственности, отапливаемое, с температурно-влажностными условиями эксплуатации 1 класса. Район строительства по снеговой нагрузке – III. Ограждающие конструкции – клееные фанерные плиты с одной нижней обшивкой, уложенные по верхним поясам ферм. Кровля из волнистых асбестоцементных листов. Пролет фермы – 24 м, шаг – 6 м. Верхний пояс раскреплен из плоскости через каждые 2,4 м. Материал деревянных элементов – древесина хвойных пород 2 сорта (класса K24) (ГОСТ 8486-86*Е), клей на основе резорцина и меламин с предварительным перемешиванием компонентов, металлических – сталь ВСтЗпсб.

Конструктивная схема. Принимают треугольную металлодеревянную ферму с разрезным верхним поясом из клееных деревянных блоков. Геометрические размеры фермы представлены на рис. 3. 18.

Расчетный пролет фермы $l = 23,7$ м. Расчетная высота фермы $f = l/6 = 23,7/6 = 3,95$ м. Угол наклона верхнего пояса к горизонту $\operatorname{tg} \alpha_1 = 2f/l = 2 \cdot 3,95 / 23,7 = 0,33$; отсюда угол наклона верхнего пояса $\alpha_1 = 18^\circ 25'$; $\cos \alpha_1 = 0,949$. Длина верхнего пояса фермы $l/(2 \cos \alpha_1) = 23,7/(2 \cdot 0,949) = 12,49$ м. Длина панелей нижнего пояса $l_n = l/6 = 23,7/6 = 3,95$ м.

Длины стоек:

$$CN = f/3 = 3,95/3 = 1,32 \text{ м}; \quad DM = 2f/3 = 2 \cdot 3,95/3 = 2,63 \text{ м};$$

$$EL = f = 3,95 \text{ м}.$$

Длины раскосов:

Расчетный пролет фермы $l = 23,7$ м. Расчетная высота фермы $f = l/6 = 23,7/6 = 3,95$ м. Угол наклона верхнего пояса к горизонту $\operatorname{tg} \alpha_1 = 2f/l = 2 \cdot 3,95 / 23,7 = 0,33$; отсюда угол наклона верхнего пояса $\alpha_1 = 18^\circ 25'$; $\cos \alpha_1 = 0,949$. Длина верхнего пояса фермы $l/(2 \cos \alpha_1) = 23,7/(2 \cdot 0,949) = 12,49$ м. Длина панелей нижнего пояса $l_n = l/6 = 23,7/6 = 3,95$ м.

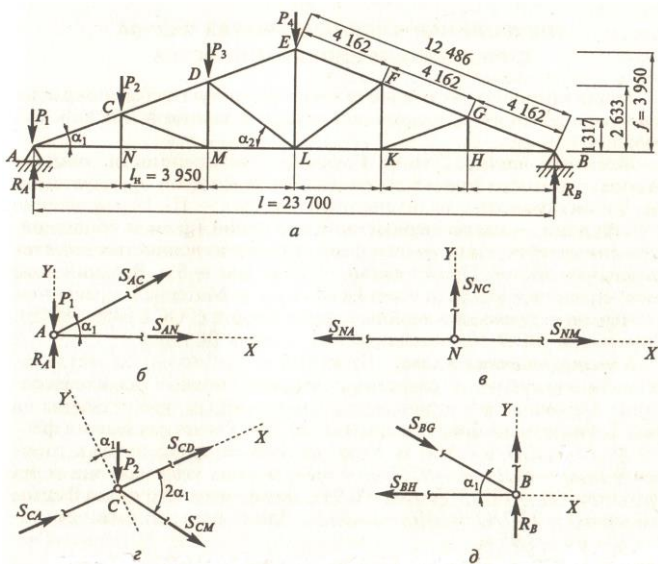


Рис. 3.18. Треугольная металлодеревянная ферма
а - схема фермы и нагрузок; б, в, г, д - рассмотрение равновесия некоторых узлов фермы

$$CM = \sqrt{CN^2 + NM^2} = \sqrt{1.32^2 + 3.95^2} = 4,16 \text{ м};$$

$$DL = \sqrt{DM^2 + ML^2} = \sqrt{2.63^2 + 3.95^2} = 4,75 \text{ м}.$$

Углы наклона раскосов $\alpha_1 = 18^\circ 25'$; $\alpha_2 = 33^\circ 40'$.

Строительный подъем фермы $f_{cmp} = l/200 = 23,7/200 = 0,12 \text{ м}$.

Нагрузки. Для определения расчетных усилий в элементах фермы рассматривают два сочетания нагрузок:

1) постоянную и временную по всему пролету – для определения усилий в поясах;

2) постоянную по всему пролету и временную на половине пролета – для определения усилий в элементах решетки.

Разгружающий эффект ветровой нагрузки на ферму не учитывают. Нагрузки на ферму показаны в табл. 3.7.

Таблица 3.7 **Нагрузки на ферму, кН/м**

Нагрузка	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка
Собственный вес клееной фанерной утепленной плиты покрытия	2,28	-	2,66
Собственный вес фермы	1,12	1,1	1,23
Итого постоянная	3,40	-	3,89
Временная снеговая	7,56	-	10,80
Итого полная	-	-	14,69

П р и м е ч а н и я: 1. Нормативное значение снеговой нагрузки принято с учетом указаний п.10.1 [2].

2. Нагрузка от веса фермы определена при коэффициенте собственного веса фермы $k_{с.в} = 4,25$ по формуле

$$g_{с.в} = (g^H + s^H) / [1000 / (k_{с.в} l) - 1] = (2,28 + 7,56) / [1000 / (4,25 \cdot 24) - 1] = 1,12 \text{ кН/м}.$$

Определение узловых нагрузок и усилий в стержнях фермы.

Определяют усилия в стержнях от снеговой нагрузки $s = 10,8 \text{ кН/м}$, расположенной на левой половине пролета. Условные сосредоточенные нагрузки в узлах верхнего пояса равны:

$$P_1 = P_4 = s l_n / 2 = 10,8 \cdot 3,95 / 2 = 21,33 \text{ кН};$$

$$P_2 = P_3 = s l_H = 10,8 \cdot 3,95 = 42,66 \text{ кН.}$$

Опорные реакции

$$R_A = 3 s l/8 = 10,8 \cdot 23,7/8 = 95,99 \text{ кН;}$$

$$R_B = s l/8 = 10,8 \cdot 23,7/8 = 32 \text{ кН.}$$

Проверка:

$$\sum Y = -s l/2 + R_A + R_B = -127,98 + 127,98 = 0.$$

Продольные усилия N в стержнях фермы, изображенной на рис. 3. 18, определяют методом вырезания узлов, начиная с узла A , так как в нем сходятся всего два стержня и усилия в них определяют из рассмотрения равновесия этого узла (см. рис.3. 18, б). Предполагают, что рассеченные стержни растянуты, поэтому усилия, действующие в них, направляют от рассматриваемого узла. К этому узлу приложены внешняя сила P_1 , а также опорная реакция R_A . Для определения усилия S_{AC} проецируют все силы, сходящиеся в узле, на ось Y , перпендикулярную усилию

$$S_{AN} \sum Y = S_{AC} \sin \alpha_1 + R_A - P_1,$$

откуда $S_{AC} = (P_1 - R_A)/\sin \alpha_1 = (21,33 - 95,99)/0,316 = -236,2 \text{ кН}$,
где $\alpha_1 = 18^\circ 25'$.

Знак минус показывает, что принятое направление усилия S_{AN} не соответствует фактическому его направлению, т. е. стержень AC сжат.

Для определения усилия S_{AN} составляют уравнение $\sum X = 0$:

$$S_{AC} \cos \alpha_1 + S_{AN} = 0,$$

откуда $S_{AN} = S_{AC} \cos 18^\circ 25' = -(-236,3) \cdot 0,949 = 223,5 \text{ кН}$ -
стержень AN растянут.

Следующим узлом, в котором неизвестны усилия только в двух стержнях, является узел N (см. рис. 3. 18, в). Неизвестные усилия S_{NC} и S_{NM} направляют от узла. Из уравнения $\sum Y = 0$ получают, что $S_{NC} = 0$, так как на вертикальную ось дает проекцию только усилие S_{NC} . Усилие S_{NC} определяют из уравнения проекции сил, сходящихся в этом узле на ось X :

$$\sum X = -S_{AN} + S_{NM} = 0,$$

откуда $S_{NM} = A_{AN} = 223,5 \text{ кН}$ - стержень NM растянут.

Рассматривают равновесие вырезанного узла C (рис. 3. 18, z). Усилие S_{NA} , как сжимающее, направляют к узлу, неизвестные усилия S_{CD} и S_{CM} – от узла. Кроме того, к узлу приложена внешняя сила P_2 .

Составляют уравнение проекции всех сил, сходящихся в узле, на ось Y , перпендикулярную к неизвестному усилию S_{CD} :

$$\sum Y = -P_2 \cos \alpha_1 - S_{CM} \sin 2\alpha_1 = 0,$$

$$\begin{aligned} \text{откуда} \quad S_{CM} &= (-P_2 \cos \alpha_1) / \sin 2\alpha_1 = (-P_2 \cos 18^\circ 25') / \sin 36^\circ 50' = \\ &= -42,66 \cdot 0,949 / 0,599 = -67,6 \text{ кН} - \text{стержень сжат.} \end{aligned}$$

Аналогично определяют продольные усилия в остальных стержнях фермы.

В качестве контроля правильности определения усилий в стержнях фермы проверяют соблюдение условий равновесия вырезанного узла B , усилия в стержнях которого уже известны (см. рис. 3. 18, d):

$$\sum X = -S_{BH} + S_{BG} \cos \alpha_1 = -96,1 = 101,27 \cdot 0,949 = 0;$$

$$\sum X = -S_{BG} \sin \alpha_1 + R_B = -101,27 \cdot 0,316 + 32 = 0.$$

Условия равновесия соблюдаются. Следовательно, усилия в стержнях фермы определены верно.

Продольные усилия от снеговой нагрузки на правой половине пролета принимают согласно усилиям в стержнях незагруженной половины фермы. Полученные результаты вносят в табл. 3. 8 для определения расчетных усилий при соответствующих сочетаниях нагрузок.

Подбор сечения элементов фермы. Подбор сечения панелей верхнего пояса. Горизонтальные проекции каждой панели верхнего пояса рассматривают как однопролетные балки с соответствующей схемой загрузки. Кроме продольных усилий в панелях возникают изгибающие моменты и поперечные силы.

Таблица 3.8 Продольные усилия N , кН, в стержнях фермы

Наименование элемента	Обозначение	От постоянной нагрузки $g=3,89$ кН/м	От снеговой нагрузки $s = 10,8$ кН/м			От снеговой нагрузки	
			слева	справа	на всем пролете	на половине пролета	на всем пролете
Верхний пояс	AC	-121,5	- 236,3	-101,3	-333,6	-357,8	-459,1
	CD	- 97,2	- 168,8	-101,3	-270,1	-266,0	-367,3
	DE	- 72,9	- 101,3	-101,3	-202,6	-174,2	-275,5
Нижний пояс	AN, NM	115,1	223,5	96,1	319,6	338,6	434,7
	ML	92,2	160	96,1	256,1	252,2	348,3
Стойки	DM	7,7	21,4	0	21,4	29,1	29,1
	EL	30,7	42,6	42,6	85,2	74,6	115,9
Раскосы	CM	-24,3	- 67,6	0	-67,6	-91,9	-91,9
	DL	-27,7	-77	0	-77	-104,7	-104,7

В качестве расчетной рассматривают опорную панель верхнего пояса (AC) при действии снеговой нагрузки на всем пролете. Предварительный подбор сечения ведут с учетом продольного усилия $N = 459,1$ кН. Назначают ширину прямоугольного сечения

$b = 14$ см после фрезерования досок шириной 15 см (ГОСТ 2445-80*). Приблизительно требуемую площадь сечения можно определить из выражения

$$F_{mp} = N / 0,7 R_c = 459,1 / 0,7 \cdot 1,5 = 437 \text{ см}^2,$$

где коэффициент 0,7 учитывает влияние изгибающего момента и прогиба в стержнях;

$R_c = 15 \text{ МПа} = 1,5 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление древесины хвойных пород 2 сорта при ширине $b > 13$ см [1, табл. 3];

с учетом принятых высоты сечения $m_b = 1$ и толщины слоев $m_{cl} = 1$.

Требуемая высота сечения $h_{mp} = 437 / 14 = 31,2$ см. Принимают верхний пояс в виде клееного разрезного бруса прямоугольного

поперечного сечения 14х33 см, где высота скомпонована из 10 слоев досок толщиной 3,3 см после фрезерования досок сечением 4х15 см.

Площадь и момент сопротивления поперечного сечения верхнего пояса

$$F = b \cdot h = 14 \cdot 33 = 462 \text{ см}^2; \quad W = b \cdot h^2 / 6 = 14 \cdot 33^2 / 6 = 2541 \text{ см}^3.$$

Предусматривают разгружающий момент в верхнем поясе за счет эксцентриситета $e = 5$ см.

Изгибающий момент в более напряженной опорной панели, длина горизонтальной проекции которой составляет $l_n = 3,95$ м, определяют по формуле

$$M = (g + s) l_n^2 / 8 - N e = (3,89 + 10,8) 3,95^2 / 8 - 459,1 \cdot 0,05 = 5,7 \text{ кН м}.$$

Наибольшее значение поперечной силы

$$Q = (g + s) l_n / 2 = (3,89 + 10,8) 3,95 / 2 = 29,01 \text{ кН}.$$

Проверяют сечение верхнего пояса по нормальным напряжениям при максимальном продольном усилии $N = 459,1$ кН и соответствующем моменте

$$M = 5,7 \text{ кН м}.$$

Предварительно вычисляют радиус инерции r , гибкость λ и коэффициент ξ , учитывающий дополнительный момент:

$$r = 0,289 h = 0,289 \cdot 33 = 9,54 \text{ см}; \quad \lambda = l / r = 416,2 / 9,54 = 43,6;$$

$$\xi = 1 - N \lambda^2 / 3000 R_c F = 1 - 459,1 \cdot 43,6^2 / 3000 \cdot 1,5 \cdot 462 = 0,58.$$

Изгибающий момент с учетом деформации изгиба

$$M_d = M / \xi = 5,7 / 0,58 = 9,828 \text{ кН см}.$$

Нормальное напряжение в опорной панели верхнего пояса

$$\sigma = N / F + M_d / W = 459,1 / 462 + 9,828 / 2541 = 1,38 \text{ кН/см}^2 = 13,8 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа}.$$

Проверяют напряжение в сечении верхнего пояса при максимальном изгибающем моменте и соответствующем продольном усилии

$N = 174,2$ кН. Максимальный изгибающий момент

$$M = (g + s) l_n^2 / 8 - N e = (3,89 + 10,8) 3,95^2 / 8 - 174,2 \cdot 0,05 = 19,94 \text{ кН м} = 1994 \text{ кН см.}$$

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент:

$$\xi = 1 - 174,2 \cdot 43,6^2 / 3000 \cdot 1,5 \cdot 462 = 0,801.$$

Изгибающий момент с учетом деформации изгиба

$$M_d = M / \xi = 1994 / 0,801 = 2489 \text{ кН см.}$$

Нормальное напряжение

$$\sigma = N / F + M_d / W = 174,2 / 462 + 2489 / 2541 = 1,36 \text{ кН/см}^2 = 13,6 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа.}$$

Проверяют касательное напряжение по формуле

$$\tau = Q S / I b = 1,5 Q / b h_o = 1,5 \cdot 29,01 / 14 \cdot 23 = 0,14 \text{ кН/см}^2 = 1,4 \text{ МПа} < R_{ск} = 1,5 \text{ МПа,}$$

где высота поперечного сечения панели верхнего пояса по концам

$$h_o = (h/2 - e)2 = (33/2 - 5)2 = 23 \text{ см.}$$

Проверку устойчивости плоской формы деформирования сжато-изгибаемого верхнего пояса фермы производят с учетом раскрепления его через каждые $l_o = 2,4$ м. Максимальная продольная сила $N = 459,1$ кН. Соответствующий изгибающий момент

$$M_d = 966,1 \text{ кН см;}$$

$$\lambda_y = l_o / 0,289 b = 240 / 0,289 \cdot 14 = 59; \quad n = 2;$$

$$\varphi_y = 3000 / \lambda_y^2 = 3000 / 59^2 = 0,86;$$

$$\varphi_M = 140 b^2 k_\phi / l_o h = 140 \cdot 14^2 \cdot 1,13 / 240 \cdot 33 = 3,9,$$

где $k_\phi = 1,13$ [1], п. 6. 14.

Согласно формулы (38) [1]

$$\sigma = N / (\varphi_y R_c F_{бр}) + M_d / (\varphi_M R_u W_{бр})^2 = 459,1 / (0,86 \cdot 1,5 \cdot 462) + 982,8 / (3,9 \cdot 1,5 \cdot 2541)^2 = 0,78 < 1.$$

Устойчивость панелей верхнего пояса ферм из плоскости обеспечена.

Подбор сечения нижнего пояса. Сечение стального нижнего пояса фермы подбирают по наибольшему растягивающему усилию в элементе $N = 434,7$ кН. Требуемая площадь поперечного сечения

$$F_{mp} = N / (\gamma_c R_y) = 434,7 / (0,95 \cdot 235) = 9,47 \text{ см}^2,$$

где $\gamma_c = 0,95$ – коэффициент условия работы [5];

$$R_y = 235 \text{ МПа} = 23,5 \text{ кН/см}^2.$$

Принимают сечение из двух равнобоких стальных уголков 75х7 мм с площадью

$$F = 10,15 \cdot 2 = 20,3 \text{ см}^2 > 9,47 \text{ см}^2.$$

Подбор сечения раскосов. Сечения раскосов принимают одинаковыми, производя проверку только второго раскоса DL , как наиболее длинного ($l = 475$ см) и нагруженного. Из табл. 3. 8 усилие $N = 104,7$ кН. Принимают ширину сечения как для верхнего пояса

$$b = 14 \text{ см, а высоту сечения } h = 7 \cdot 3,3 = 23,1 \text{ см;}$$

$$\text{площадь } F = b \cdot h = 14 \cdot 23,1 = 323,4 \text{ см}^2;$$

$$\text{гибкость } \lambda_y = l / 0,289 \cdot b = 475 / 0,289 \cdot 14 = 117,4 < 150;$$

$$\varphi_y = 3000 / \lambda_y^2 = 3000 / 117,4^2 = 0,22.$$

Нормальное напряжение сжатия

$$\sigma = N / (\varphi_y F_{br}) = 104,7 / (0,22 \cdot 323,4) = 1,47 \text{ кН/см}^2 = 14,7 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа}.$$

Подбор сечения стоек. Подбирают площадь сечения F растянутых стоек из стальной арматуры класса А240 с резьбой по концам.

В наиболее напряженной средней стойке (EL) максимальное растягивающее усилие $N = 115,9$ кН (см. табл. 3.7). Требуемая площадь сечения по нарезке

$$F_{mp} = N / (0,8 R) = 115,9 / (0,8 \cdot 22,5) = 6,4 \text{ см}^2,$$

где 0,8 – коэффициент, учитывающий ослабление стержня резьбой;

$R = 225 \text{ МПа} = 22,5 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление арматурной стали.

Принимают стержень диаметром 36 мм и площадью сечения по резьбе $F = 7,44 \text{ см}^2$, что больше $6,4 \text{ см}^2$.

В стойке *DM* наибольшее растягивающее усилие $N = 29,1 \text{ кН}$ (см. табл.3. 8). Требуемая площадь сечения по нарезке

$$F_{тр} = N / 0,8 R = 29,1 / 0,8 \cdot 22,5 = 1,62 \text{ см}^2.$$

Принимают арматурный стержень диаметром 18 мм с $F = 1,7 \text{ см}^2$.

Стойку *CN*, как и *DM* выполняют из арматурного стержня диаметром 18 мм.

Конструирование и расчет узлов. В опорном узле верхний пояс упирается торцом в стальной башмак, состоящий из наклонной диафрагмы, приваренной к вертикальным боковым фасонкам. Снизу фасонки приварены к опорной плите. Толщина фасонки по 1 см. Верхний пояс крепят к фасонкам болтами, а нижний пояс – сварными швами

(рис. 3. 19, а).

Проверяют напряжение смятия в торце верхнего пояса от сминающей продольной силы $N = 459,1 \text{ кН}$. Высоту площадки торца $h_{см}$ определяют с учетом эксцентриситета продольной силы

$$e = 5 \text{ см, т. е. } h_{см} = h - 2e = 33 - 2 \cdot 5 = 23 \text{ см.}$$

Площадь смятия

$$F_{см} = b h_{см} = 14 \cdot 23 = 322 \text{ см}^2.$$

Напряжение смятия

$$\sigma = N / F_{см} = 459,1 / 322 = 1,43 \text{ кН/см}^2 = 14,3 \text{ МПа} < R_{см} = 15 \text{ МПа,}$$

где $R_{см}$ – расчетное сопротивление древесины смятию вдоль волокон [1].

Количество болтов крепления верхнего пояса к боковым вертикальным фасонкам устанавливают из условия восприятия действующей поперечной силы. Болты рассчитывают как двух срезные с учетом смятия под углом 90° к волокнам древесины.

Кроме того, в опорном узле требуется расчет толщины наклонной диафрагмы и сварных швов.

Коньковый узел решают при помощи сварного симметричного вкладыша треугольной формы. Наклон боковых сторон вкладыша обеспечивает продольный лобовой упор торцов обеих панелей верхнего пояса фермы. Парные деревянные накладки размером 70x160x240 мм крепят конструктивно болтами диаметром 16 мм (рис. 3.19, б).

Промежуточные узлы верхнего пояса (рис. 3.19, в) решены с помощью стальных элементов, позволяющих воспринимать усилия сжатых раскосов и растянутых стоек. Сжатые раскосы крепят к узлам с помощью лобовых упоров и конструктивных болтов, а растянутые стойки по концам – гайками и контргайками.

Проверку торца сжатого раскоса на смятие производят при действии наибольшего продольного усилия $N = 104,7$ кН (см. табл. 3.7).

$$\text{Требуемая площадь смятия } F_{mp} = N/R_{cm} = 104,7/1,5 = 69,8 \text{ см}^2.$$

Принятые размеры сечения (ширина $b = 14$ см, высота $h = 11$ см) обеспечивают площадь смятия больше требуемой

$$F = b h = 14 \cdot 11 = 154 \text{ см}^2 > 69,8 \text{ см}^2.$$

Расчет металлических элементов и деталей крепления производят согласно [5].

Алгоритм расчета треугольной клееной деревянной фермы с разрезным верхним поясом. Исходные данные: нагрузки – q, s ; геометрические характеристики – $b, h, e, l, l_0, h_p, l_n$; характеристики материалов – R_c, R_u, R_y, R_{cm} ; усилия в элементах фермы – N, M, N_p, N_r, N_{cm} .

1. $F = b h$. 2. $W = b h^2/6$. 3. $M = (g + s)l^2/8 - N e$. 4. $Q = (g + s)l/2$.
5. $r = 0,289 h$. 6. $\lambda = l/r$.
7. $\xi = 1 - N \lambda^2/3000 R_c F$. 8. $\sigma = N/F + M/\xi W \leq R_c$. 9. $h_0 = (h/2 - e)2$.
10. $\tau = 1,5 Q/bh_0 \leq R_{ck}$.
11. $\lambda_y = l_0/0,289 b$. 12. $\varphi_y = 3000/\lambda_y^2$. 13. $\varphi_M = 140 b^2 k_\phi/l_0 h$.
14. $\sigma = N/(\varphi_y R_c F) + [M/(\xi \varphi_M R_u W)]^2 \leq 1$.
15. $F_{mp} = N/R_y$ – подбор сечения нижнего пояса.
16. $F_p = b h_p$ – подбор сечения раскосов. 17. $\lambda_y = l_1/0,289 b$.
18. $\varphi_y = 3000/\lambda_y^2$. 19. $\sigma = N_c/\varphi_y F_c \leq R_c$.

4. ПЛОСКИЕ РАСПОРНЫЕ НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ

4.1. Арки

Арки являются распространенными несущими конструкциями покрытия зданий пролетом 12...100 м. Достоинствами клееных деревянных арок являются простота при изготовлении, монтаже и повышенный предел огнестойкости, который зависит от размеров сечения. Арки могут иметь круговое, ломаное или треугольное очертания

Высота подъема пологих арок $1/4 \dots 1/8$ пролета, а высоких – достигает половины пролета.

Наиболее распространены трех шарнирные арки, которые статически определимы и усилия в их сечениях не зависят от осадок опор и деформаций затяжек. Наличие конькового шарнира позволяет предусматривать в нем монтажный стык и перевозить арки к месту установки в виде отдельных полуарок.

Горизонтальные опорные реакции (распор) арок воспринимаются обычно фундаментами или затяжками. Затяжки в арках применяют из круглой или профильной стали. Арки с затяжками позволяют рассчитывать их опоры только на вертикальные опорные реакции.

Треугольные арки могут быть только трех шарнирными с затяжками и без них. Они проще в изготовлении, чем сегментные, так как состоят из прямых полуарок, а также удобнее при транспортировке и монтаже. Такие конструкции могут служить основой плоских настилов для различных видов кровли в зданиях пролетом до 45 м. Коэффициент собственной массы $k_{с.м} = 4...6$.

Треугольную распорную систему (рис. 4. 1) рассчитывают на два сочетания нагрузок:

- 1) постоянную и временную по всему пролету;
- 2) постоянную по всему пролету и временную на половине пролета.

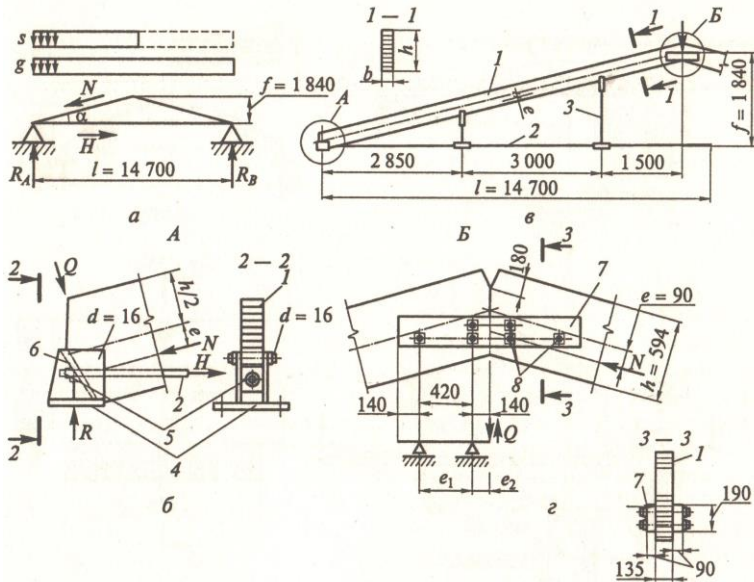


Рис. 4.1. Треугольная распорная система:

а - схема распорной системы и нагрузок; б - опорный узел; в - коньковый узел; г - расчетная схема накладок; 1 - клеелесерый элемент; 2 - затяжка; 3 - подвеска; 4 - опорная плита; 5 - уголкоая подкладка; 6 - наклонная диафрагма; 7 - деревянная накладка; 8 - болты

Для распорной системы пролетом l при распределенной нагрузке q расчетный изгибающий момент в клееном деревянном элементе можно определить по формуле

$$M = q l^2 / 32. \quad (4.1)$$

$$\text{Распор } H = q l^2 / 8 f, \quad (4.2)$$

где f — стрела подъема распорной системы.

$$\text{Нормальная сила} \quad N = H \cos \alpha + Q \sin \alpha, \quad (4.3)$$

где α — угол между осями клееного деревянного элемента и затяжки;

Q — поперечная сила, определяемая как для однопролетной балки.

Поперечное сечение клееного деревянного элемента, работающего на сжатие с изгибом, проверяют по формуле (30) [1]. Изгибающий момент вычисляют с учетом узловых эксцентриситетов. Касательные напряжения проверяют по формуле (35) [1].

Проверку устойчивости плоской формы деформирования сжато-изгибаемого клееного деревянного элемента производят по формуле (38) [1] с учетом его фактического раскрепления из плоскости.

Сечение стальной затяжки подбирают по наибольшему растягивающему усилию.

Сегментные арки с затяжками относят к пологим конструкциям, выполняют трех шарнирными из двух полуарок или двух шарнирными с неразрезным верхним слоем. Затяжки изготовляют стальными из профильной или круглой стали и реже из бруса или клееной древесины, например LVL (рис. 4.2).

Для сегментных арок расчетными сочетаниями нагрузок являются:

- 1) постоянная и временная по всему пролету;
- 2) распределенные постоянные и снеговые (равномерные или треугольные), расположенные на левой половине пролета.

Ветровую нагрузку в расчете не учитывают.

Таблица 4.1

Схемы арок и рам

№ п/п	Схема	Сечение	Пролет, l , м	$\frac{h}{l}$	Для арок 1/1. для рам h/H	Технико-экономические показатели		Способ изготовления
						k_c , м	k_m , %	
Слабостенчатые клееные и фанерные арки								
1			12—45	$\frac{1}{30} \div \frac{1}{40}$	$\frac{1}{2} \div \frac{1}{6}$	4—6	5—20	Заводской
2			12—60 и более	$\frac{1}{30} \div \frac{1}{50}$	$\frac{1}{4} \div \frac{1}{7}$	2,5—4	5—20	То же
3			15—60 и более	$\frac{1}{30} \div \frac{1}{50}$	$\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}$ $f_s \geq \frac{6g}{15}$	2,5—4	5—20	»
Клееные доски, фанерные и решетчатые рамы								
4			12—30	$\frac{1}{12} \div \frac{1}{30}$	—	7—9	5—7	»
а—клееные доски и фанерные; б—клееные доски								
5			9—24	—	—	—	—	»
6			9—24		а) $\frac{1}{5} \div \frac{1}{8}$ б) $\frac{1}{8} \div \frac{1}{15}$ $H=3 \div 8$ м	—	—	Построенный и заводской
а—решетчатые стойки из брусьев или бревен; б—клееные стойки								
7			9—15	$\frac{1}{7} \div \frac{1}{10}$	—	6—12	8—15	Построенный

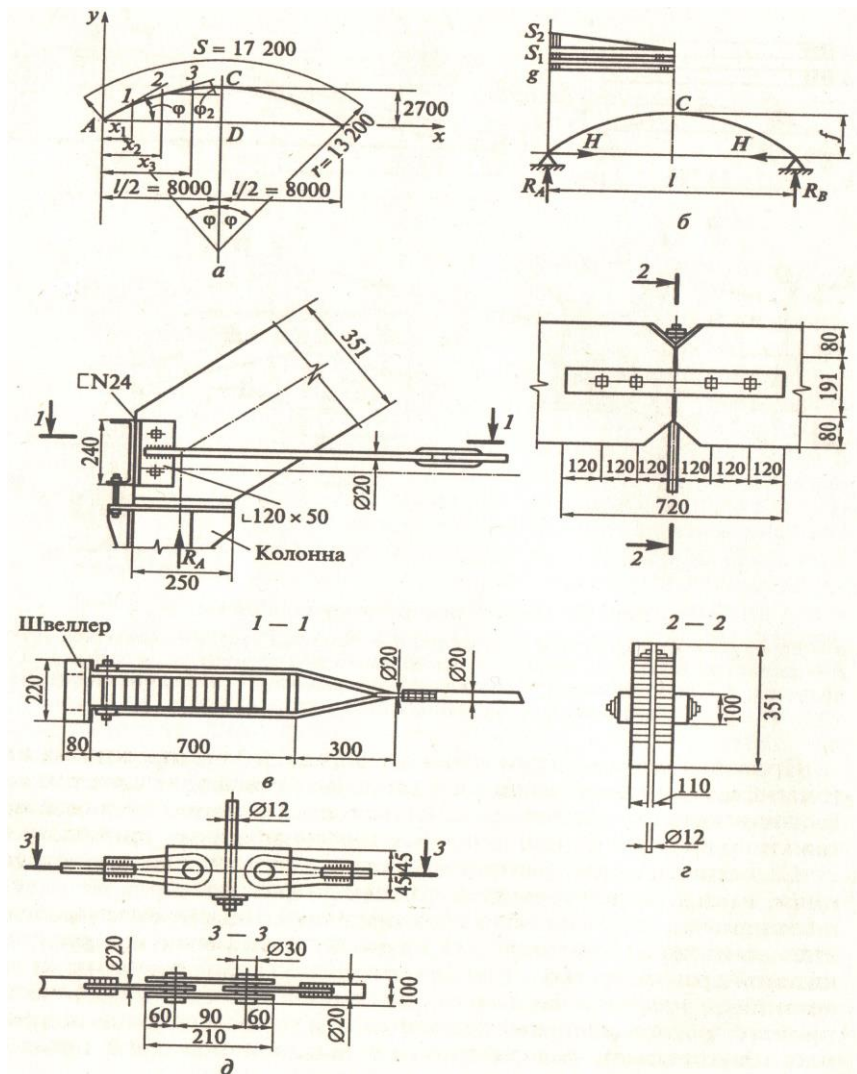


Рис. 4.2. Сегментная арка со стальной затяжкой

а - геометрические размеры; б - расчетная схема; в - опорный узел; г - коньковый узел;
 д - центральный узел затяжки

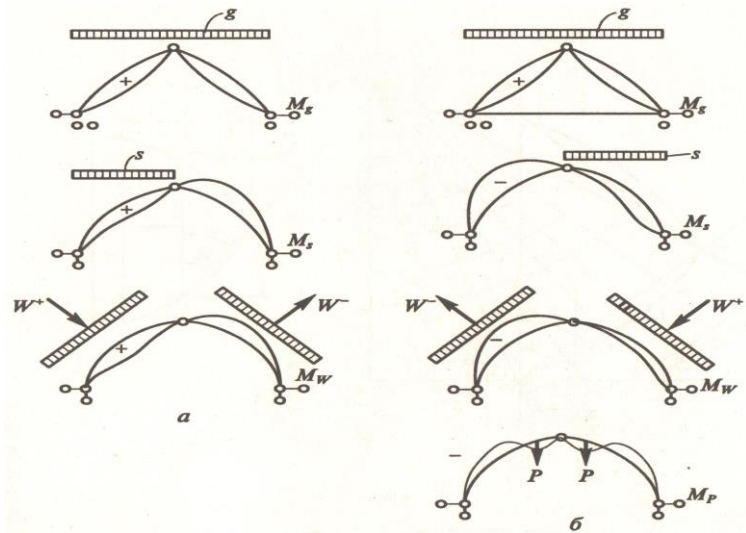


Рис. 4.3. Расчетные сочетания нагрузок для стрельчатых арок:
 а - первое сочетание нагрузок; б - второе сочетание нагрузок

Это сочетание дает максимальное значение положительного изгибающего момента, т. е. получают наибольшее растяжение нижних волокон сечения;

Стрельчатые арки рассчитывают на два сочетания нагрузок:

1) распределенные - постоянные и временные слева, ветровые слева (рис. 4. 3).

2) распределенные – постоянную, снеговую справа, ветровую справа и сосредоточенную нагрузки от веса оборудования. Это сочетание дает максимальный отрицательный изгибающий момент, т. е. получают наибольшее растяжение верхних волокон сечения.

При определении усилий от действия расчетных сочетаний сумму двух временных нагрузок или более умножают на коэффициент сочетания, равный 0,9.

В стрельчатых арках ветровую нагрузку, распределенную ступенчато по криволинейной поверхности, можно заменить на распределенную, параллельную хордам (рис. 4. 4, а)

При таком приближении разница в усилиях не превышает 10 % и удовлетворяет требованиям практики проектирования, так как ступенчатое распределение ветра тоже является условным, не отражающим реального распределения ветровой нагрузки.

В результате статического расчета арок определяют опорные реакции и действующие в сечениях арок изгибающие моменты M , продольные N и поперечные Q силы.

Поперечное сечение клееного деревянного элемента, работающего на сжатие с изгибом, проверяют по формуле (30) [1]. Расчетная длина арки

$L_0 = 0,5 S$, если угол перелома в коньковом шарнире больше 10° , и

$L_0 = 0,58 S$, если этот угол меньше 10° ,

S – длина дуги.

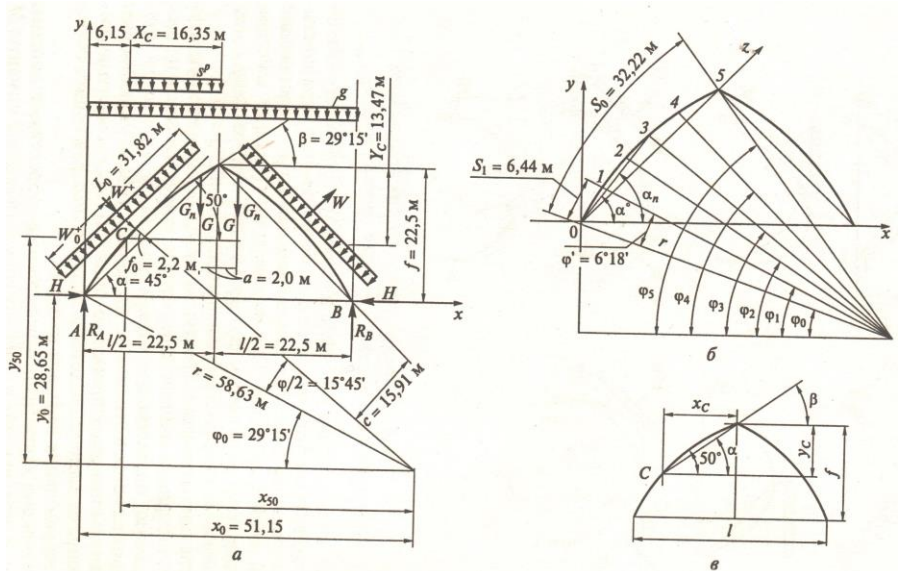


Рис. 4.4. Стрельчатая арка:

а - расчетная схема; б - геометрические размеры арок; в - координаты снеговой нагрузки

Опору арок выполняют без эксцентриситета с помощью башмаков (рис. 4.5)

Эффективность применения стрельчатых клееных деревянных арок может быть увеличена за счет изменения радиуса кривизны полуарок. Оптимальный радиус кривизны дает возможность уменьшить размеры площади поперечного сечения полуарки и тем самым снизить расход материалов на стрельчатую арку.

Проверку устойчивости плоской формы деформирования сжато-изгибаемых клееных деревянных элементов сегментных или стрельчатых арок производят по формуле (38) [1] с учетом фактического раскрепления из плоскости по одной или обоим граням поперечного сечения арок.

Арки крепят к полуаркам нагельными, а к фундаментам – анкерными болтами. Коньковый узел трех шарнирных арок малых пролетов можно выполнять с парными деревянными накладками на нагельных болтах, обеспечивающими жесткость узла арки из плоскости.

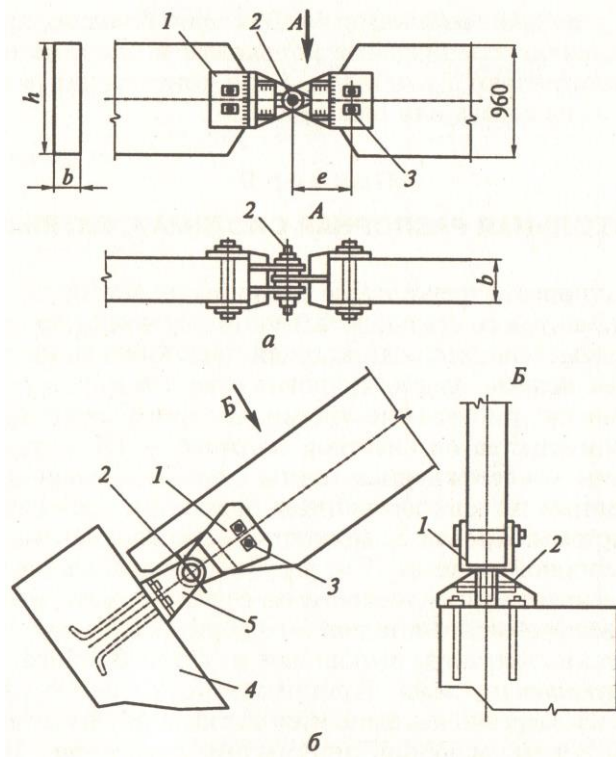


Рис. 4.5. Шарнирные узлы арки:

а - коньковый узел с валиковым шарниром; *б* - опорный узел с валиковым шарниром; 1 - стальной сварной башмак; 2 - валиковый шарнир; 3 - нагельные болты; 4 - анкерные болты; 5 - траверса

Для арок больших пролетов и высот применяют специальные коньковые и опорные шарниры, которые изготавливают из металла, а для конструкций, работающих в агрессивной среде – из дерева или пластмассы.

Пример 4.1

ТРЕУГОЛЬНАЯ РАСПОРНАЯ СИСТЕМА С ЗАТЯЖКОЙ

Запроектировать треугольную распорную систему из клееных деревянных элементов со стальной затяжкой для покрытия одноэтажного производственного здания.

Исходные данные. Здание II уровня ответственности, отапливаемое, с температурно-влажностными условиями эксплуатации 1 класса. Район строительства по снеговой нагрузке – III. Ограждающие конструкции – клееные фанерные плиты с одной нижней обшивкой, расположенные по клееным деревянным элементам треугольной распорной системы. Кровля из волнистых асбестоцементных листов. Пролет распорной системы 15 м, шаг 6 м.

Каждый клееный деревянный элемент раскреплен из плоскости посередине; материал элементов – древесина хвойных пород 2 сорта (класса K24), клей на основе резорцина и меламина с предварительным перемешиванием компонентов. Металлические элементы выполняют из стали ВСтЗпсб.

Конструктивная схема. Принимают треугольную распорную систему из клееных деревянных элементов со стальной затяжкой. Геометрические размеры распорной системы показаны на рис. 4. 1. Расчетный пролет распорной системы с учетом опоры

$$l = 15 - 2 \times 0,15 = 14,7 \text{ м. Расчетная высота } f = l/8 = 14,7/8 = 1,84 \text{ м.}$$

Этой высоте соответствует $\operatorname{tg} \alpha = 2 f/l = 2 \cdot 1,84/14,7 = 0,25$; $\alpha = 14^\circ$; $\sin \alpha = 0,24$; $\cos \alpha = 0,97$. Длина каждого клееного деревянного элемента по осям $l/(2 \cos \alpha) = 14,7/(2 \cdot 0,97) = 7,58 \text{ м.}$

Сочетание нагрузок. Рассматривают наиболее невыгодное сочетание равномерно распределенных постоянных и временной снеговой нагрузок на треугольную распорную систему. Значения нагрузок на распорную систему даны в табл. 4.2

Определение усилий в элементах треугольной распорной системы. Данную систему рассчитывают на два сочетания нагрузок:

- 1) постоянную и временную по всему пролету;
- 2) постоянную нагрузку по всему пролету и временную на половине пролета.

Таблица 4.2 Нагрузки на распорную систему, кН/м

Нагрузка	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка
Клееная фанерная плита покрытия:			
собственный вес плиты без утеплителя и асбестоцементных листов	1,2	1,1	1,32
вес верхней обшивки из асбестоцементных листов	0,96	1,2	1,15
вес утеплителя	0,32	1,2	0,38
собственный вес системы	0,8	1,1	0,88
Постоянная	3,34	-	3,73
Временная снеговая	7,56	-	10,8
Полная	-	-	14,53

П р и м е ч а н и я.

1. Нормативное значение снеговой нагрузки принято с учетом указаний п. 10. 1 [2].
2. Нагрузку от веса системы определяют при коэффициенте собственного веса треугольной распорной системы пролетом 15 м $k_{с.в} = 5$ по формуле

$$g_{с.в} = (g^H + s^H) / [1000 / (k_{с.в} l) - 1] = (2,48 + 7,56) / [1000 / (5 \cdot 14,7) - 1] = 0,8 \text{ кН/м.}$$

Расчетный изгибающий момент с учетом II уровня ответственности в клееном элементе в четверти пролета

$$M = q l^2 \gamma_n / 32 = 14,53 \cdot 14,7^2 \cdot 0,95 / 32 = 9321 \text{ кН см.}$$

Усилие в затяжке H , поперечную силу Q и продольную силу N в четверти пролета с учетом II уровня ответственности определяют для каждого из сочетаний нагрузок.

При первом сочетании нагрузок:

$$H_1 = 0,125 q l^2 \gamma_n / f = 0,125 \cdot 14,53 \cdot 14,7^2 \cdot 0,95 / 1,84 = 202,64 \text{ кН;}$$

$$Q_1 = q l \gamma_n / 4 = 14,53 \cdot 14,7 \cdot 0,95 / 4 = 50,73 \text{ кН;}$$

$$N_1 = H_1 \cos \alpha + Q_1 \sin \alpha = 202,64 \cdot 0,97 + 50,73 \cdot 0,24 = 208,74 \text{ кН.}$$

При втором сочетании нагрузок

$$H_2 = 0,125 l^2 (g + 0,5 s) / f =$$

$$0,125 \cdot 14,7^2 (3,73 + 0,5 \cdot 10,8) / 1,84 = 127,33 \text{ кН;}$$

$$Q_2 = l (g + 0,5 s) \gamma_n / 4 = 14,7 (3,73 + 0,5 \cdot 10,8) 0,95 / 4 = 31,88 \text{ кН;}$$

$$N_2 = H_2 \cos \alpha + Q_2 \sin \alpha = 127,33 \cdot 0,97 + 31,88 \cdot 0,24 = 131,16 \text{ кН.}$$

Подбор сечения и проверка напряжений в расчетных сечениях распорной системы. Размеры сечения клееных элементов принимают с учетом фрезерования досок 40x150 мм. Ширина $b = 13,5$ см, высота сечения скомпонована из 18 слоев досок каждая толщиной 33 мм и составляет $h = 3,3 \times 18 = 59,4$ см.

Предусматривают разгружающий момент N_e за счет эксцентриситета $e = 9$ см в коньке и на опоре.

Расчетные изгибающие моменты в четверти пролета для обоих сочетаний нагрузок:

$$M_1 = M - N_1 e = 9321 - 208,74 \cdot 9 = 7422 \text{ кН см;}$$

$$M_2 = M - N_2 e = 9321 - 131,16 \cdot 9 = 8141 \text{ кН см.}$$

Клееный элемент проверяют на сжатие с изгибом с учетом ширины сечения, коэффициентов условия работы при принятой высоте сечения $m_b = 0,96$ и толщине слоев $m_{cl} = 1,0$. Тогда расчетное сопротивление $R_c = 15 \cdot 0,96 \cdot 1,0 = 14,4 \text{ МПа} = 1,44 \text{ кН/см}^2$.

$$\text{Площадь поперечного сечения } F = b h = 13,5 \cdot 59,4 = 802 \text{ см}^2;$$

$$\text{момент сопротивления } W = b h^2 / 6 = 13,5 \cdot 59,4^2 / 6 = 7939 \text{ см}^3;$$

$$\text{расчетная длина } l_p = 758 \text{ см;}$$

$$\text{радиус инерции } r_x = 0,289 h = 0,289 \cdot 59,4 = 17,2 \text{ см;}$$

$$\text{гибкость } \lambda = l_p / r_x = 758 / 17,2 = 44,1.$$

Коэффициенты, учитывающие дополнительный момент при деформации ξ от продольной силы $N = H$, действующей в ключевом сечении арки при обоих сочетаниях нагрузок:

$$\begin{aligned}\xi_1 &= 1 - \lambda^2 N_1 / 3000 R_c F = \\ &= 1 - 44,1^2 \cdot 208,74 / 3000 \cdot 1,44 \cdot 802 = 0,883; \\ \xi_2 &= 1 - \lambda^2 N_2 / 3000 R_c F = \\ &= 1 - 44,1^2 \cdot 131,16 / 3000 \cdot 1,44 \cdot 802 = 0,926.\end{aligned}$$

Соответствующие изгибающие моменты из расчета по деформированной схеме:

$$\begin{aligned}M_{D1} &= M_1 / \xi_1 = 7442 / 0,883 = 8428,1 \text{ кН см}; \\ M_{D2} &= M_2 / \xi_2 = 8141 / 0,926 = 8791,6 \text{ кН см}.\end{aligned}$$

Максимальное напряжение сжатия с изгибом при обоих сочетаниях нагрузок

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= N_1 / F + M_{D1} / W = 208,74 / 802 + 8428,1 / 7939 = \\ &= 1,3 \text{ кН/см}^2 = 13 \text{ МПа} < R_c = 15 \text{ МПа}; \\ \sigma_2 &= N_2 / F + M_{D2} / W = 131,16 / 802 + 8791,6 / 7939 = \\ &= 1,27 \text{ кН/см}^2 = 12,7 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Проверяют касательные напряжения при максимальной поперечной силе, равной

$Q_1 = 50,73 \text{ кН}$ и расчетном сопротивлении скалыванию $R_{ск} = 1,5 \text{ МПа} = 0,15 \text{ кН/см}^2$.

Статический момент и момент инерции сечения клееного элемента:

$$\begin{aligned}S &= b h^2 / 8 = 13,5 \cdot 59,4^2 / 8 = 5954 \text{ см}^3; \\ I &= b h^3 / 12 = 13,5 \cdot 59,4^3 / 12 = 235783 \text{ см}^4.\end{aligned}$$

Максимальное касательное напряжение

$$\begin{aligned}\tau &= Q S / \xi I b = 50,73 \cdot 5954 / 0,883 \cdot 235783 \cdot 13,5 = \\ &= 0,11 \text{ кН/см}^2 < R_{ск} = 0,15 \text{ кН/см}^2.\end{aligned}$$

Проверку устойчивости плоской формы деформирования сжато-изгибаемого элемента производят с учетом его закрепления по концам и посередине, т. е. на расстоянии $l_y = 758 / 2 = 379 \text{ см}$.

Максимальный изгибающий момент $M_d = 8791,6$ кН см.
Соответствующая продольная сила $N = 131,16$ кН.

Гибкость клееного элемента из плоскости

$$\lambda_y = l_y / r_y = 379 / (0,289 \cdot 13,5) = 97;$$

коэффициент устойчивости из плоскости изгиба элемента при сжатии

$$\varphi = 3000 / \lambda_y^2 = 3000 / 97^2 = 0,319;$$

коэффициент устойчивости элемента при изгибе

$$\varphi_M = 140 b^2 k_\phi / l_y h = 140 \cdot 13,5^2 \cdot 1,75 / 379 \cdot 59,4 = 1,98,$$

где $k_\phi = 1,75$ – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_y (см табл. Е 2, прил. Е [1]).

Устойчивость сжато-изгибаемого элемента с положительным моментом и закрепленной сжатой кромкой

$$\begin{aligned} & N / \gamma_c F_{br} + (M_d / \varphi_M R_u W)^2 = \\ & = 131,16 / 0,319 \cdot 1,44 \cdot 802 + 8791,6 / (1,98 \cdot 1,44 \cdot 7939)^2 = 0,51 < 1. \end{aligned}$$

Следовательно, устойчивость плоской формы деформирования клееного деревянного элемента обеспечена.

Подбор сечения затяжки. Наибольшее усилие в затяжке $H = 202,64$ кН.

Требуемая площадь поперечного сечения

$$F_{тр} = H / \gamma_c R_y = 202,64 / 0,95 \cdot 23,5 = 9,1 \text{ см}^2,$$

где $R_y = 235$ МПа = $23,5$ кН/см², $\gamma_c = 0,95$ – коэффициент условий работы [5].

Затяжку принимают в виде одиночного тяжа из круглой стали, состоящего из отдельных элементов по длине. Диаметр затяжки назначают с учетом ослабления сечения резьбой для стяжных муфт. Площадь сечения нетто для стержня диаметром 42 мм составляет $10,25 \text{ см}^2$ что больше требуемой.

Для ограничения провисания затяжки в распорной системе предусмотрены подвески из круглой стали диаметром 12 мм. Подвески к клееному деревянному элементу крепят сбоку на винтах, а

к затяжке – путем пропуска нижних концов подвески с резьбой через отверстие в стяжных муфтах с дальнейшим закреплением гайками на шайбах. Расстояние между подвесками должно быть не более 100 диаметров затяжки.

Конструкция и расчет узлов. Опорный узел, соединяющий нижний торец клееного деревянного элемента с затяжкой и опорой, решают при помощи стального башмака, состоящего из горизонтального опорного листа, двух вертикальных боковых фасонок и наклонной упорной диафрагмы (см. рис. 4. 1, б). Клееный деревянный элемент упирается торцом в диафрагму и крепится к фасонкам болтом конструктивно. Конец затяжки с резьбой пропускают через отверстие (или пропил) в конце клееного элемента и закрепляют гайкой на шайбе, опёртой на уголковую подкладку, приваренную к диафрагме башмака (рис. 4. 1, б).

Торец клееного элемента проверяют на смятие от действия равнодействующей силы

$$N'_{cm} = \sqrt{N_1^2 + Q_1^2} = \sqrt{208,74^2 + 50,73^2} = 208,74^2 + 50,73^2 = 214,8 \text{ кН.}$$

Эта равнодействующая сила действует под углом к волокнам древесины, определяемым из выражения
 $\text{tg } \alpha = Q_1/N_1 = 50,73/208,74 = 0,243$; $\alpha_{cm} = 14^\circ$; $\sin 14^\circ = 0,242$;
 $\cos 14^\circ = 0,97$.

Высоту площадки смятия h_{cm} из условия обеспечения эксцентриситета продольной силы $e = 9 \text{ см}$ и односторонней срезки торца под углом смятия, равным 14° , определяют по формуле

$$h_{cm} = (h - 2e)/\cos \alpha = (59,4 - 2 \cdot 9)/0,97 = 43 \text{ см.}$$

Площадь лобового упора

$$F_{cm} = b h_{cm} = 13,5 \cdot 43 = 580 \text{ см}^2; R_{cm} = R_c.$$

Расчетное сопротивление смятию под углом к волокнам $\alpha = 14^\circ$

$$R_{cm\alpha} = R_c/1 + [(R_c/R_{cm90}) - 1] \sin^3 \alpha = \\ = 14,4/1 + [(14,4/3) - 1] \sin^3 14^\circ = 13,6 \text{ МПа.}$$

Коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений под кромкой диафрагмы башмака $K_N = 0,51$ (принят по графику прил. 20). Проверку на смятие торца с учетом концентрации напряжений производят по формуле

$$\sigma = N_{cm}/F_{cm} = 214,8/580 = 0,37 \text{ кН/см}^2 = 3,7 \text{ МПа} < 0,51 \times 13,6 = 6,9 \text{ МПа}.$$

Наклонная упорная диафрагма и горизонтальный опорный лист рассчитывают как пластинки, опертые по трем сторонам, согласно требованиям норм проектирования стальных конструкций.

Коньковый узел. Коньковый узел, соединяющий верхние концы клееных деревянных элементов треугольной распорной системы, решен в виде наклонных лобовых упоров с парными деревянными накладками сечением после фрезерования 9х19 см на нагельных болтах (см. рис. 4. 2, в). Расчет конькового узла производят на действие максимальной продольной силы $N = 208,74 \text{ кН}$ и поперечной силы

$$Q' = s / \gamma_n / 8 = 11,8 \cdot 14,7 \cdot 0,95 / 8 = 18,85 \text{ кН}.$$

Взаимное смятие торцов клееных элементов проверяют под углом $\alpha = 14^\circ$ к волокнам древесины. Расчетное сопротивление смятию, так же как и для опорного узла,

$$R_{cm \alpha} = 13,6 \text{ МПа}.$$

Площадь смятия лобового упора $F_{cm} = 13,5 \cdot 43 = 580 \text{ см}^2$. Коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений, определяемый по графику (см. прил. 20)

$$K_N = 0,51.$$

Напряжение

$$\sigma = N/F_{cm} = 208,74/580 = 0,36 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 3,6 \text{ МПа} < R_{cm \alpha} K_N = 13,6 \cdot 0,51 = 6,9 \text{ МПа}.$$

Количество нагельных болтов определяют согласно принятой расчетной схеме работы деревянных накладок (рис. 4. 2, г). Усилия по каждому вертикальному ряду болтов находят из условия равновесия полу накладок. При расстоянии $e_1 = 42 \text{ см}$ и

$e_2 = 14 \text{ см}$ усилия равновесия составят

$$R_1 = Q' (e_1 + e_2) / e_1 = 18,85 (42 + 14) / 42 = 25,13 \text{ кН};$$

$$R_2 = Q' e_2 / e_1 = 18,85 \cdot 14 / 42 = 6,3 \text{ кН}.$$

Изгибаемые болты диаметром $d = 2$ см вызывают смятие в накладках толщиной $a = 9$ см поперек волокон, чему соответствует коэффициент смятия $k_\alpha = 0,55$.

Несущая способность болта на один шов сплавивания, кН:

$$T_a = 0,8 a d k_\alpha = 0,8 \cdot 9 \cdot 2 \cdot 0,55 = 7,92;$$

$$T_c = 0,5 c d k_\alpha = 0,5 \cdot 13,5 \cdot 2 \cdot 0,55 = 7,4;$$

$$T_u = (1,8 d^2 + 0,02 a^2) \sqrt{k_\alpha} = (1,8 \cdot 2^2 + 0,02 \cdot 9^2) \sqrt{0,55} = 6,5 < 2,5 d^2 \sqrt{0,55} = 7,4.$$

Наименьшая несущая способность $T = 6,5$ кН. Определяют количество двух срезных нагельных болтов:

$$\text{по первому вертикальному ряду } n_1 = R_1 / T n_{ш} = 25,13 / 6,5 \cdot 2 = 1,9;$$

$$\text{по второму ряду } n_2 = R_2 / T n_{ш} = 6,3 / 6,5 \cdot 2 = 0,5.$$

По первому ряду ставят два болта, по второму ряду – один болт диаметром 2 см.

Затем проверяют парные деревянные накладки с моментом сопротивления

$$2 W_n = 2 b_n h_n^2 / 6 = 2 \cdot 9 \cdot 19^2 / 6 = 1083 \text{ см}^3$$

$$\text{на изгиб от действия момента } M_n = Q' e_2 = 18,85 \cdot 14 = 264 \text{ кН см}$$

по формуле

$$\sigma_u = M_n / 2 W_n = 264 / 1083 = 0,24 \text{ кН/см}^2 = 2,4 \text{ МПа} < R_u = 13 \text{ МПа}.$$

Расчет стальных элементов и деталей крепления в треугольной распорной системе производят согласно требованиям норм по проектированию стальных конструкций.

Алгоритм расчета треугольной распорной системы с затяжкой. Исходные данные: нагрузки – q, q^H, g, s ; геометрические характеристики – $N_1, Q_1, M_1, N_2, Q_2, Q', M_2$; характеристики материалов – $R_c, R_{ск}, k_\phi, R_y, k_N, k$.

1. $f = l/8$. 2. $\operatorname{tg} \alpha = 2 f/l$. 3. $\sin \alpha$; $\cos \alpha$. 4. $l_1 = l/(2 \cos \alpha)$. 5. $M = q l^2/32$.
 6. $H_1 = 0,125 q l^2/f$.
 7. $Q_1 = q l/4$. 8. $N_1 = H_1 \cos \alpha + Q_1 \sin \alpha$. 9. $H_2 = 0,125 l^2(g + 0,5 s)/f$.
 10. $Q_2 = l(g + 0,5 s)$.
 11. $N_2 = H_2 \cos \alpha + Q_2 \sin \alpha$. 12. $M_1 = M - N_1 e$. 13. $M_2 = M - N_2 e$.
 14. $F = b h$. 15. $W = b h^2/6$.
 16. $r = 0,289 h$. 17. $\lambda = l_1/r$. 18. $\xi_1 = 1 - \lambda^2 N_1/3000 R_c F$.
 19. $\xi_2 = 1 - \lambda^2 N_2/3000 R_c F$.
 20. $\sigma_1 = N_1/F + M_1/(\xi_1 W) \leq R_c$. 21. $\sigma_2 = N_2/F + M_2/(\xi_2 W) \leq R_c$.
 22. $S = b h^2/6$. 23. $l = b h^3/12$.
 24. $\tau = Q_2 S/\xi_2 l b \leq R_{ск}$. 25. $\varphi = 3000/\lambda y^2$. 26. $\lambda_y = l_y/0,289 b$.
 27. $\varphi_M = 140 b^2 k_\phi/l_y h$.

28. $N_1/\varphi R_c F + [M_1/(\varphi_M R_c W)]^2 \leq 1$. 29. $F_{mp} = H_1/R_y$.

По сортаменту назначают площадь затяжки.

Расчет опорного и конькового узлов. 30. $N_{см} = \sqrt{N_1^2 + Q_1^2}$.

31. $\operatorname{tg} \alpha = Q_1/N_1$; α ;

$\sin \alpha$; $\cos \alpha$. 32. $h_{см} = (h - 2 e)/\cos \alpha$. 33. $F_{см} = b h_{см}$.

34. $R_{см \alpha} = R_{см}/[1 + [(R_{см}/R_{см90}) - 1]\sin^3 \alpha]$.

35. $\sigma = N_{см}/F_{см} \leq R_{см \alpha} K_N$. 36. $Q' = s l/8$. 37. $\sigma = N'/F_{см} \leq R_{см \alpha} K_N$.

38. $R_1 = Q'(e_1 + e_2)/e_1$.

39. $R_2 = Q' e_2/e_1$. 40. $T_a = 0,8 a_H d k$. 41. $T_c = 0,5 c d k$.

42. $T_u = 1,8 d^2 + 0,02 a^2 \sqrt{k_a}$.

43. Определяют $T_{min} (T_a, T_c, T_u)$. 44. $n_1 = R_1/(T_{min} 2)$.

46. $2 W = 2 b_H h_H^2/6$. 47. $M_H = Q' e_2$.

48. $\sigma = M_H/(2 W_H) \leq R_u$. 49. $R_u = R_c$.

Пример 4.2

СЕГМЕНТАРНАЯ КЛЕЕНАЯ ДЕРЕВЯННАЯ АРКА С ЗАТЯЖКОЙ

Запроектировать трех шарнирную сегментную клееную деревянную арку со стальной затяжкой из круглой стали покрытия одноэтажного производственного здания.

Исходные данные. Здание I уровня ответственности, отапливаемое с температурно-влажностными условиями эксплуатации 1 класса.

Район строительства по снеговой нагрузке – III. Ограждающие конструкции – утепленные клееные фанерные плиты, укладываемые непосредственно по аркам. Кровля – мягкая, многослойная. Пролет сегментной арки 16 м, шаг 3 м. Материал верхнего пояса древесина хвойных пород 2 сорта (класса К24), клей на основе резорцина и меламин с предварительным перемешиванием компонентов, сталь затяжек ВСтЗпсб-1.

Геометрический расчет. (см. рис. 4. 7,а).

Стрела подъема $f = l/6 = 16/6 = 2,7$ м.

Радиус кривизны

$$r = (l^2 + 4f^2)/(8f) = (16^2 + 4 \cdot 2,7^2)/(8 \cdot 2,7) = 13,2 \text{ м.}$$

Центральный угол полуарки

$$\sin \varphi = l/2r = 16/2 \cdot 13,2 = 0,606; \quad \varphi = 37^\circ 18'; \quad 2\varphi = 74^\circ 36';$$

$$\cos \varphi = 0,795.$$

Длина дуги арки

$$S = \sqrt{l^2 + 16/(3f)^2} = \sqrt{16^2 + 16/(3 \cdot 2,7)^2} = 17,2 \text{ м.}$$

Координаты точек оси арки

$$y_i = \sqrt{r^2 - (l/2 - x_i)^2} - r + f = \sqrt{13,2^2 - (16/2 - 2)^2} - 13,2 + 2,7 = 1,257 \text{ м.}$$

Углы наклона касательной к расчетным сечениям

$$\sin \varphi_i = (l - 2x_i)/2r; \quad \cos \varphi_i = (r - f + y_i)/r;$$

$$\sin \varphi_1 = (16 - 2 \cdot 2)/(2 \cdot 13,2) = 0,454;$$

$$\cos \varphi_1 = (13,2 - 2,7 + 1,257)/13,2 = 0,891.$$

Результаты подсчетов сведены в табл. 4. 3.

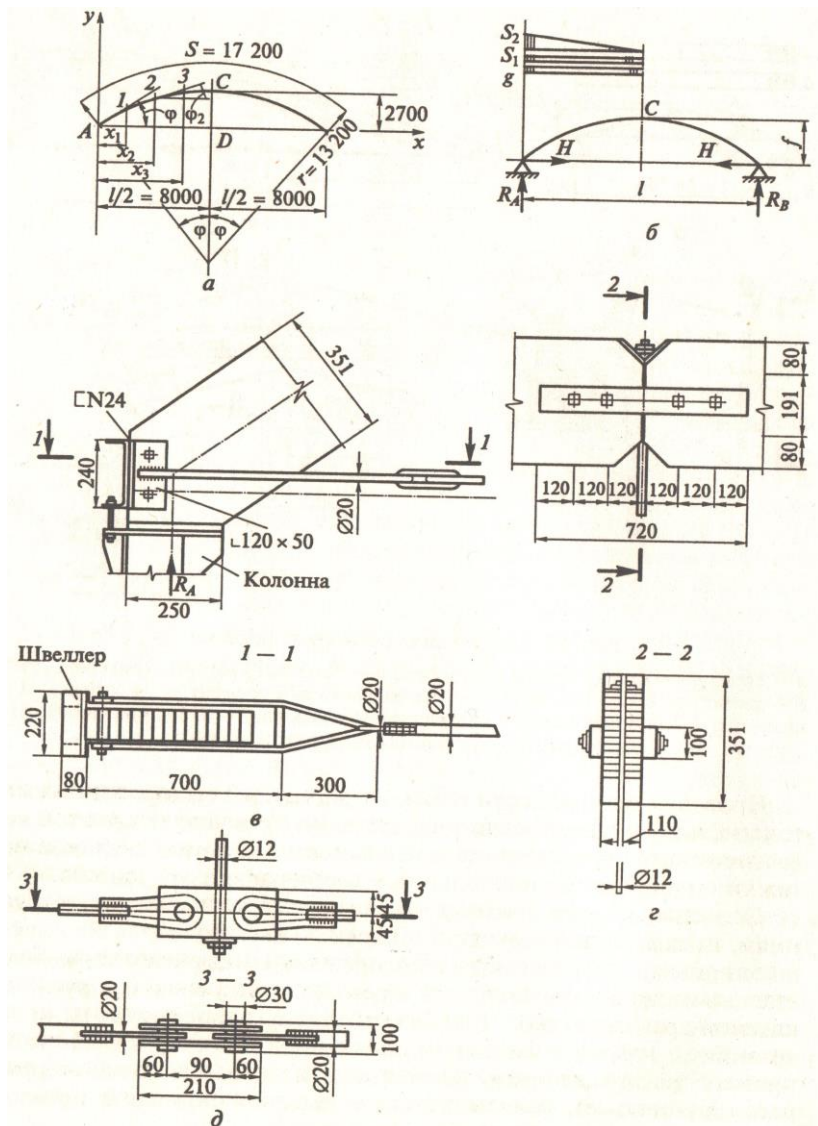


Рис. 4.6. Сегментная арка со стальной затяжкой

а - геометрические размеры; б - расчетная схема; в - опорный узел; г - коньковый узел; д - центральный узел затяжки

Статический расчет. Нагрузки на арку:

1) постоянные на 1 м^2 горизонтальной поверхности с учетом разницы арки между длиной дуги арки и ее проекции определяют вводя коэффициент $k = S/l = 17,2/16 = 1,08$:

от веса плиты покрытия

$$g^H = 0,3 \cdot 1,08 = 0,32 \text{ кН/м}^2;$$

от собственного веса арки

$$g_{c.в.}^H = (g^H + s^H) / [1000 / (k_{c.в.} l) - 1] = \\ = (0,32 + 1,26) / [1000 / (2,5 \cdot 16) - 1] = 0,07 \text{ кН/м}^2,$$

где $s^H = s \cdot 0,7 = 1,8 \cdot 0,7 = 1,26 \text{ кН/м}^2$ – нормативная снеговая нагрузка [2];

$k_{c.в.} = 2,5$ – коэффициент собственного веса арок;

Координаты и углы наклона касательной к опасным сечениям арки

Таблица 4. 3.

Сечение	x	y	φ	$\sin \varphi$	$\cos \varphi$
A	0	0	37°18'	0,606	0,795
1	2	1,257	27°00'	0,454	0,891
2	4	2,079	17°38'	0,303	0,953
3	6	2,547	8°45'	0,152	0,988
C	8	2,7	0	0	1
4	10 (6)	2,547	8°45'	0,152	0,988
5	12 (4)	2,079	17°38'	0,303	0,953
6	14 (2)	1,257	27°00'	0,454	0,891
B	16	0	37°18'	0,606	0,795

2) снеговая равномерно распределенная:

$$s_1 = s \mu_1 = s l / 8 f = 1,8 \cdot 16 / 8 \cdot 2,7 = 1,33 \text{ кН/м}^2;$$

3) снеговая распределенная по треугольнику

$$s_2 = s \mu_2 = 1,8 \cdot 2 = 3,6 \text{ кН/м}^2; \quad f/l = 2,7/16 = 1/6, \quad \mu_2 = 2,0,$$

где μ_1 и μ_2 – коэффициенты, определяемые по прил. Г [2].

Нагрузки на 1 погонный метр арки ($B = 3 \text{ м}$) сведены в табл. 4. 4, расчетная схема приведена на рис. 4. 7,б).

Расчет арки выполняют на два основных сочетания нагрузок:

1) постоянная g и снеговая s_1 , равномерно распределенная на половине пролета;

2) постоянная g и снеговая s_2 , распределенная на половине пролета по треугольнику.

Таблица 4.4 **Нагрузки на арку, кН/м**

Нагрузка	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка
Постоянная g : вес покрытия собственный вес арки	$0,32 \times 3 = 0,96$ $0,07 \times 3 = 0,21$	1,2 1,1	1,20 0,23
Итого	1,17	-	1,43
Снеговая s_1	-	-	4,0
Снеговая s_2	-	-	10,8

Определяют усилия в расчетных сечениях.

1. Усилия от нагрузки $s_1 = 4,0$ кН/м, расположенной слева.

Опорные реакции

$$R_A = 3 s_1 l / 8 = 3 \cdot 4,0 \cdot 16 / 8 = 24 \text{ кН}; \quad R_B = s_1 l / 8 = 4,0 \cdot 16 / 8 = 8 \text{ кН};$$

$$H = s_1 l^2 / 16 f = 4,0 \cdot 16^2 / 16 \cdot 2,7 = 23,7 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты:

$$\text{на левой половине арки} \quad M_i = R_A x_i - H y_i - 0,5 s_1 x_i^2;$$

$$\text{на правой половине арки} \quad M_i = R_B x_i - H y_i;$$

$$M_1 = 24 \cdot 2 - 23,7 \cdot 1,26 - 0,5 \cdot 4,0 \cdot 2^2 = 10,14 \text{ кН м};$$

$$M_2 = 14,7 \text{ кН м}; \quad M_3 = 11,56 \text{ кН м}; \quad M_4 = -12,44 \text{ кН м};$$

$$M_5 = 8 \cdot 4 - 23,7 \cdot 2,08 = -17,3 \text{ кН м}; \quad M_6 = -12,86 \text{ кН м}.$$

Продольные силы:

$$\text{на левой половине арки} \quad N_i = (R_A - s_1 x_i) \sin \varphi_i + H \cos \varphi_i;$$

$$\text{на правой половине арки} \quad N_i = R_B \sin \gamma_i + H \cos \gamma_i;$$

$$N_A = 24 \cdot 0,606 + 23,7 \cdot 0,795 = 33,38 \text{ кН}; \quad N_2 = 25,01 \text{ кН};$$

$$N_C = H = 23,7 \text{ кН}; \quad N_B = 23,71 \text{ кН}.$$

Поперечные силы:

$$\text{на левой половине арки} \quad Q_i = (R_A - s_1 x_i) \cos \gamma_i - H \sin \varphi_i;$$

на правой половине арки $Q_i = R_B \cos \varphi_i - H \sin \varphi_i$;

$$Q_A = 24'0,795 - 23,7'0,606 = 4,72 \text{ кН};$$

$$Q_C = R_A - s_1 l/2 = 24 - 4,0 \times 16/2 = -8 \text{ кН}; \quad Q_B = 8 \text{ кН}.$$

2. Усилия от нагрузки $s_2 = 10,8 \text{ кН/м}$.

Опорные реакции

$$R_A = 5 s_2 l/24 = 5'10,8'16/24 = 36 \text{ кН};$$

$$R_B = s_2 l/24 = 10,8'16/24 = 7,2 \text{ кН};$$

$$H = s_2 l^2 / 48 f = 10,8'16^2 / 48'2,7 = 21,33 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты:

на левой половине арки $M_i = R_A x_i - H y_i - x_i^2 (2 s_2 + s_1 x_i^2) / 6$;

на правой половине арки $M_i = R_B x_i - H y_i$;

$$M_1 = 36'2 - 21,33'1,26 - 2^2 (2'10,8 + 8,1) / 6 = 25,32 \text{ кН м};$$

$$M_2 = 27,63 \text{ кН м}; \quad M_3 = 15,81 \text{ кН м}; \quad M_4 = -11,19 \text{ кН м};$$

$$M_5 = -15,57 \text{ кН м}; \quad M_6 = -12,48 \text{ кН м}.$$

Продольные силы:

на левой половине арки $N_i = [R_A - 0,5(s_2 + s_1^2)x_i] \cos \varphi_i + H \sin \varphi_i$;

на правой половине арки $N_i = R_B \sin \varphi_i + H \cos \varphi_i$;

$$N_A = 38,78 \text{ кН};$$

$$N_2 = [36 - 0,5(10,8 + 5,4)4] 0,303 + 21,33'0,953 = 21,42 \text{ кН};$$

$$N_C = H = 21,33 \text{ кН}; \quad N_5 = 22,51 \text{ кН}; \quad N_B = 21,33 \text{ кН}.$$

Поперечные силы:

на левой половине арки $Q_i = [R_A - 0,5(s_2 + s_1^2)x_i] \cos \varphi_i - H \sin \varphi_i$;

на правой половине арки $Q_i = R_B \cos \varphi_i - H \sin \varphi_i$;

$$Q_A = 15,69 \text{ кН}; \quad Q_C = 7,2 \text{ кН}; \quad Q_B = -7,2 \text{ кН}.$$

Значение усилий сводят в табл. 4.5.

Таблица 4.5

Усилия в сечениях полуарки

Сечения я	Нагрузки						Расчетные сочетания	
	от $g=1,43\text{кН/м}$ при $k=0,36$	от снега $s_1 = 4,0 \text{ кН/м}$		от снега $s_2 = 10,8 \text{ кН/м}$				
		слев а	справ а	на всем пролет е	слев а	справ а		
Изгибающие моменты M , кН м								
1	-0,98		-	-2,72		-	24,33	-
2	-0,94	10,14	12,86	-2,6	25,32	12,48	26,69	13,8
3	-0,32	14,7	-	-0,88		-	15,49	4
			17,30		27,63	15,57		-
		11,56	-			-		18,2
			12,44		15,81	11,19		4
								-
								12,7
								6
Продольные силы N , кН								
A	20,55		23,71	57,09		21,32	77,64**	-
2	18,01	33,38	25,01	50,02	38,78	22,51	*	
C	17,06		23,7	47,4		21,33	39,43	43,0
		25,01			21,42		64,46**	2
A		23,7					*	-
C					21,33			-
Затяжка								8
а								
Поперечные силы Q , кН								
	-1,18		-8	-3,28	15,69	-7,2	14,51	
	0	4,72	8	0	-7,2	7,2	-	
		-8						
Распор H , кН								
	17,06	23,7	23,7	47,4	21,33	21,33	64,46***	

Примечание. * Гр. 2 + гр. 6. ** Гр. 2 + гр. 4. *** Гр. 2 + гр. 5.

Конструктивный расчет. Максимальный изгибающий момент M в сечении 2 равен $M = 26,69\text{ кН м}$, соответствующая продольная сила $N = 39,43\text{ кН}$. Приближенный момент сопротивления сечения $W_{тр} = M/(0,7 R_u) = 26,69/(0,7 \times 1,5) = 2542\text{ см}^3$, $R_u = R_c = 1,5\text{ кН/см}^2$.

Криволинейные блоки полуарки склеивают из досок сечением 27х110 мм после фрезерования досок по пластиам и кромкам размером 32х125 мм.

Требуемая высота сечения $h_{mp} = \sqrt{6W/b} = \sqrt{6 \cdot 2542/11} = 37,2$ см.

Принимают сечение высотой $h = 14 \cdot 2,7 = 37,8$ см.

Площадь сечения $F = b h = 11 \cdot 37,8 = 415,8$ см²,

момент сопротивления $W = b h^2/6 = 11 \cdot 37,8^2/6 = 2620$ см³,

радиус инерции $r = 0,289 h = 0,289 \cdot 37,8 = 10,96$ см,

расчетная длина $l_p = 0,58 S = 0,58 \cdot 17,2 = 9,98$ м,

гибкость полуарки $\lambda = l_p/r = 998/10,96 = 91,06 > 70$,

коэффициент учета дополнительного момента при деформации
 $\xi = 1 - N \lambda^2/3000 R_c F = 1 - 39,43 \cdot 91,06^2/(3000 \cdot 1,58 \cdot 415,8) = 0,834$.

Расчетное сопротивление древесины сжатию

$$R_c = 1,5 m_b m_{cl} m_r = 1,5 \cdot 1 \cdot 1,05 \cdot 1 = 1,58 \text{ кН/см}^2.$$

Коэффициент условий работы $m_b = 1$ при $h = 37,8 < 50$;

$m_{cl} = 1,05$ при толщине слоев $a = 2,7$ см;

$m_r = 1$ при отношении радиуса кривизны к толщине доски $r/a = 1320/2,7 = 489 < 500$.

Напряжение в сечении 2

$$\sigma = N/F + M/\xi W = 39,43/415,8 + 2669/0,834 \cdot 2620 = 0,09 + 1,22 = 1,31 < R_c = 1,58 \text{ кН/см}^2.$$

Верхняя и нижняя кромки полуарки закреплены связями в плоскости ската через каждые $l_p = 150$ см; $l_p < 7 h = 7 \cdot 37,8 = 264,6$ см,

поэтому проверку устойчивости плоской формы деформирования можно не производить.

Расчет на скалывание. Максимальное значение поперечной силы на опоре А равно $Q = 14,51$ кН.

Статический момент сопротивления сечения

$$S = b h^2 / 8 = 11 \cdot 37,8^2 / 8 = 1965 \text{ см}^3,$$

момент инерции сечения

$$I = b h^3 / 12 = 11 \cdot 37,8^3 / 12 = 49509 \text{ см}^4,$$

напряжение скалывания

$$\tau = Q S / I b = 14,51 \cdot 1965 / 49509 \cdot 11 = 0,05 < R_{ск} = 0,15 \text{ кН/см}^2.$$

Определение сечения затяжки. Растягивающее усилие в затяжке $H = 64,46$ кН. Требуемая площадь сечения

$$F_{тр} = H / R = 64,46 / 22,5 = 2,86 \text{ см}^2.$$

Принимают сечение ветви затяжки из круглой стали диаметром 20 мм и площадью сечения $F = 3,14 \text{ см}^2 > 2,86 \text{ см}^2$.

Расчет опорного узла. (см. рис 4. 7, в). Горизонтальный торец полуарки опирается на колонну через опорную деревянную подушку. Затяжку с помощью хомута крепят на сварке к стальному башмаку, состоящему из двух боковых уголков 50х120 мм и упорной площадки из швеллера № 24.

На горизонтальную опорную площадку действует реакция

$$R_A = (g + s_1) l / 2 = (1,43 + 4,0) 16 / 2 = 43,44 \text{ кН},$$

где g и s_1 – постоянная и снеговая нагрузки на всем пролете арки.

Расчетное сопротивление смятию горизонтального торца арки под углом

$$\alpha = 90^\circ - \varphi_A = 90^\circ - 37^\circ 18' = 52^\circ 42'; \quad \sin \alpha = 0,795;$$

$$R_{см \alpha} = R_c / [1 + (R_c / R_{см 90} - 1) \sin^3 \alpha] = 1,5 / [1 + (1,5 / 0,3 - 1) 0,795^3] = 0,5 \text{ кН/см}^2.$$

Принимают площадь горизонтального торцового сечения

$$F_T = 11 \cdot 25 \text{ см}^2, \text{ напряжение в деревянной подушке}$$

$$\sigma_\alpha = R_A / F_T = 43,44 / 11 \cdot 25 = 0,16 \text{ кН/см}^2 < R_{см \alpha} = 0,5 \text{ кН/см}^2.$$

Вертикальная опорная площадка испытывает смятие под углом

$$\alpha = 37^{\circ}18',$$

$$\sin \alpha = 0,606;$$

расчетное сопротивление смятию

$$R_{cm\alpha} = 1,5/[1 + (1,5/0,3 - 1)0,606^3] = 0,79 \text{ кН/см}^2.$$

Напряжение в вертикальной торцевой площадке опорного узла при действии максимального усилия $N = 77,64 \text{ кН}$ равно

$$\sigma = N/F = 77,64/11'24 = 0,29 \text{ кН/см}^2 < R_{cm\alpha} = 0,79 \text{ кН/см}^2.$$

Алгоритм расчета сегментной клееной деревянной арки с затяжкой. Исходные данные: нагрузки – g, s_1, s_2 ; геометрические характеристики – f, l, b, h ; характеристики материалов – R_c, R_{ck}, R_y .

Геометрический расчет.

$$1. r = (l^2 + 4f^2)/8f. \quad 2. \sin \gamma = l/2r; \quad \gamma; \cos \gamma; \quad 2\gamma.$$

$$3. S = \sqrt{l^2 + 16/(3f)^2}. \quad 4. y_i = \sqrt{r^2 - (l/2 - x_i)^2} - r + f.$$

$$5. \sin \gamma_i = (l - 2x_i)/2r. \quad 6. \cos \gamma_i = (r - f + y_i)/r.$$

Статический расчет.

$$\text{Нагрузка } s_1: \text{слева: } 7. R_A = 3s_1 l/8.$$

$$8. R_B = s_1 l/8. \quad 9. H = s_1 l^2/16f;$$

$$\text{на левой полуарке: } 10. M_i = R_A x_i - 0,5 s_1 x_i^2.$$

$$11. N_i = (R_A - s_1 x_i) \sin \varphi_i + H \cos \varphi_i.$$

$$12. Q_i = (R_A - s_1 x_i) \cos \varphi_i - H \sin \varphi_i;$$

$$\text{на правой полуарке: } 13. M_i = R_B x_i - H y_i.$$

$$14. N_i = R_B \sin \varphi_i + H \cos \varphi_i; \quad 15. Q_i = R_B \cos \varphi_i - H \sin \varphi_i.$$

$$\text{Нагрузка } s_2: \text{слева: } 16. R_A = 5s_2 l/24. \quad 17. R_B = s_2 l/24.$$

$$18. H = s_2 l^2/48f.$$

$$\text{на левой полуарке: } 19. M_i = R_A x_i - H y_i - x_i^2(2s_2 + s_1^2)/6.$$

$$20. N_i = (R_A - 0,5(s_2 + s_1^2)x_i) \sin \varphi_i + H \cos \varphi_i.$$

$$21. Q_i = (R_A - 0,5(s_2 + s_1^2)x_i) \cos \varphi_i - H \sin \varphi_i;$$

$$\text{на правой полуарке: } 22. M_i = R_B x_i - H y_i.$$

$$23. N_i = R_B \sin \varphi_i + H \cos \varphi_i. \quad 24. Q_i = R_B \cos \varphi_i - H \sin \varphi_i.$$

Усилия заносят в табл. 4.4.

Конструктивный расчет. 25. $W_{mp} = M/0,7R_c$. 26. $h_{mp} = \sqrt{6W/R}$,
 h – по сортаменту. 27. $F = b h$. 28. $W = b h^2/6$. 29. $\lambda = 0,58 S/0,289 h$. 30.
 $\xi = 1 - N \lambda^2/3000 R_c F$.

$$31. \sigma = N/F + M/\xi W \leq R_c. \quad 32. S' = b h^2/8. \quad 33. I = b h^3/12.$$

$$34. \tau = Q S' / I b \leq R_{ск}. \quad 35. F_{зам} = N_{зам} / R_y.$$

Пример 4.3

СТРЕЛЬЧАТАЯ КЛЕЕНАЯ ДЕРЕВЯННАЯ АРКА

Исходные данные. Здание II уровня ответственности, не отапливаемое, с температурно-влажностным режимом эксплуатации по классу 2. Район строительства по снеговой нагрузке – III. Несущими конструкциями являются стрельчатые арки пролетом 45 м, расположенные с шагом 6 м. Покрытие из асбестоцементных листов, укладываемых по прогонам. Прогоны монтируют с шагом 1,5 м. Материал полуарок и прогонов – древесина хвойных пород 2 сорта, клей на основе резорцина и меламин с предварительным перемешиванием компонентов. Металлические элементы – сталь ВСтЗпсб-1.

Геометрические размеры. Стрельчатая арка состоит из двух полуарок кругового очертания (рис. 4. 8)
Расчетный пролет арки $l = 45$ м. Стрела подъема $f = l/2 = 45/2 = 22,5$ м.

Длина хорды полуарки

$$l_0 = \sqrt{f^2 + (0,5 l)^2} = \sqrt{22,5^2 + (0,5 \cdot 45)^2} = 31,82 \text{ м.}$$

Стрелу подъема дуги полуарки принимают

$$f_0 = 2,2 \text{ м} > l_0/15 = 2,12 \text{ м.}$$

Длина дуги полуарки

$$S_0 = \sqrt{l^2 + 16 f_0^2} / 3 = \sqrt{31,82^2 + (16 \cdot 2,2^2)} / 3 = 32,22 \text{ м.}$$

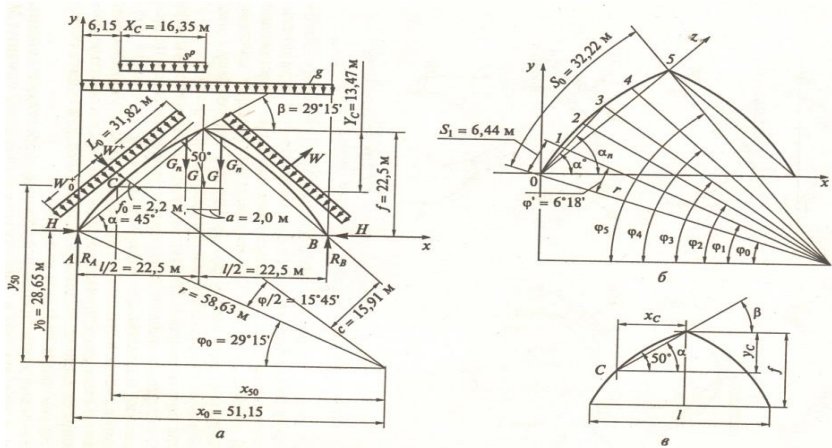


Рис. 4.7. Стрельчатая арка:

a - расчетная схема; *б* - геометрические размеры арок; *в* - координаты снеговой нагрузки

Радиус кривизны оси полуарки

$$r = l_0^2 / (8f_0) + f_0/2 = 31,82^2 / (8 \cdot 2,2) + 2,2/2 = 58,63 \text{ м.}$$

Угол наклона хорды полуарки к горизонту

$$\operatorname{tg} \alpha = f / 0,5 l = 22,5 / 22,5 = 1; \alpha = 45^\circ.$$

Центральный угол полуарки

$$\sin \varphi / 2 = l_0 / 2 r = 31,82 / 2 \cdot 58,63 = 0,2713;$$

$$\varphi / 2 = 15^\circ 45'; \varphi = 31^\circ 30' = 0,55 \text{ рад.}$$

Угол наклона радиуса, проходящего через опору арки:

$$\varphi_0 = 90^\circ - \alpha - \varphi / 2 = 90^\circ - 45^\circ - 15^\circ 45' = 29^\circ 15'.$$

Каждую полуарку делят на пять равных частей, тогда длина дуги и центральный угол одного деления равны

$$S_1 = S_0 / 5 = 32,22 / 5 = 6,44 \text{ м; } \varphi' = \varphi / 5 = 31^\circ 30' / 5 = 6^\circ 18'.$$

За начало координат принимают левую опору. Координаты центра кривизны оси полуарки

$$\varphi_0 = r \sin \varphi_0 = 58,63 \cdot \sin 29^\circ 15' = 58,63 \cdot 0,4887 = 28,65 \text{ м;}$$

$$x_0 = r \cos \varphi_0 = 58,63' \cos 29^\circ 15' = 58,63' 0,8725 = 51,15 \text{ м.}$$

Координаты расчетных сечений арки определяют по формулам

$$x_n = x_0 - r \cos \varphi_n; \quad y_n = r \sin \varphi_n - \varphi_0,$$

где $\varphi_n = \varphi_0 + n \varphi'$ (n – номер сечения).

Угол наклона хорд сечений $\tan \alpha_n = \varphi_n / x_n$;

$$z_n = \sqrt{x_n^2 + y_n^2} \cos (\alpha_n - \alpha^0).$$

Координаты оси арки приведены в табл. 4.6.

Распределение снеговой нагрузки s ограничено по длине пролета арки расстоянием x_c от вертикальной оси (см. рис. 4. 8, в):

$$x_5 = r \cos 40^\circ = 58,63' 0,7660 = 45 \text{ м;}$$

$$y_5 = r \sin 40^\circ = 58,63' 0,6428 = 37,7 \text{ м;}$$

$$x_c = l/2 - x_0 + x_5 = 22,5 - 51,15 + 45 = 16,35 \text{ м;}$$

$$y_c = f + y_0 - y_5 = 22,5 + 28,65 - 37,7 = 13,45 \text{ м}$$

Угол наклона касательной к горизонту в коньке полуарки

$$\beta = 90^\circ - \varphi_5 = 90^\circ - 60^\circ 45' = 29^\circ 15' > 15^\circ.$$

Таблица 4.6 Координаты оси арки

Номер сечения	$n \varphi'$	φ_n	$\cos \varphi_n$	$\sin \varphi_n$	$r \sin \varphi_n$
0	0	29° 15'	0,8725	0,4887	28,65
1	6° 18'	35° 33'	0,8136	0,5814	34,09
2	12° 36'	41° 51'	0,7449	0,6672	39,11
3	18° 54'	48° 09'	0,6671	0,7449	43,67
4	25° 12'	54° 27'	0,5814	0,8136	47,70
5	31° 30'	60° 45'	0,4886	0,8725	51,15
Номер сечения	$r \cos \varphi_n$	φ_n	x_n	z_n	
0	51,15	0	0	0	
1	47,70	5,44	3,45	6,29	
2	43,67	10,46	7,48	12,68	
3	39,11	15,02	12,04	19,22	
4	34,09	19,05	17,06	25,49	
5	28,65	22,50	22,50	31,82	

При $\tan \alpha = y_c / x_c = 13,45 / 16,35 = 0,823$; $\alpha = 39^\circ 25'$

определяют μ по интерполяции; $\mu = 1$ при $\alpha = 25^\circ$;

$\mu = 0$ при $\alpha = 60^\circ$;

$\mu = 0,52$ (см. прил. Г 2 [2]).

Нагрузки на арку приведены в табл. 4. 7.

Коэффициент приведения нагрузки к распределенной по длине пролета

$$K = s_0 / 0,5 l = 32,22 / 22,5 = 1,43.$$

Собственный вес арки

$$g_n^H = 0,239 + 0,064 = 0,3;$$

$$g_{c.в} = (g_n^H + s^H) / [1000 / (k_{c.в} l) - 1] = \\ = (0,3 + 0,74) / [1000 / (4 \times 45) - 1] = 0,228 \text{ кН/м}^2.$$

Таблица 4.7

Нагрузки на арку, кН/м²

Нагрузка	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка
Постоянные: волнистые листы $0,167 K = 0,167 \times 1,43$ прогоны сечением $0,2 \times 0,2$; $0,45 K = 0,045 \times 1,43$ собственный вес арки g	0,239 0,064 0,228	1,1 1,1 1,1	0,263 0,071 0,251
Итого	0,531	-	0,585
Временная снеговая $s = 1,8 \times 0,52$ Сосредоточенные от веса технологического оборудования: постоянная G_n от веса галереи $2,05 \times 6$ временные G : от веса тележки от веса галереи $0,2 \times 6$	0,74 12,3 24 1,2	- 1,2 1,2 1,3	0,94 14,76 28,8 1,56
Итого $\sum G \dots$	25,2	-	30,36

П р и м е ч а н и е. $0,167$ – поверхностная плотность листа, кН/м²; $0,043$ – поверхностная плотность деревянного прогона, кН/м²; $2,05$ – вес 1 пог. м галереи; $0,2$ – часть временной нагрузки на 1 погонный м галереи; $B = 6$ м – шаг арок.

Расчетные нагрузки на 1 м пролета арки:

постоянная $g = g_n \cdot 6 = 0,85 \cdot 6 = 31 \text{ кН/м}$

временная снеговая $s^p = s \cdot 6 = 0,94 \cdot 6 = 5,64 \text{ кН/м}$.

Ветровую нагрузку определяют по [2] п.п. 11.1.3; 11.1.6:

$$w = w_0 k_{ce} \gamma_f,$$

где k – коэффициент, зависящий от высоты сооружения; $k = 0,65$ при $h < 10$ м; $k = 0,88$ при $h = 22,5$ м; c_e – аэродинамический коэффициент (прил. Д.1.3 [2]); $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по ветровой нагрузке.

Принимая во внимание соотношение стрелы подъема арки $f/l = 1$, получают значения аэродинамического коэффициента

$$c_{e1} = 0,5; \quad c_{e2} = -0,4.$$

Изменение интенсивности ветровой нагрузки условно принимают в точке 2 на высоте $y_2 = 10,46$ м > 10 м. Ветровая нагрузка, приведенная к сосредоточенным силам, приложенным в середине участков:

$$W_1 = 0,23 \cdot 0,65 \cdot 0,5 \cdot 1,4 \cdot 6 \cdot 2 \cdot s_1 = 0,63 \cdot 2 \cdot 6,44 = 8,11 \text{ кН};$$

$$W_2 = 0,23 \cdot 0,88 \cdot 0,5 \cdot 1,4 \cdot 6 \cdot 3 \cdot s_1 = 0,85 \cdot 3 \cdot 6,44 = 16,42 \text{ кН};$$

$$W_3 = -0,23 \cdot 0,88 \cdot 0,4 \cdot 1,4 \cdot 6 \cdot 3 \cdot s_1 = -0,68 \cdot 3 \cdot 6,44 = -13,14 \text{ кН};$$

$$W_4 = -0,23 \cdot 0,65 \cdot 0,4 \cdot 1,4 \cdot 6 \cdot 2 \cdot s_1 = -0,5 \cdot 2 \cdot 6,44 = -6,44 \text{ кН}.$$

Преобразуют схему распределения ветровой нагрузки и представляют нагрузку в виде равномерно распределенной по длине хорды (рис. 4.8, а):

$$W^+ = (W_1 + W_2)/l_0 = (8,11 + 16,42)/31,82 = 0,77 \text{ кН/м};$$

$$W^- = (W_3 + W_4)/l_0 = -(13,14 + 6,44)/31,82 = -0,62 \text{ кН/м}.$$

Статический расчет арки. 1. Определение усилий от действия постоянной нагрузки $g = 3,51$ кН/м.

Опорные реакции

$$R_A = R_B = g \cdot l/2 = 3,51 \cdot 22,5 = 79 \text{ кН};$$

$$H = g \cdot l^2 / 8f = 3,51 \cdot 45^2 / 8 \cdot 22,5 = 39,5 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты в сечениях:

$$M_n = R_A x_n - H y_n - g x_n^2 / 2;$$

$$M_1 = 79 \cdot 3,43 - 39,5 \cdot 5,44 - 3,51 \cdot 3,45^2 / 2 = 36,8 \text{ кН м};$$

$$M_2 = 79,6 \text{ кН м}; \quad M_3 = 103,5 \text{ кН м}; \quad M_4 = 84,5 \text{ кН м}.$$

Продольные силы:

$$Q = R_A \cos \varphi_n + H \sin \varphi_n; \text{ кН};$$

$$Q_0 = 79,0, 4887 - 39,5, 8725 = 4,1 \text{ кН}; \quad Q_5 = -19,28 \text{ кН}.$$

2. определение усилий от веса галереи $G_n = 14,76 \text{ кН}$.

Опорные реакции:

$$R_A = 14,76 \text{ кН};$$

$$H = (R_A / 0,5 - a G_n) / f = (14,76 / 0,5 - 2 \cdot 14,76) / 22,5 = 13,45 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты:

$$M = R_A x_n - H y_n;$$

$$M_1 = 14,76 \cdot 3,45 - 13,45 \cdot 5,44 = -22,25 \text{ кН м};$$

$$M_2 = -30,3 \text{ кН м};$$

$$M_3 = -24,3 \text{ кН м};$$

$$M_4 = -4,41 \text{ кН м}.$$

Продольные силы:

$$N = R_A \cos \varphi_n + H \sin \varphi_n;$$

$$N_0 = 14,76 \cdot 0,8725 + 13,45 \cdot 0,4887 = 19,45 \text{ кН};$$

$$N_2 = 20,0 \text{ кН};$$

$$N_3 = 22,9 \text{ кН};$$

$$N_5 = 11,74 \text{ кН}.$$

Поперечные силы:

$$Q = R_A \sin \varphi_n - H \cos \varphi_n;$$

$$Q_0 = 14,76 \cdot 0,4887 - 13,45 \cdot 0,8725 = -4,52 \text{ кН};$$

$$Q_5 = -6,57 \text{ кН}.$$

3. определение усилий от снеговой нагрузки $s^p = 5,64 \text{ кН/м}$, расположенной на левой половине арки.

Опорные реакции:

$$R_A = s^p x_c (l - x_c) / 2l = 5,64 \cdot 16,35(45 + 16,35) / 2 \cdot 45 = 62,9 \text{ кН};$$

$$R_B = s^p x_c (l - x_c) / 2l = 5,64 \cdot 16,35(45 - 16,35) / 2 \cdot 45 = 29,4 \text{ кН};$$

$$H = (R_A / 0,5l - s^p x_c^2 / 0,5) / f =$$

$$= (62,9 / 0,5 \cdot 45 - 5,64 \cdot 16,35^2 / 0,5) / 22,5 = 29,4 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты:

$$M_n = R_A x_n - H y_n - s^p 0,5(x_n - c)^2;$$

$$c = l/2 - x_c = 22,5 - 16,35 = 6,15 \text{ м};$$

$$M_1 = 62,9 \cdot 3,45 - 29,4 \cdot 5,44 = 57,1 \text{ кН м};$$

$$M_2 = 62,9 \cdot 7,48 - 29,4 \cdot 10,46 - 5,64 \cdot 0,5(7,48 - 6,15)^2 = 158,0 \text{ кН м};$$

$$M_3 = 217,9 \text{ кН м}; \quad M_4 = 215,4 \text{ кН м}.$$

Продольные силы:

$$N = R_A \cos \varphi_n + H \sin \varphi_n - s^p(x_n - 6,15) \cos \varphi_n;$$

$$N_0 = 62,9 \cdot 0,8725 + 29,4 \cdot 0,4887 = 69,2 \text{ кН}; \quad N_2 = 60,9 \text{ кН};$$

$$N_3 = 62,9 \cdot 0,6671 + 29,4 \cdot 0,7449 - 5,64(12,04 - 6,15) \cdot 0,667 =$$

$$= 41,70 \text{ кН};$$

$$N_5 = 11,33 \text{ кН}.$$

Поперечные силы:

$$Q = R_A \sin \varphi_n - H \cos \varphi_n - s^p(x_n - 6,15) \sin \varphi_n;$$

$$Q_0 = 62,9 \cdot 0,4887 - 29,4 \cdot 0,8725 = 5,1 \text{ кН}; \quad Q_5 = -39,33 \text{ кН}.$$

4. Определение усилий от снеговой нагрузки, расположенной на правой половине арки.

Изгибающие моменты:

$$M_n = R_B x_n - H y_n;$$

$$M_1 = 29,4 \cdot 3,45 - 29,4 \cdot 5,44 = -58,5 \text{ кН м}; \quad M_2 = -87,6 \text{ кН м};$$

$$M_3 = -87,6 \text{ кН м}; \quad M_4 = -58,5 \text{ кН м}.$$

Продольные силы:

$$N = R_B \cos \varphi_n + H \sin \varphi_n;$$

$$N_0 = 29,4(0,8725 + 0,4887) = 40 \text{ кН}; \quad N_2 = 41,5 \text{ кН};$$

$$N_3 = 29,4(0,6671 + 0,7449) = 41,5 \text{ кН};$$

$$N_5 = 40,0 \text{ кН}.$$

Поперечные силы:

$$Q = R_B \sin \varphi_n - H \cos \varphi_n;$$

$$Q_0 = 29,4(0,4887 - 0,8725) = -11,3 \text{ кН}; \quad Q_5 = 11,3 \text{ кН}.$$

5. Определение усилий от ветровой нагрузки слева:

$$W^+ = 0,77 \text{ кН/м}; \quad W^- = -0,62 \text{ кН/м};$$

$$R_A = 0,5 l_0^2 (W^+ - W^-) / l = 0,5 \cdot 31,82^2 (0,77 - 0,62) / 45 = 1,68 \text{ кН};$$

$$R_B = R_A = 1,68 \text{ кН}.$$

$$H = 0,5(R_A l - W^+ l_0^2) / f = 0,5(1,68 \cdot 45 - 0,77 \cdot 31,82^2) / 22,5 = -15,65 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты:

$$M = R_A x_n - H y_n - 0,5 W^+ z_n^2;$$

$$M_1 = 1,68 \cdot 3,45 + 15,65 \cdot 5,44 - 0,5 \cdot 0,77 \cdot 6,29^2 = 75,71 \text{ кН м};$$

$$M_2 = 114,37 \text{ кН м};$$

$$M_3 = 141,07 \text{ кН м}; \quad M_4 = 76,64 \text{ кН м}.$$

Продольные силы:

$$N = R_A \cos \varphi_n + H \sin \varphi_n - W^+ z_n^2 \sin (90^\circ - \varphi_n - \alpha^\circ);$$

$$N_0 = 1,68 \cdot 0,8725 - 15,65 \cdot 0,4887 = -6,18 \text{ кН};$$

$$N_2 = 1,68 \cdot 0,7449 - 15,65 \cdot 0,6672 - 0,77 \cdot 12,68 \sin (90^\circ - 41^\circ 51' - 45^\circ) = -9,73 \text{ кН};$$

$$N_3 = -9,73 \text{ кН};$$

$$N_5 = -H + W^+ l_0 \sin \alpha^\circ = -15,65 + 0,77 \cdot 31,82 \cdot 0,707 = 1,67 \text{ кН}.$$

Поперечные силы:

$$Q = R_A \sin \varphi_n - H \cos \varphi_n - W^+ z_n \cos (90^\circ - \varphi_n - \alpha^\circ);$$

$$Q_0 = 1,68 \cdot 0,4887 + 15,65 \cdot 0,8725 = 14,47 \text{ кН};$$

$$Q_5 = R_A - W^+ l_0 \cos \alpha^\circ = 1,68 - 0,77 \cdot 31,82 \cdot 0,707 = -15,64 \text{ кН}.$$

6. Определение усилий от ветровой нагрузки справа:

$$W^- = -0,62 \text{ кН/м}; \quad W^+ = 0,77 \text{ кН/м}; R_A = 1,68 \text{ кН};$$

$$H = 0,5(R_A l + 0,62 l_0^2)/f = 0,5(1,68 \cdot 45 + 0,62 \cdot 31,82^2)/22,5 = 15,63 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты:

$$M = R_A x_n - H y_n + W^- z_n^2 / 2;$$

$$M_1 = 1,68 \cdot 3,45 - 15,63 \cdot 5,44 + 0,62 \cdot 6,29^2 / 2 = -66,96 \text{ кН м};$$

$$M_2 = -101,08 \text{ кН м}; \quad M_3 = -100,02 \text{ кН м}; \quad M_4 = -67,67 \text{ кН м}.$$

Продольные силы:

$$N = R_A \cos \varphi_n + H \sin \varphi_n - W^- z_n \sin (90^\circ - \varphi_n - \alpha^\circ);$$

$$N_0 = 1,68 \cdot 0,8725 + 15,63 \cdot 0,4887 = 9,11 \text{ кН};$$

$$N_2 = 1,68 \cdot 0,7449 + 15,63 \cdot 0,6672 - 0,62 \cdot 12,68 \sin (90^\circ - 41^\circ 51' - 45^\circ) = 12,11 \text{ кН};$$

$$N_3 = 12,11 \text{ кН};$$

$$N_5 = H - W^- l_0 \sin \alpha^\circ = 15,63 - 0,62 \cdot 31,82 \cdot 0,707 = 1,68 \text{ кН}.$$

Поперечные силы:

$$Q = R_A \sin \varphi_n - H \cos \varphi_n - W z_n \cos (90^\circ - \varphi_n - \alpha^\circ);$$

$$Q_0 = 1,68 \cdot 0,4887 - 15,63 \cdot 0,8725 = -13,42 \text{ кН};$$

$$Q_5 = 1,68 + 0,62 \cdot 31,82 \cos \alpha^\circ = 15,63 \text{ кН}.$$

7. Определение усилий от временной сосредоточенной нагрузки $G = 30,36 \text{ кН}$ (от веса тележки):

$$R_A = 30,36 \text{ кН};$$

$$H = (0,5 R_A / -a G) / f = (0,5 \cdot 30,36 \cdot 45 - 2 \cdot 30,36) / 22,5 = 27,66 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты:

$$M = R_A x_n - H y_n;$$

$$M_1 = 30,36 \cdot 3,45 - 27,66 \cdot 5,44 = -45,7 \text{ кН м};$$

$$M_2 = -65,4 \text{ кН м}; M_3 = -54,43 \text{ кН м}; M_4 = -13,9 \text{ кН м}.$$

Продольные силы:

$$N = R_A \cos \varphi_n + H \sin \varphi_n;$$

$$N_0 = 30,36 \cdot 0,8725 + 27,66 \cdot 0,4887 = 40 \text{ кН};$$

$$N_2 = 41,1 \text{ кН}; N_3 = 40,9 \text{ кН}; N_5 = 38,96 \text{ кН}.$$

Поперечные силы:

$$Q = R_A \sin \varphi_n - H \cos \varphi_n;$$

$$Q_0 = 30,36 \cdot 0,4887 - 27,66 \cdot 0,8725 = -9,3 \text{ кН}; Q_5 = R_A - G = 0.$$

Усилия в сечениях арки приведены в табл. 4. 8.

Подбор сечения и проверка прочности:

$$M_{max} = 401,46 \text{ кН м}, N_3 = 105,57 \text{ кН}.$$

Расчетное сопротивление

$$R_c^* = R_c m_{zn} m_\delta m_n m_{cl} / \gamma_n =$$

$$= 1,5 \cdot 1,085 \cdot 1,2 \cdot 1,06 / 0,95 = 1,71 \text{ кН/см}^2,$$

где $m_{zn} = 1$ при $r/a = 5863/2,4 = 2442,9 > 500$, здесь r – радиус кривизны; a – толщина доски; $m_\delta = 0,85$ при $h = 100$; $m_n = 1,2$ учитывает влияние ветровых и монтажных нагрузок; $m_{cl} = 1,06$ при $a = 2,4 \text{ см}$.

Таблица 4. 8

Усилия в сечениях арки

Номер сечения	Вид нагрузок						Расчетные сочетания		
	Постоянные		Снеговая $s = 5,64$ кН/м		Ветровая W , кН/м		От тель фера $G = 30,36$ кН	гр.2+гр.3+ 0,9х(гр.4+ +гр.6)	гр.2+гр.3+ +0,9х X(гр.5+ +гр.7+ +гр.8)
	$g=3,5$ 1 кН/м	$G=1$ 4,76 кН/м	сле ва	спра ва	сле ва	спра ва			
Изгибающие моменты M , кН м									
1	36,8	-22,3	57,1	-58,1	75,71	-	-45,7	134,03	139,18
2	79,6	-30,3	158,	-87,6	114,37	66,9	-65,4	294,43	179,37
3	103,5	-24,3	0	-87,6	141,07	6	-54,4	401,46	138,62
4	84,5	-4,4	217, 0 215, 4	-58,5	76,64	- 101, 08 - 100, 02 - 67,6 7	-13,9	342,94	45,96
Продольные силы N , кН									
0	88,2	19,5	69,2	40,0	-6,18	9,11	40,0	164,42	187,90
2	65,7	20,0	60,9	41,5	-9,73	12,1	41,1	131,75	170,94
3	53,9	22,9	41,7	41,5	-9,73	1	40,9	105,57	161,86
5	34,5	11,74	11,3	40,0	1,67	12,1 1 1,68	39,0	57,91	118,85
Поперечные силы Q , кН									
4,1 19,28	-4,52 -6,57	5,1 -39,93	-11,3 11,3				17,19 75,86	31, 04 - 1,6	

Требуемый момент сопротивления сечения арки

$$W_{тр} = M / (0,8 R_c *) = 40146 / (0,8 \cdot 1,71) = 29346 \text{ см}^3.$$

Принимают доски сечением $b h = 20 \times 3,2$ см, после фрезерования $19 \times 2,4$ см.

Требуемая высота сечения

$$h_{mp} = \sqrt{6W/b} = \sqrt{6 \cdot 29346/19} = 96,3 \text{ см.}$$

Принимают сечение высотой $h = 2,4 \times 40 = 96 \text{ см.}$

Геометрические характеристики принятого сечения арки:

площадь сечения $F = b h = 19 \cdot 96 = 1824 \text{ см}^2$;

момент сопротивления сечения $W = b h^2/6 = 19 \cdot 96^2/6 = 29184 \text{ см}^3$.

Гибкость в плоскости арки

$$\lambda = l_p/r = 0,58 S_0/0,289 h = 0,58 \cdot 3222/0,289 \cdot 96 = 67,13;$$

коэффициент учета дополнительного момента при деформации

$$\xi = 1 - N \lambda^2 / (3000 R_c^* F) = 1 - 105,57 \cdot 67,13^2 / (3000 \cdot 1,71 \cdot 1824,2) = 0,949;$$

$$M_d = 401,46/0,949 = 423,03 \text{ кН м.}$$

Проверка нормальных напряжений:

$$\sigma = N/F + M_d/W = 105,57/1824 + 42303/29184 = 1,51 < R_c^* = 1,71 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка скалывающих напряжений. Максимальная поперечная сила $Q = 75,86 \text{ кН.}$

Расчетное сопротивление скалыванию

$$R_{ск} = R_{ск} m_n = 5,12 = 1,8 \text{ кН/см}^2.$$

Статический момент инерции расчетного сечения

$$S = b h^2/8 = 19 \cdot 96^2/8 = 1862 \text{ см}^3.$$

Момент инерции расчетного сечения

$$I = b h^3/12 = 19 \cdot 96^3/12 = 34757 \text{ см}^4.$$

Напряжение в расчетном сечении

$$\tau = Q S / I b = 7586 \cdot 1862 / 34757 \cdot 19 = 0,21 < R_{ск} = 1,8 \text{ кН/см}^2.$$

Верхнюю кромку сечения арки раскрепляют в 8 точках через 4 м.

Такое раскрепление принимают как сплошное:

$$140 b^2/h = 140 \times 19^2/96 = 526 > I_p/8 = 3222/8 = 402,75 \text{ см.}$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования при максимальном отрицательном изгибающем моменте. Нижняя кромка при действии максимального отрицательного момента $M = -179,37$ кН м растянута и не раскреплена из плоскости. Проверяют устойчивость из плоскости при действии $M = -179,37$ кН м и соответствующем $N = 170,94$ кН. Расчетная длина $l_p = S_0 = 32,22 \text{ м} = 3222 \text{ см}$, гибкость из плоскости

$$\lambda_y = l_p / 0,289 b = 3222 / 0,289 \cdot 19 = 586,78.$$

Коэффициент устойчивости

$$\varphi_y = 3000 / \lambda_y^2 = 3000 / 586,78^2 = 0,01.$$

Коэффициент устойчивости при изгибе

$$\varphi_M = K_\phi 140 b^2 / I_p h = 1,13 \cdot 140 \cdot 19^2 / 3222 \cdot 96 = 0,18; K_\phi = 1,13$$

принимают по табл. Е.2, прил. Е [1];

$$\xi = 1 - N / \varphi_y R_c F = 1 - 170,94 / 0,67 \cdot 1,71 \cdot 1824 = 0,92,$$

где $\varphi = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 67,13^2 = 0,67;$

$$M_d = M / \xi = 179,37 / 0,92 = 194,97 \text{ кН м.}$$

Коэффициенты:

$$K_{NM} = 0,142 I_p / h + 1,76 h / I_p + 1,4 \varphi = 0,142 \cdot 32,22 / 0,96 + 1,76 \times$$

$$0,96 / 32,22 + 1,4 \cdot 0,55 = 5,89,$$

где φ – центральный угол полуарки, рад;

$$K_{NN} = 0,75 + 0,06 I_p^2 / h^2 + 0,6 \varphi I_p / h = 0,75 + 0,06 \cdot 32,22^2 / 0,96^2 + 0,6 \cdot$$

$$0,55 \cdot 32,22 / 0,96 = 79,41;$$

$$N / \varphi_y R_c F K_{NN} + M_d / \varphi_M R_u W K_{NM} =$$

$$= 170,94 / 0,01 \cdot 1,71 \cdot 1824 \cdot 79,41 + 194,97 / 0,18 \cdot 1,71 \cdot 29184 \cdot 5,89 = 0,522 < 1.$$

Устойчивость арки из плоскости обеспечена.

Расчет опорного узла. Опорный узел выполняют с применением цилиндрического шарнира (рис. 4. 9, б).

Действующее усилие $N = 187,90$ кН.

Определяют требуемый диаметр цилиндрического шарнира:

$$N/\pi d^2 \leq R_{wf}/4 \gamma_{\sigma} R_{wf} = 18,0 \text{ кН/см}^2;$$

$$d = \sqrt{4 N \gamma_{\sigma} R_{wf} / \pi} = \sqrt{4 \cdot 187,9 \cdot 0,9 / 18,0 \cdot 3,14} = 3,46$$

см.

Принимают шарнир $d = 40$ мм из стали класса А400; $\gamma_{\sigma} = 0,9$ – коэффициент условий работы.

Торец арки воспринимает сжимающее усилие

$N = 187,9$ кН

на площади $F = 19 \cdot 30 = 570 \text{ см}^2$.

Прочность торцевого сечения на сжатие

$$\sigma = N/F = 187,9/570 = 0,33 \text{ кН/см}^2 < 1,71 \text{ кН/см}^2.$$

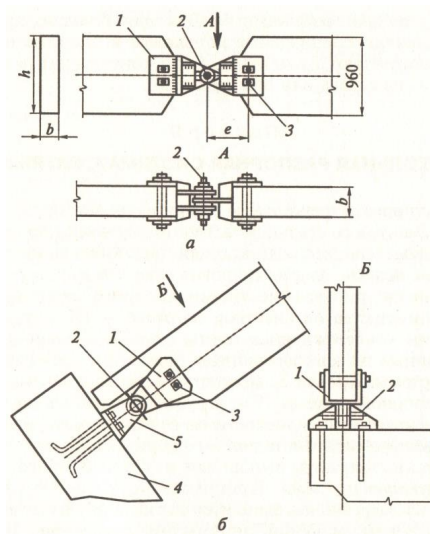


Рис. 4.8. Шарнирные узлы арки:

а - коньковый узел с валиковым шарниром; б - опорный узел с валиковым шарниром; 1 - стальной сварной башмак; 2 - валиковый шарнир; 3 - нагельные болты; 4 - анкерные болты; 5 - траверса

Болты, крепящие стальной башмак к арке, воспринимают поперечную силу

$Q = 31,04$ кН, которая действует перпендикулярно продольным волокнам. Принимают болты $d = 24$ мм. Коэффициент $k_\alpha = 0,5$ при $\alpha = 90^\circ$ (табл. 21, [1]).

Несущая способность болта в одном срезе по изгибу

$$T_u = 2,5 d^2 \sqrt{k_\alpha} = 2,5 \cdot 2,4^2 \sqrt{0,5} = 10,2 \text{ кН.}$$

Несущая способность древесины по смятию

$$T_{cm} = 0,5 c d k_\alpha = 0,5 \cdot 19 \cdot 0,5 = 11,4 \text{ кН,}$$

где c – ширина сечения арки.

Требуемое число болтов

$$n_{mp} = Q/2 T_{min} = 31,04/2 \cdot 10,2 = 1,52 \text{ шт.}$$

Принимают 2 болта $d = 24$ мм.

Расчет конькового узла. (Рис. 4.9, а). Расчетные усилия, действующие в узле $N = 57,91$ кН, $Q = 75,86$ кН.

Расчетное сопротивление смятию под углом $\alpha = 29^\circ 15'$

$$R_{cm\alpha} = R_{cm}/[1 + (R_c/R_{cm90} - 1)\sin^3 \alpha] = 1,71/[1 + (1,71/0,3 - 1)\sin^3 29^\circ 15'] = 1,1 \text{ кН/см}^2.$$

Напряжение сжатия

$$\sigma = N/F = 57,91/19 \cdot 36 = 0,15 < 1,1 \text{ кН/см}^2.$$

Определяют требуемое количество болтов, воспринимающих усилие $Q = 75,86$ кН при угле смятия $\alpha = 90^\circ - 29^\circ 15' = 60^\circ 45'$; $k_\alpha = 0,6$ (табл. 21, [1]). Принимают болты $d = 24$ мм.

Несущая способность болта по изгибу

$$T_u = 2,5 d^2 \sqrt{0,6} = 2,5 \cdot 2,4^2 \sqrt{0,6} = 11,2 \text{ кН.}$$

Несущая способность древесины по смятию

$$T_{cm} = 0,5 c d k_\alpha = 0,5 \cdot 19 \cdot 2,4 \cdot 0,6 = 13,7 \text{ кН.}$$

Требуемое количество болтов

$$n_{mp} = Q/2 T_{min} = 75,86/2 \cdot 11,2 = 3,4 \text{ шт.}$$

Принимают 4 болта $d = 24$ мм (см. рис. 4. 9).

Усилие, воспринимающее цилиндрическим шарниром

$$N_{\text{общ}} = \sqrt{N^2 + Q^2} = \sqrt{57.91^2 + 75.86^2} = 95,44 \text{ кН.}$$

Напряжение в шарнире

$$N / \pi d^2 \leq R_{wf} / 4 \gamma_{\sigma}; \quad R_{wf} = 18,0 \text{ кН/см}^2;$$

$$d = \sqrt{4 N \gamma_{\sigma} R_{wf} / \pi} = \sqrt{4 \cdot 95,44 \cdot 0,9 / 18 \cdot 3,14} = 2,5 \text{ см.}$$

Принимают шарнир $d = 32$ мм из стали класса А 400.

Опыт проектирования стрельчатых арок показал, что усилия в сечениях существенно зависят от радиуса кривизны. Оптимизация радиуса кривизны стрельчатых арок позволяет снизить расход материала до 15 ... 20 %.

Радиус кривизны арки, при котором положительный момент M_I равен отрицательному моменту M_{II} , является оптимальным для расчетных нагрузок. Поперечное сечение арки при этом радиусе получается наименьшим.

Алгоритм расчета стрельчатой клееной деревянной арки.

Исходные данные: нагрузки – g, s, G, G_n, W^+, W^- ; геометрические характеристики – l, f, r, a ; характеристики материалов – R_c, R_{cm}, R_{ck}

Геометрический расчет. 1. $l_0 = \sqrt{f^2 + (0,5 l)^2}$.

2. $S_0 = \sqrt{l^2 + 16 f_0^2} / 3$. 3. $r = l_0^2 / (8 f_0) + f_0 / 2$.

4. $\text{tg } \alpha = f / 0,5 l$. 5. $\sin \varphi_{cm} / 2 = l_0 / 2 r$. 6. $\varphi / 2; \gamma$.

7. $\varphi_0 = 90^\circ - \alpha - \varphi / 2$. 8. $S_1 = S / 5$. 9. $\varphi' = \varphi / 5$.

10. $y_0 = r \sin \varphi_0$. 11. $X_0 = r \cos \varphi_0$.

12. $x_n = x_0 - r \cos \varphi_n$. 13. $y_n = r \sin \varphi_n - \varphi_0$.

14. $\varphi_n = \varphi_0 + n \varphi'$. 15. $\text{tg } \alpha_n = \varphi_n / x_n$.

16. $z = \cos (\alpha_n - \alpha_0)$. 17. $x_5 = r \cos 40^\circ$. 18. $x_c = l / 2 - x_0 + x_5$.

19. $y_c = f + y_0 - y_5$.

20. $\beta = 90^\circ - \varphi_5$ (при $n = 5$).

Статический расчет.

Усилия от s слева. 21. $R_A = s x_c (l + x_c) / 2 l$.

22. $R_B = s x_c (l - x_c) / 2 l$. 23. $H = (R_A 0,5 l - s x_c^2 0,5) / f$.

$$24. M_n = R_A x_n - H y_n - s 0,5(x_n - 6,15)^2.$$

$$25. N = R_A \cos \varphi_n + H \sin \varphi_n.$$

$$26. Q = R_A \sin \varphi_n - H \cos \varphi_n - s(x_n - 6,15) \cos \varphi_n.$$

$$\text{Усилия } s \text{ справа. } 27. M_n = R_B x_n - H y_n. 28. N = R_B \cos \varphi_n + H \sin \varphi_n.$$

$$29. Q = R_B \sin \varphi_n - H \cos \varphi_n.$$

$$\text{Усилия от веса галереи } G_n \text{ (постоянная нагрузка). } 30. R_A = G_n.$$

$$31. H = (R_A / 0,5 - a G_n) / f.$$

$$32. M_n = R_A x_n - H y_n. 33. N = R_A \cos \varphi_n + H \sin \varphi_n.$$

$$34. Q = R_A \sin \varphi_n - H \cos \varphi_n.$$

35 ... 39. Повторить расчет с п. 30 по п. 34 при $R_A = G$ (где G – вес тележки – временная нагрузка). Усилие от ветра слева.

$$40. R_A = 0,5 l_0^2 (W^+ - W^-) / l. 41. H = 0,5 (R_A l - W^+ l_0^2) / f.$$

$$42. M = R_A x_n - H y_n - 0,5 W^+ z_n^2.$$

$$43. N = R_A \cos \varphi_n + H \sin \varphi_n - W^+ z_n \sin (90^\circ - \varphi_n - \alpha^\circ).$$

$$44. Q = R_A \sin \varphi_n - H \cos \varphi_n - W^+ z_n \sin (90^\circ - \varphi_n - \alpha^\circ).$$

$$\text{Усилия от ветра справа. } 45. R_A = 0,5 l_0^2 (W^+ - W^-) / l.$$

$$46. H = 0,5 (R_A l - W^- l_0^2) / f. 47. M = R_A x_n - H y_n + W^- z_n^2 / 0,5.$$

$$48. N = R_A \cos \varphi_n + H \sin \varphi_n - W^- z_n \sin (90^\circ - \varphi_n - \alpha^\circ).$$

$$49. Q = R_A \sin \varphi_n - H \cos \varphi_n + W^- l_0 \cos (90^\circ - \varphi_n - \alpha^\circ).$$

Усилия в расчетных сечениях левой полуарки вносят в табл. 4. 7. Составляют расчетные сочетания усилий. Подбор сечения M_{max} и N

$$\text{соотв: } 50. W = M / 0,8 R_c. 51. h = \sqrt{6W / b}. 52. F = b h. 53. W = b h^2 / 6.$$

$$54. \xi = 1 - N[0,58 S / (0,289 h)^2] / 3000 R_c F.$$

$$55. \sigma = N / F + M_{max} / \xi W \leq R_c.$$

$$56. \tau = Q / I b \leq R_{ck}. 57. S = b h^2 / 8. 58. I = b h^3 / 12.$$

4. 2. Рамы

Деревянные рамы являются одним из основных классов несущих деревянных конструкций и могут применяться в одно- и многопролетных зданиях различного назначения. Пролеты рам могут быть 12 ... 30 м. Вертикальные стойки и наклонные ригели служат основами для настилов покрытий и обшивок стен.

В современных покрытиях применяют гнутые клееные и клееные рамы из прямолинейных элементов. Отличаются такие рамы главным образом устройством карнизного узла (рис. 4. 10, 4. 11).

Шарнирные коньковый и опорный узлы отличаются простотой решения, а усилия, действующие в сечениях рам, не зависят от осадки фундаментов, что является преимуществом. К недостаткам можно отнести возникновение больших изгибающих моментов в карнизных сечениях. Распор в таких рамах обычно передается на фундаменты или воспринимается затяжкой, расположенной на уровне опор (в полу).

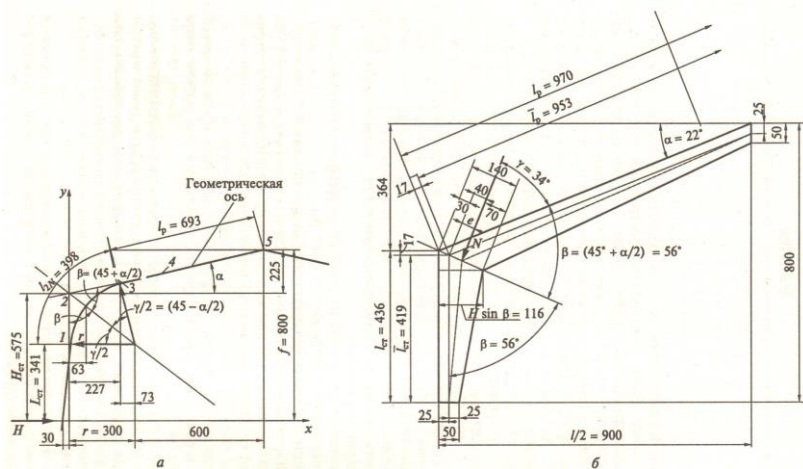


Рис. 4.9. Геометрические схемы осей трехшарнирных рам:

а - гнutoклееная рама; б - рама с зубчатым карнизным стыком; 1-5 - номера расчетных сечений

Конструктивно рассматриваемые рамы имеют Г-образную форму, и прямоугольное поперечное сечение наибольшей высотой в карнизной части для восприятия максимального изгибающего момента. Уклон внутренней кромки относительно наружной принимают не более 15 %.

Статический расчет рам выполняют по общим правилам строительной механики при наиболее невыгодном сочетании нагрузок:

- постоянная g и снеговая s нагрузки на всем пролете;

- постоянная нагрузка на всем пролете и снеговая на половине пролета;

- ветровая нагрузка W в сочетании с вышеназванными нагрузками при высоте *стоек* рамы более 5 м.

В расчетных сечениях на половине рамы определяют изгибающие моменты M . Продольные силы N допускается определять лишь в узлах, включая карнизный, а поперечные силы Q – в опорном и коньковом узлах.

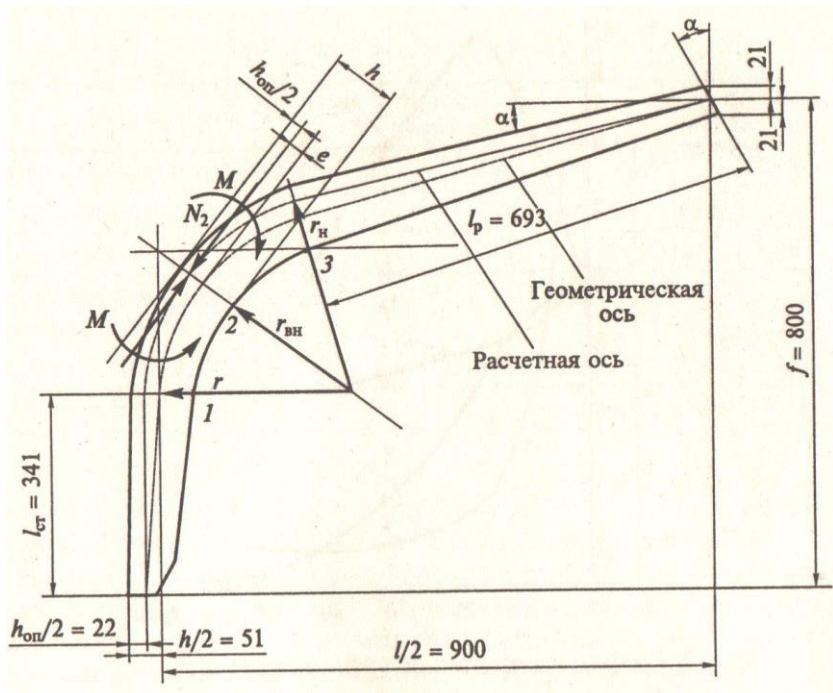


Рис. 4.10. Схема к определению усилий в карнизном узле гнутоклееной рамы

Прочность наибольшего сечения карнизного узла в гнутой клееной раме проверяют на сжатие с изгибом по формуле для внутренней сжатой кромки

$$\sigma = N/F_{рас} + M_d / W_{рас} k_{з.в} \leq R_c, \quad (4.4)$$

где $k_{з.в} = (1 - 0,5 h/r) / (1 - 0,17 h/r)$ при $h/r \geq 1/7$; $k_{з.в} = 1$ при $h/r < 1/7$;

h и r показаны на рис. 4. 11.

Для наружной растянутой кромки в формулу (4. 4) вместо $k_{з. в}$ подставляют

$$k_{з. н} = (1 + 0,5 h/r)/(1 + 0,17 h/r).$$

Устойчивость плоской формы деформирования проверяют по формулам п. 6. 19 [1], в которых за расчетную длину l_0 принимают длину геометрической оси на половине рамы. Опорный узел стойки рассчитывают на смятие вдоль и поперек волокон

$$\sigma = N/F_{см} \leq R_{с}; \quad \sigma = N/F_{см} \leq R_{см 90}. \quad (4. 5)$$

Стойку рамы в опорном узле к фасонкам сбоку стального башмака крепят монтажными болтами.

Коньковый узел рассчитывают на прочность при смятии под углом к продольным волокнам, а количество болтов для крепления накладок по формуле (60) [1].

Для дощатой клееной рамы с карнизным зубчатым стыком усилия в стойке и ригеле определяют так же, как и для дощатой клееной гнутой рамы. Проверку прочности карнизного узла выполняют по следующим формулам:

для сжатой зоны вдоль оси абсцисс (x) под углом α к волокнам

$$\sigma_{x. с} = N/F_{рас} + M_{д}/(k_1 W_{рас}) \leq R_{см \alpha}; \quad (4. 6)$$

для растянутой зоны вдоль оси x под углом α

$$\sigma_{x. р} = -N/F_{рас} + M_{д}/(k_2 W_{рас}) \leq R_{и т \alpha}; \quad (4. 7)$$

для сжатия вдоль оси y под углом $\beta = 90^\circ - \alpha$

$$\sigma_{y. с} = M_{д}/(k_3 W_{рас}) \leq R_{см}, \quad (4. 8)$$

где $F_{рас}$, $W_{рас}$ – площадь и момент сопротивления биссектрисного сечения;

$M_{д}$ определяют по формуле (31) [1], ξ – по формуле (32) [1];

$R_{и}$, $R_{см}$ – соответственно расчетные сопротивления древесины изгибу и смятию под углами α и β к волокнам ;

k_1 , k_2 , k_3 , m_{α} принимают по рис. 4.12

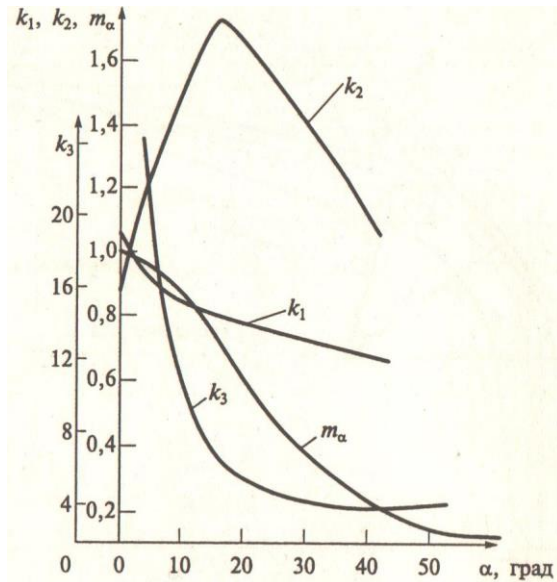


Рис. 4.11. График изменения коэффициентов k_1, k_2, k_3, m_α

Пример 4.4

ГНУТАЯ КЛЕЕНАЯ ТРЕХШАРНИРНАЯ РАМА

Запроектировать теплое однопролетное здание с несущими конструкциями из гнутых клееных рам.

Исходные данные. Рама пролетом 18 м, шагом 6 м. Здание второго уровня ответственности, $\gamma_n = 0,95$. Условия эксплуатации – 1 класса. Кровля - утепленная из клееных фанерных плит с одной нижней обшивкой. Район строительства по снеговой нагрузке - III.

На раму действуют равномерно распределенные постоянные и временные нагрузки (табл. 4. 9).

Таблица 4. 9

Нагрузки на раму, кН/м

Нагрузка	Нормативные нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетные нагрузки
Вес утепленного покрытия	2,28	-	2,66
Собственный вес рамы	1,19	1,1	1,31
Постоянная	3,47	-	3,97
Снеговая равномерно распределенная нагрузка: $s^H = 0,7 \times 10,8$	7,56	-	10,8
Полная	11,03	-	14,77

При заданных геометрических размерах рамы и высоте стойки ветровую нагрузку не учитывают, так как отсос ветра на кровле не увеличивает усилий в элементах рамы.

Собственный вес рамы определяют при коэффициенте $k_{c.в} = 6$:

$$g_{c.в} = (g^H + s^H) / [1000 / (k_{c.в} l) - 1] = \\ = (2,28 + 7,56) / [1000 / (6 \cdot 18) - 1] = 1,19 \text{ кН/м.}$$

Здесь $s^H = 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 1,8 \cdot 6 = 7,56 \text{ кН/м}$,

где 0,7 – коэффициент, принятый п. 10. 1 [2].

Геометрический расчет рамы (рис. 4. 10, а). Высота рамы в коньке $f = 8 \text{ м}$.

Радиус изгиба принят $r = 3 \text{ м}$.

$$r_{min} = 150 a = 150 \cdot 1,4 = 210 < 300 \text{ см,}$$

где a – толщина доски.

Угол наклона ригеля $l = 1/4$; $\tg \alpha = 1/4 = 0,25$; $\alpha = 14^\circ 02'$;

$\sin \alpha = 0,24$; $\cos \alpha = 0,97$.

Угол между радиусом, проходящем по биссектрисному сечению, и осями стойки и ригеля (см. рис. 4. 10, а):

$$\beta = (90^\circ + \alpha) / 2 = (90^\circ + 14^\circ 02') / 2 = 52^\circ 01';$$

$$\sin \beta = 0,79; \quad \cos \beta = 0,62; \quad \tg \beta = 1,28.$$

Центральный угол гнутого карнизного узла

$$\gamma = 90^\circ - \alpha = 90^\circ - 14^\circ 02' = 75^\circ 97'.$$

Длина гнутой части карнизного узла

$$l_{гн} = \pi r \gamma / 180 = 3,14 \cdot 3 \cdot 75^\circ 97' / 180 = 3,98 \text{ м.}$$

Длина стойки

$$l_{cm} = f - l/2 \operatorname{tg} \alpha - r \operatorname{tg}(45^\circ - \alpha/2) = 8 - (18/2) \cdot 0,25 - 3 \operatorname{tg}(45^\circ - 7^\circ 01') = \\ = 8 - 2,25 - 3 \cdot 0,78 = 3,41 \text{ м.}$$

Условная длина стойки

$$H_{cm} = f - l/2 \operatorname{tg} \alpha = 8 - (18/2) \cdot 0,25 = 8 - 2,25 = 5,75 \text{ м.}$$

Длина половины ригеля

$$l_p = (l/2 - r + r \sin \alpha) / \cos \alpha = (9 - 3 + 3 \cdot 0,24) / 0,97 = 6,93 \text{ м.}$$

Длина половины рамы

$$l_{np} = l_{cm} + l_{zn} + l_p = 3,41 + 3,98 + 6,93 = 14,32 \text{ м.}$$

Ось половины рамы разбивают на 5 участков (рис. 4. 10). Координаты оси половины рамы приведены в табл. 4. 10.

Таблица 4. 10

Координаты оси половины рамы

№ сечения	x, м	y, м
1	0	$l_{cm} = 3,41$
2	$r(1 - \cos \gamma/2) = 0,63$	$l_{cm} + r \sin \gamma/2 = 5,26$
3	$r(1 - \cos \gamma) = 2,27$	$l_{cm} + r \sin \gamma = 6,32$
4	4,5	$H_{cm} + 4,5 \operatorname{tg} \alpha = 6,88$
5	9	$H_{cm} + 9 \operatorname{tg} \alpha = 8,00$

Координаты расчетных сечений.

$$x_2 = r(1 - \cos \gamma/2) = 3 [1 - \cos(45^\circ - \alpha/2)] = \\ = 3 (1 - \cos 37^\circ 58') = 3(1 - 0,789) = 0,63 \text{ м;}$$

$$x_3 = r(1 - \cos \gamma) = 3 [1 - \cos(90^\circ - \alpha)] = 3(1 - \cos 75^\circ 58') = \\ = 3(1 - 0,245) = 2,27 \text{ м;}$$

$$r \sin \gamma/2 = 3 \sin 37^\circ 59' = 3 \cdot 0,615 = 1,85 \text{ м;}$$

$$r \sin \gamma = 3 \sin 75^\circ 58' = 3 \cdot 0,97 = 2,91 \text{ м;}$$

$$4,5 \operatorname{tg} \alpha = 4,5 \cdot 0,25 = 1,125 \text{ м.}$$

Статический расчет рамы. Определяют вертикальные опорные реакции R , горизонтальные реакции – распор H ; продольные силы N ; поперечные силы Q ; изгибающие моменты M .

Снеговая нагрузка на левой половине рамы $s = 10,8 \text{ кН/м}$ (рис. 4.13)

$$R = 3 s l / 8 = 3 \cdot 10,8 \cdot 18 / 8 = 72,9 \text{ кН};$$

$$H = s l^2 / 16 f = 10,8 \cdot 18^2 / 16 \cdot 8 = 27,3 \text{ кН};$$

$$M_1 = -H y_1 = -27,3 \cdot 3,41 = -93,09 \text{ кН м};$$

$$M_2 = R x_2 - H y_2 - s x_2^2 / 2 =$$

$$= 72,9 \cdot 0,63 - 27,3 \cdot 5,26 - 10,8 \cdot 0,63^2 / 2 = -99,81 \text{ кН м};$$

$$M_3 = R x_3 - H y_3 - s x_3^2 / 2 =$$

$$= 72,9 \cdot 2,27 - 27,3 \cdot 6,32 - 10,8 \cdot 4,27^2 / 2 = -34,89 \text{ кН м};$$

$$M_4 = R x_4 - H y_4 - s x_4^2 / 2 =$$

$$= 72,9 \cdot 4,5 - 27,3 \cdot 6,88 - 10,8 \cdot 4,5^2 / 2 = 30,88 \text{ кН м};$$

$$M_5 = R x_5 - H y_5 - s x_5^2 / 2 =$$

$$= 72,9 \cdot 9 - 27,3 \cdot 8 - 10,8 \cdot 9^2 / 2 = 0,3 \approx 0 \text{ (самоконтроль)}.$$

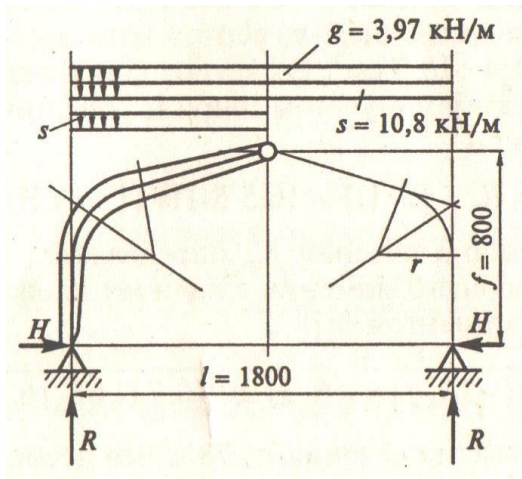


Рис. 4.12. Расчетная схема и схема нагружения рам

$$N_0 = R = 72,9 \text{ кН}; N_5 = H = 27,3 \text{ кН}; Q_0 = H = 27,3 \text{ кН};$$

$$Q_5 = R - s l/2 = -72,9 - 10,8 \times 18/2 = -24,3 \text{ кН};$$

$$N_2 = R \cos \gamma/2 + H \sin \gamma/2 - s x_2 \cos \gamma/2 = 72,9 \cdot 0,789 + 27,3 \cdot 0,615 - 10,8 \cdot 0,63 \cdot 0,789 = 68,9 \text{ кН}.$$

Снеговая нагрузка на правой половине рамы:

$$R = s l/8 = 10,8 \cdot 18/8 = 24,3 \text{ кН};$$

$$H = 27,3 \text{ кН};$$

$$M_1 = -H y_1 = -27,3 \cdot 3,41 = -93,09 \text{ кН м};$$

$$M_2 = R x_2 - H y_2 = 24,3 \cdot 0,63 - 27,3 \cdot 5,26 = -128,29 \text{ кН м};$$

$$M_3 = R x_3 - H y_3 = 24,3 \cdot 2,27 - 27,3 \cdot 6,32 = -117,38 \text{ кН м};$$

$$M_4 = R x_4 - H y_4 = 24,3 \cdot 4,5 - 27,3 \cdot 6,88 = -98,66 \text{ кН м};$$

$$M_5 = R x_5 - H y_5 = 24,3 \cdot 9 - 27,3 \cdot 8 = 2,1 \text{ кН м} \approx 0 \text{ (самоконтроль)}.$$

$$N_0 = 24,3 \text{ кН}; N_2 = R \cos \gamma/2 + H \sin \gamma/2 = 24,3 \cdot 0,789 + 27,3 \cdot 0,615 = 35,96 \text{ кН};$$

$$N_5 = H = 27,3 \text{ кН};$$

$$Q_0 = H = -27,3 \text{ кН}; \quad Q_5 = R = 24,3 \text{ кН}.$$

Усилия от двусторонней снеговой нагрузки определяют суммированием усилий от односторонних снеговых нагрузок. Усилия от постоянной нагрузки вычисляют умножением усилий от двусторонней снеговой нагрузки на коэффициент

$$k = g/s = 3,97/10,8 = 0,37. \text{ Значения усилий приводят в табл. 4. 11.}$$

Подбор сечений. Сечение 2: $M = 312,5 \text{ кН м}; N = 143,66 \text{ кН}.$

Принимают древесину 2-го сорта в виде досок сечением после острожки $a b = 1,4 \times 16,5 \text{ см}^2$. Расчетное сопротивление древесины при сжатии с изгибом с учетом ширины сечения $> 13 \text{ см}$, толщины доски $1,4 \text{ см}$:

$$R_c = R_u = 15 \cdot 1,1 = 16,5 \text{ МПа} = 1,65 \text{ кН/см}^2.$$

Требуемую высоту сечения h_{mp} определяют приближенно по величине изгибающего момента, а наличие продольной силы учитывают коэффициентом 0,7:

$$h_{mp} = \sqrt{6M / 0,7 R_u b} = \sqrt{6 \cdot 31250 / 0,7 \cdot 1,65 \cdot 16,5 \cdot 6} = 99,2 \text{ см}.$$

Принимают высоту сечения из 78 слоев досок -

$$h = 78 \cdot 1,4 = 109,2 \text{ см.}$$

Сечение $b h = 16,5 \times 109,2 = 1801,8 \text{ см}^2$. Поперечная сила

$$Q = 74,8 \text{ кН.}$$

Требуемую высоту сечения на опоре определяют из условия прочности на скалывание. Расчетное сопротивление скалыванию для древесины 2-го сорта

$$R_{ск} = 1,5 \text{ МПа} = 0,15 \text{ кН/см}^2.$$

Высота опорного сечения с учетом II уровня ответственности здания

$$h_{оп} = 3 Q \gamma_n / 2 b R_{ск} = 3 \cdot 74,8 \cdot 0,95 / 2 \cdot 16,5 \cdot 0,15 = 43 \text{ см} < 0,4 h = 0,4 \cdot 109,2 = 43,7 \text{ см.}$$

Принимают высоту опорного сечения из 31 доски:

$$H_{оп} = 31 \cdot 1,4 = 43,4 \text{ см;}$$

$$b h_{оп} = 16,5 \cdot 43,4 = 716,1 \text{ см}^2.$$

Высоту конькового сечения принимают равную $h_k = 42 \text{ см}$, что больше

$$0,3 h = 0,3 \cdot 109,2 = 32,8 \text{ см.}$$

Таблица 4. 11

Усилия в сечениях рамы

№ сечения	Постоянная нагрузка $g = 3,97 \text{ кН/м}$ $k = 0,37$	Снеговая нагрузка $s = 10,8 \text{ кН/м}$			Расчетные сочетания усилий (гр. 2 + гр. 5)
		слева	справа	на всем пролете	
1	2	3	4	5	6
Изгибающие моменты M , кН м					
1	-68,89	-93,09	-93,09	-186,18	-255,07
2	-84,4	-99,81	-128,29	-228,1	-312,5
3	-56,34	-34,89	-117,38	-152,27	-208,61
4	-17,61	30,88	-78,47	-47,59	-65,20

Окончание табл. 4.11

1	2	3	4	5	6
Продольные силы N , кН					
0	35,96	72,9	24,3	97,2	133,16
2	38,8	68,9	35,96	104,86	143,66
5	20,20	27,3	27,3	54,6	74,8
Поперечные силы Q , кН					
0	20,0	27,3	27,3	54,6	74,8
5	0	-24,3	24,3	0	0

Проверка напряжений при сжатии с изгибом. Сечение 2.

Эксцентриситет приложения сжимающего усилия

$$e = (h - h_{он})/2 = (109,2 - 43,4)/2 = 32,9 \text{ см.}$$

Изгибающий момент в биссектрисном сечении 2 с учетом II уровня ответственности

$$M = (M_2 - N e) \gamma_n = (312,5 - 143,66 \cdot 0,329) 0,95 = 251,97 \text{ кН м.}$$

Для сжатой внутренней кромки, выполненной из древесины 2 сорта, расчетное сопротивление сжатию и изгибу

$$R_c = R_u = R_m \cdot m_{сл} \cdot m_{зн} = 15 \cdot 0,827 \cdot 1,1 \cdot 0,8 = \\ = 10,92 \text{ МПа} = 1,09 \text{ кН/см}^2,$$

где учтены коэффициенты условий работы, отражающие влияние высоты сечения

$m_b = 0,827$, толщины слоя $m_{сл} = 1,1$; коэффициент $m_{зн}$, учитывающий дополнительные напряжения, возникающие при гнутые досок (табл. 9 ... 11 [1]);

$$r_{вн} = r - e - h/2 = 3 - 0,329 - 1,092/2 = 2,125 \text{ м;}$$

$$r_{вн}/a = 2,125/0,014 = 152; m_{зн} = 0,8.$$

Геометрические характеристики сечения.

Площадь сечения $F = b \cdot h = 6,5 \cdot 109,2 = 1802 \text{ см}^2$.

Момент сопротивления $W = b \cdot h^2/6 = 16,5 \cdot 109^2/6 = 32793 \text{ см}^3$.

Расчетная длина $l_{пр} = 1432$ см.

Радиус инерции сечения $r = 0,29 h = 0,29 \cdot 109,2 = 31,7$ см.

Гибкость $\lambda = l_{пр}/r = 1432/31,7 = 45,2$.

Коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения половины рамы [1]:

$$K_{жн} = 0,07 + 0,93 h_{оп}/h = 0,07 + 0,93 \cdot 0,43/1,092 = 0,436.$$

Коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = K_{жн} 3000/\lambda^2 = 0,436 \cdot 3000/45,2^2 = 0,64.$$

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от действия продольной сжимающей силы, с учетом II уровня ответственности

$$\xi = 1 - N \gamma_n / \gamma R_c F = 1 - 143,66 \cdot 0,95/0,64 \cdot 1,2 \cdot 1802 = 0,991.$$

Изгибающий момент с учетом деформации от продольной силы вследствие прогиба элемента

$$M_d = M/\xi = 251,97/0,991 = 279,66 \text{ кН м.}$$

Коэффициент

$$k_{зв} = (1 - 0,5 h/r)/(1 - 0,17 h/r) = \\ = (1 - 0,5 \cdot 109,2/300)/(1 - 0,17 \cdot 109,2/300) = 0,872.$$

Напряжение сжатия внутренней кромки карнизного узла

$$\sigma = N \gamma_n / F + M_d / k_{зв} W = \\ = 143,66 \cdot 0,95/1802 + 27966/0,872 \cdot 32793 = 1,05 < 1,09 \text{ кН/см}^2.$$

Для растянутой наружной кромки, выполненной из древесины 1 сорта, расчетное сопротивление растяжению равно:

$$R_p = R_{мзН} = 12 \cdot 0,76 = 9,12 \text{ МПа} = 0,912 \text{ кН/см}^2; \\ r_H = r - e - h/2 = 3,0 - 0,329 - 1,092/2 = 3,217 \text{ м;} \\ r_H / a = 3,217/0,014 = 230; m_{зН} = 0,76.$$

Коэффициент

$$K_{з.Н} = (1 + 0,5 h/r)/(1 + 0,17 h/r) =$$

$$=(1 + 0,5 \cdot 109,2/300)/(1 + 0,17 \cdot 109,2/300) = 1,11.$$

Напряжение растяжения наружной кромки карнизного узла

$$\sigma_p = N \gamma_n / F + M_d / (k_{z,n} W) =$$

$$= 143,66 \cdot 0,95 / 1802 + 27966 / (1,11 \cdot 32793) = 0,844 < 0,912 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости из плоскости половины рамы. Раму закрепляют из плоскости по наружным кромкам с помощью стеновых панелей, плит покрытия, поперечных сжатых связей. Внутренняя сжатая кромка рамы не закреплена. Расчетная длина растянутой зоны равна половине рамы $l_p = 1432 \text{ см}$.

Площадь биссектрисного сечения

$$F = b h = 16,5 \cdot 109,2 = 1802 \text{ см}^2.$$

Момент сопротивления

$$W = b h^2 / 6 = 16,5 \cdot 109,2^2 / 6 = 32793 \text{ см}^3.$$

Радиус инерции сечения из плоскости

$$r_y = 0,29 b = 0,29 \cdot 16,5 = 4,79 \text{ см}.$$

Гибкость

$$\lambda_y = l_{np} / r_y = 1432 / 4,79 = 299.$$

Коэффициент устойчивости при сжатии

$$\varphi_y = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 299^2 = 0,034.$$

Коэффициент устойчивости при изгибе

$$\varphi_M = 140 b^2 k_\phi / l_{np} h = 140 \times 16,5^2 \cdot 1,13 / 1432 \cdot 109,2 = 0,275,$$

где $k_\phi = 1,13$ – коэффициент формы эпюры изгибающих моментов (табл. Е.2, прил. Е [1]).

Коэффициенты K_{nN} и K_{nM} учитывают закрепление растянутой кромки из плоскости. При количестве закреплений более четырех его считают сплошным:

$$K_{nN} = 0,75 + 0,06 (l_{np}/h)^2 + 0,6 \alpha_p l_{np}/h = 0,75 + 0,06 (1432/109,2)^2 +$$

$$+ 0,6 \cdot 1,33 \cdot 1432/109,2 = 21,53,$$

где $\alpha_p = \gamma = 1,33 \text{ рад}$ – центральный угол гнутой части;

$$K_{nM} = 0,142 l_{np}/h + 1,76 h/l_{np} + 1,4 \alpha_p =$$

$$= 0,142 \cdot 1432/109,2 + 1,76 \cdot 109,2/1,432 + 1,4 \cdot 1,33 = 3,86.$$

Устойчивость половины рамы

$$\begin{aligned} & N/(\varphi_y K_{nN} R_c F) + M_d/(\varphi_M K_{nM} R_u W) = \\ & = 143,66/(0,034 \cdot 21,53 \cdot 1,09 \cdot 1802) + \\ & + 27966/(0,275 \cdot 3,86 \cdot 1,09 \cdot 32793) = 0,84 < 1. \end{aligned}$$

Общая устойчивость плоской формы деформирования половины рамы обеспечена при наличии связей по наружному контуру.

Расчет узлов. Опорный узел (рис.4. 14).

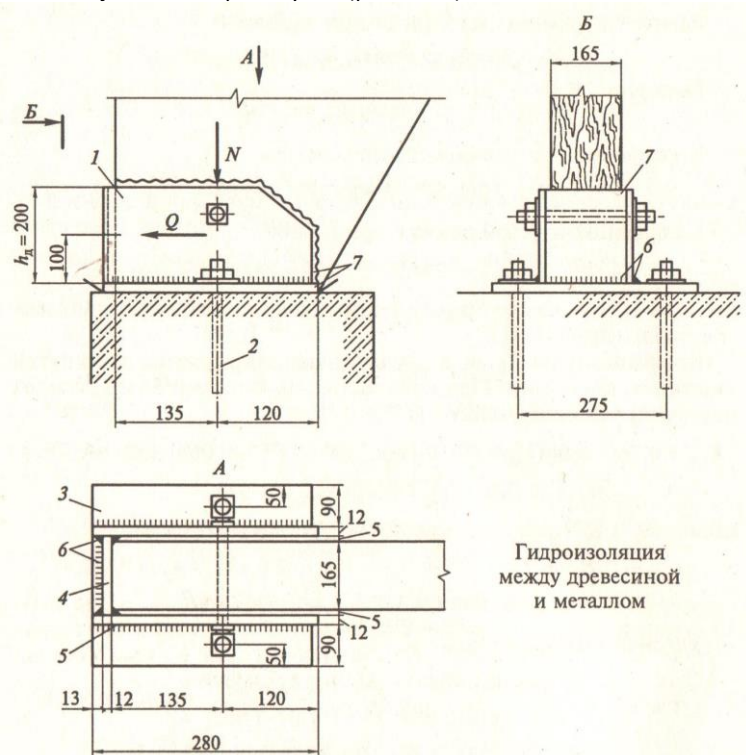


Рис. 4.13. Опорный узел рамы:

1 - металлический стальной башмак из листа $\delta=12\text{мм.}$; 2 - анкерный болт; 3 - опорный лист; 5 - боковая пластина башмака; 6 - сварной шов; 7 - гидроизоляция

Усилия, действующие в узле, $N = 133,16 \text{ кН}$; $Q = 74,8 \text{ кН}$.

Проверка напряжения сжатия торца стойки. Площадь сечения

$$F = b h_{оп} = 16,5 \cdot 43,7 = 721 \text{ см}^2.$$

Расчетное сопротивление сжатию $R_c = 15 \text{ МПа} = 1,5 \text{ кН/см}^2$.

Напряжение сжатия

$$\sigma = N/F = 133,16/721 = 0,18 < 1,5 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка напряжения смятия поперек волокон по площади примыкания стойки к упорной вертикальной диафрагме.

Расчетное сопротивление смятию

$$R_{см 90} = 3,0 \text{ МПа} = 0,3 \text{ кН/см}^2. \text{ Требуемая высота диафрагмы } h_{тр} = Q/b R_{см 90} = 74,8/16,5 \cdot 0,3 = 15,11 \text{ см}.$$

Конструктивно принимают высоту диафрагмы $h_d = 20 \text{ см}$.

Рассчитывают упорную вертикальную диафрагму на изгиб как балку, частично защемленную на опорах, с учетом пластического перераспределения моментов.

$$M = Q b/16 = 74,8 \cdot 16,5/16 = 77,14 \text{ кН см}.$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{тр} = M/R_y = 77,14/22,5 = 3,4 \text{ см}^3.$$

Этому моменту сопротивления должен быть равен момент сопротивления, определяемый по формуле $W = h_d \delta^2/6$, где δ – толщина диафрагмы;

$$\delta = \sqrt{6W / h_d} = \sqrt{6 \cdot 3,4 / 20} = 1,02 \text{ см}.$$

Принимают $\delta = 1,2 \text{ см}$.

Боковые пластины принимают той же толщины:

$$F_{б.п} = 20 \cdot 1,2 = 24 \text{ см}^2; \quad W = 20 \cdot 1,2^2/6 = 4,8 \text{ см}^3;$$

$$N = Q/2 = 74,8/2 = 37,4 \text{ кН}.$$

$$\begin{aligned} \sigma &= N/F + (Q h_d/16) / W = 37,4/24 + (74,8 \cdot 20/16)/4,8 = \\ &= 21,04 < 22,5 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Башмак крепят к фундаменту двумя анкерными болтами, работающими на срез и растяжение. Сжимающие усилия передаются непосредственно на фундамент.

Изгибающий момент, передающийся от башмака на опорный лист :

$$M = 74,8 \cdot 0,1 = 7,48 \text{ кН м.}$$

Момент сопротивления опорной плоскости башмака

$$W = 2 b l^2 / 6 = 2 \cdot 9 \cdot 28^2 / 6 = 2352 \text{ см}^3,$$

где $b = 9 \text{ см}$ – ширина опорной плоскости башмака; $l = 28 \text{ см}$ – длина опорной плоскости башмака.

Сжимающие напряжения под башмаком

$$\sigma = M/W = 748/2352 = 0,32 \text{ кН/см}^2 < 0,6 \text{ кН/см}^2$$

при бетоне класса В10.

Принимают болты диаметром 20 мм ($F_{бр} = 3,14 \text{ см}^2$; $F_{нт} = 2,18 \text{ см}^2$). Для того, чтобы срез воспринимался полным сечением болта, устанавливают под гайками шайбы толщиной 10 мм. Усилия в болтах (рис. 4. 14) определяют по следующим формулам:

растягивающее усилие, приходящееся на один болт:

$$N_p = M / \frac{2}{3} l = 748 \cdot 3/4 \cdot 28 = 20 \text{ кН};$$

срезающее усилие

$$N_{ср} = Q/2 = 74,8/2 = 37,4 \text{ кН.}$$

Напряжение растяжения в пределах нарезки

$$\sigma = N_p / F_{нт} = 20/2,18 = 9,2 < 0,8 R = 0,8 \cdot 21 = 16,8 \text{ кН/см}^2.$$

Напряжение среза

$$\sigma_{ср} = N_{ср} / F_{бр} = 37,4/3,14 = 11,91 \text{ кН/см}^2 < 13 \text{ кН/см}^2.$$

Коньковый узел (рис. 4. 15) решают с помощью деревянных накладок и болтов.

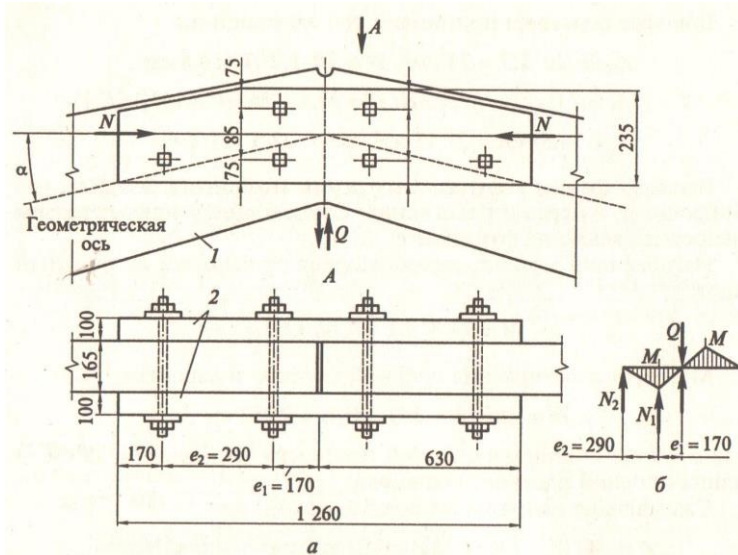


Рис. 4.14. Коньковый узел с деревянными накладками (а) и расчетная схема накладки (б):

1 - полурама; 2 - накладки

Рекомендуемую толщину парных накладок принимают равную
 $a \geq 0,6 c = 0,616,5 = 9,9$ см.

На накладки толщиной, $a = 10$ см действует поперечная сила от односторонней снеговой нагрузки $Q = 24,3$ кН.

Усилие, передающееся на первый, ближайший к коньку ряд болтов:

$$N_1 = Q(e_1 + e_2)/e_2 = 24,3 \cdot 46/29 = 38,54 \text{ кН},$$

где $e_1 + e_2 = 17 + 29 = 46$ см – расстояние от конька до второго ряда болтов;

$e_2 = 29$ см – расстояние между болтами.

Усилие, передающееся на второй ряд болтов:

$$N_2 = N_1 - Q = 38,54 - 24,3 = 14,2 \text{ кН}.$$

Принимают болты диаметром $d = 24$ мм.

Несущая способность в одном срезе болта:

при изгибе

$$T_u = (1,8 d^2 + 0,02 a^2) \sqrt{\kappa_a} = (1,8 \cdot 2,4^2 + 0,02 \cdot 10^2) \sqrt{0,5} =$$

$$= 8,13 \text{ кН} < 2,5 d^2 \sqrt{0,5} = 10,18 \text{ кН};$$

$$\alpha = 90^\circ - 14^\circ 02' = 75^\circ 58',$$

где $k_\alpha = 0,5$ (табл. 21 [1]);

при смятии древесины накладок поперек волокон

$$T_\alpha = 0,8 a d k_\alpha = 0,8 \cdot 10 \cdot 2,4 \cdot 0,5 = 9,6 \text{ кН};$$

при смятии древесины половины рамы

$$T_c = 0,5 c d k_\alpha = 0,5 \cdot 16,5 \cdot 2,4 \cdot 0,5 = 10,89 \text{ кН};$$

$$T_{\min} = 9,6 \text{ кН}.$$

Число двух срезных болтов в первом ряду

$$n_1 = N_1 / T_{\min} n_{cp} = 38,5 / 9,6 \cdot 2 = 2, \text{ принимают два болта};$$

во втором ряду $n_2 = N_2 / T_{\min} n_{cp} = 14,24 / 9,6 \cdot 2 = 0,7$, принимают один болт

Смятие торцов половины рамы под углом $\alpha = 14^\circ 02'$ к продольным волокнам с учетом II уровня ответственности

$$\sigma = N \gamma_n / b h_k = 74,8 \cdot 0,95 / 16,5 \cdot 42 =$$

$$= 0,1 \text{ кН/см}^2 < R_{cm \alpha} = 1,35 \text{ кН/см}^2;$$

$$R_{cm \alpha} = 15 / [1 + (15/1,8) - 1] \sin^3 14^\circ 02' = 1,35 \text{ кН/см}^2,$$

где $\sin 14^\circ 02' = 0,24$.

Назначают накладки толщиной $b = 100$ мм; высоту накладок принимают с учетом требования норм по размещению болтов поперек волокон $h_n \geq 9,5 d = 9,5 \cdot 2,4 = 22,8$ см. Принимают накладки 235x100x1260 мм (см. рис. 4. 15).

Проверяют накладки на изгиб:

$$M = Q e_1 = 24,3 \cdot 17 = 413,1 \text{ кН см}.$$

Напряжение в накладке

$$\sigma = M / W_{нт} = 413,1 / 1166 = 0,35 \text{ кН/см}^2 < R_u = 1,3 \text{ кН/см}^2;$$

$$W_{нт} = 2 b (h_n - 2 d)^2 / 6 = 2 \cdot 10 (23,5 - 2 \cdot 2,4)^2 / 6 = 1166 \text{ см}^3.$$

Алгоритм расчета гнутой клееной трех шарнирной рамы.

Исходные данные: нагрузки – q ; геометрические характеристики – f, l, R, l, a, b, h ; характеристики материалов – $R_c, R_{ск}, k_{жN}, R_p, K_\phi, R_{см90}$.

Геометрический расчет. 1. $\text{tg } \alpha = 1/4$; α ; $\sin \alpha$; $\cos \alpha$.

2. $\beta = (90^\circ + \alpha)/2$; $\sin \beta$; $\cos \beta$;

$\text{tg } \beta$. 3. $\gamma = 90^\circ - \alpha$. 4. $l_{2H} = \pi r \gamma / 180^\circ$. 5. $l_{см} = f - l \text{tg } \alpha/2 - r \text{tg } (45^\circ - \alpha/2)$.

6. $H_{см} = f/2 - \text{tg } \alpha$.

7. $l_p = (l/2 - r + r \sin \alpha) / \cos \alpha$. 8. $l_{np} = l_{см} + l_{2H} + l_p$

Статический расчет. Снеговая нагрузка s слева: 9. $R = 3 s l/8$.

10. $H = s l^2/16f$.

11. $M_1 = -H y_1$. 12. $M_i = R x_i - H y_i - s x_i^2/2$. 13. $N_0 = R$.

14. $N_2 = R \cos \beta + H \sin \beta - s x_2 \cos \beta$.

15. $N_5 = H$. 16. $Q_0 = -N$. 17. $Q_5 = R - s l/2$.

Снеговая нагрузка справа: 18. $R = s l/8$. 19. $M_1 = -H y_1$.

20. $M_i = R x_i - H y_i$. 21. $N_0 = R$.

22. $N_2 = R \cos \beta + H \sin \beta$. 23. $N_5 = H$. 24. $Q_0 = -N$. 25. $Q_5 = R$.

Конструктивный расчет. 26. $h_{mp} = \sqrt{6M/0.7R_u b}$, где h

принимают кратной толщине доски a . 27. $F = b h$.

28. $h_{он} = 3 Q/2 b R_{ск} < 0,4 h_{mp}$. 29. $F = b h_{он}$. 30. $e = (h - h_{он})/2$.

31. $M = M_2 - N e$. 32. $W = b h^2/6$. 33. $\lambda = l_{np}/0,29 h$.

34. $\xi = 1 - N \lambda^2/3000 k_{жN} R_c F$.

35. $k_{2в} = (1 - 0,5 h/r)/(1 - 0,17 h/r)$. 36. $k_{2H} = (1 + 0,5 h/r)/(1 + 0,17 h/r)$.

37. $\sigma_c = N/F + M/\xi k_{2в} W \leq R_c$. 38. $\sigma_p = N/F + M/\xi k_{2H} W \leq R_p$.

Проверка устойчивости из плоскости. 39. $\lambda = l_{np}/0,29 h$.

40. $\varphi_y = 3000/\lambda^2$.

41. $\varphi_M = 140 b^2 k_\phi / l_{np} h$. 42. $k_{nN} = 0,75 + 0,06(l_{np}/h) + 0,6 \alpha_p l_{np}/h$.

43. $k_{nM} = 0,142 l_{np}/h + 1,76 h/l_{np} + 1,4 \alpha_p$.

44. $N/(\varphi_y k_{nN} R_c F) + M_d/(\varphi_M k_{nM} R_u W) \leq 1$.

Расчет узлов. Опорный узел. 45. $R_A = (g + s_1)l/2$. 46. $\alpha = 90^\circ - \gamma$.

47. $R_{см\alpha} = R_c/[1 + (R_c/R_{см90}) - 1] \sin^3 \alpha$. 48. $F_{см} = b h_{он}$.

49. $\sigma = N/F_{см} \leq R_{см\alpha}$. Усилия N, M, Q берут из табл. 4.8.

Коньковый узел. 50. $N_1 = Q(e_1 + e_2)/e_2$. 51. $N_2 = N_1 - Q$.

53. $T_u = (1,8 d^2 + 0,02 a^2) \sqrt{K_a}$.

54. $T_a = 0,8 a d k_\alpha$. 55. $T_c = 0,5 c d k_\alpha$. 56. $n_1 = N_1/T_{min} n_{ср}$.

57. $n_2 = N_2/T_{min} n_{ср}$.

58. $\sigma = N \gamma_n / b h_k \leq R_{см\alpha}$. 59. $R_{см\alpha} = R_{см}/[1 + (R_{см}/R_{см90}) - 1] \sin^3 \alpha$.

$$60. M = Q e_1.$$

$$61. \sigma = M/W_{нт} \leq R_u. \quad 62. W_{нт} = 2 b (h_n - 2 d)^2 / 6.$$

Пример 4.5

КЛЕЕНАЯ ДОЩАТАЯ ТРЕХШАРНИРНАЯ РАМА ИЗ ПРЯМОЛИНЕЙНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Запроектировать теплое однопролетное здание с несущими конструкциями из дощатых клееных рам. Прямолинейные стойки и ригель рам в карнизном узле соединены зубчатым шипом.

Исходные данные. Карнизный узел приведен на рис. 4. 10, б. Усилие в сечении 2 по оси биссектрисы карнизного узла $M_2 = 240$ кН м;

$$N_2 = 120 \text{ кН.}$$

Геометрические характеристики. Площадь поперечного сечения $F = 0,85 b h = 0,85 \cdot 20 \cdot 140 = 2380 \text{ см}^2$, момент сопротивления сечения

$$W = 0,85 b h^2 / 6 = 0,85 \cdot 20 \cdot 140^2 / 6 = 55533 \text{ см}^3.$$

Напряжения в биссектрисном сечении определяют с учетом приведенной высоты сечения ригеля и стойки:

$$\beta_{cp} = \beta_1 l_{cm} / l_0 + \beta_2 l_p / l_0; \quad l_0 = l_{cm} + l_p = 419 + 953 = 1372 \text{ см};$$

$$\beta_1 = \beta_2 = h_{on} / h \sin \beta = 50 / 116 = 0,43; \quad \beta_{cp} = 0,43; \quad h_{on} = h_k = 50 \text{ см};$$

$$h \sin \beta = 140 \cdot 0,829 = 116 \text{ см};$$

$$k_{жN} = 0,66 + 0,34 \beta_{cp} = 0,66 + 0,34 \cdot 0,43 = 0,806 \text{ (см. табл. Е. 1, прил. Е [1])}.$$

Расчетные сопротивления для древесины хвойных пород 2 сорта вдоль (R_c) и поперек ($R_{см90}$) волокон древесины

$$R_c = 1,5 \text{ кН/см}^2; \quad R_{см90} = 0,3 \text{ кН/см}^2.$$

Приведенная высота расчетного сечения половины рамы

$$h_{np} = h \sin \beta k_{жN} = 116 \cdot 0,806 = 107,9 \text{ см.}$$

Приведенная площадь

$$F_{np} = b h_{np} = 20 \cdot 107,9 = 2158 \text{ см}^2.$$

Гибкость

$$\lambda = l_0 / 0,29 h_{np} = 1327 / 0,29 \cdot 107,9 = 43,85.$$

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от действия продольной сжимающей силы, с учетом II уровня ответственности

$$\begin{aligned} \xi &= 1 - [N \gamma_n \lambda^2 / (3000 k_{жN} F_{np} R_c)] = \\ &= 1 - [120 \cdot 0,95 \cdot 43,85^2 / (3000 \cdot 0,806 \cdot 2158 \cdot 1,5)] = 0,972. \end{aligned}$$

Изгибающий момент с учетом деформации от продольной силы вследствие прогиба

$$M_d = M / \xi = 24000 / 0,972 = 24691 \text{ кН см.}$$

Расчетное сопротивление древесины смятию под углом к волокнам 34° получают

$$\begin{aligned} R_{см\alpha} &= R_{см} / [1 + (R_{см} / R_{см90}) - 1] \sin^3 \alpha = \\ &= 1,5 / [1 + (1,5 / 0,3)] 0,559^3 = 0,88 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Расчетное сопротивление смятию с учетом коэффициента $m_\beta = 0,8$ для высоты расчетного сечения $h = 140 \text{ см}$ ([1], табл. 9) принимают равным $0,8 \cdot 0,88 = 0,7 \text{ кН/см}^2$.

Проверяют напряжение в растянутой зоне расчетного сечения с учетом II уровня ответственности

$$\begin{aligned} \sigma_c &= N \gamma_n / F + M_d / (k_1 W) = 120 \cdot 0,95 / 2380 + 24691 / (0,71 \cdot 55533) = \\ &= 0,67 < 0,7 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Проверяют напряжение в растянутой зоне расчетного сечения с учетом II уровня ответственности

$$\begin{aligned} \sigma_p &= -N \gamma_n / F + M_d / (k_2 W) = 120 \cdot 0,95 / 2380 + 24691 / (1,3 \cdot 55533) = \\ &= 0,29 \text{ кН/см}^2 < 1,5 \cdot 0,8 \cdot 0,3 = 0,36 \text{ кН/см}^2, \end{aligned}$$

где $k_1 = 0,71$; $k_2 = 1,3$; $m_\alpha = 0,3$ – коэффициенты, определенные по графику (рис. 4. 12)

Алгоритм расчета карнизного узла дощатой клееной рамы из прямолинейных элементов. Исходные данные: усилия – M, N ; геометрические характеристики – $h, b, l_{cm},$

$l_p, h_{оп}, \sin \beta, k_{жN};$

характеристики материалов – $R_c, R_{см90}, k_1, k_2, R_p, m_\alpha.$

1. $F = 0,85 b h.$ 2. $W = 0,85 b h^2/6.$ 3. $\beta_{ср} = \beta_1 l_{см} + \beta_2 l_p.$ 4. $L_0 = l_{см} + l_p.$

5. $\beta_1 = \beta_2 = h_{оп}/\sin \beta.$

6. $h_{пр} = h \sin \beta k_{жN}.$ 7. $k_{жN} = 0,66 + 0,34 \beta_{ср}.$ 8. $\lambda = l_0/0,29 h_{пр}.$

9. $\xi = 1 - N \gamma_n \lambda^2/3000 k_{жN} F R_c.$ 10. $\sigma_c = N/F + M/\xi k_1 W \leq R_{см\alpha}.$

11. $\sigma_p = -N/F + M/\xi k_2 W \leq R_p m_\alpha.$

5. ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

В последнее время пространственные деревянные конструкции находят все более широкое применение. Они экономичнее плоских, так как в них возможно совмещение функций несущих и ограждающих конструкций. Элементы пространственных конструкций не расположены в одной плоскости и могут воспринимать нагрузки, действующие в любом направлении.

Пространственные конструкции отличаются многообразием статических схем и конструктивных особенностей, их основные характеристики приведены в табл. 5. 1. По конструктивному решению их делят на 6 основных типов: *кружально-сетчатые* (табл. 5. 1, схемы 1...6); *с плоскими несущими конструкциями* (схемы 7...16); *комбинированные* (схемы 17...18); *тонкостенные оболочки* (схемы 19...23); *тонкостенные висячие оболочки* (схемы 24...25); *структуры* (схема 26).

Кружально-сетчатые конструкции (своды, купола) выполняют из стандартных элементов (косяков) заводского изготовления, из которых могут быть образованы:

цилиндрические своды кругового очертания (схема 1), опирающиеся на продольные стены здания, или по контуру.

Их применяют в бес чердачных покрытиях для зданий различного назначения – спортивных, выставочных, общественных, производственных;

стрельчатые своды (схема 2) предназначены для промышленных, сельскохозяйственных, складских зданий. Они опираются на фундаменты, а отсутствие затяжки позволяет лучше использовать внутреннее пространство;

крестовые своды (схема 3) применяют для квадратных в плане зданий при опоре по углам помещения;

сомкнутые своды (схемы 4, 5) предназначены для покрытий квадратных или многоугольных в плане помещений при опоре сводов по периметру стен здания;

кружально-сетчатые купола (схема 6) предназначены для покрытий круглых в плане зданий.

В пространственных покрытиях могут быть применены плоские несущие конструкции.

Купольные покрытия с несущими системами в виде трех шарнирных арок (схемы 7 ... 14) или *крестовые своды* (схемы 15, 16) рассматриваются как совокупность радиально расположенных плоских несущих конструкций. Наличие связей между арками и соединение их с элементами крыши повышает жесткость покрытия и передает всей системе пространственную работу, которая может быть учтена в расчете. Купольные покрытия применяют для круглых в плане зданий, цирков, зрительных залов, а так же в качестве подмостей для возведения куполов из других материалов, например железобетонных.

Для куполов с большим строительным подъемом наиболее рациональным решением является непосредственная опора несущих конструкций на фундаменты, воспринимающие распор арок. В случае опоры купола на стены здания или колонны распор воспринимает опорное кольцо, уложенное по верху стен и работающее на растяжение или растяжение с изгибом.

Купола-оболочки бывают тонкостенными (схемы 17, 19) и ребристыми (схема 18), применяются в покрытиях производственных, круглых в плане зданий. Недостатком тонкостенных куполов по схеме 17 является необходимость применения сложных лесов при их возведении. Купола по схеме 19 собирают из клееных фанерных трехслойных плоских или криволинейных плит заводского изготовления.

Сводьы-оболочки и складки (схемы 20, 21) собирают из конструкций трехслойных клееных фанерных криволинейных плит заводского изготовления.

Широкое распространение в последнее время получили дощатые клееные тонкостенные *гиперболические* (схемы 22, 23) и *висячие оболочки* (схемы 24, 25), а также *структурного типа* (схема 26) покрытия.

В отличие от плоских систем в пространственных конструкциях повреждение какого либо одного элемента не приводит к обрушению всей конструкции, так как вместо выбывшего элемента в работу включаются смежные, пространственно связанные с разрушившимся элементом.

5. 1. Кружально-сетчатые своды, купол

Кружально-сетчатые своды образуются из стандартных элементов (косяков), расположенных по цилиндрической поверхности покрытия по винтовым линиям в двух взаимно пересекающихся направлениях. В полученной сетчатой конструкции пересечение элементов между собой может происходить под прямым или острым углом ($30^\circ \dots 50^\circ$). В первом случае получается прямоугольная сетка, во втором – ромбическая.

Опору нижних элементов свода выполняют на мауэрлаты, расположенные по продольным стенам здания, по колоннам или по фундаментам. В первом случае распор свода воспринимается затяжками из круглой стали, расположенными через 1,5... 3 м; во втором – распор свода передается на фундамента. При торцовых или других поперечных стенах свод соединяется с ними через торцовые арки, так же составленные из косяков.

Кровлю покрытия устраивают по сетке из косяков и по брускам обрешетки или сплошному дощатому настилу, прибитому гвоздями к косякам. Скрепление настила с косяками существенно увеличивает жесткость покрытия.

Узловые соединения косяков в точках пересечения их между собой можно выполнять по способу С. И. Песельника (рис. 5. 1) без механических связей – на шипах с прямоугольной или ромбической сеткой косяков. При малых пролетах рекомендуется применять прямоугольную сетку.

Узловые соединения косяков с помощью механических связей можно выполнять на болтах – системы Цолльбау (рис. 5.2), а так же на скобах (рис. 5. 3) при ромбической сетке косяков.

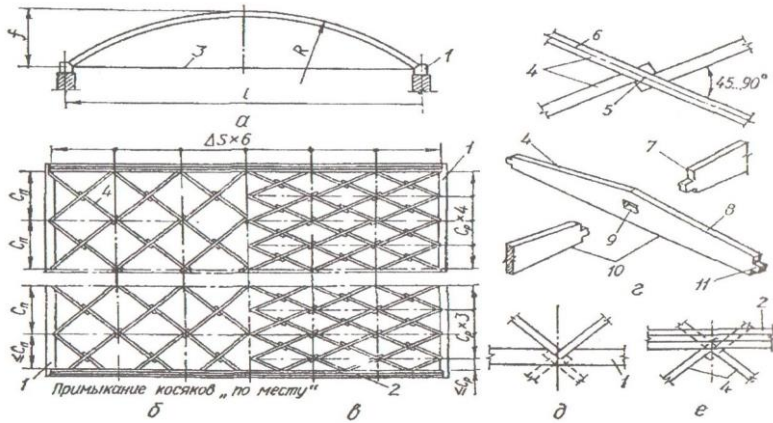
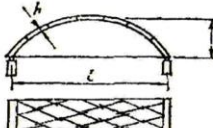
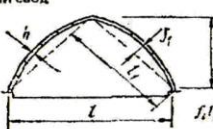
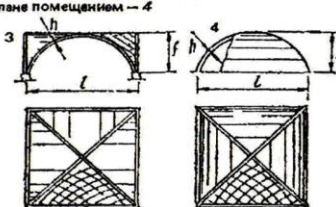
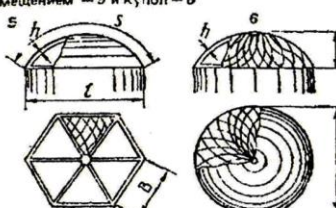
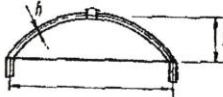
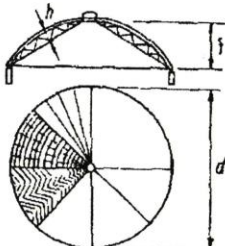
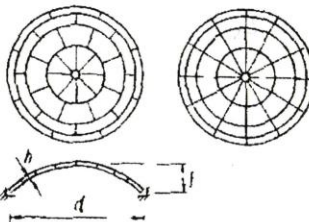
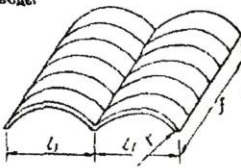
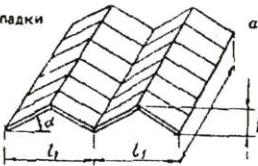


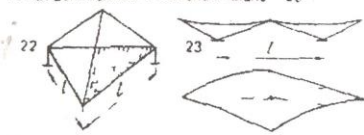
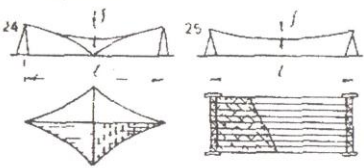
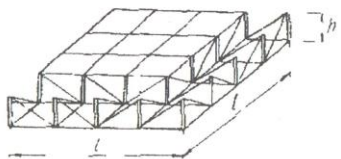
Рис. 5.1. Кружально-сетчатый свод системы Песельника:

а - общий вид; б - развертка свода с прямоугольной сеткой; в - то же, с ромбической; г - основной (средний) узел; д - опорный узел; е - узел примыкания к фронтонной арке; 1 - мауэрлат; 2 - фронтонная арка; 3 - затяжка; 4 - основные косяки; 5 - центр узла; 6 - ось верхней грани сквозного косяка; 7 - торец косяка; 8 - верхняя грань; 9 - гнездо; 10 - нижняя грань; 11 - шип

Таблица 5.1 Основные типы пространственных конструкций

№ схемы	Наименование конструкций, схемы и сечений	Размеры			Показатели массы	
		l и d , м	f/l , f/d	h/l , h/d	$K_{мк}$	$K_{мн}$
Кружально-сетчатые своды						
1	Цилиндрический круговой свод					
	с косыками из досок на ребро	10 ... 22	1/6 ... 1/7	1/100	13 ... 15	2 — безметалльный
	с косыками дощатоклееными	До 50	1/6 ... 1/7	1/100	9 ... 12	3 ... 5 — с металлом
	с косыками клефанерными	До 80	1/6 ... 1/7	1/100	5 ... 8	
2	Стрельчатый свод					
	с косыками из досок на ребро	10 ... 22	1/3 ... 1/4	1/100	13 ... 15	1, 2 — безметалльный
	с косыками дощатоклееными	До 50	1/3 ... 1/4	1/100	9 ... 12	3 ... 5 — с металлом
	с косыками клефанерными	До 80	1/3 ... 1/4	1/100	5 ... 8	
3	Крестовый — 3					
4	и сомкнутый над квадратным в плане помещением — 4					
		15 ... 35	1/2 ... 1/6	1/150	10 ... 15	1 ... 2 — безметалльный 3 ... 5 — с металлом
5	Сомкнутый свод над многоугольным в плане помещением — 5 и купол — 6					
		15 ... 100	1/2 ... 1/6	1/150	10 ... 15	То же, что в п. 3 и 4

Купола												
17	Тонкостенные купола-оболочки		12	35	1/4	1/6	1/200	10	15	3	5	
18	Рибристые купола		35	60	1/4	1/6	1/50	1/70	10	15	4	6
19	Купола из трехслойных плит		45	80	1/3	1/6	1/300	—	—	—	—	
20	Своды		20	40	—	—	—	5..7	—	—	—	
	Клефанерные оболочки		$l_1 = 4$	6	—	—	—	—	—	—	—	
		$r = (0,4 \dots 0,5) l_1$										
21	Складки		15	30	—	—	—	6	8	—	—	
		$\alpha = 30 \dots 45^\circ$	$l_1 = 3$	4	—	—	—	—	—	—	—	

№ сечения	Наименование конструкции, схемы и сечения	Размер				Показатели массы	
		l или d мм	l мм	f/d	h/d	K_m кг	λ_m %
22	Гиперболические оболочки (гипары) на прямоугольном плане — 22	10	28	—	—	—	—
23	на криволинейном и ломаном плане 23						
							
24	Висячие оболочки двойной кривизны цилиндрические	До 60	15	1/30	—	—	—
25							
							
26	Структуры	12 x 12 18 x 18 24 x 24	—	1/9	1/12	—	—
							

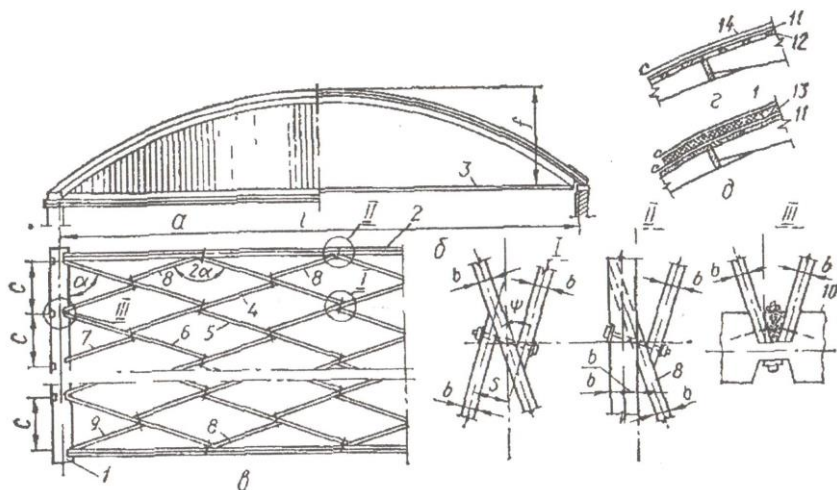


Рис. 5.2. Кружально-сетчатый свод системы Цолльбау:

а - фасад; *б* - поперечный разрез; *в* - развернутая поверхность; *г* - холодное покрытие; *д* - утепленное покрытие; *1* - основной узел; *II* - узел примыкания к фронтовой арке; *III* - опорный узел; *1* - мауэрлат или опорный брус; *2* - фронтовая арка; *3* - затяжка; *4* - основной косяк (левый); *5* - основной косяк (правый); *6, 7, 8, 9* - производные от основных косяков; *10* - монтажные гвозди; *11* - сплошной дощатый настил; *12* - обрешетка; *13* - теплоизоляция; *14* - кровля

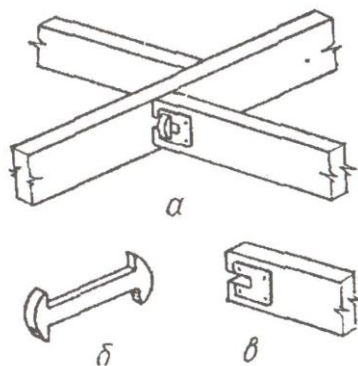


Рис. 5.3. Узел пересечения косяков с соединениями на скобах:

а - общий вид; *б* - скоба; *в* - деталь косяка

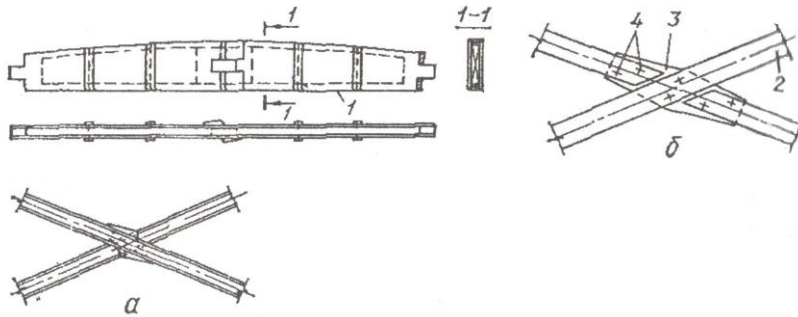


Рис. 5.4. Детали и узлы кружально-сетчатых сводов больших пролетов:
 а - из клефанерных косяков; б - из дощатоклееных косяков; 1 - клефанерный косяк; 2 - дощатоклееный косяк; 3 - соединительная планка на узле; 4 - болты

Узловые соединения косяков с помощью механических связей можно выполнять на болтах – системы Цолльбау (рис. 5.2), а так же на скобах (рис. 5.3) при ромбической сетке косяков.

Для перекрытий больших пролетов (до 80 м) применяют дощатые клееные или клееные фанерные косяки большой длины. Одна из возможных конструкций клееного фанерного косяка показана на рис. 5.4, а; то же, с применением клееного дощатого косяка с узловым соединением на фасонках и болтах – на рис. 5.4, б.

Преимуществами кружально-сетчатых сводов являются стандартность косяков, компактность элементов и быстрота сборки. Для получения высококачественной конструкции свода необходимо, чтобы применяемый для косяков пиломатериал был воздушно-сухим, а обработка его производилась с требуемой точностью на станках.

Оптимальной длиной косяка следует считать $l_k = 13 h_k$, при которой разрушение свода происходит от изгиба косяков. При меньших длинах может произойти разрушение от появления продольных трещин в косяках и расслоение их. Толщину косяка b_k назначают по условию надежности его работы $b_k \geq h_k/4,5$.

Шаг косяков ($2c$) равен расстоянию между узлами по образующей свода и его принимают в пределах:

- $0,7 \leq 2c \leq 1,5$ м - для косяков из досок на ребро;
- $1,5 \leq 2c \leq 2,5$ м - для дощатых клееных и клееных фанерных косяков.

Расчетные усилия N_0 и M в своде определяют как в обычной арке, причем расчетную ширину арки принимают равной $2c$ (шагу косяков).

Косяки свода рассчитывают на воздействие постоянной и односторонней временной нагрузок. Расчет ведут как для сжато-изгибаемых стержней по формуле (30) [1]. Расчетную длину дуги свода находят как для арки. При расчете одного косяка принимают его геометрические характеристики F и W , а расчетные усилия в арке раскладывают на составляющие $N_k = N_0/2 \sin \alpha$ и $M_k = M/\sin \alpha$ (рис. 5.5, а).

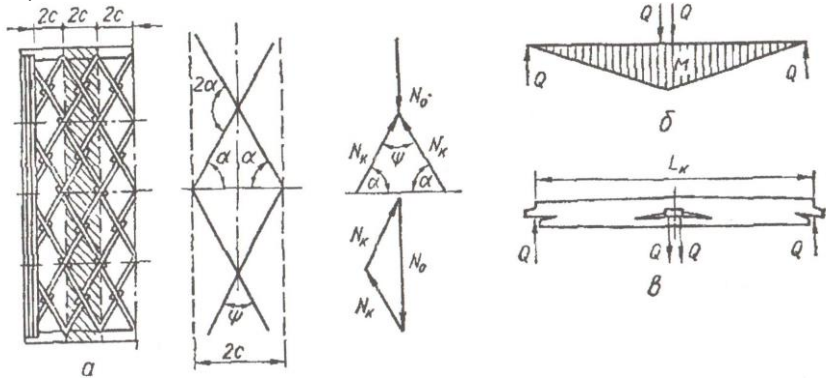


Рис. 5.5. К расчету сетчатого свода:

а - расчетная схема свода; б - расчетная схема косяка; в - характер разрушения косяка

Соединение свода с жесткими фронтонами повышает его прочность и жесткость. Влияние фронтонов на работу свода зависит от отношения B/S : чем меньше эта величина, тем больше влияние фронтонов. Здесь B – расстояние между жесткими фронтонами; S – длина дуги свода.

В расчете свода при отношении $B/S < 2,5$ разрешается уменьшать расчетный изгибающий момент делением арочного момента M на коэффициент $k_{фр} \geq 1$:

B/S	1	1,5	2	2,5
$k_{фр}$	2	1,4	1,1	1

При таком расчете свода конструкция фронтона, а также соединение свода с фронтоном должны быть проверены на нагрузку (симметричную и одностороннюю), равномерно распределенную по длине дуги фронтовой арки:

$$g_{фр} = (g B/2) (1 - 2/3 k_{фр}), \quad (5.1)$$

где g – нагрузка на свод; расстояние между жесткими фронтонами B принимают не более $2,5 S$.

При влиянии временной нагрузке на свод по всему пролету, когда изгибающие моменты отсутствуют или очень малы, проверку производят только на устойчивость по формуле

$$N_0/2 F_{\text{бр}} \sin \alpha \leq \gamma R_c, \quad (5.2)$$

где γ – коэффициент, определяемый по расчетной гибкости λ .

Поперечную силу Q , действующую в отдельном косяке, определяют как для однопролетной балки с сосредоточенным посередине пролета грузом (рис. 5. 5, б):

$$Q = 2 M/\xi l_k \sin \alpha k_{\phi}. \quad (5.3)$$

В направлении образующей свода поперек арки косяки создают усилие, распирающее фронтоны покрытия,

$$N_1 = N \operatorname{ctg} \alpha. \quad (5.4)$$

Это усилие в пределах каждой ячейки воспринимается продольной обрешеткой или настилом и их соединениями с косяками и торцовыми арками. Если на своде нет ни обрешетки, ни настила (например, в местах световых проемов), то возникает боковой изгиб косяков в плоскости наименьшей жесткости как результат крепления их в узлах с эксцентриситетом. В этом случае косяки рассчитывают на сжатие с косым изгибом.

Пример 5.1

КРУЖАЛЬНО-СЕТЧАТЫЙ СВОД ИЗ КОСЯКОВ ЦЕЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ С УЗЛАМИ НА БОЛТАХ

Запроектировать покрытие спортивного зала с пространственными конструкциями в виде кружально-сетчатого свода из дощатых косяков с узлами на болтах.

Исходные данные. Здание в плане 12х18 м. Стены спортивного зала трехслойные кирпичные толщиной 510 мм. В торцах здание имеет кирпичные фронтоны, на которых лежат фронтонные арки свода. Кровля рулонная на клееных фанерных плитах с легким пористым утеплителем из базальта. Общая масса ограждающих конструкций составляет 40 кН/м² горизонтальной проекции покрытия. Условия эксплуатации 1 класса. Район строительства по снеговой нагрузке III. Расчетный пролет $l_c = 12$ м (рис. 5. 6)

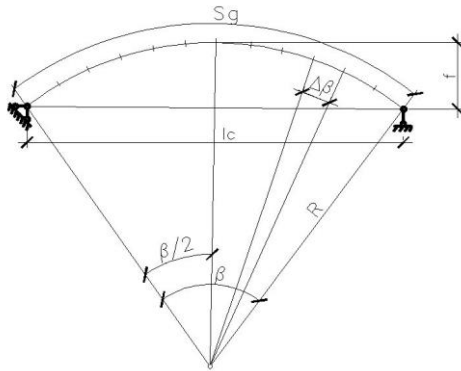


Рис. 5.6. Осовая схема свода

Геометрический расчет свода. Длина свода - расстояние между внутренними гранями фронтовых арок $B = 18$ м. Стрела подъема в осях

$$f = l_c/6 = 12/6 = 2 \text{ м.}$$

Радиус дуги свода (осевой)

$$R = l_c^2/8f + f/2 = 12^2/8 \cdot 2 + 2/2 = 10 \text{ м.}$$

Центральный угол половины свода $\beta/2$

$$\sin \beta/2 = l_c/2R = 12/2 \cdot 10 = 0,6,$$

отсюда $\beta/2 = 36^\circ 52' 12''$; $\beta = 73^\circ 44' 24'' = 73,74^\circ$.

Длина дуги свода (в осях)

$$S_d = \pi R \beta/180^\circ = 3,14 \cdot 10 \cdot 73,74/180^\circ = 12,88 \text{ м.}$$

Шаг сетки вдоль образующей свода (рис. 5. 7)

$$c = B/24 = 18/24 = 0,75 \text{ м.}$$

Центральный угол $\Delta\beta$ (рис. 5. 6) выбирают как четную aliquotную часть центрального угла поперечного сечения свода, т. е. такую, на которую угол делится без остатка

$$\Delta\beta = \beta/12 = 73^\circ 44' 24''/12 = 6^\circ 8' 42''.$$

Отношение расстояния между фронтонами к длине дуги свода

$$B/S = 18/12,88 = 1,4.$$

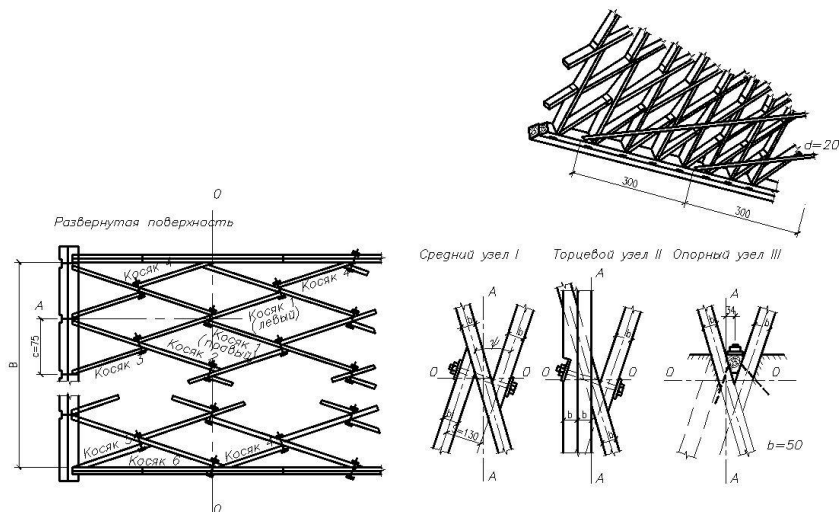


Рис. 5.7. Кружально-сетчатый свод с узлами на болтах

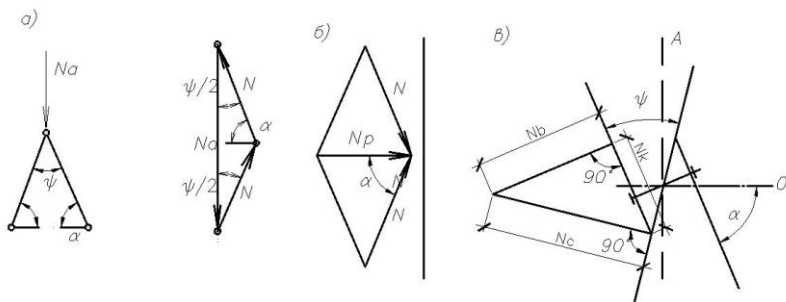


Рис. 5.8. Разложение сил в узлах свода:

а - определение усилий в косяках; б - определение продольного распора в торцевом узле; в - разложение нормального усилия косяка для определения усилия смятия и усилия в болте

Определяют предварительно угол (рис. 5. 8) по приближенным формулам:

$$\begin{aligned} \operatorname{ctg} \alpha_0 &= c/4 R \sin \Delta\beta / 2 = 0,75/4 \times 10 \times \sin 3^\circ 4' 21'' = \\ &= 0,75/ 40 \cdot 0,05355 = 0,35; \\ \alpha_0 &= 70^\circ 40'; \sin \alpha_0 = 0,9436. \end{aligned}$$

Задаются величиной смещения $S = 2b + 30 \text{ мм} = 130 \text{ мм}$:

$$\begin{aligned}\sin \Delta \alpha_0 &= s \sin \alpha_0 / 4 R \sin(\Delta \beta / 2) = \\ &= 0,13 \cdot 0,9436 / 4 \cdot 10' \sin 3^\circ 4' 21'' = 0,12267 / 40' 0,05355 = \\ &= 0,0573;\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta \alpha_0 &= 3^\circ 17' 12''; \alpha = \alpha_0 + \Delta \alpha_0 = 70^\circ 40' + 3^\circ 17' 12'' = 73^\circ 57' 12''; \\ \sin \alpha &= 0,96102.\end{aligned}$$

Статический расчет сетчатого свода. Нормативная нагрузка от собственного веса покрытия $g''_1 = 0,4 \text{ кН/м}^2$, расчетная нагрузка $g = 0,4 \times 1,1 = 0,44 \text{ кН/м}^2$ горизонтальной проекции. Нормативная снеговая нагрузка для III района строительства $s'' = 0,7$ $s = 0,7 \times 1,8 = 1,26 \text{ кН/м}^2$ горизонтальной проекции.

Нормативная нагрузка от собственного веса сетчатого свода

$$G''_{\text{св}} = (0,4 + 1,26) / [1000 / (10,5 \times 12) - 1] = 0,24 \text{ кН/м}^2,$$

расчетная нагрузка от сетчатого свода

$$g_2 = 0,24 \times 1,1 = 0,26 \text{ кН/м}^2 \text{ горизонтальной проекции.}$$

Суммарная расчетная нагрузка от собственного веса покрытия

$$g = g_1 + g_2 = 0,44 + 0,26 = 0,7 \text{ кН/м}^2 \text{ горизонтальной проекции.}$$

Снеговая нагрузка при равномерном распределении будет

$$s_1 = s c_1 = 1,8 \times 0,75 = 1,35 \text{ кН/м}^2,$$

где $c_1 = l_c / 8 f = 12 / 8 \times 2 = 0,75$.

При снеговой нагрузке, распределенной по треугольнику $f_c / l = 1,6$, коэффициент

$$c_2 = 2,0 \text{ и } s_2 = s c_2 = 1,8 \times 2 = 3,6 \text{ кН/м}^2.$$

Принимают расчетную полосу свода равной шагу сетки $c = 0,75 \text{ м}$ и рассчитывают выделенную полосу свода как двух шарнирную арку кругового очертания.

В каждой половине арки рассматривают восемь промежуточных сечений, расположенных по дуге на равном расстоянии, определяемым центральным углом $\Delta \varphi = 4^\circ$, кроме сечения 1, отстоящего от опоры на расстоянии, определяемым центральным углом

$$\Delta\varphi = 4^{\circ}52'12''.$$

Координаты принятых сечений:

$$x_n = l_c/2 - R \sin \varphi_n; \quad y_n = R \cos \varphi_n - e,$$

где

$$e = R - f = 10 - 2 = 8 \text{ м.}$$

Вычисленные значения x_n и y_n приведены в табл. 5.1.

Расчет двух шарнирной арки сначала производят от единичной равномерно распределенной по горизонтальной проекции нагрузки 1 кН/м на левой половине пролета арки. Определяют опорные реакции:

$$A = 0,375 \text{ г } l_c = 0,375 \cdot 112 = 4,15 \text{ кН};$$

$$B = 0,125 \text{ г } l_c = 0,125 \cdot 112 = 1,4 \text{ кН.}$$

Таблица 5.2

Числовые значения x_n и y_n

№ сечения	φ_n	$\sin \varphi_n$	$\cos \varphi_n$	$R \sin \varphi_n$	$R \cos \varphi_n$	x_n	y_n
1	32	0,5299	0,8480	5,299	8,480	0,701	0,480
2	28	0,4695	0,8829	4,695	8,828	1,305	0,829
3	24	0,4067	0,9135	4,067	9,135	1,933	1,135
4	20	0,3420	0,9397	3,420	9,397	2,580	1,397
5	16	0,2756	0,9613	2,756	9,613	3,244	1,613
6	12	0,2079	0,9781	2,079	9,781	3,921	1,781
7	8	0,1392	0,9903	1,392	9,903	4,608	1,903
8	4	0,0698	0,9976	0,698	9,976	5,302	1,976
9	0	0	1	0	10,000	6,000	2,000

Распор

$$H = 0,5 \text{ к } g l_c = 0,5 \cdot 0,7387 \cdot 112 = 4,4322 \text{ кН.}$$

В рассматриваемом своде отношение $l/f = 6$, для которого значение коэффициента $k = 0,7387$.

Усилия в отдельных сечениях определяют по следующим формулам:

изгибающий момент в загруженной половине

$$M_n = A x_n - H y_n - g x_n^2/2;$$

в незагруженной половине

$$M_{n'} = B x_{n'} - H y_{n'}.$$

Нормальная сила:

$$N_n = H \cos \varphi_n + (A - g x_n) \sin \varphi_n;$$

$$N_{n'} = H \cos \varphi_{n'} + B \sin \varphi_{n'}.$$

Рассчитывают двух шарнирную арку под нагрузкой, распределенной по треугольнику на правой половине пролета. Распор определяют по формуле

$$H = k_{\tau} s_2 l_c = 0,1194 \cdot 3,6 \cdot 12 = 5,158 \text{ кН.}$$

Коэффициент k_{τ} для различных отношений l_c/f следующий:

l_c/f	3	4	5	6	7
k_{τ}	0,0707	0,085	0,1032	0,1194	0,1507

Опорные реакции:

$$B = s_2 l_c / 24 = 3,6 \cdot 12 / 24 = 1,8 \text{ кН;}$$

$$A = 5 s_2 l_c / 24 = 5 \cdot 3,6 \cdot 12 / 24 = 9 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты M_n в отдельных сечениях левой половины пролета определяют по формуле:

$$M_n = B x_n - H y_n,$$

а на половине пролета (при $x_n > l_c/2$) по формуле

$$M_{n'} = s_2 / 24 [l_c x_n - (2 x_{n'} - l_c)^3 / l_c] - H y_{n'},$$

где

$$s_2 / 24 = 3,6 / 24 = 0,15 \text{ кН, а } H = 5,158 \text{ кН.}$$

По табл. 5.3 можно получить значение изгибающего момента от постоянной нагрузки и от снеговой равномерно распределенной нагрузки на левой половине пролета. По данным табл. 5.3 получают значение изгибающего момента от снеговой нагрузки, распределенной по треугольнику на правой или левой половинах пролета. Все значения изгибающих моментов необходимо привести к расчетной полосе, равной шагу сетки

$$c = 0,75 \text{ м.}$$

На основании выполненного расчета двух шарнирной арки при различных сочетаниях нагрузок (табл. 5.4) установлено значение максимального изгибающего момента в сечении 4 при сочетании постоянной нагрузки со снеговой нагрузкой треугольного очертания на левой половине пролета $M_{\max} = 3,7 \text{ кН м.}$

Значение распора при этом сочетании нагрузок:

$$H_{\text{пос}} = K g l_c c = 0,7387 \cdot 0,7 \cdot 12 \cdot 0,75 = 4,65 \text{ кН;}$$

$$H_2 = K s_2 l_c c = 0,1194 \cdot 3,6 \cdot 12 \cdot 0,75 = 3,87 \text{ кН;}$$

$$H = H_{\text{пос}} + H_2 = 4,65 + 3,87 = 8,52 \text{ кН.}$$

**Изгибающие моменты M_n от единичной
равномерной нагрузки на левой стороне**

Таблица 5.3

№ сечения	x_n	y_n	$A x_n$ или $B x_{n'}$	$x_n^2/2$	$H y_n$	M_n
1	0,701	0,480	3,155	-0,245	-2,127	+0,783
2	1,305	0,829	5,872	-0,854	-3,674	+1,344
3	1,933	1,135	8,698	-1,868	-5,030	+1,800
4	2,580	1,397	11,610	-3,328	-6,192	+2,090
5	3,244	1,613	14,598	-5,261	-7,149	+2,188
6	3,921	1,781	17,645	-7,687	-7,893	+2,065
7	4,608	1,903	20,736	-10,617	-8,434	+1,685
8	5,302	1,976	23,859	-14,055	-8,758	+1,046
9	6,000	2,000	27,000	-18,000	-8,864	+0,136
8'	5,302	1,976	7,953	-	-8,758	-0,805
7'	4,608	1,903	6,912	-	-8,434	-1,522
6'	3,921	1,781	5,882	-	-7,893	-2,011
5'	3,244	1,613	4,866	-	-7,149	-2,283
4'	2,580	1,397	3,870	-	-6,192	-2,322
3'	1,933	1,135	2,899	-	-5,030	-2,131
2'	1,305	0,829	1,957	-	-3,674	-1,717
1'	0,701	0,480	1,052	-	-2,127	-1,075

Опорная реакция A при этом же сочетании нагрузок

$$A = 0,5 g l_c + 5 s_2 l_c c / 24 = 0,50,7'12 + 5'3,6'12'0,75/24 = 10,95 \text{ кН.}$$

Поперечная балочная сила в сечении с абсциссой x_4

$$Q_4 = A - g x_4 - s_2(l_c - x_4)x_4 c / l_c =$$

$$10,95 - 0,7'2,58 - 3,6(12 - 2,58)2,58'0,75/12 = 3,68 \text{ кН.}$$

Нормальная сила в сечении 4

$$N_4 = H \cos \varphi_4 + Q_4 \sin \varphi_4 = 8,52'0,9397 + 3,68'0,342 = 9,26 \text{ кН.}$$

**Изгибающие моменты от треугольной снеговой
нагрузки на правой стороне при**

Таблица 5.4 **ширине свода в 1 м**

№ сечения	$x_n, \text{м}$	$y_n, \text{м}$	$B x_n$	$H y_n$	$x_n l_c$	$(2x_n - l_c)^3 / l_c$	$x_n l_c (2x_n - l_c)^3 / l_c = K$	$s_{2K/24}$	M_n
1	0,7	0,48	1,12	-2,2	-	-	-	-	-
2	1,31	0,83	2,1	-	-	-	-	-	1,08
3	1,93	1,14	3,09	3,81	-	-	-	-	-
4	2,58	1,4	4,13	-	-	-	-	-	1,71
5	3,24	1,61	5,18	5,23	-	-	-	-	-
6	3,92	1,78	6,27	-	-	-	-	-	2,14
7	4,61	1,9	7,38	6,42	-	-	-	-	-
8	5,3	1,98	8,48	-	-	-	-	-	2,22
9	6	2	9,6	7,38	-	-	-	-	-2,2
8'	6,7	1,98	-	-	80,38	-0,23	80,15	10,69	-
7'	7,39	1,9	-	8,16	88,7	1,79	86,91	11,59	1,89
6'	8,08	1,78	-	-	96,95	6	90,95	12,13	-
5'	8,76	1,61	-	8,71	105,07	14,02	91,05	12,14	1,33
4'	9,42	1,4	-	-	113,04	26,67	86,37	11,52	-0,6
3'	10,07	1,14	-	9,08	120,8	44,96	75,85	10,11	-
2'	10,7	0,83	-	-	128,34	69,22	59,12	7,88	+0,43
1'	11,3	0,48	-	9,17	135,59	99,25	36,34	4,85	-
				-					+1,61
				9,08					+2,88
				-					
				8,71					+3,97
				-					
				8,16					+4,76
				-					
				7,38					+5,1
				-					
				6,42					+4,88
				-					
				5,23					+4,07
				-					
				3,81					+2,65
				-2,2					

Конструктивный расчет. Подбор сечения косяка свода.

Отношение длины свода к длине дуги

$$B/S_d = 18/12,88 = 1,4.$$

Коэффициент разгружающего действия жестких фронтонов $k_\phi = 1,5$.

Изгибающие моменты в арочной полосе

Таблица 5.4

шириной $c = 0,75$ м, кН м

№ сечения	Постоянная нагрузка		Снеговая нагрузка, равномерно распределенная на половине пролета при		Снеговая нагрузка, распределенная по треугольнику на левой половине пролета при		Постоянная и равномерно распределенная снеговая нагрузка на половине пролета	Постоянная и снеговая нагрузка по треугольнику на левой половине пролета
	$g = 1$	$g=0,70$ $,75=0,53$						
			$s = 1,8$	$s_1=1,3''$ $0,75=1,01$	$c = 1$	$c = 0,75$		
	1	2						
1	-0,292	-0,15	1,409	0,791	2,65	1,99	0,64	1,84
2	-0,373	-0,19	2,419	1,357	4,07	3,05	1,17	2,86
3	-0,331	-0,17	3,240	1,818	4,88	3,66	1,65	3,49
4	-0,232	-0,12	3,762	2,111	5,1	3,82	1,99	3,7
5	-0,095	-0,05	3,938	2,210	4,76	3,57	2,16	3,52
6	+0,054	+0,03	3,717	2,086	3,97	2,98	2,12	3,01
7	+0,163	+0,08	3,033	1,702	2,88	2,16	1,78	2,24
8	+0,241	+0,12	1,883	1,056	1,61	1,21	1,18	1,33
9	+0,272	+0,14	0,245	0,137	0,43	0,32	1,28	0,46
8'	+0,241	+0,12	-1,449	-0,813	-0,6	-0,45	-0,69	-0,33
7'	+0,163	+0,08	-2,740	-1,537	-1,33	-1	-1,46	-0,92
6'	+0,054	+0,03	-3,620	-2,031	-1,89	-1,42	-2	-1,39
5'	-0,095	-0,05	-4,109	-2,306	-2,2	-1,65	-2,36	-1,7
4'	-0,232	-0,12	-4,180	-2,345	-2,22	-1,67	-2,47	-1,79
3'	-0,331	-0,17	-3,836	-2,153	-2,14	-1,61	-2,32	-1,78
2'	-0,373	-0,19	-3,091	-1,734	-1,71	-1,28	-1,92	-1,47
1'	-0,292	-0,15	-1,935	-1,086	-1,08	-0,81	-1,24	-0,96

Принимают сечение косяка в середине его длины из досок после фрезерования:

$$b = 5 \text{ см}; h = 18 \text{ см};$$

$$F_{бр} = 5 \cdot 18 = 90 \text{ см}^2; W_{бр} = 5 \cdot 18^2 / 6 = 270 \text{ см}^3;$$

$$F_{нт} = 5(18 - 2) = 80 \text{ см}^2; W_{нт} \approx W_{бр} = 270 \text{ см}^3.$$

При определении момента сопротивления сечения ослабление отверстием для болта, расположенным вблизи нейтральной оси, не учитывают. Приведенная гибкость свода

$\lambda = 3 l_c / h \sin \alpha = 3 \cdot 0,58 S_d / h \sin \alpha = 3 \cdot 0,58 \cdot 12,88 / 0,18 \cdot 0,961 = 130$,
где свободная (расчетная) длина l_0 дуги свода при односторонней нагрузке согласно п. 6.23 [1] будет

$$l_0 = 0,58 S_d;$$

$$\xi = 1 - (\lambda^2 N_p / 3000 F_{6p} R_c) =$$

$$1 - (130^2 \sigma_0 / 3000 R_c) = 1 - (130^2 \cdot 0,469 / 3000 \cdot 13) = 0,797,$$

$$\sigma_0 = N_p / 2 F_{6p} \sin \alpha = 8520 \text{ Н} / 2 \cdot 90 \cdot 0,961 = 45,5 \text{ кН/см}^2 = 0,455 \text{ МПа}.$$

Максимальное напряжение в косяках

$$\sigma = N_4 / 2 F_{nm} \sin \alpha + M_4 / \xi k_\phi W_{nm} \sin \alpha =$$

$$= 9260 / 2 \cdot 80 \cdot 0,961 + 370000 / 0,797 \cdot 1,5 \cdot 270 \cdot 0,961 =$$

$$= 1006,16 \text{ Н/см}^2 = 12,53 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа}.$$

Расчет узловых болтов и затяжек. Болты рассчитывают по максимальному нормальному усилию в ближайшем к опоре узле, который определяется центральным углом, равным

$$\beta' = \beta/2 - \triangle \beta/2 = 36^\circ 52' 12'' - 3^\circ 4' 21'' = 33^\circ 47' 51''.$$

Расстояние от ближайшей опоры до данного сечения составляет

$$x' = l_c / 2 - R \sin \beta' = 12 / 2 - 10 \cdot 0,5556 = 0,444 \text{ м}.$$

Поперечная сила в этом сечении

$$Q_{x'} = A - g x' - s_2 [(l_c - x') / l_c] x' c =$$

$$= 10,95 - 0,7 \cdot 0,444 - 3,6 [(12 - 0,444) / 12] 0,444 \cdot 0,75 = 9,49 \text{ кН}.$$

Нормальная сила в сечении x'

$$N_{max} = H \cos \beta' + Q_{x'} \sin \beta' =$$

$$= 8,52 \cos 33^\circ 47' 51'' + 9,49 \sin 33^\circ 47' 51'' =$$

$$= 8,52 \cdot 0,8311 + 9,49 \cdot 0,5556 = 12,35 \text{ кН}.$$

Максимальное усилие, воспринимаемое болтом

$$N_6 = N_{max} / 2 \sin \alpha \operatorname{tg} 2\alpha = 12,35 / 2 \cdot 0,961 \operatorname{tg} 147^\circ 54' 24'' =$$

$$= 12,35 / 2 \cdot 0,961 \cdot 0,627 = 10,25 \text{ кН}.$$

Определяют площадь поперечного сечения болта класса 4.6 [5]

$$F_{нт} = N_6 / R_p = 10,25 / 17,5 = 0,59 \text{ см}^2.$$

Принимают болты диаметром 12 мм. $F_{нт} = 0,744 \text{ см}^2 > 0,59 \text{ см}^2$.

Затяжки ставят через $4c = 4 \cdot 0,75 = 3 \text{ м}$.

Усилие, воспринимаемое одной затяжкой

$$N_3 = 3 H_{max} = 3 \cdot 18,17 = 54,52 \text{ кН},$$

где $H_{max} = 0,7387(0,7 + 1,35)12 = 18,17 \text{ кН/м}$ - максимальный распор от равномерно распределенной нагрузки по всему пролету при ширине расчетной полосы в 1 м (от собственного веса покрытия и снеговой нагрузки).

Определяют необходимую площадь сечения затяжек

$$F_{нт.з} = N_3 / R_p = 54,52 / 17,5 = 3,11 \text{ см}^2.$$

Принимают затяжку из круглой стали класса 4.6 с осаженными под нарезку концами до диаметра 24 мм

$$d_3 = 20 \text{ мм}; F_{бр} = F_{нт} = 3,14 \text{ см}^2 > 3,11 \text{ см}^2.$$

Напряжение в затяжках

$$\sigma = 54,52 / 3,14 = 17,36 \text{ кН/см}^2 = 173,6 \text{ МПа} < 175 \text{ МПа}.$$

Подвески приняты $d_n = 5 \text{ мм}$.

Определяют размеры шайбы из условия смятия поперек волокон древесины мауэрлата

$$F_{ш} = N_3 / R_{см90} = 54,52 / 0,4 = 136,3 \text{ см}^2.$$

Принимают размеры шайбы 120x120x14 мм. При этом напряжения смятия древесины будут

$$\begin{aligned} \sigma_{см90} &= N_3 / F_{ш.нт} = 54,52 / (12 \cdot 12) = 0,385 \cdot 2,6^2 = 52,54 / 138,69 = \\ &= 0,39 \text{ кН/см}^2 = 3,9 \text{ МПа} < 4 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Проверяют толщину шайбы из ее расчета на изгиб. Изгибающий момент шайбы

$$\begin{aligned} M_{ш} &= N_3[0,5(l_0 + h_e) - d_3] / 4 = 52,54[0,5(12 + 2,8) - 2,4] / 4 = \\ &= 13,135 \cdot 5 = 65,675 \text{ кН см}. \end{aligned}$$

Напряжение изгиба в шайбе

$$\begin{aligned}\sigma_{\omega} &= 65,675 \cdot 6 / (12 - 2,6) 1,4^2 = 16,21 \text{ кН/см}^2 = \\ &= 20,98 \text{ кН/см}^2 \approx 210 \text{ МПа} = 210 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Расчет мауэрлатных брусьев. Мауэрлатные брусья опираются по всей длине на продольные стены, а потому работают только в горизонтальном направлении с расчетным пролетом, равным расстоянию между затяжками

$$M_{\max} = 0,125 H_{\max} l^2 = 0,125 \cdot 18,17 \cdot 3^2 = 20,44 \text{ кН м}.$$

Мауэрлаты состоят из двух независимо работающих брусьев сечением 2х20х20 см. Суммарный момент сопротивления их с учетом ослабления $W_{\text{нт}} = 1900 \text{ см}^3$. Напряжение

$$\sigma_u = M_{\max} / W_{\text{нт}} = 2044 / 1900 = 1,08 \text{ кН/см}^2 = 10,8 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа}.$$

Расчет крепления продольного настила к фронтому. Продольную силу распора, передающуюся на фронтон в направлении, перпендикулярном его плоскости (вдоль образующей свода) определяют от каждого примыкающего к нему узла сетки по формуле

$$N_p = N_{\max} \operatorname{ctg} \alpha = 12,35 \operatorname{ctg} 73^\circ 57' 12'' = 12,35 \cdot 0,288 = 3,56 \text{ кН}.$$

Продольный настил крепят к фронтому гвоздями диаметром $d_{\text{зв}} = 0,4 \text{ см}$ и длиной 10 см; настил принят из досок размером 19х125 мм.

Необходимое количество гвоздей на промежуток между двумя смежными узлами:

$$n_{\text{зв}} = N_p / T = 3,56 / 0,436 = 8,2 \text{ гвоздей},$$

где T – наименьшая расчетная несущая способность, найденная по формулам

табл. 20 [1]:

$$T_a = 0,8 a d_{\text{зв}} = 0,8 \cdot 1,9 \cdot 0,4 = 0,608 \text{ кН};$$

$$T_u = 2,5 d^2 + 0,01 a^2 = 2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 1,9^2 = 0,436 \text{ кН}$$

Принимают по два гвоздя на каждую доску

$$(1288 \cdot 2) / (12 \cdot 12,5) = 17 \text{ шт.} > 8,2 \text{ шт.}$$

Вертикальная нагрузка, передающаяся на метр длины дуги жесткого фронтона

$$q_{\phi} = [(g + s_1)B/2](1 - 2/3 k_{\phi}) = [(0,7 + 1,35)18/2](1 - 2/3 \cdot 1,5) = 10,8 \text{ кН/м},$$

что должно быть учтено при расчете кирпичной фронтонной стены.

Определение геометрических размеров элементов свода.

Исходя из принятого сечения косяков, задаются расстоянием s между проекциями осевых линий нижних граней набегающих косяков на плоскость, совпадающую с нижней гранью сквозного косяка:

$$s = 2b + 30 \text{ мм} = 2 \cdot 50 + 30 = 130 \text{ мм}.$$

Наружный радиус

$$R_n = R + h/2 = 10000 + 180/2 = 10090 \text{ мм} = 10,09 \text{ м}$$

Внутренний радиус

$$R_{\theta} = R - h/2 = 10000 - 180/2 = 9910 \text{ мм} = 9,91 \text{ м}.$$

Основные данные

$$\begin{aligned} \Delta \beta/2 &= 3^{\circ}4'21''; & \Delta \beta &= 6^{\circ}8'42''; & \beta/2 &= 36^{\circ}52'12''; & \operatorname{tg} \Delta \beta/2 &= 0,05368; \\ \sin \Delta \beta/2 &= 0,05363; \\ \cos \Delta \beta &= \cos 6^{\circ}8'42'' = 0,9942; & \sin \Delta \beta &= 0,1068; & \operatorname{tg} \Delta \beta &= 0,10745; \\ \sin \beta/2 &= \sin 36^{\circ}52'12'' = 0,6; \\ \cos \beta/2 &= 0,8006; & \operatorname{tg} \beta/2 &= 0,8. \end{aligned}$$

$$k = 1/\cos \Delta \beta = 1/0,9942 = 1,0058; k^2 = 1,0058^2 = 1,01167;$$

$$(1 + k)^2 = (1 + 1,0058)^2 = 4,0232;$$

$$H_0 = R_{\theta} \operatorname{tg} \Delta \beta/2 = 9,91 \cdot 0,05368 = 0,532;$$

$$H_0^2 = 0,532^2 = 0,283;$$

$$s^2 = 0,130^2 = 0,0169 \text{ м}^2;$$

$$(c/2)^2 = (0,75/2)^2 = 0,1406 \text{ м}^2;$$

$$\begin{aligned} a &= [(1 + k)^2 H_0^2 - s^2 k^2/4] = [4,0232 \cdot 0,283 - (0,0169 \cdot 1,01167)/4] = \\ &= 1,1386 - 0,00425 = 1,13435; \end{aligned}$$

$$b_1 = c H_0(k + 1) = 0,75 \cdot 0,532(1,0058 + 1) = 0,8003;$$

$$c_1 = (c/2)^2 - s^2/4 = 0,1406 - 0,0169/4 = 0,1406 - 0,0042 = 0,1364.$$

Угол α между нижними ребрами косяков и образующей свода:

$$\operatorname{ctg} \alpha = (b_1 - \sqrt{b_1^2 - 4 a c_1}) / 2 a = (0,8003 - \sqrt{0,8003^2 - 1,13435 \times 0,1364}) / 2 \cdot 1,13435 = 0,288;$$

$$\alpha = 73^\circ 56' \text{ (вместо } 73^\circ 57' 12'' \text{ по приближенной формуле)}$$

$$\sin \alpha = 0,96101; \quad \operatorname{tg} \alpha = 3,4722; \quad \cos \alpha = 0,27676.$$

Косяк №1 (рис. 5.9). Длина косяка №1 по нижней кромке:

$$s_0 = 2 H_0 / \sin \alpha + c / \cos \alpha (1 + \cos \Delta \beta) - b \operatorname{ctg} \alpha = 2 \cdot 532 / 0,96101 + 750 / 0,27676 (1 + 0,9942) - 50 \cdot 0,288 = 1107 + 1355 - 14 = 2448 \text{ мм.}$$

Расстояние от нижней кромки сквозного косяка до низа торца набегающего косяка:

$$H = (c/2) \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \frac{\Delta \beta}{2} = (375/2) \cdot 3,4722 \cdot 0,05368 = 35 \text{ мм.}$$

Угол скоса торца косяка в плоскости его боковой грани:

$$\operatorname{tg} \delta_1 = \operatorname{tg} \Delta \beta / 2 = 0,05368 / 0,96101 = 0,05586,$$

откуда $\delta_1 = 3^\circ 11' 50''; \quad \cos \delta_1 = 0,99588.$

Вертикальная проекция крайнего ребра торца

$$h_1 = (h - H) / \cos \delta_1 = (180 - 35) / 0,99588 = 146 \text{ мм.}$$

Горизонтальная проекция: $e_1 = h_1 \operatorname{tg} \delta_1 = 146 \cdot 0,05586 = 8 \text{ мм.}$

Полная длина косяка №1:

$$s_1 = s_0 + 2 e_1 = 2448 + 2 \cdot 8 = 2464 \text{ мм.}$$

Углы в трехгранной пирамиде:

$$\operatorname{tg} \gamma = \operatorname{tg} \alpha \cos \Delta \beta = 3,4722 \cdot 0,9942 = 3,452.$$

$$\gamma = 73^\circ 50'; \quad \sin \gamma = 0,9604; \quad \cos \gamma = 0,2782;$$

$$\cos \xi = \cos \alpha / \cos \gamma = 0,27676 / 0,2782 = 0,9948; \quad \xi = 5^\circ 50' 39'';$$

$$\operatorname{tg} \xi = 0,10236. \operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} \alpha / \cos \Delta \beta = 3,4722 / 0,9942 = 3,492;$$

$$\varphi = 74^\circ 01' 14''. \cos \eta = \cos \varphi / \cos \alpha = 0,27532 / 0,27676 = 0,995;$$

$$\eta = 5^\circ 43' 46''$$

$$\sin \theta = \operatorname{tg} \delta_1 \operatorname{tg} \alpha = 0,05586 \cdot 3,4722 = 0,19396;$$

$$\theta = 11^\circ 11' 02''; \quad \cos \theta = 0,98101;$$

$$\psi = 180^\circ - \alpha - \varphi = 180 - 73^\circ 56' - 74^\circ 01' 14'' = 32^\circ 2' 46'';$$

$$\psi' = 180^\circ - \alpha - \gamma = 180^\circ - 73^\circ 56' - 73^\circ 50' = 32^\circ 14';$$

$$\operatorname{tg} \psi' = 0,63054; \quad \operatorname{ctg} \psi' = 1,5859; \quad \cos \psi' = 0,84588;$$

$$\sin \psi' = 0,53337; \quad \operatorname{tg} \psi'/2 = \operatorname{tg} 32^\circ 14'/2 = \operatorname{tg} 16^\circ 7' = 0,28895.$$

Длина торцевого скоса в плоскости нижней грани косяка (рис. 5.9)

$$d_1 = b \operatorname{ctg} \psi' / \cos \Delta \beta = 50 \cdot 1,5859 / 0,9942 = 79 \text{ мм.}$$

Расстояние вертикальной оси крайних отверстий от нижней вершины торца косяка

$$\alpha_1 = [(s + b) \cos \psi' - b] / 2 \sin \psi' \cos \xi - h_1 \operatorname{tg} \xi / 2 =$$

$$= [(130 + 50) 0,84588 - 50] / 2 \cdot 0,53337 \cdot 0,9948 - 146 \cdot 0,10236 / 2 =$$

$$= 89 \text{ мм.}$$

Длина продолговатого отверстия в середине косяка:

$$l_1 = b \operatorname{tg} \psi' + d_6 / \cos \psi' + 4 = 50 \cdot 0,63054 + 12 / 0,84588 + 4 = 48 \text{ мм.}$$

Расстояние от горизонтальной оси среднего отверстия до нижней грани косяка:

$$\Delta h_1 = [(s + b) / 2 \operatorname{tg} \gamma + H_0 / \sin \gamma] \operatorname{tg} \xi + h_1 \cos \theta / 2 \cos \xi =$$

$$= [(130 + 50) / 2 \cdot 3,452 + 532 / 0,9604] 0,10236 +$$

$$+ 146 \cdot 0,98101 / 2 \cdot 0,9948 = 131 \text{ мм.}$$

К о с я к № 2 (рис. 5.9). Угол наклона ребра опорного торца δ_2 :

$$\operatorname{tg} \delta_2 = \operatorname{tg} \Delta \beta / \sin \alpha = 0,10745 / 0,96101 = 0,1118; \quad \delta_2 = 6^\circ 21' 52'';$$

$$\cos \delta_2 = 0,99383.$$

Стрела f_0 наружной дуги свода, стягивающей центральный угол $2 \Delta \beta$

$$f_0 = R_n(1 - \cos \Delta \beta) = 10090(1 - 0,9942) = 58 \text{ мм.}$$

Вертикальная проекция ребра 1 – 2 опорного торца косяка

$$h^2 = h - f_0 = 180 - 58 = 122 \text{ мм.}$$

Длина торцевого скоса d_2 в плоскости нижней грани косяка

$$d_2 = b \operatorname{ctg} \alpha = 50^{\circ} 0,288 = 14 \text{ мм.}$$

Горизонтальная проекция торцевых ребер:

$$e_2 = h'_2 \operatorname{tg} \delta_2 = 122^{\circ} 0,1118 = 14 \text{ мм.}$$

Полная длина косяка № 2:

$$\begin{aligned} s_2 &= 0,5 s_1 + (R_8 + h'_2) \operatorname{tg} \delta_2 + d_2/2 = \\ &= 0,5 \cdot 2464 + (9910 + 122) \cdot 0,1118 + 14/2 = 2361 \text{ мм.} \end{aligned}$$

Вертикальная проекция крайнего ребра опорного торца

$$180 - 58(2361 - 2464/2)/2361 - 2464/2 - 14/0,99383 = 180 - 59 = 121 \text{ мм.}$$

К о с я к № 3 (рис. 5.9). Длина скоса опорного торца в плоскости нижней грани косяка $d_3 = d_2 = 14$ мм. Высота опорного торца

$$h_3 = h = 180 \text{ мм. Полная длина косяка № 3:}$$

$$S_3 = 0,5 (s_1 + d_3) = 0,5 (2464 + 14) = 1239 \text{ мм.}$$

К о с я к № 4 (рис. 5.9). Высота торца, примыкающего к торцевой арке

$$h_4 = h = 180 \text{ мм.}$$

Длина торцевого скоса в плоскости нижней грани

$$d_4 = b \operatorname{tg} \alpha = 503,4722 = 174 \text{ мм.}$$

Полная длина косяка № 4:

$$s_4 = 0,5 (s_1 + d_4) = 0,5 (2464 + 174) = 1319 \text{ мм.}$$

К о с я к № 5 (рис. 5.9). Высота опорного торца

$$h_5 = h = 180 \text{ мм.}$$

Длина торцевого скоса, примыкающего к мауэрлатному брусу

$$d_3/2 = 14/2 = 7 \text{ мм.}$$

Длина торцевого скоса, примыкающего к торцевой арке

$$d_4/2 = 174/2 = 87 \text{ мм.}$$

Полная длина косяка № 5:

$$S_s = 0,5 s_1 = 0,5 \cdot 2464 = 1232 \text{ мм.}$$

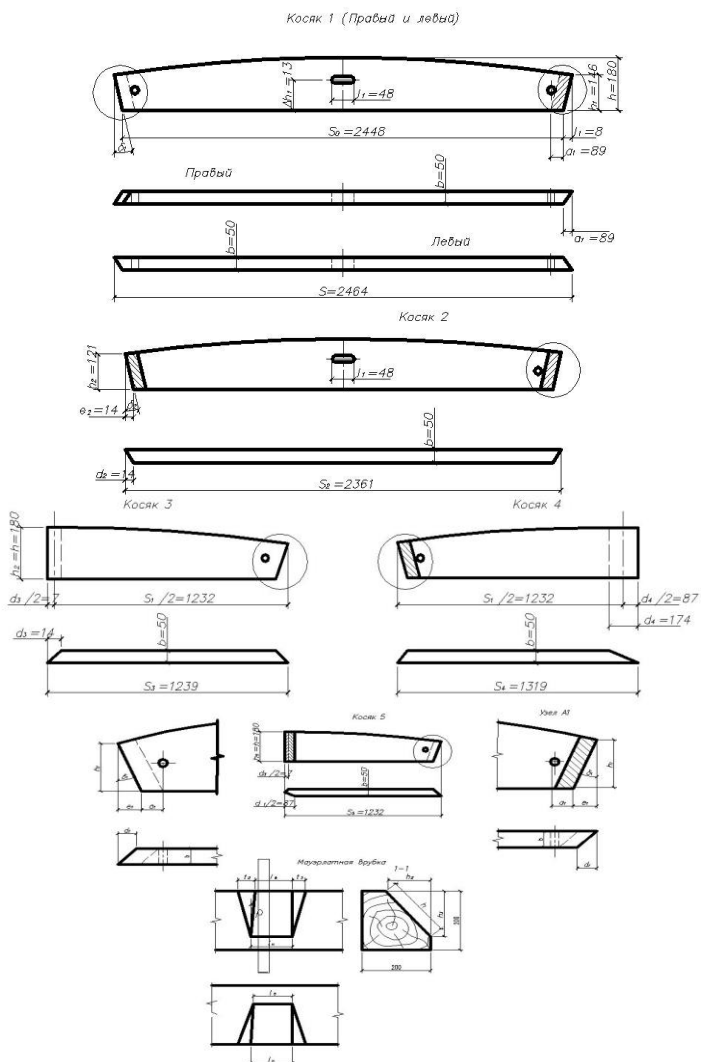


Рис. 5.9. Косяки свода и мауэрлатные врубки в опорных узлах

В р у б к и в м а у э р л а т н ы х б р у с ь я х (рис. 5.9).
Горизонтальная проекция врубки

$$h_z = h \sin \beta/2 = 180'0,6 = 108 \text{ мм.}$$

Вертикальная проекция врубки

$$h_e = h \cos \beta/2 = 180'0,8 = 144 \text{ мм.}$$

Глубина врубки

$$\delta_e = h_e \sin \beta/2 = 144'0,6 = 86 \text{ мм.}$$

Угол наклона ρ ребра врубки, примыкающего к торцевому ребру коска № 2:

$$\operatorname{tg} \rho = \sin \Delta \beta / \operatorname{tg} \alpha = 0,1068/3,4722 = 0,03095; \quad \rho = 1^\circ 46' 22''.$$

Длина проекции верхних ребер наклонных боковых граней врубки на верхнее ребро мауэрлатного бруса:

$$t_3 = \delta_e \operatorname{ctg} \alpha = 86'0,288 = 25 \text{ мм;}$$

$$\begin{aligned} t_2 &= t_3 / \cos \delta_2 + \delta_e (\operatorname{tg} \beta/2 - \operatorname{tg} \delta_2) \operatorname{tg} \rho = \\ &= 25/0,99383 + 86(0,8 - 0,1118)0,03095 = 27 \text{ мм.} \end{aligned}$$

Длина опорной площадки понизу:

$$\begin{aligned} l_n &= (s + b)/2 \sin \gamma + b/2 \sin \alpha + (h - h_z \cos \rho / \cos \delta_2) \operatorname{tg} \rho = (130 + 50)/2 \times \\ &0,9604 + 50/2'0,96101 + (180 - 121/0,9953)0,03095 = 122 \text{ мм.} \end{aligned}$$

То же, по приближенной формуле

$$l_n = (s + 2b)/2 \sin \alpha = (130 + 2'50)/2'0,96101 = 120 \text{ мм.}$$

Длина опорной площадки поверху

$$l_e = l_n - h \operatorname{tg} \rho = 122 - 180'0,03095 = 116 \text{ мм.}$$

Взаимное смещение противоположных опорных узлов сетки

$$2v = s/2 \sin \alpha = 130/2'0,96101 = 68 \text{ мм.}$$

Алгоритм расчета кружально-сетчатого свода из косяков цельного сечения с узлами на болтах. Исходные данные: нагрузки –

g, s ; геометрические характеристики – $l_c, B, b, h, d_3, d_n, l, d_{2в}, a$; характеристики материалов – $R_c, R_p, R_{см 90}, R_y$.

Геометрический расчет.

1. $f = l_c/6$. 2. $R = l_c^2/8f + f/2$.
3. $\sin \beta/2 = l_c/2R$; $\beta/2$; β .
4. $S_d = \pi R \beta/180^\circ$. 5. $c = B/24$. 6. $\Delta \beta = \beta/12$.
7. $\operatorname{ctg} \alpha_0 = c/4R \sin \Delta \beta/2$; α_0 ; $\sin \alpha_0$.
8. $\sin \Delta \alpha_0 = s \sin \alpha_0/4R \sin \Delta \beta/2$; $\Delta \alpha_0$; 9. $\alpha = \alpha_0 + \Delta \alpha$; $\sin \alpha$.

Статический расчет.

10. $s_1 = s_y f c_1$; $c_1 = l_c/8f$. 11. $s_2 = s_y f c_2$.
12. $x_n = l_c/2 - R \sin \varphi_n$. 13. $y_n = R \cos \varphi_n - e$; $e = R - f$. 14. $A = 5/24 s_2 l_c$.
15. $B = s_2 l_c/24$. 16. $H = k_\tau s_2 l_c$. 17. $M_n = B x_n - H y_n$.
18. $M_{n'} = s_2 [l_c x_n - (2 x_{n'} - l_c)^3/l_c]/24 - H y_{n'}$.
19. $H_{\text{пос}} = K g l_c c$. 20. $H_2 = K s_2 l_c c$. 21. $H = H_{\text{пос}} + H_2$.
22. $A = 0,5 g l_c + 5 s_2 l_c/24$.

23. $Q_4 = A - g x_4 - s_2(l_c - x_4) x_4 c/l_c$. 24. $N_4 = H \cos \varphi_4 + Q_4 \sin \varphi_4$.
- Усилия записывают в табл. 5.2 ... 5.4.

Конструктивный расчет. 25. $F_{бр} = b h$; 26. $W_{бр} = b h^2/6$.

27. $\lambda = 3 l_c/h \sin \alpha$.
28. $l_0 = 0,58 S_d$. 29. $\xi = 1 - \lambda N_p/3000 F_{бр} R_c$.
29. $\sigma = N_4/2 F_{бр} \sin \alpha + M_4/\xi k_\phi W_{нт} \sin \alpha \leq R_c$.

Расчет узловых болтов и затяжек. 30. $\beta' = \beta/2 - \Delta \beta/2$.

31. $x' = l_c/2 - R \sin \beta$. 32. $Q_{x'} = A - g x' - s c_2 - [(l_c - x')/l_c] x' c$.
33. $N_{\max} = H \cos \beta' + Q_{x'} \sin \beta'$. 34. $N_\beta = N_{\max}/2 \sin \alpha \operatorname{tg} 2 \alpha$.
35. $F_{нт} = N_\beta/R_p$. 36. $N_3 = 3 H_{\max}$. 37. $\sigma = N_3/F_{нт} \leq R_p$.
38. $F_\omega = N_3/R_{см 90}$. 39. $\sigma_{см 90} = N_3/F_{\omega, нт} \leq R_{см 90}$.
40. $M_\omega = N_3[0,5(l_0 + h_\theta) - d_3]/4$. 41. $\sigma_\omega = M_\omega/W_\omega \leq R_y$.

Расчет мауэрлатных брусьев. 42. $M_{\max} = 0,125 H_{\max} l^2$.

43. $\sigma_u = M_{\max}/W_{нт} \leq R_c$.
44. $N_p = N_{\max} \operatorname{ctg} \alpha$. 45. $T_{2в} = 2,5 d_{2в}^2 + 0,01 a^2$. 46. $n_{2в} = N_p/T_{2в}$.

Определяют геометрические размеры элементов свода.

Размеры основных косяков свода и мауэрлатного бруса с врубкой показаны на рис. 5.9.

КРУЖАЛЬНО-СЕТЧАТЫЙ СВОД ИЗ КЛЕЕННЫХ ФАНЕРНЫХ КОСЯКОВ

Запроектировать и рассчитать элементы кружально-сетчатого свода из клееных фанерных косяков коробчатого сечения с жесткими узлами, возводимого во втором климатическом районе с температурно-влажностным режимом эксплуатации 1 класса.

Исходные данные. Здание I уровня ответственности. Район строительства по снеговой нагрузке III. Размеры здания в плане 50х84 м. Покрытие опирается на железобетонные колонны каркаса, расположенные через 6 м. Покрытие свода состоит из клееных фанерных на деревянном каркасе утепленных щитов (плит) и рулонной кровли.

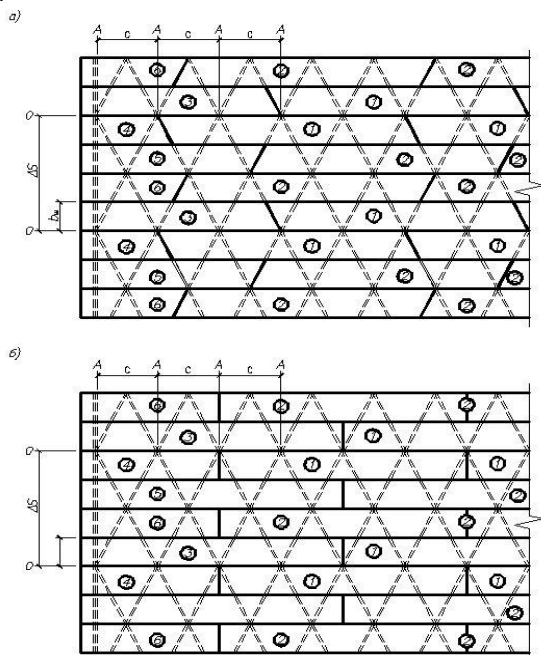


Рис. 5.10. Развертка плана расположения кровельных клеефанерных щитов
а - в виде параллелограмма в плане; б - в виде прямоугольника в плане

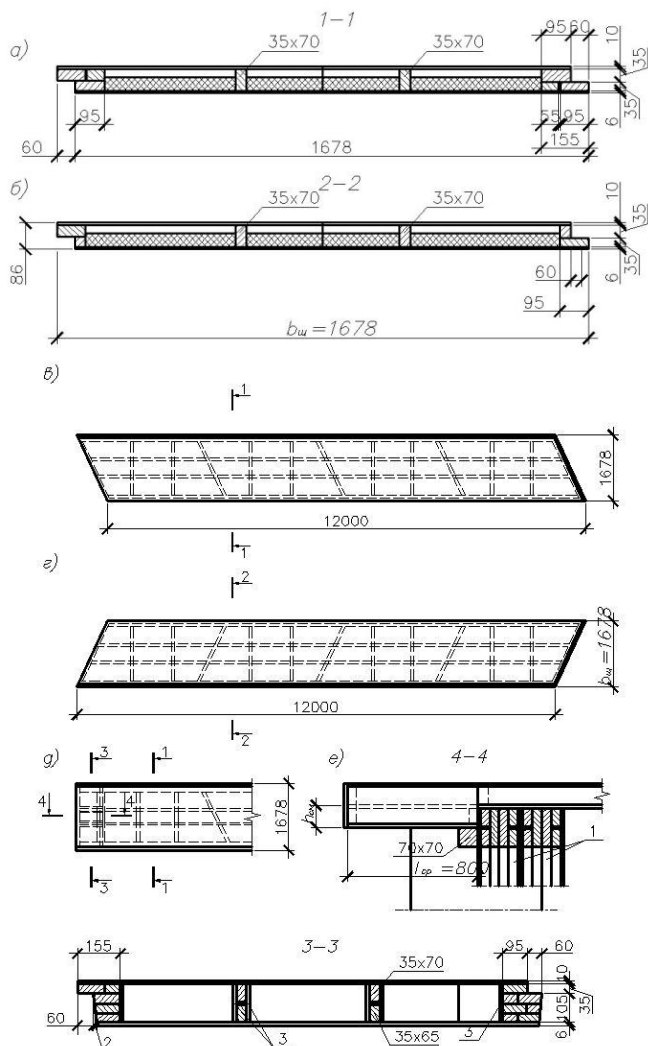


Рис. 5.11. Планы и разрезы клефанерных щитов

а - поперечный разрез щитов 1; 3 и 4; б - поперечный разрез щитов 2; 5 и 6; в - план клефанерного щита 1; г - план клефанерного щита 2; д - торец щитов 3 и 4; е - продольный разрез фронтового конца щитов 3 и 4; ж - поперечный разрез фронтового конца щитов 3 и 4; 1 - фронтовая арка; 2 - фронтовая стойка; 3 - фанера 100x140x600

Клееные фанерные кровельные щиты (рис. 5.10 и 5.11) решены в виде каркаса из деревянных сосновых брусков, оклеенных с двух сторон березовой фанерой повышенной влагостойкости марки ФСФ сорта В/ВВ по ГОСТ 3916.1-96*. Внутри щитов между брусками уложены базальтовые плиты утеплителя толщиной 5 см. Ширину щитов принимают с таким расчетом, чтобы в направлении поперечного сечения свода на участке, равном расстоянию (Δs) между центрами смежных узлов сетки, разместилось четыре щита. Длина щитов принята равной четырехкратному шагу сетки $l_{щ} = 4c = 4 \times 3 = 12$ м.

Щиты имеют в плане форму параллелограмма, что обеспечивает опору торцов щита на косяки сетки свода. На рис. 5.10, б показан вариант щитов прямоугольной формы. Торцовые стыки щитов в смежных рядах располагают в разбежку.

Для обеспечения надежной связи между смежными щитами в продольных стыках крайние продольные ребра каркаса выполняют с четвертями, которые соединяют гвоздями до наклейки рулонного ковра.

Щиты, расположенные в торцах свода, имеют в плане другую форму и размеры по длине, а также снабжены приклеенными снизу упорными брусками для восприятия продольного распора свода (рис. 5.11, е).

Расчет клееного фанерного кровельного щита. Расчетный пролет $l = 3$ м. Ширина поперечного сечения щита $b_{щ} = 1,68$ м. Высота поперечного сечения $h_{щ} = 8,6$ см.

Нормативная нагрузка:

а) постоянная:

$$\text{фанера } (0,01 + 0,006)71,68 = 0,19 \text{ кН/м};$$

$$\text{бруски } (0,035 \cdot 2 + 0,095 \cdot 1)0,075 = 0,06 \text{ кН/м};$$

$$\text{рулонная кровля (2 слоя) } 0,06 \cdot 1,68 = 0,1 \text{ кН/м};$$

базальтовый утеплитель

$$0,05(1,68 - 4 \cdot 0,035 - 0,06)1,0 = 0,075 \text{ кН/м}.$$

$$\text{Итого } g^H = 0,425 \text{ кН/м};$$

б) временная:

снеговая нагрузка

$$S^H = S^H / c / 8 f = 1,26 \cdot 49,8 / 8 \cdot 8,3 = 0,945 \text{ кН/м}^2,$$

где $f = 8,3$ м – стрела подъема свода;

$$\text{на } 1 \text{ м щита } s_{с^H} = 0,945 \cdot 1,68 = 1,59 \text{ кН/м.}$$

Расчетная нагрузка:

а) постоянная:

$$g = (0,19 + 0,06 + 0,1)1,1 + 0,075 \cdot 1,2 = 0,48 \text{ кН/м;}$$

б) временная

$$s = S l_{с} b_{щ}/8f = 1,8 \cdot 49,8 \cdot 1,68 / 8 \cdot 3 = 2,27 \text{ кН/м.}$$

Суммарная расчетная нагрузка

$$q = g + s = 0,48 + 2,27 = 2,75 \text{ кН/м.}$$

Расчетная схема щита – четырех пролетная неразрезная балка.

Максимальный изгибающий момент в пролете

$$M_{max}^n = 0,77 q l_{щ}^2 = 0,77 \cdot 2,75 \cdot 3^2 = 1,91 \text{ кН м.}$$

Максимальный опорный момент

$$M_{max}^o = -0,107 q l_{щ}^2 = -0,107 \cdot 2,75 \cdot 3^2 = -2,65 \text{ кН м.}$$

Расстояние (в свету) между средними продольными ребрами каркаса щита

(рис. 5.12) $b = 50$ см. Расстояние (в свету) между средними и крайними продольными ребрами $b' = 49$ см. Среднее расстояние в свету между ребрами

$$b_{cp} = (b + b')/2 = (50 + 49)/2 = 49,5 \text{ см.}$$

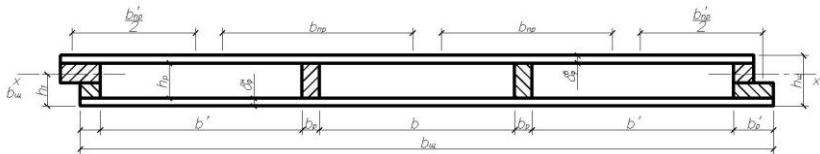


Рис. 5.12. Расчетное сечение щита

Приведенная ширина фанерной пластинки для средних участков (рис. 5.12) при отношении $l_{щ}/b_{cp} > 6$

$$b_{пр} = 0,9 b_{cp} = 0,9 \cdot 49,5 = 44,5 \text{ см, а для крайних участков}$$

$$b'_{пр} = 0,9 b' = 0,9 \cdot 49 = 44,1 \text{ см.}$$

Приведенная суммарная ширина щита

$$b_{пр. щ} = 2 b_{пр} + b'_{пр} = 2 \cdot 44,5 + 44,1 = 133,1 \text{ см.}$$

Площадь сечения двух средних ребер при $b_p = 3,5$ см и $h_p = 7$ см

$$F_c = 2 b_p h_p = 2 \cdot 3,5 \cdot 7 = 49 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения двух крайних ребер при $b' = 9,5$ см

$$F_k = (b_p + b'_p) h_p = (3,5 + 9,5) \cdot 7 = 91 \text{ см}^2.$$

Принимают пятислойную фанеру верхнего и нижнего поясов щита толщиной

$$\delta_{\phi}^{\theta} = \delta_{\phi}^H = 10 \text{ мм}.$$

Согласно [1], табл. 14 модуль упругости фанеры $E_{\phi} = 9000$ МПа, модуль упругости древесины $E = 10000$ МПа (п.5.3, [1]).

Расчетные характеристики сечения щита (F, S, I) приводят к фанере как наиболее напряженной.

Суммарная приведенная площадь сечения всех ребер щита

$$F_{пр}^p = (F_c + F_k) E / E_{\phi} = (49 + 91) 10000 / 9000 = 156 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения верхнего и нижнего фанерных поясов щита

$$F^{\Phi} = F^{\theta.n} + F^{H.n} = b_{пр.щ} (\delta_{\phi}^{\theta} + \delta_{\phi}^H) = 133,1 \cdot (1 + 1) = 266,2 \text{ см}^2.$$

Приведенная площадь сечения всего щита

$$F_{пр.щ} = F^{\Phi} + F_{пр}^p = 266,2 + 156 = 422,2 \text{ см}^2.$$

Определяют положение нейтральной оси приведенного сечения относительно нижней грани щита $h_1 = S_{пр} / F_{пр.щ}$,

где $S_{пр} = F^{\theta.n} (h_{щ} - 0,5 \delta_{\phi}^{\theta}) + F^{H.n} 0,5 \delta_{\phi}^H + F_{пр}^p (0,5 h_p + \delta_{\phi}^H) = 133,1 (8,6 - 0,5 \cdot 1) + 133,1 \cdot 0,5 \cdot 1 + 156 (0,5 \cdot 7 + 1) = 1847 \text{ см}^3$.

Расстояние от нейтральной оси до нижней грани щита

$$h_1 = S_{пр} / F_{пр.щ} = 1847 / 422,2 = 4,37 \text{ см}.$$

Приведенный момент инерции сечения щита относительно нейтральной оси

$$\begin{aligned} I_{пр} = & b_{пр.щ} \delta_{\phi}^{\theta 3} / 12 + b_{пр.щ} \delta_{\phi}^{H 3} / 12 + F^{\theta.n} (h_{щ} - h_1 - 0,5 \delta_{\phi}^{\theta})^2 + \\ & + F^{H.n} (h_1 - 0,5 \delta_{\phi}^H)^2 + I_p + F_{пр}^p (h_1 - 0,5 h_p - \delta_{\phi}^H)^2 = 133,1 \cdot 1^3 / 12 + \\ & 133,1 \cdot 1^3 / 12 + 133,1 (8,6 - 4,37 - 0,5 \cdot 1)^2 + 133,1 (4,37 - 0,5 \cdot 1)^2 + (9,5 + 9,5) \cdot 7^3 / 12 + \\ & 156 (4,37 - 0,5 \cdot 7 - 1)^2 = 4263 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Моменты сопротивления

$$W_{max} = I_{np} / (h_{uc} - h_1) = 4263 / (8,6 - 4,6) = 1066 \text{ см}^3;$$

$$W_{min} = I_{np} / h_1 = 4263 / 4,6 = 927 \text{ см}^3.$$

Напряжение сжатия в нижнем фанерном поясе щита на опоре
 $\sigma_{cp} = M_{max} / W_{min} = -265 / 927 = -0,29 \text{ кН/см}^2 < R_{ф.с} = 1,2 \text{ кН/см}^2.$

Проверяют сжатый фанерный пояс на устойчивость

$$\sigma = M_{max} / \varphi_{\phi} W_{min} = -265 / 0,48 \cdot 927 = -0,6 \text{ кН/см}^2 < 1,2 \text{ кН/см}^2,$$

где коэффициент продольного изгиба фанеры при
 $b' / \delta''_{\phi} = 49 / 1 = 49 < 50$
 $\varphi_{\phi} = 1 - 1250 / b' / \delta''_{\phi}^2 = 1 - 1250 / 49^2 = 0,48.$

Геометрический расчет свода. Расчетный пролет (в осях) свода
 $l_c = 49,8 \text{ м}$ (рис. 5.13).

Стрела подъема свода

$$f = l_c / 6 = 49,8 / 6 = 8,3 \text{ м}.$$

Радиус кривизны оси свода

$$R = l_c^2 / 8f + f/2 = 49,8^2 / 8 \cdot 8,3 + 8,3/2 = 41,5 \text{ м}.$$

Длина свода $B = 14 \cdot 6 = 84 \text{ м}$. Принимают шаг сетки $c = 3 \text{ м}$.

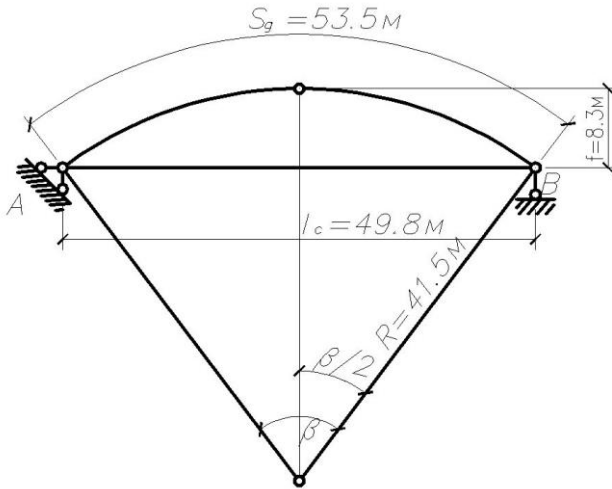


Рис. 5.13. Геометрическая схема свода

Центральный угол половины свода

$$\sin \beta/2 = l_c/2R = 49,8/2 \cdot 41,5 = 0,6; \quad \beta/2 = 36^\circ 52' 12''; \quad \beta = 73^\circ 44' 24''.$$

Длина дуги свода (в осях)

$$S_d = \pi R \beta/180^\circ = 1,288006 \cdot 41,5 = 53,5 \text{ м.}$$

Свод принят трех шарнирным. Устанавливаемый в среднем шарнире продольный элемент составлении по толщине из двух частей, каждая из которых непосредственно связана с соответствующей половиной свода.

Длина дуги по оси свода без средних продольных элементов

$$S'_d = S_d - 0,3 = 53,5 - 0,3 = 53,2 \text{ м.}$$

Принимают длину дуги половины свода в чистоте (без продольного элемента среднего шарнира)

$$S_1 = 53,2/2 = 26,6 \text{ м.}$$

Шаг сетки по дуге поперечного сечения свода

$$\Delta s = S_1/4 = 26,6/4 = 6,65 \text{ м.}$$

Центральный угол, стягиваемый дугой Δs ,

$$2 \Delta \beta = \Delta s \cdot 180^\circ/\pi R = 6,65 \cdot 180^\circ/3,14 \cdot 41,5 = 9^\circ 11' 24'';$$

$$\Delta \beta = 4^\circ 35' 42''; \quad \Delta \beta/2 = 2^\circ 17' 51''.$$

Определяют угол α между направлением оси косяка и направлением образующей свода:

$$\operatorname{ctg} \alpha = c/2R \sin \Delta \beta = 3/2 \cdot 41,5 \cdot 0,08011 = 0,45119;$$

$$\alpha = 65^\circ 42' 56''; \quad \sin \alpha = 0,91151.$$

Принимают расчетную полосу свода равной шагу сетки $c = 3 \text{ м}$ и рассчитывают выделенную полосу как трех шарнирную арку. В каждой половине арки рассматривают восемь промежуточных сечений, расположенных по дуге на равном расстоянии, определяемом центральным углом $\Delta \varphi = 4^\circ$, кроме сечения 1, отстоящего от опоры на расстоянии, определяемом центральным углом $\Delta \varphi_0 = 4^\circ 52' 12''$ (рис. 5.14)

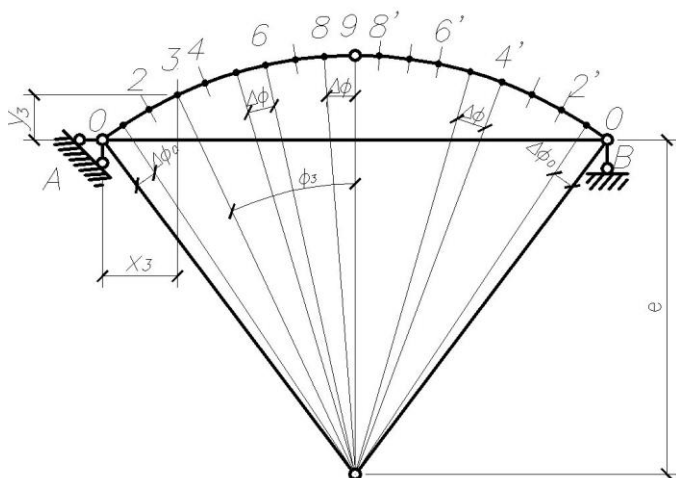


Рис. 5.14. Расчетная схема свода с номерами сечений

Координаты принятых сечений

$$x_n = l_c/2 - R \sin \varphi_n; \quad y_n = R \cos \varphi_n - e,$$

где

$$e = R - f = 41,5 - 8,3 = 33,2 \text{ м.}$$

Вычисленные значения x_n и y_n приведены в табл. 5.5.

Статический расчет сетчатого свода.

Нормативная нагрузка:

вес кровли

$$g^{H_1} = 0,425/1,68 = 0,25 \text{ кН/м}^2,$$

а на 1 м^2 горизонтальной проекции

$$g^H = g^{H_1} S_d/l_c = 0,25 \cdot 53,5/49,8 = 0,27 \text{ кН/м}^2;$$

Собственный вес сетчатой конструкции свода

$$g^{H_{с.в}} = [(g^H + S^H)/(1000/k_{с.в} l_c) - 1] =$$

$$= [(0,27 + 1,26)/(1000/4 \cdot 49,8) - 1] = 0,38 \text{ кН/м}^2 \text{ горизонтальной}$$

проекции.

Расчетная нагрузка на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия:

Постоянная нагрузка

$$g = 0,48 \cdot 53,5/1,68 \cdot 49,8 + 0,38 \cdot 1,1 = 0,73 \text{ кН/м}^2;$$

временная снеговая нагрузка

$$S = 1,8 \text{ кН/м}^2 \text{ (табл. 10.1, [2])}.$$

Таблица 5.5

Геометрические параметры свода

№ сечения	φ_n , град.	$\sin \varphi_n$	$\cos \varphi_n$	$R \sin \varphi_n$	$R \cos \varphi_n$	x_n	Y_n
1	2	3	4	5	6	7	8
1	32	0,5299	0,8480	21,991	35,193	2,909	1,993
2	28	0,4695	0,8829	19,484	36,641	5,416	3,441
3	24	0,4067	0,9135	16,878	37,911	8,002	4,711
4	20	0,3420	0,9397	14,193	38,998	10,707	5,798
5	16	0,2756	0,9613	11,437	39,895	13,463	6,695
6	12	0,2079	0,9781	8,628	40,592	16,272	7,392
7	8	0,1392	0,9903	5,777	41,098	19,123	7,898
8	4	0,0698	0,9976	2,897	41,401	22,003	8,201
9	0	0	1	0	41,500	24,900	8,300

снеговая нагрузка для III района $S'' = S'0,7 = 1,8'0,7 = 1,26 \text{ кН/м}^2$.

Расчет трех шарнирной арки ведут от единичной нагрузки на горизонтальную проекцию, расположенной на левой половине пролета арки.

Опорные реакции

$$A = 0,75 q l_c / 2 = 0,75 \cdot 1'49,8 / 2 = 0,19 \text{ кН};$$

$$B = 0,25 q l_c / 2 = 0,25 \cdot 1'49,8 / 2 = 0,06 \text{ кН}.$$

Распор

$$H = q l_c^2 / 16 f = 1'49,8^2 / 16 \cdot 8,3 = 0,19 \text{ кН}.$$

Усилия в отдельных сечениях определяют по формулам: изгибающий момент

$$M_n = A x_n - H y_n - q x_n^2 / 2; \quad M_{n'} = B x_{n'} - H y_{n'};$$

нормальная сила

$$N_n = H \cos \varphi_n + (A - q x_n) \sin \varphi_n; \quad N_{n'} = H \cos \varphi_{n'} + B \sin \varphi_{n'}.$$

Определение изгибающих моментов от единичной нагрузки слева приведено в табл. 5.6.

Определение изгибающих моментов от заданной нагрузки приведено в табл. 5.7.

Максимальный изгибающий момент получается в сечении 4' при симметричной постоянной нагрузке и односторонней снеговой нагрузке на половине пролета. Находят для этого сечения нормальную силу при таком же сочетании нагрузки

$$H_g = g l^2 / 8 f = 2,19 \cdot 49,8^2 / 8 \cdot 8,3 = 81,8 \text{ кН.}$$

Распор от нагрузки снегом на половине пролета

$$H_c = s_c l^2 / 16 f = 5,4 \cdot 49,8^2 / 16 \cdot 8,3 = 100,8 \text{ кН.}$$

Суммарный распор

$$H = H_g + H_c = 81,8 + 100,8 = 182,6 \text{ кН}$$

Определение изгибающих моментов M_n от единичной нагрузки

Таблица 5.6

№ сечения	x_n или $x_{n'}$	y_n или $y_{n'}$	$A x_n$ или $B x_{n'}$	$H y_n$ или $H y_{n'}$	x_n^2 или $x_{n'}^2$	$x_n^2/2$ или $x_{n'}^2/2$	M_n , кН м
1	2,909	1,993	54,326	37,169	8,462	4,231	0,129
2	5,416	3,441	101,144	64,175	29,333	14,667	0,223
3	8,022	4,711	149,811	87,860	64,352	32,176	0,298
4	10,707	5,798	199,953	108,133	114,640	57,320	0,345
5	13,463	6,695	251,422	124,862	181,252	90,626	0,359
6	16,272	7,392	303,880	137,861	264,778	132,389	0,336
7	19,123	7,898	357,122	147,298	365,689	182,844	0,270
8	22,003	8,201	410,906	152,949	484,132	242,066	0,159
9	24,900	8,300	465,008	154,795	620,010	310,005	0,000
8'	22,003	8,201	136,969	152,949	484,132	242,066	-0,160
7'	19,123	7,898	119,041	147,298	365,689	182,844	-0,283
6'	16,272	7,392	101,293	137,861	264,778	132,389	-0,366
5'	13,463	6,695	83,807	124,862	181,252	90,626	-0,411
4'	10,707	5,798	66,651	108,133	114,640	57,320	-41,482
3'	8,022	4,711	49,937	87,860	64,352	32,176	-0,379
2'	5,416	3,441	33,715	64,175	29,333	14,667	-0,305
1'	2,909	1,993	18,109	37,169	8,462	4,231	-0,191

**Изгибающие моменты в отдельных сечениях
от нагрузок, кН м**

Таблица 5.7

№ сечения	От единичной нагрузки слева	От единичной нагрузки справа	От единичной нагрузки на всем пролете	От постоянной нагрузки $g = 0,73 \times 3 = 2,19$ кН/м	От снега слева $S = 1,8 \times 3 = 5,4$ кН/м	От постоянной и снежной нагрузки слева
1	0,129	-0,191	-0,061	-0,134	0,697	0,563
2	0,223	-0,305	-0,082	-0,180	1,204	1,024
3	0,298	-0,379	-0,081	-0,177	1,609	1,432
4	0,345	-0,415	-0,070	-0,153	1,863	1,710
5	0,359	-0,411	-0,051	-0,112	1,939	1,827
6	0,336	-0,366	-0,030	-0,066	1,814	1,748
7	0,270	-0,283	-0,013	-0,028	1,458	1,430
8	0,159	-0,160	-0,001	-0,022	0,859	0,837
9	0	0	0	0	0	0
8'	0,160	0,159	-0,001	-0,022	-0,864	-0,886
7'	0,283	0,270	-0,013	-0,028	-1,528	-1,556
6'	0,366	0,336	-0,030	-0,066	-1,976	-2,042
5'	0,411	0,359	-0,051	-0,112	-2,219	-2,331
4'	0,415	0,345	-0,070	-0,153	-2,241	-2,394
3'	0,379	0,298	-0,081	-0,177	-2,047	-1,870
2'	0,305	0,223	-0,082	-0,180	-1,647	-1,827
1'	0,191	0,129	-0,061	-0,134	-1,031	-1,165

Вертикальные опорные реакции от постоянной и временной односторонней нагрузки

$$A = g l_c / 2 + 3 s_c l_c / 8 = 2,19 \cdot 49,8 / 2 + 3 \cdot 5,4 \cdot 49,8 / 8 = 155,38 \text{ кН};$$

$$B = g l_c / 2 + s_c l_c / 8 = 2,19 \cdot 49,8 / 2 + 5,4 \cdot 49,8 / 8 = 88,15 \text{ кН}.$$

Поперечная балочная сила в сечении 4' с максимальным моментом

$$Q_{4'} = B - g x_{4'} = 88,15 - 2,19 \cdot 10,707 = 115,6 \text{ кН}.$$

Нормальная сила в сечении 4'

$$N_{4'} = H \cos \varphi_{4'} + Q_{4'} \sin \varphi_{4'} = 182,60,9397 + 115,60,342 = 211,12 \text{ кН}.$$

Конструкция и расчет косяков свода. Сетка свода образуется из двух типов косяков (рис. 5.15) № 1 – правого и левого, которые различаются только направлением углов закручивания. Левый косяк является зеркальным отображением правого косяка. Направление закручивания правого косяка (если смотреть со стороны торцов) по часовой стрелке, а левого косяка против часовой стрелки.

По контуру свода сопряжение сетки с окаймляющими конструктивными элементами (фронтонная арка и опорные брусья) выполняют при помощи двух косяков в каждом узле, из которых один косяк № 1 является основным, а другой косяк № 2 образуется из соответствующего косяка № 1 перепиливанием его посередине длины нормально к продольной оси.

Таким образом, из одного косяка № 1 (правого или левого) получают соответственно два одинаковых косяка № 2 (правый или левый).

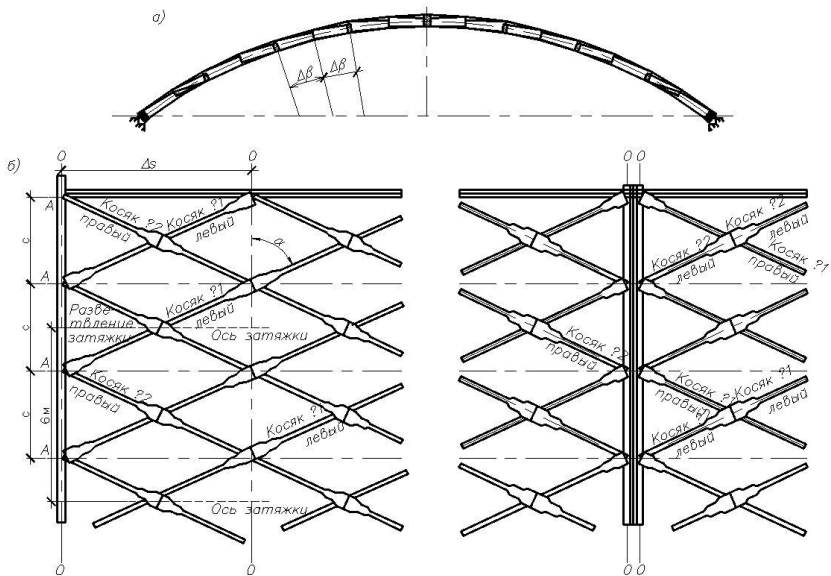


Рис. 5.15. Схема сетки свода

а - поперечный разрез свода; б - развернутая поверхность сетки покрытия

На одной половине свода во всех опорных и фронтонных узлах к арке примыкают левый косяк № 1 и правый косяк № 2, а на другой половине свода – правый косяк № 1 и левый косяк № 2.

Клееные фанерные косяки приняты коробчатого сечения (рис. 5.16...5.18) с двумя фанерными стенками, приклеенными с наружных сторон поясов.

Подбор сечения косяка. Высота косяка $h_k = 75$ см, ширина $b_k = 14 + 2 = 16$ см. Пояса косяков состоят из четырех слоев досок, при этом средние слои выполнены из одной доски $14,5 \times 3,5$ см, а крайние – из двух досок по высоте $7 \times 3,5$ см (после острожки), ГОСТ 8486. Расчетное сопротивление древесины 2 сорта (класса 26) $R_c = 15$ МПа =

$= 1,5 \text{ кН/см}^2$ (табл.3, [1]). При высоте косяка $h_k = 75$ см коэффициент $m_b = 0,92$ (табл.9, [1]). Модуль упругости древесины $E = 10000$ МПа. Стенки косяков выполнены из березовой пятислойной фанеры повышенной водостойкости марки ФСФ, сорта В/ВВ толщиной $\delta_f = 10$ мм, ГОСТ 3916.1 (рис. 5.17, а). Модуль упругости фанеры $E_f = 9000$ МПа. Коэффициент приведения

$$\mu = E_f/E = 9000/10000 = 0,9.$$

Приведенная к древесине площадь поперечного сечения косяка

$$F_k = F_{пр} = F_d + F_f \mu = 4 \cdot 3,5 \cdot 14,5 \cdot 2 + 2 \cdot 1 \cdot 75 \cdot 0,9 = 541 \text{ см}^2.$$

Учитывая ослабление косяков в узлах торцовыми вырезками

$$F_{нт} = 541 - 3,5 \cdot 14 \cdot 2 - 3,5 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 0,9 = 430,4 \text{ см}^2.$$

Приведенный момент инерции сечения косяка

$$I_{бр} = I_{пр} = b_k h_k^3/12 - b_k (h_k - 2 h_n)^3/12 + 2 \delta_f h_k^3 \cdot 0,9/12 = \\ = 14 \cdot 75^3/12 - 14(75 - 2 \cdot 14,5)^3/12 + 2 \cdot 75^3 \cdot 0,9/12 = 441910 \text{ см}^4.$$

$$I_{нт} = 441910 - (14 + 2 \cdot 0,9) (75 - 2 \cdot 5)^3/12 + \\ + (14 + 2 \cdot 0,9) (75 - 2 \cdot 9)^3/12 = 340591 \text{ см}^4.$$

$$W_{нт} = 2 I_{нт}/h_k = 2 \cdot 340591/75 = 9082 \text{ см}^3.$$

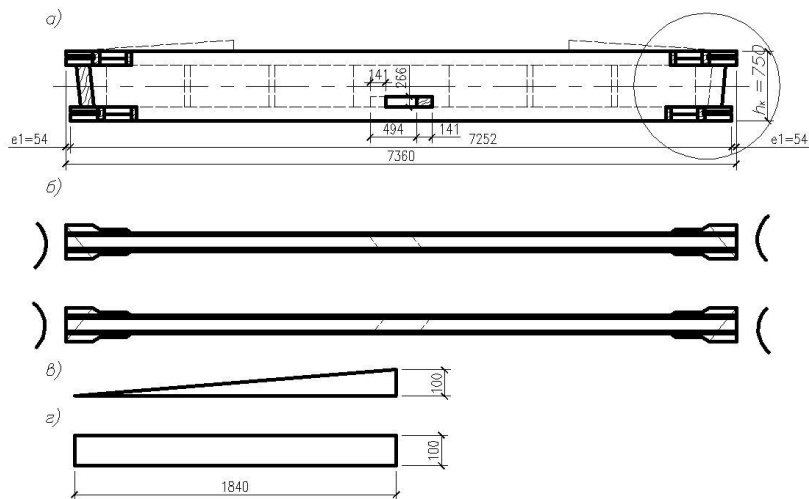


Рис. 5.16. Косяк №1 (левый и правый):

а - фасад левого косяка №1; б - план левого косяка; в - план правого косяка №1; г - фасад и план клиновидной накладки 1

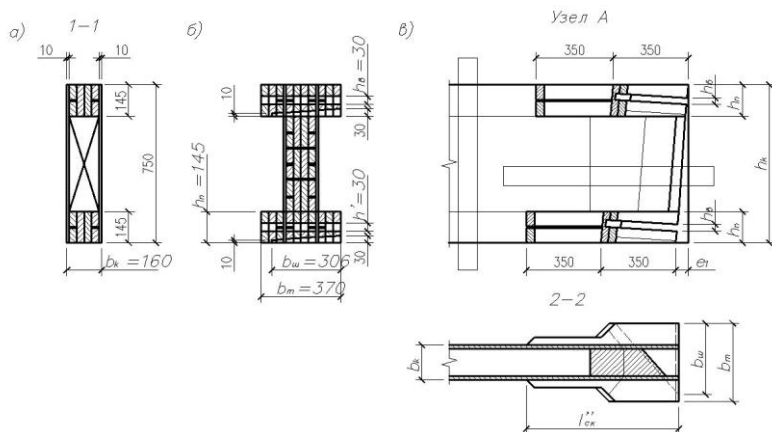


Рис. 5.17. Детали косяка №1

а - поперечное сечение косяка; б - вид торца косяка; в - фасад и продольный разрез конца косяка

Коэффициент разгружающего действия жестких фронтонов определяют по графику (рис. 5.19) $k_\phi = 1,36$.

Расчетная свободная длина свода при односторонней нагрузке (п. 6.23, [1])

$$l_0 = 0,5 S_d = 0,5 \cdot 53,5 = 26,75 \text{ м} = 2675 \text{ см.}$$

Приведенная гибкость свода

$$\lambda = 0,7 l_0 / r_k \sin \alpha = 0,7 \cdot 2675 / 28,6 \cdot 0,9115 = 71,8;$$

$$\xi = 1 - \lambda^2 \sigma_c / 3000 R_c m_6 = 1 - 71,8^2 \cdot 0,214 / 3000 \cdot 1,5 \cdot 0,92 = 0,734,$$

$$\text{где } \sigma_c = N_4 / 2 F_k \sin \alpha = 211,12 / 2 \cdot 541 \cdot 0,9115 = 0,214 \text{ кН/см}^2.$$

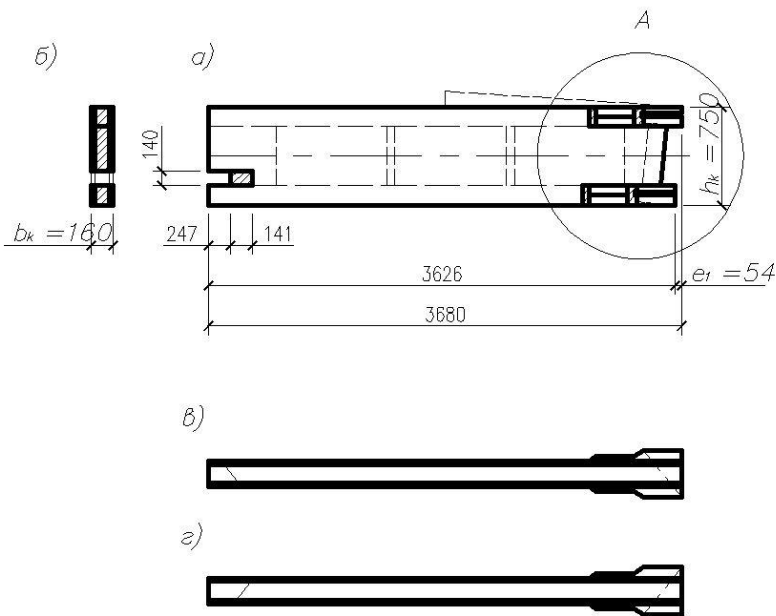


Рис. 5.18. Косяк №2 (левый и правый):

а - фасад левого косяка 2; б - поперчный разрез косяка; в - план левого косяка №2; г - план правого косяка №2

Радиус инерции косяка

$$r_k = \sqrt{I_{\sigma p} / F_k} = \sqrt{41910 / 541} = 28,6 \text{ см.}$$

Отношение длины свода (B) к длине дуги поперечного сечения его (S_d)

$$B/S_d = 84/53,5 = 1,57.$$

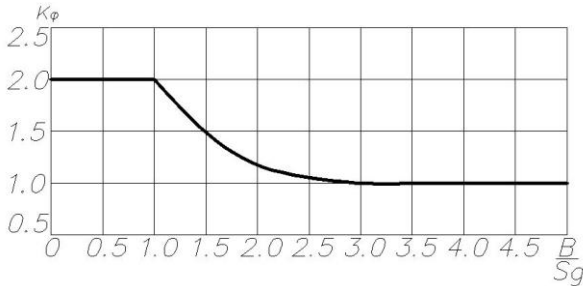


Рис. 5.19. Кривая зависимости коэффициента разгружающего действия жестких фронтонов K_ϕ от отношения B/S_d

Максимальное напряжение в косяке

$$\begin{aligned} \sigma_c &= N_{4'}/2 F_{nm} \sin \alpha + M_{4'}/2 W_{nm} k_\phi \xi \sin \alpha = 211,12/2 \cdot 430,4 \cdot 0,9115 + \\ &+ 239,4/2 \cdot 9082 \cdot 1,36 \cdot 0,734 \cdot 0,9115 = 0,269 + 0,014 = \\ &= 0,283 < 1,5 \cdot 0,92 = 1,38 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Проверка фанерной стенки на устойчивость из ее плоскости.

Максимальное значение поперечной силы получено при односторонней нагрузке в сечении 9, совпадающем со средним шарниром

$$Q_9 = B = 88,15 \text{ кН.}$$

При отношении высоты фанерной стенки между внутренними гранями полки к ее толщине

$$h'_{cm}/\delta_\phi = (75 - 2 \cdot 14,5)/1 = 46 < 50,$$

коэффициент устойчивости (продольного изгиба) фанеры определяют по формуле

$$\varphi_\phi = 1 - (h'_{cm}/\delta_\phi)^2/5000 = 1 - 46^2/5000 = 0,58.$$

Расчетное усилие скалывания в одном косяке

$$T_{ск} = Q_9/2 h_0 = 88,15/2 \cdot (75 - 14,5) =$$

$$= 0,73 < \varphi_{\phi} R_{\phi.ск} \delta_{\phi} = 0,58 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 1 = 0,92 \text{ кН/см}^2,$$

где h_0 – расстояние между осями верхнего и нижнего поясов косяка;

$R_{\phi.ск} = 0,8 \text{ МПа} = 0,8 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление пятислойной фанеры на скалывание согласно табл. 6 [1].

Расчет элементов узлового сопряжения (рис. 5.20).

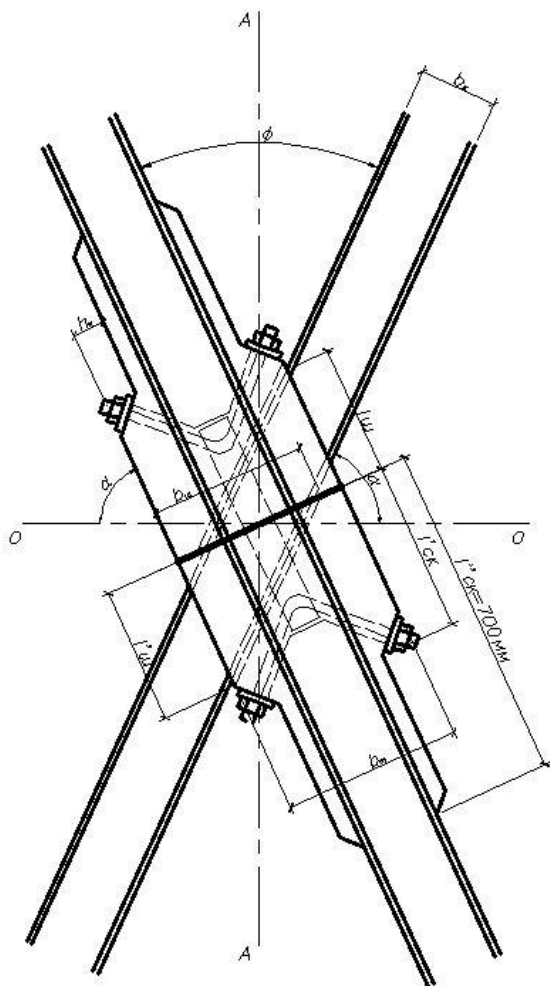


Рис. 5.20. Вид среднего узла на развернутой поверхности сетки свода

Расчет стальных элементов по верхнему поясу.

Определяют максимальное усилие растяжения в верхнем поясе косяка:

$$\begin{aligned}
 N_{p.н} &= M_{4'}/2\xi k_{\phi} \sin \alpha h_0 - N_{4'}/2 \sin \alpha 2 = \\
 &= 23940/2 \cdot 0,734 \cdot 1,36 \cdot 0,9115(75 - 14,5) - 211,12/2 \cdot 0,9115 \cdot 2 = \\
 &= 159,5 \text{ кН.}
 \end{aligned}$$

Необходимая площадь сечения стальной полосы (рис. 5.21, а)

$$F_n = N_{p.н}/R_p = 159,5/21 = 7,59 \text{ см}^2.$$

Необходимая площадь сечения болта [5]

$$F_{б.нт} = 0,7N_{p.н}/R_{p.б} = 0,7 \cdot 159,5/17 = 6,56 \text{ см}^2.$$

Принимают стальную полосу сечением 10х80 мм

$$F_n = 8 \text{ см}^2 > 7,59 \text{ см}^2;$$

болт

$$d_b = 36 \text{ мм и } F_{б.нт} = 7,44 \text{ см}^2 > 6,59 \text{ см}^2.$$

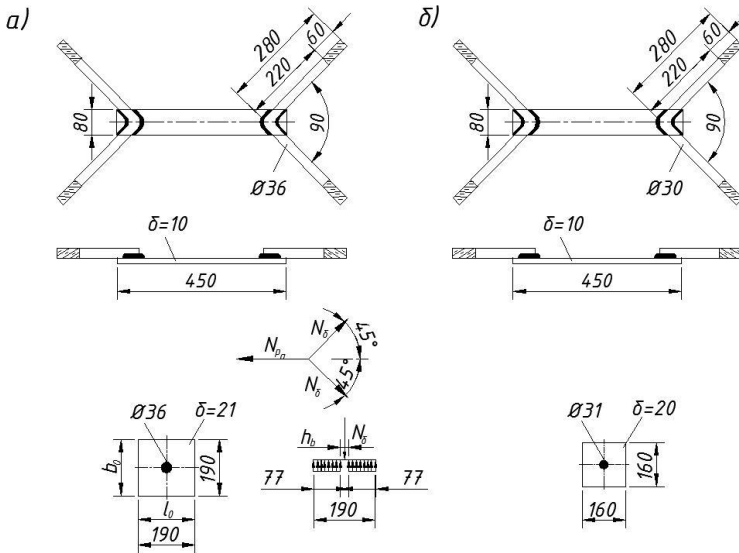


Рис. 5.21. Стальные детали средних узлов сетки

а - сварная деталь и шайба для верхнего пояса; б - то же, для нижнего пояса

Изогнутые под прямым углом болты приваривают к стальной полосе угловыми швами ($h_w = 0,7$ см) электродами Э42.

Суммарная длина шва $l = 2 \cdot 8 \cdot 1,4 = 22,4$ см. Напряжение среза шва $\tau_w = N_{p.п} / \beta h_w l_w = 159,5 / 0,7 \cdot 0,8(22,4 - 2) = 13,96 \text{ кН/см}^2 < 15 \text{ кН/см}^2$.

Принимают шайбы размером 19х19 см и толщиной 2,1 см. Изгибающий момент в шайбе (рис. 5.22)

$$M_w = N_b[0,5(l_o + h_\delta) - d_\delta]/4 = \\ = 0,7 \cdot 159,5[0,5(19 + 3,5) - 3,6]/4 = 234,5 \text{ кН см.}$$

Напряжение изгиба в шайбе

$$\sigma = M_w / W_w = 234,5 \cdot 6 / (19 - 3,6) \cdot 2,1^2 = 20,7 \text{ кН/см}^2 < 21 \text{ кН/см}^2.$$

Необходимая площадь смятия под шайбой при угле смятия 45°

$$F_{cm} = N_b / R_{cm \alpha} = 0,7 \cdot 159,5 / 0,6 = 118,7 \text{ см}^2 < b_o(l_o - h_\delta) = \\ = 19(19 - 3,6) = 292,6 \text{ см}^2.$$

Расчет на скалывание накладок. Принимают длину приклеиваемых с двух сторон накладок (рис. 5.17 и 5.20) $l_n = l_{ck} = 35$ см.

Определяют среднее расчетное сопротивление скалыванию

$$R^{cp}_{ck} = R_{ck} / 1 + \beta l_{ck} / e = 0,21 / 1 + 0,125 \cdot 35 / 9,25 = 0,14 \text{ кН/см}^2.$$

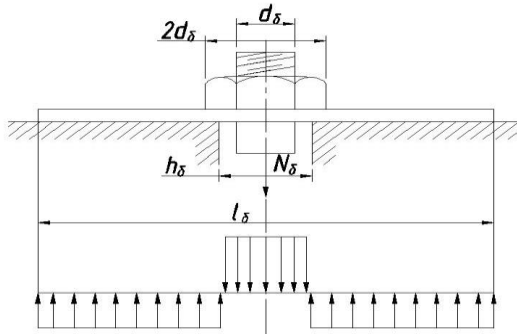


Рис. 5.22. Расчетная схема шайбы

Напряжение скалывания по накладке

$$\tau = N_p / 2 F_{ск} = 159,5 / 2 \cdot (14,5 + 3,5) 35 = 0,13 \text{ кН/см}^2 < 0,14 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяют на скалывание по клеевому шву между шпонами фанеры на участке, соответствующем длине непосредственно примыкающего элемента накладки длиной

$l''_{ск} = 70 \text{ см}$ (рис. 5.20). Учитывая, что сила, вызывающая скалывание, приложена посередине длины плоскости скалывания и это обстоятельство существенно снижает степень неравномерности распределения напряжений скалывания, принимают коэффициент $\beta = 0,15$, как для клеестальной шайбы.

Таким образом, среднее расчетное сопротивление скалыванию будет равно

$$R^{cp}_{ск} = 0,24 / 1 + 0,15 \cdot 70 / 9,25 = 0,11 \text{ кН/см}^2.$$

Среднее напряжение скалывания по клеевому шву между шпонами фанеры

$$\begin{aligned} \tau &= N_{p.н} / 2 F''_{ск} = N_{p.н} / 2 l''_{ск} h_n = 159,5 / 2 \cdot 70 \cdot 14,5 = \\ &= 0,08 \text{ кН/см}^2 < 0,11 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Расчет стальных элементов по нижнему поясу косяка проводят в сечении 5 с максимальным положительным изгибающим моментом (табл. 5.7). $M_{max} = 1,827 \text{ кН м}$. Нормальное усилие в этом сечении при односторонней нагрузке снегом

$$N_5 = H \cos \varphi_5 + Q_5 \sin \varphi_5 = 182,6 \cdot 0,9613 + 53,2 \cdot 0,2756 = 190,19 \text{ кН},$$

где $Q_5 = A - (g + S) x_5 = 155,38 - (2,19 + 5,4) 13,463 = 53,2 \text{ кН}$.

Максимальное растягивающее усилие в нижнем поясе косяка

$$\begin{aligned} N_p &= M_5 / 2 \xi k_{\phi} \sin \alpha h_{\theta} - N_5 / 2 \sin \alpha 2 = 18270 / 2 \cdot 0,734 \cdot 1,36 \cdot 0,9115 \cdot (75 - \\ &14,5) - 190,19 / 2 \cdot 0,9115 \cdot 2 = 165,94 - 52,16 = 113,78 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Необходимая площадь сечения стальной полосы (рис. 5. 21, б)

$$F_n = N_p / R_p = 113,78 / 21 = 5,42 \text{ см}^2.$$

Принимают стальную полосу сечением 10х80 мм:

$$F_n = 1 \cdot 8 = 80 \text{ см}^2 > 5,42 \text{ см}^2.$$

Необходимая площадь сечения болта

$$F_{б.нт} = \sin 45^\circ N_p / R_p = 0,7 \cdot 113,78 / 17 = 4,69 \text{ см}^2.$$

Принимают нижний болт $d_b = 30$ мм и $F_{б.нт} = 5,06 \text{ см}^2 > 4,69 \text{ см}^2$.

Принимают сварные швы между стальной полосой и болтом.

Суммарная длина шва $l_w = 2 \cdot 8 \cdot 1,4 = 22,4$ см.

Напряжение среза по сварному шву

$$\tau_w = N_p / \beta h_w l_w = 113,78 / 0,7 \cdot 0,7 (22,4 - 2) = 11,4 \text{ кН/см}^2 < 15 \text{ кН/см}^2.$$

Необходимая площадь смятия под шайбой

$$F_{см} = N_b / R_{см. \alpha} = 0,7 \cdot 113,78 / 0,6 = 132,7 \text{ см}^2.$$

Принимают шайбу 160х160х20 мм:

$$F_{см} = 16(16 - 3) = 208 \text{ см}^2 > 132,7 \text{ см}^2.$$

Изгибающий момент в шайбе

$$\begin{aligned} M_w &= N_b [l_o - 0,5(l_o - h'_b) - d_b] / 4 = \\ &= 113,78 [16 - 0,5(16 - 3) - 3] / 4 = 184,9 \text{ кН см}. \end{aligned}$$

Напряжение изгиба в шайбе

$$\sigma = M_w / W_{нт} = 184,9 \cdot 6 / (16 - 2)^2 = 19,8 \text{ кН/см}^2 < 21 \text{ кН/см}^2.$$

Проверку на скалывание по древесине накладок и по клеевому шву между шпонами фанеры не производят ввиду очевидной надежности этих соединений, так как растягивающее усилие в нижнем поясе меньше чем растягивающее усилие в верхнем поясе косяка.

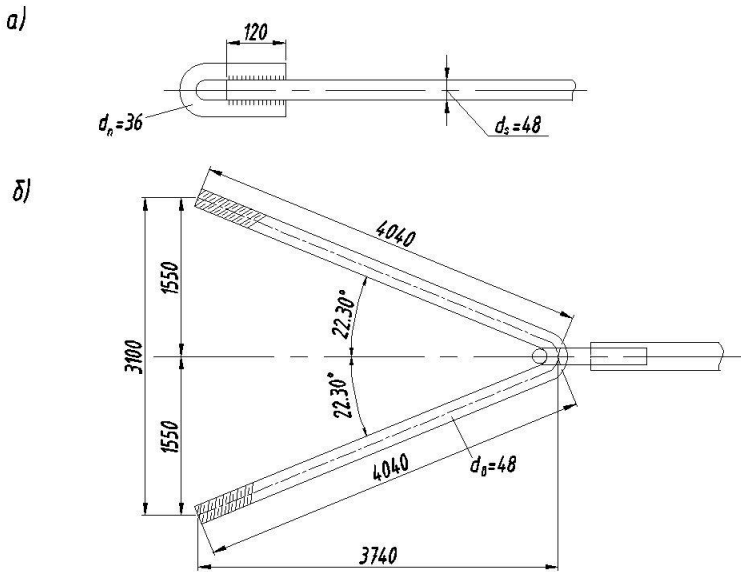
Расчет стальных затяжек (рис. 5.23)

Рис. 5.23. Конструкция стальной затяжки:
 а - затяжка с петель; б - разветвленное звено затяжки

Распор в своде воспринимается затяжками из круглой стали. Максимальную величину распора получают при полной снеговой нагрузке по всему пролету:

$$H_{\max} = g l^2 / 8 f = (0,73 + 1,8) 49,8^2 / 8 \cdot 3 = 94,5 \text{ кН.}$$

Затяжки установлены через 6 м (см. рис. 5. 15). Таким образом, усилие на одну затяжку

$$N_3 = 6 H_{\max} = 6 \cdot 94,5 = 567 \text{ кН.}$$

Принята затяжка из двух круглых стальных стержней диаметром $d_3 = 48$ мм. Площадь поперечного сечения затяжки

$$F_{\text{нт}} = F_{6p} = 2 \cdot 18,09 = 36,18 \text{ см}^2.$$

Напряжение в затяжке

$$\sigma = N_3/F_3 = 567/36,18 = 15,7 \text{ кН/см}^2 < 21 \text{ кН/см}^2.$$

По концам каждый стержень затяжки разветвляется (рис. 5. 15, б) на две ветви. Ветви расходятся под углом 45° и соединяются шарнирно с прямолинейной частью затяжки при помощи петли. На концах ветви имеют нарезку для предварительного натяжения. Диаметр ветвей принят также равным: $d_в = 48 \text{ мм}$ с площадью сечения

$$F_{нм} = 2'13,52 = 27,04 \text{ см}^2.$$

Усилие в одной ветви затяжки

$$N_в = N_3/2 \cos (45^\circ/2) = 567/2'0,92388 = 306,85 \text{ кН}.$$

Напряжение в сечениях ветвей, ослабленных нарезкой:

$$\sigma_p = N_в/F_{нм} = 306,85/27,04 = 11,35 \text{ кН/см}^2 < 17 \text{ кН/см}^2.$$

Петли из круглой стали диаметром $d_n = 36 \text{ мм}$;

$$F_n = 2'10,17 = 20,34 \text{ см}^2.$$

Напряжение в петлях

$$\sigma_p = N_3/2 F_n = 567/2'20,34 = 13,94 \text{ кН/см}^2 < 21 \text{ кН/см}^2.$$

Петли приварены четырьмя угловыми сварными швами. Длина шва 12 см, высота $h_{ш} = 1 \text{ см}$. Электроды Э42. Суммарная длина шва

$$l_{ш} = 2'4'12 = 96 \text{ см}.$$

Напряжение среза в швах

$$\tau_{ш} = N_3/\beta h_{ш} l_{ш} = 567/0,7'1(96 - 8) = 9,2 \text{ кН/см}^2 < 15 \text{ кН/см}^2.$$

Конструкция и расчет опорного узла. Опорный узел (рис. 5. 24) состоит из двух косяков № 1 и № 2, примыкающих к одному клееному фанерному брусу сечением 160х900 мм. Для обеспечения стандартности опорные косяки свода упираются своими торцами в специальные накладки, расположенные соответственно против торцов поясов каждого косяка, верхние – против поясов косяка № 1, а нижние – против косяка № 2. Скошенные торцы накладок образуют опорные гнезда для опорных косяков. Верхние накладки сечением 130х150 мм образуют гнезда для косяка № 1, а нижние накладки сечением 100х150 мм образуют опорные гнезда для косяка № 2.

В местах расположения стыков клееного фанерного опорного бруса накладки служат одновременно для перекрытия этих стыков. Накладки соединяют с опорным брусом при помощи болтов.

Из двух опор свода одну выполняют не подвижной, другую подвижной.

Для передачи вертикальной опорной реакции свода у каждого опорного узла к клееному фанерному брус приклеивают опорное ребро (рис. 5. 24). В ребре вырезают гнездо с горизонтальной опорной площадкой, к которой прикрепляют стальной лист, опирающийся на уступ в стене либо непосредственно (на неподвижной опоре), либо на катки подвижной опоры.

Опорная площадь торцов поясов косяка № 1

$$F_{m1} = (14 + 2 \cdot 10, 5 + 2 \cdot 1) (14, 5 - 3, 5) 2 = 814 \text{ см}^2.$$

Опорная площадь торцов поясов косяка № 2

$$F_{m2} = (14 + 2 \cdot 1) 14, 5 \cdot 2 = 465 \text{ см}^2.$$

Опорный брус сминается торцами косяков под углом $\alpha = 65'43''$.
Расчетное сопротивление смятию

$$\begin{aligned} R_{cm\alpha} &= R_{cm} / 1 + [(R_{cm} / R_{cm90}) - 1] \sin^3 \alpha = \\ &= 15 / 1 + [(15 / 3) - 1] 0, 9115^3 = 3, 72 \text{ МПа} = 0, 4 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Максимальную силу сжатия в опорных косяках определяют при полной нагрузке по всему пролету свода. Максимальный распор для полосы свода, равной шагу сетки s ,

$$H_{max} = 94, 5 \cdot 3 = 283, 5 \text{ кН}.$$

Опорная реакция в расчетной полосе

$$\begin{aligned} A &= g l_c / 2 = (2, 19 + 5, 4) 49, 8 / 2 = 189 \text{ кН}; \\ N_{max} &= H \cos \beta / 2 + A \sin \beta / 2 = 283, 5 \cos 36^\circ 52' 12'' + 189 \sin 36^\circ 52' 12'' = \\ &= 283, 5 \cdot 0, 8 + 189 \cdot 0, 6 = 226, 8 + 113, 4 = 340, 2 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Продольная сила сжатия в опорных косяках

$$N_o = N_{max} / 2 \sin \alpha = 340, 2 / 2 \cdot 0, 9115 = 186, 6 \text{ кН}.$$

Напряжение смятия от косяка № 1

$$\sigma = N_o / F_{m1} = 186,6 / 814 = 0,23 \text{ кН/см}^2 < R_{cm\alpha} = 0,4 \text{ кН/см}^2.$$

Напряжение смятия от косяка № 2

$$\sigma = N_o / F_{m2} = 186,6 / 465 = 0,4 \text{ кН/см}^2 = R_{cm\alpha} = 0,4 \text{ кН/см}^2.$$

Величина опорной площадки для восприятия вертикальной опорной реакции свода

$$F_{оп} = b_p h_s (1/\cos \beta/2) = 39 \cdot 8 (1/0,8) = 390 \text{ см}^2.$$

Максимальные опорные реакции $A = B = 189 \text{ кН}$.

Напряжение смятия опорной площадки

$$\sigma_{cm} = A / F_{оп} = 189 / 390 = 0,48 \text{ кН/см}^2 < R_{cm\alpha'} = 0,63 \text{ кН/см}^2.$$

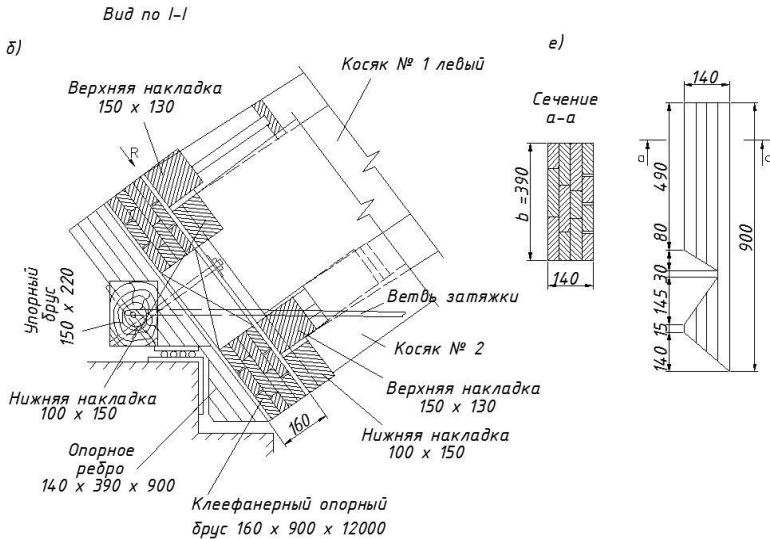


Рис. 5.24. Конструкция опорного узла:

а - вид узла на развернутой поверхности сетки свода; б - вид узла по I-I; в - верхняя опорная накладка; г - нижняя опорная накладка; д - упорный брус для закрепления затяжки; е - опорное ребро

Величина скалывающей силы в опорном ребре

$$N_{ск} = A \cos \beta/2 = 189 \cdot 0,8 = 151,2 \text{ кН}.$$

Напряжение скалывания в опорном ребре

$$\tau_{ск} = N_{ск} / F_{ск} = 151,2 / 4 \cdot 9,5(51 + 6) = 0,07 \text{ кН/см}^2 = R^{cp}_{ск} = 0,07 \text{ кН/см}^2,$$

где

$$R^{cp}_{ск} = R_{ск} / 1 + \beta l_{ск} / e = 0,24 / 1 + 0,15 \cdot 90 / 5,25 = 0,07 \text{ кН/см}^2.$$

Среднее расчетное сопротивление скалыванию по клеевому шву между шпонами фанеры

$$R^{cp}_{ф.ск} = R_{ф.ск} / 1 + \beta l_{ск} / e = 0,08 / 1 + 0,15 \cdot 90 / 5,25 = 0,02 \text{ кН/см}^2.$$

Среднее напряжение скалывания по клеевому шву между шпонами фанеры

$$\tau^{cp}_{ск} = N_{ск} / F^{ф}_{ск} = 151,2 / 2 \cdot 38 \cdot 90 = 0,02 \text{ кН/см}^2 = R^{cp}_{ф.ск}.$$

Конструкция фронтовой арки. Фронтовую арку (рис. 5. 25) выполняют из двух клееных фанерных косяков коробчатого сечения (рис. 5. 26). Косяки внутреннего слоя арки имеют специальную форму, обеспечивающую однотипность сопрягающихся с ним стандартных косяков сетки № 1 и № 2.стыки косяков внутреннего слоя фронтовой арки расположены в местах примыкания косяков свода.стыки косяков наружного слоя фронтовой арки располагают посередине длины косяков внутреннего слоя. Косяки одного слоя фронтовой арки соединяют с косяками другого слоя при помощи болтов (рис. 5. 25).

Косяки № 1 свода во фронтовых узлах соединяют с косяками внутреннего слоя фронтовой арки при помощи сварных деталей (рис. 5. 27 и 5. 28) аналогично основным узлам сетки.

Верхние грани косяков фронтовой арки имеют ломаное очертание в соответствии с положением и размерами клееных фанерных щитов покрытия.

Фронтовая арка опирается на деревянные клееные стойки, расположенные через $l_1 = 4 \text{ м}$.

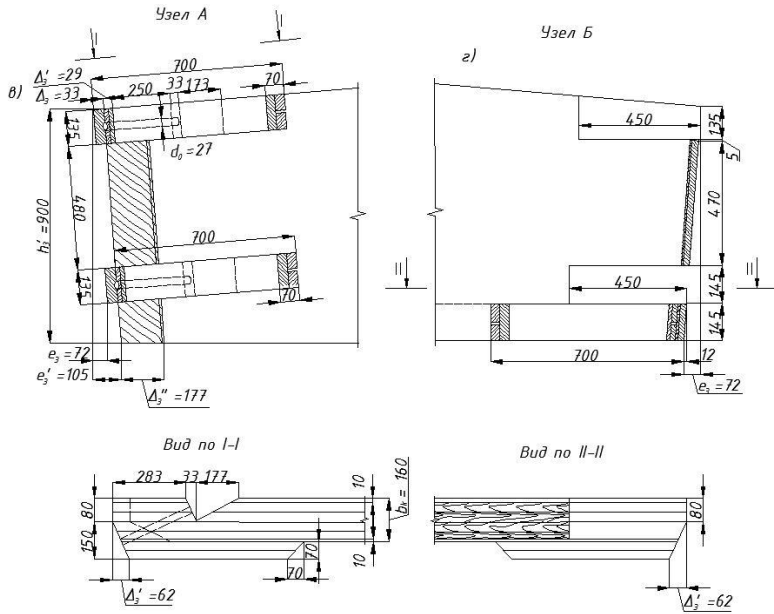


Рис. 5.26. Косяки фронтовой арки:

а - косяк внутреннего слоя арки; б - косяк наружного слоя арки; в - фасад и план левого конца косяка внутреннего слоя; г - фасад и продольный разрез по ||-|| правого конца косяка внутреннего слоя

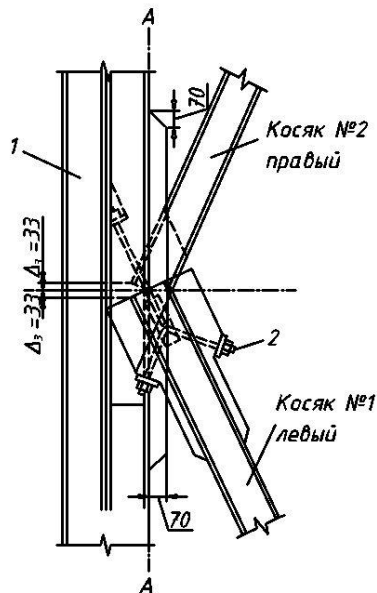


Рис. 5.27. Конструкция фронтового узла. Вид на развернутой поверхности сетки

1 - фронтовая арка; 2 - сварная деталь

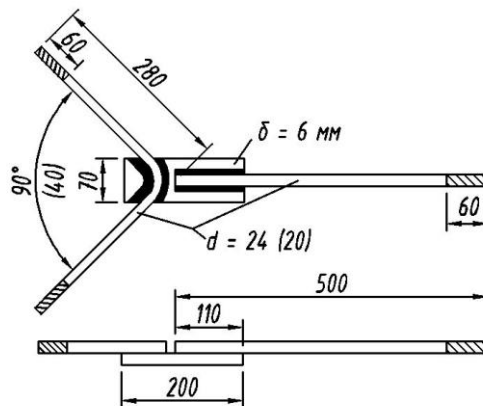


Рис. 5.28. Стальная деталь крепления верхнего и нижнего поясов косяка №1 к фронтовой арке. Размеры в скобках относятся к детали нижнего пояса

Расчет сопряжений фронтоной арки со сводом. В торцовых узлах (рис. 5. 26) косяки свода передают на фронтонную арку продольный распор N_p (рис. 5. 29), имеющий наибольшую величину в первом от опоры узле при нагрузке снегом по всему пролету свода.

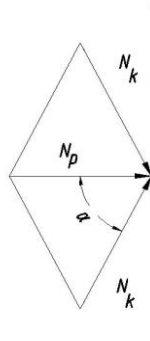


Рис. 5.29. Схема разложения сил в фронтоном узле

Опорная реакция

$$A = g l_c / 2 = (2, 19 + 5, 4) 49, 8 / 2 = 189 \text{ кН.}$$

Поперечный распор

$$H_{max} = 94,5 \cdot 3 = 283, 5 \text{ кН.}$$

Определяют координаты узлов сетки, примыкающих к фронтоной арке (рис. 5. 30)

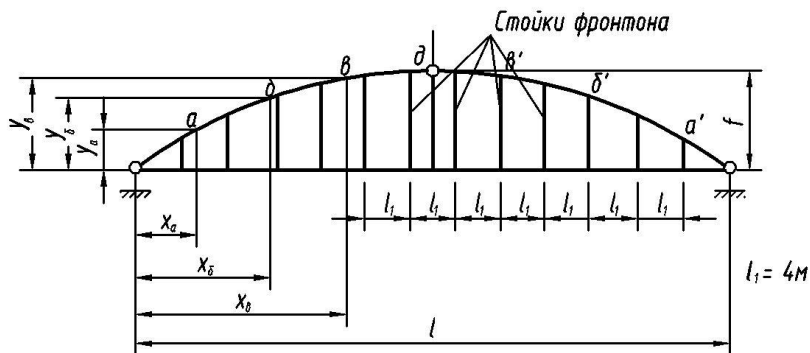


Рис. 5.30. Схема фронтона с координатами узлов сетки на нем

Длины дуг по оси свода:

$$\text{дуга } a - 9 \quad S_a = 3 \Delta s + 0,12 = 3 \cdot 6,65 + 0,12 = 20,07 \text{ м};$$

$$\text{дуга } б - 9 \quad S_б = 2 \Delta s + 0,12 = 2 \cdot 6,65 + 0,12 = 13,42 \text{ м};$$

$$\text{дуга } в - 9 \quad S_в = \Delta s + 0,12 = 6,56 + 0,12 = 6,77 \text{ м}.$$

Центральные углы, соответствующие этим дугам:

$$\varphi_a = 3(9^\circ 11' 24'') + 9' 52'' = 27^\circ 44' 04'';$$

$$\varphi_б = 2(9^\circ 11' 24'') + 9' 52'' = 18^\circ 32' 40'';$$

$$\varphi_в = 9^\circ 11' 24'' + 9' 52'' = 9^\circ 21' 16''.$$

Значения x и y приведены в табл. 5.8.

Таблица 5.8 Геометрические параметры фронтовой арки

№ сечения	Центральный угол φ	$\sin \varphi$	$\cos \varphi$	$R \sin \varphi$	$R \cos \varphi$	x	y
<i>a</i>	27°44'04"	0,46536	0,88515	19,312	36,734	5,588	3,534
<i>б</i>	18°32'40"	0,31804	0,94807	13,199	39,345	11,701	6,145
<i>в</i>	9°21'16"	0,16541	0,98671	6,865	40,948	18,035	7,748

Поперечная балочная сила в узле *a*

$$Q_a = A - g x_n = 189 - (2, 19 + 5, 4) 3' 5,888 = 54, 93 \text{ кН}.$$

Нормальная сила сжатия в узле, *a* расчетной полосы

$$\begin{aligned} N_a &= H_{\max} \cos \Delta \alpha + Q_a \sin \Delta \alpha = \\ &= 283,5' 0, 88515 + 54,93' 0, 46536 = 276, 5 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Величина продольного распора в узле *a*

$$N_p = N_a \operatorname{ctg} \alpha = 276,5' 0, 45119 = 124, 8 \text{ кН}.$$

Продольный распор свода N_p передается косяками сетки на фронтовые арки, которые, в свою очередь, передают его на уступы клееных фанерных кровельных щитов (рис. 5. 11).

Стыки щитов в продольном направлении расположены «вразбежку» (рис. 5. 10). Предполагается, что из четырех щитов, приходящихся на каждый участок фронтона между двумя смежными узлами сетки, только два щита, непосредственно примыкающих к узлу,

воспринимают продольную силу N_p , создавая одну непрерывную ленту шириной $0,5 b_{щ}$.

Необходимая площадь смятия фронтовых арок под уступами щитов (рис. 5. 11, е)

$$F = N_p / R_{см90} = 124,8 / 0,3 = 416 \text{ см}^2 < 587,3 \text{ см}^2,$$

где $F_{см} = h_{см} 0,5 b_{щ} = 70,5 \cdot 167,8 = 587,3 \text{ см}^2.$

Воспринимаемый уступами щитов распор N_p вызывает в ребрах каркаса щитов сдвигающие усилия, воспринимаемые наклеенными с боков фанерными накладками.

Общая площадь среза фанерных накладок

$$F_{ср} = 3 \delta_{ф} l_{ср} = 3 \cdot 180 = 240 \text{ см}^2.$$

Напряжение среза

$$\tau_{ср} = N_p / F_{ср} = 124,8 / 240 = 0,52 \text{ кН/см}^2 < R_{ф.ср} = 0,6 \text{ кН/см}^2, [1], \text{ табл. 6.}$$

Расчет фронтовой арки. Вертикальное давление от свода на жесткий фронтон

$$g_{ф} = (g B/2)(1 - 2/3 k_{ф}) = [(2,19 + 5,4)84/2](1 - 2/3 \cdot 1,36) = 162,6 \text{ кН/м.}$$

Фронтовая арка работает как многопролетная балка криволинейного очертания с пролетами, равными расстоянию между стойками фронтона. Наиболее опасным местом в арке будет опорное сечение, ближайшее к щелье свода (верхнему шарниру). На этом участке арка работает как консоль.

Максимальный изгибающий момент в консоли арки

$$M_{max} = g_{ф} l_2^2 / 2 = 162,6 \cdot 2^2 / 2 = 325,2 \text{ кН м,}$$

где $l_2 = l_1 / 2 = 4 / 2 = 2 \text{ м.}$

Из двух слоев косяков фронтовой арки в данном сечении работает только наружный слой сечением $16 \times 103,5 \text{ мм}$.

Напряжение в арке

$$\begin{aligned} \sigma_u &= M_{max} / h_o F_n = 32520 / (103,5 - 29) 29 \cdot 14 = \\ &= 1,08 \text{ кН/см}^2 < R_u = 1,3 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Проверяют фанерные стенки косяка на устойчивость:

$$T_{ск} = Q/h_o = g_{\phi} l_z / (103,5 - 29) = 1,626 \cdot 2 / 74,5 = 0,04 \text{ кН/см.}$$

Коэффициент устойчивости фанеры

$$\varphi_{\phi} = 1250 / (a / \delta_{\phi})^2 = 1250 / (60 / 1)^2 = 0,35;$$

$$\varphi_{\phi} R_{\phi.ск} 2 \delta_{\phi} = 0,35 \cdot 0,08 \cdot 2 \cdot 1 = 0,06 \text{ кН/см} > T_{ск} = 0,04 \text{ кН/см,}$$

где $R_{\phi.ск} = 0,8 \text{ МПа} = 0,08 \text{ кН/см}^2$, [1], табл. 6.

Высоту косяков фронтовой арки принимают по конструктивным соображениям.

Определение геометрических размеров косяков. Основные данные: шаг сетки

$c = 3 \text{ м} = 300 \text{ см}$; осевой радиус $R = 41,5 \text{ м}$; центральный угол

$\Delta \beta = 4^\circ 35' 42''$; $\text{tg } \Delta \beta = 0,08037$; $\cos \Delta \beta = 0,99678$ (рис. 5. 15).

Угол между срединной продольной осью косяка и образующей свода α :

$$\text{ctg } \alpha = c / 2 R \sin \Delta \beta = 3 / 2 \cdot 41,5 \sin 4^\circ 35' 42'' =$$

$$= 3 / 2 \cdot 41,5 \cdot 0,08011 = 0,45119;$$

$$\alpha = 65^\circ 42' 56''; \sin \alpha = 0,91151; \cos \alpha = 0,41126; \text{tg } \alpha = 2,21639.$$

Косякам при изготовлении придают крыловатую форму путем закручивания их относительно срединной поперечной оси на угол θ (рис. 5. 31)

При этом продольная срединная ось остается прямолинейной.

Угол закручивания θ определяют по формуле:

$$\text{tg } \theta = \cos \alpha \text{tg } \Delta \beta = 0,41126 \cdot 0,08037 = 0,03305;$$

$$\theta = 1^\circ 53' 34''; \sin \theta = 0,03303.$$

Косяк № 1 (рис. 5. 32) Полная длина косяка по продольной срединной оси

$$l_{ko} = 2 R \sin \Delta \beta / \sin \alpha = 2 \cdot 41,5 \cdot 0,08011 / 0,91151 = 7,295 \text{ м};$$

$$\text{tg } \eta = c / 2 R \cos \Delta \beta = 3 / 2 \cdot 41,5 \cdot 0,99678 = 0,036261.$$

$$\eta = 2^\circ 04' 36''; \sin \eta = 0,03624.$$

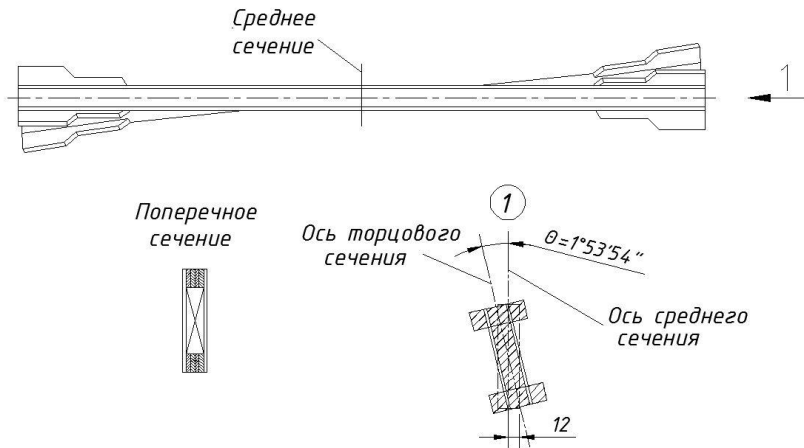


Рис. 5.31. Клеефанерный косяк крыловатой фермы

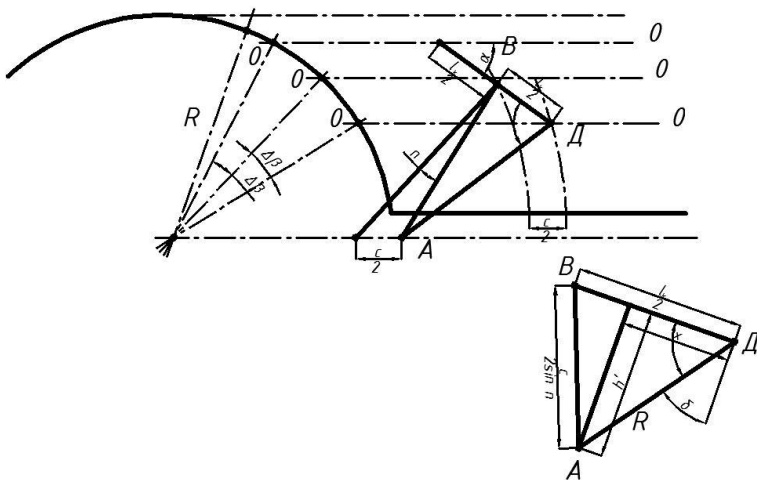


Рис. 5.32. Геометрическая схема косяка

Угол скоса косяка $\delta_1 = 90^\circ - \gamma$; $\cos \gamma = x/R$.

Определяют x из выражений:

$$h'^2 = R^2 - x^2;$$

$$h'^2 = c^2 / (2 \sin \eta)^2 - (l_k/2 - x)^2;$$

$$R^2 - x^2 = c^2 / (2 \sin \eta)^2 - (l_k/2 - x)^2$$

или

$$R^2 - x^2 = c^2 / (2 \sin \eta)^2 - l_k^2/4 + l_k x - x^2;$$

$$R^2 = c^2 / (2 \sin \eta)^2 - l_k^2/4 + l_k x;$$

$$x = [R^2 - c^2 / (2 \sin \eta)^2 + l_k^2/4] / l_k = [41,5^2 - 3^2 / (2 \cdot 0,03624)^2 + 7,295^2/4] / 7,295 = 3,0089 \text{ м},$$

тогда

$$\cos \gamma = x/R = 3,0089/41,5 = 0,0725; \quad \gamma = 85^\circ 51'.$$

Угол скоса торца косяка

$$\delta_1 = 90^\circ - \gamma = 90^\circ - 85^\circ 51' = 4^\circ 9'.$$

Горизонтальная проекция этого скоса

$$e_1 = h_k \operatorname{tg} \delta_1 = 90^\circ - 85^\circ 51' = 4^\circ 9'; \quad \cos \delta_1 = 0,99738.$$

Наружный радиус описанной окружности

$$R_n = R + h_k/2 \cos \delta_1 = 41,5 + 0,75/2 \cdot 0,99738 = 41,876 \text{ мм}.$$

Величина превышения в центре узла сетки верхней кромки набегающих косяков над верхней кромкой сквозного косяка

$$f_0 = R_n(1 - \cos \Delta \beta) = 41,876(1 - 0,99678) = 0,135 \text{ м}.$$

Полная длина косяка № 1 по верхней кромке

$$l_k = 2R_n \sin \Delta \beta / \cos \alpha = 2 \cdot 41,876 \cdot 0,08011 / 0,91151 = 7,36 \text{ м}.$$

Длина торцового выреза

$$l_\theta = l_{ск} - l_c/2 + (d_\theta + 4) \cos 45^\circ/2 = 350 - 70/2 + (24 + 4) \cdot 0,707/2 = 325 \text{ мм}.$$

Высота торцового выреза

$$h_\theta = d_\theta + \delta_n + 5 \text{ мм} = 24 + 6 + 5 = 35 \text{ мм}.$$

Расстояние от оси выреза до верхнего ребра торца косяка

$$h' = h_n/2 \cos \delta_1 + l_\theta \operatorname{tg} \delta_1 = 145/2 \cdot 0,99738 + 325 \cdot 0,07256 = 96 \text{ мм}.$$

В пределах узла можно принять угол между косяками

$$\psi = 2(90 - \alpha) = 2(90 - 65^\circ 42' 56'') = 48^\circ 34' 08'';$$

$$\cos \psi = 0,6619; \operatorname{ctg} \psi = 0,88265.$$

По ширине торца $b_{\tau} = b_k + 2 \cdot 105 = 160 + 210 = 370$ мм длина выступающей части шипа

$$l_w = [(b_{\tau} - b_k / \cos \psi) 0,5 + b_k / \cos \psi] \operatorname{ctg} \psi = \\ = [(370 - 160 / 0,6619) 0,5 + 160 / 0,6619] 0,88265 = 270 \text{ мм.}$$

Ширина шипа в торце

$$b_w = b_{\tau} - (b_{\tau} - b_k / \cos \psi) 0,5 = 370 - (370 - 160 / 0,6619) 0,5 = 306 \text{ мм.}$$

Для обеспечения плотного взаимного упора торцов набегающих косяков принимают длину выступающей части шипов несколько большей, чем полученная длина l_w ,

$$l'_w = l_w + 10 = 270 + 10 = 280 \text{ мм.}$$

При этом ширина шипа будет равна ширине торца косяка:

$$b_w = l'_w \operatorname{tg} \psi = 280 \cdot 1,1332,9 = 318 \text{ мм.}$$

Длина гнезда в сквозном косяке

$$l_{\text{гн}} = l'_w / \cos \psi = 326 / 0,6619 = 492 \text{ мм.}$$

Длина торцового скоса гнезда

$$d_1 = b_k \operatorname{ctg} \psi = 160 \cdot 0,88265 = 141 \text{ мм.}$$

Нижняя грань гнезда совмещена с верхней гранью нижнего пояса косяка.

Высота подрезки нижней грани шипов

$$\Delta = l'_w \operatorname{tg} \delta_1 = 280 \cdot 0,07256 = 30 \text{ мм.}$$

Подрезка шипов у торца $\Delta' = 10$ мм.

Косяк № 2 (рис. 5. 18). Длина косяка № 2 по верхней кромке

$$l_{k2} = l_k / 2 = 7360 / 2 = 3680 \text{ мм.}$$

Определение геометрических размеров деталей опорного узла.

Длина скосов торцов верхних накладок (рис. 5. 24)

$$t_1 = 150 \operatorname{tg} \psi/2 = 150/0,4512 = 68 \text{ мм};$$

$$t_2 = 150 / (1/\operatorname{tg} \psi/2) = 150/0,4512 = 332 \text{ мм}.$$

Длина скосов торцов нижних накладок

$$t_3 = (100 - 43) \operatorname{tg} \psi/2 = 57/0,4512 = 26 \text{ мм};$$

$$t_4 = (100 - 43) / (1/\operatorname{tg} \psi/2) = 57/0,4512 = 126 \text{ мм}.$$

Длина верхних и нижних накладок $l_n = c = 3000$ мм. Для закрепления ветвей стальных затяжек прикрепляют к клееному фанерному опорному брусу в четырех местах на равных расстояниях четыре клееные трехгранные призмы (рис. 5. 24). К призмам прикрепляют на болтах упорный брус сечением 150х220 мм.

В скошенные торцы бруса через шайбы, гайки и контргайки упираются нарезные концы ветвей затяжки. Длина скошенных торцов упорного бруса

$$t = 150(1/\operatorname{tg} 22^\circ 30') = 150/0,414 = 362 \text{ мм}.$$

Отверстия в упорном брусе и клееном фанерном опорном брусе делают продолговатыми для пропуска разветвленных концов затяжки.

Узлы сетки свода, примыкающие к клееным фанерным брускам верхнего шарнира свода, решаются аналогично опорным узлам сетки, описанным выше.

Определение геометрических размеров косяков фронтовой арки
Внутренний косяк (рис. 5. 26, а). Высота косяка посередине $h_3 = 1035$ мм. Ширина косяка $b_k = 160$ мм. Полная высота торца

$$h'_3 = h_3 - f_0 = 1035 - 135 = 900 \text{ мм}.$$

Длина торцового выступа

$$\Delta_3 = (b_k \sin \psi/2)/2 = 80 \times 0,41126 = 33 \text{ мм}.$$

Высота торцового выступа $h_6 = 135$ мм. Величина, превышающая промежуточную точку перелома верхней кромки косяка над верхом торца

$$f_{o'} = R_n - (R_n - f_0)/\cos \Delta \beta/2 =$$

$$= 41876 - (41876 - 135)/0,999196 = 101 \text{ мм}.$$

Длина торцового скоса выступа

$$\Delta'_3 = (b_k/2 + 70) \sin \psi/2 = (80 + 70)0,41126 = 62 \text{ мм.}$$

Горизонтальная проекция полной величины скоса торца

$$e_3 = h'_3 \operatorname{tg} \Delta \beta = 900'0,08037 = 72 \text{ мм.}$$

Горизонтальная проекция расстояния между крайними точками верха и низа торца

$$e'_3 = \Delta_3 + e_3 = 33 + 72 = 105 \text{ мм.}$$

Полная длина косяка

$$\begin{aligned} I^e_3 &= 2 R_H \sin \Delta \beta + 2 \Delta_3 = 2'41876'0,08011 + 2'33 = \\ &= 6724 + 66 = 6790 \text{ мм.} \end{aligned}$$

Наружный косяк (рис. 5. 26, б). Высота косяка посередине $h_3 = 1035$ мм. Ширина косяка $b_k = 160$ мм. Высота торца

$$h'_3 = h_3 - f_0 = 1035 - 135 = 900 \text{ мм.}$$

Горизонтальная проекция торца косяка

$$e'_3 = h'_3 \operatorname{tg} \Delta \beta = 900'0,08037 = 72 \text{ мм.}$$

Длина отдельной грани верхней кромки косяка

$$\begin{aligned} b_{щ} &= 2 R_H \sin \Delta \beta/4 = 2'41876 \sin 1^\circ 08' 55'' = \\ &= 2'41876'0,02005 = 1683 \text{ мм.} \end{aligned}$$

Полная длина косяка

$$I^H_3 = 2 R_H \sin \Delta \beta = 2'41876'0,08011 = 6724 \text{ мм.}$$

Длина косяка по нижней кромке

$$I^{H'}_3 = I^H_3 - 2 e'_3 = 6724 - 2'72 = 6580 \text{ мм.}$$

Изготовление и монтаж свода

Все элементы свода, включая клееные фанерные щиты покрытия, изготавливают в специализированных цехах клееных конструкций.

Клееные элементы выполняют с помощью водостойкого клея на основе резорцина и меламина с предварительным перемешиванием компонентов.

При недостаточной длине деревянных элементов их стыкуют при помощи зубчатого шипа. Стыкование фанеры выполняют «на ус» в горячих прессах, а обработку кромок производят фрезерованием. Косяки свода изготовляют на специальных шаблонах, обеспечивающих при склеивании крыловатую форму. Точность изготовления ± 1 мм.

Сборку свода производят на строительной площадке внизу отдельными полотнищами половины свода длиной 12 м (4 с). Не законченные полностью при сборке крайние узлы полотнищ (рис. 5. 33), состоящие из двух косяков, соединяют на время монтажа дополнительными специальными стальными связями (рис. 5. 34), которые обеспечивают жесткость и неизменяемость этих узлов. Монтаж полотнищ половины свода ведут попарно симметрично с двух сторон. Соединение их в верхнем шарнире и установку стяжных болтов выполняют с помощью передвижной решетчатой башни (рис. 5. 35). На нижней площадке этой башни соединяют стыки половины затяжек, заранее установленных и подвешенных к полотнищам половины свода.

Для возможности постепенной продольной передвижки башни при наличии в зоне ее расположения части установленных затяжек необходимо верхнюю часть башни выполнять из простых сборно-разборных или складывающихся элементов.

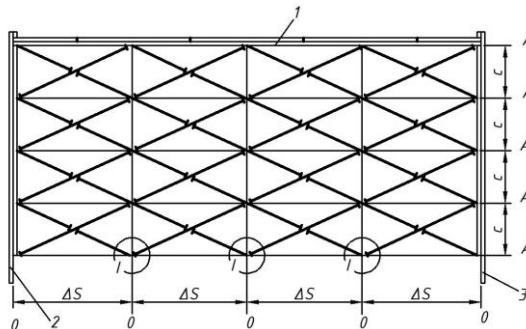


Рис. 5.33. Схема монтируемого полотнища свода:

1 - фронтовая арка; 2 - опорный брус; 3 - клеефанерный брус верхнего шарнира

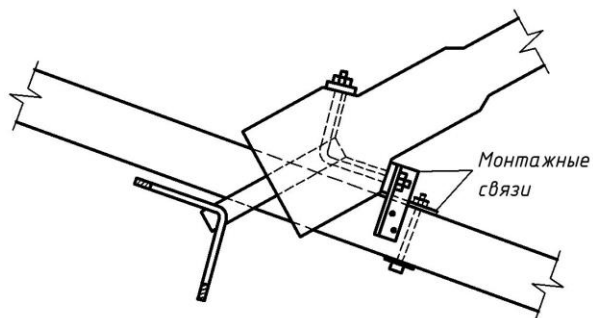


Рис. 5.34. Конструкция крепления крайних узлов полотнища монтажными связями

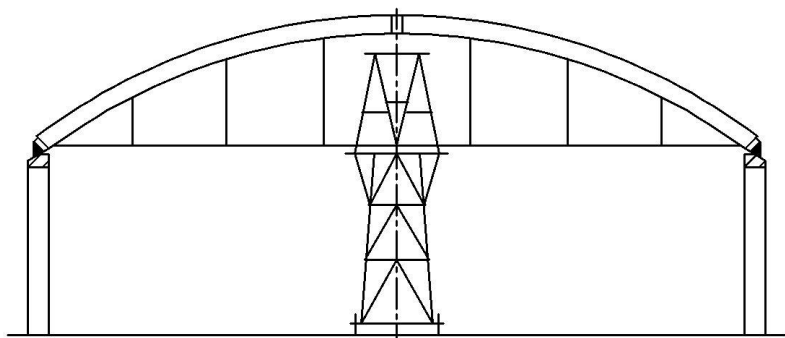


Рис. 5.35. Схема монтажа свода при помощи передвижной решетчатой башни

Расход материалов

Расход материалов приведен в табл. 5. 9.

Полный вес сетчатой конструкции свода складывается:

а) из веса древесины

$$g_d = 218,6 \cdot 500 = 109,300 \text{ кг};$$

Таблица 5. 9 Сводная спецификация

Наименование элементов	Объем древесины, м ³	Объем фанеры, м ³	Масса стали, кг
Косяки № 1 (2'193 = 386): 386'0,454; 386'0,110	175 -	- 42,5	
Косяки № 2 (2x 62 = 124): 124'0,5'0,454; 124'0,5'0,110	28 -	- 6,8	
Косяки фронтовых арок: 16'0,511 + 16' 0,466; 16'0,136 + 16' 0,134	15,6 -	- 4,3	12380
Стальные детали средних узлов 384x 32,24	-	-	277
Стальные детали фронтовых узлов 16x 17,3	-	-	101
Болты фронтовых арок 128x 0,79	-	-	12550
Затяжки 14x 896,4			
Итого	218,6	53,6	25308

б) из веса фанеры

$$g_{\phi} = 53,6 \cdot 700 = 3752 \text{ кг};$$

в) из веса стали

$$g_{cm} = 25308 \text{ кг};$$

г) из веса конструктивных элементов конькового шарнира свода (неучтенного в спецификации)

$$g_k = 8720 \text{ кг}.$$

Таким образом, суммарный собственный вес сетчатой конструкции свода на 1 м² горизонтальной поверхности

$$\begin{aligned}
 g_{c.в} &= (g_d + g_{\phi} + g_{cm} + g_k) / l B_n = \\
 &= (109300 + 3752 + 25308 + 8720) / 49,8(84 + 4'0,16) = \\
 &= 34,9 \text{ кг/м}^2,
 \end{aligned}$$

где B_n – длина свода, включая толщину фронтовых арок.

Действительный коэффициент собственного веса свода

$$\begin{aligned}
 k_{c.в} &= 1000 g_{c.в} / (g_n + s + g_{c.в}) = \\
 &= 1000 \cdot 34,9 / 49,8(27,2 + 94,5 + 34,9) = 4,5.
 \end{aligned}$$

В расчете свода был принят $k_{c.в} = 4$, что несколько ниже действительной величины.

Однако, сравнивая величину суммарной расчетной нагрузки при двух значениях

$k_{с.в.}$, получили разницу, не превышающую 5 %, а потому перерасчет не требуется.

Для кружально-сетчатых сводов из клееных фанерных косяков с узлами без шарниров можно принимать $k_{с.в.} = 4,5...5,5$, что значительно меньше величины, рекомендованной для кружально-сетчатых сводов из косяков цельного сечения, для которых $k_{с.в.} = 13...15$.

Алгоритм расчета кружально-сетчатого свода. Исходные данные: нагрузки – g, s ; геометрические характеристики – l_c, f, R, B, β, c ; характеристики материалов – R_c ,

$R_y, R_{см}, R_{см. \alpha}, R_{ск}, R_{ф. ск}, k_{ф}, R_u$.

Геометрический расчет свода. 1. $f = l_c/6$. 2. $R = l_c^2/8f$.

3. $\sin \beta/2 = l_c/2R$. 4. $S_d = \pi R \beta/180$. 5. $S'_d = S_d - 0$. 3. 6. $S_1 = S'_d/2$.

7. $\Delta S = S_1/4$. 8. 2 $\Delta \beta = \Delta S 180^\circ/\pi R$, $\Delta \beta$.

9. $\text{ctg } \alpha = c/2R \sin \Delta \beta$, α .

Полуарка разделена на 9 частей. 10. $x_n = l_c/2 - R \sin \varphi_n$.

11. $y_n = R \cos \varphi_n - e$.

12. $e = R - f$.

На печать вывести таблицу с геометрическими данными:

$x_n, y_n, \varphi_n, \sin \varphi_n, \cos \varphi_n, R \sin \varphi_n, R \cos \varphi_n$.

Статический расчет свода. 13. $g^H = g^H_1 S_d/l_c$.

14. $g^H_{с.в.} = [(g^H + S^H)/(1000/k_{с.в.} l_c) - 1]$.

15. $A = 0, 75 g l_c/2$. 16. $B = 0, 25 g l_c/2$. 17. $g = g_1$. 18. $H = g l_c^2/16 f$.

19. $M_n = A x_n - H y_n - g x_n^2/2$.

20. $M'_n = B x'_n - H y'_n$. 21. $N_n = H \cos \varphi_n + (A - q x_n) \sin \varphi_n$.

22. $N'_n = H \cos \varphi_n + B \sin \varphi_n$. 23. $H_q = q l_c^2/8 f$.

24. $H_c = S_c l_c^2/16 f$. 25. $H = H_q + H_c$. 26. $A = q l_c/2 + 3 S l_c/8$.

27. $B = q l_c/2 + S_c l_c/8$. 28. $Q'_n = B - q x'_n$.

29. $N'_n = H \cos \varphi'_n + Q'_n \sin \varphi'_n$.

Конструкция и расчет косяков свода. 30. $\mu = E_{ф}/E$.

31. $F_k = F_{np} = F_{\partial} + F_{\phi} \mu$.

32. $I_{\partial p} = I_{np} - b_k (h_k - 2 h_n)^3/12 + 2 \delta_{\phi} h^3_k 0,9/12$. 33. $W_{нт} = 2 I_{нт}/h_k$.

34. $r_k = \sqrt{I_{\partial p} / F_k}$.

$$35. l_0 = 0,5 S_d. \quad 36. \lambda = 0,7 l_0 / r_k \sin \alpha. \quad 37. \xi = 1 - \lambda^2 \sigma_c / 3000 R_c m_6.$$

$$38. \sigma_c = N_{n'}/2 F_k \sin \alpha.$$

$$39. \sigma = N_{n'}/2 F_{nm} \sin \alpha + M_{n'}/2 W_{nm} k_\phi \sin \alpha \leq R_c.$$

$$40. \varphi_\phi = 1 - (h'_{cm}/\delta_\phi)^2 / 5000.$$

$$41. T_{ск} = Q_{max}/2 h_0 \leq \varphi_\phi R_{\phi,ск} \delta_\phi.$$

Расчет элементов узлового сопряжения. Расчет стального элемента по верхнему поясу косяка.

$$42. N_{p.п} = M_{n'}/2 \xi k_\phi \sin \alpha h_0 - N_{n'}/2 \sin \alpha. \quad 43. F_n = N_{p.п}/R_p.$$

$$44. F_{б.нт} = 0,7 N_{p.п}/R_{p.б}. \quad 45. \tau_{ш} = N_{p.п}/\beta h_{ш} l_{ш} \leq R_{сп}.$$

$$46. M_{ш} = N_b [0,5 (l_0 + h_b) - d_b]/4. \quad 47. \sigma = M_{ш}/W_{ш} \leq R_y.$$

$$48. F_{см} = N_b/R_{см\alpha}.$$

Расчет на скалывание накладок. $49. R_{ск}^{cp} = R_{ск}/1 + \beta l_{ск}/e.$

$$50. \tau = N_p/2 F_{ск} \leq R_{ск}^{cp}.$$

Расчет стального элемента по нижнему поясу косяка выполняют так же, как и для верхнего пояса косяка от соответствующих усилий. Рассчитывают стальную затяжку, опорный узел, фронтонную арку. Определяют геометрические размеры косяков (рис. 5. 16 ... 5. 18).

5. 2 Ребристо-кольцевой купол

Одним из существующих решений большепролетных покрытий при опоре по контуру круглого или многоугольного в плане здания является клееный деревянный ребристо-кольцевой купол заводского изготовления. Такое покрытие применяют, как правило, в зданиях гражданского или производственного назначения. В отечественной строительной практике известны возведенное деревянное ребристо-кольцевое купольное покрытие рынка диаметром 102 м и купольные хранилища различных химических реагентов диаметром 70 м и более.

Ребристо-кольцевое покрытие является системой, объединяющей непрерывные кольцевые прогоны и радиальные ребра. Радиальные ребра-полуарки равномерно располагаются в плане по окружности, а многоярусные кольцевые прогоны с принятым шагом опоясывают купол.

Непрерывные кольцевые прогоны эффективно воспринимают как местные поперечные нагрузки, так и растягивающие кольцевые усилия, работают как многоярусные затяжки объединенной системой покрытия. Многоярусные затяжки в своей плоскости обеспечивают

жесткость системы и позволяют экономить до 20 % клееной древесины покрытия за счет создания пространственного эффекта.

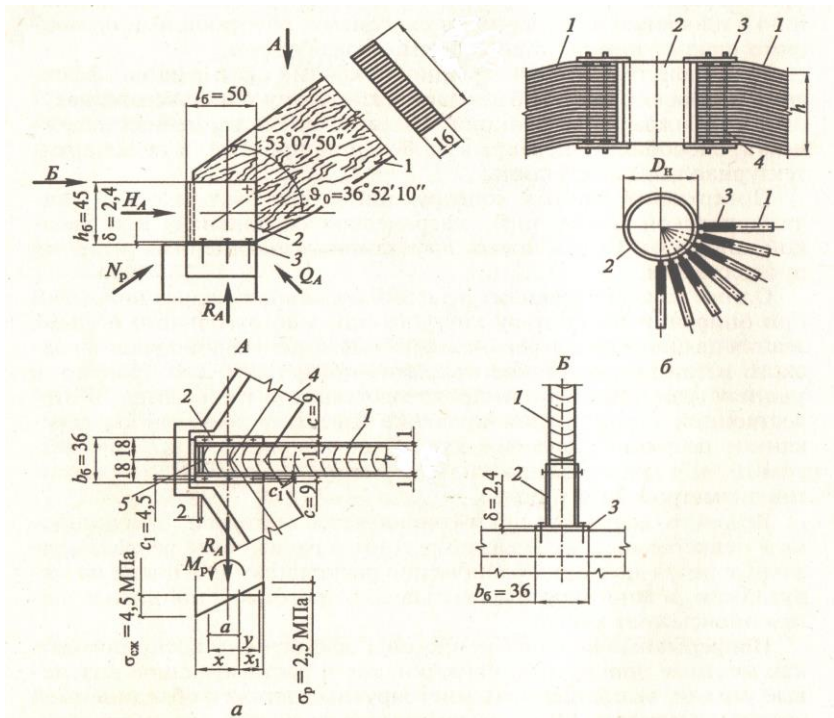


Рис. 5.36. Опорные узлы купола:

а - нижний; б - верхний; 1 - арка; 2 - стальной башмак; 3 - горизонтальная пластина башмака; 4 - опорный контур; 5 - торцевая пластина

Верхнее сжатое кольцо имеет клееную деревянную или при большем диаметре более жесткую стальную конструкцию. Нижнее опорное кольцо проектируют круглого и многоугольного очертания из железобетона, стали или древесины. Сопряжение ребер с верхним и нижним кольцами осуществляется шарнирно. Опору ребер арок на нижнее опорное кольцо выполняют с помощью стального башмака (рис. 5.36, а), в верхней части арки присоединяются к стальному кольцу на планках с зубчатыми шпонками (рис. 5.36, б).

Расчет купольных покрытий выполняют на следующее сочетание нагрузок: постоянная и снеговая, равномерно распределенная по всей

поверхности. В данном случае односторонние нагрузки в сочетании с равномерно распределенной постоянной нагрузкой создают расчетные усилия в сечениях радиальных арок меньше, чем при действии симметричного относительно оси сочетания нагрузок.

Нагрузка от снега, равномерно распределенного по поверхности:

$$s^H = s_0 \mu,$$

где $\mu = 0,85 - 0,1 v$ ($\mu \geq 0,35$) (прил. 28); v средняя многолетняя скорость ветра за зимний период [13].

Ветровые нагрузки на купол не учитывают.

За основную систему при расчете купола на симметричную относительно оси нагрузку принята плоская ломаная трех шарнирная арка, вписанная в криволинейную поверхность. В узлах переломов по направлению кольцевых ребер-затяжек вводят горизонтальные упруго податливые опоры (рис. 5. 37)

Статический расчет на действие симметричных оси нагрузок сводят к определению изгибающих моментов M в жестких узлах ломаной арки и реакций во введенных опорах.

Расчет опорного нижнего узла арки состоит в проверке прочности на смятие горизонтальной и вертикальной поверхности от действия реакции R_A и распора H_A

(рис. 5. 39, а).

Верхний коньковый узел арок выполнен в виде стального жесткого кольца с приваренными планками, количество которых равно числу полуарок.

Устойчивость плоской формы деформирования уточняют по формулам проверки устойчивости арки стрельчатого очертания (пример 4. 3). Кольцевые ребра рассчитывают как сжато-изгибаемые шарнирно опертые балки.

Прочность сечения радиальной арки с максимальным изгибающим моментом M и соответствующей продольной силой N определяют по формулам проверки прочности сжато-изгибаемого элемента.

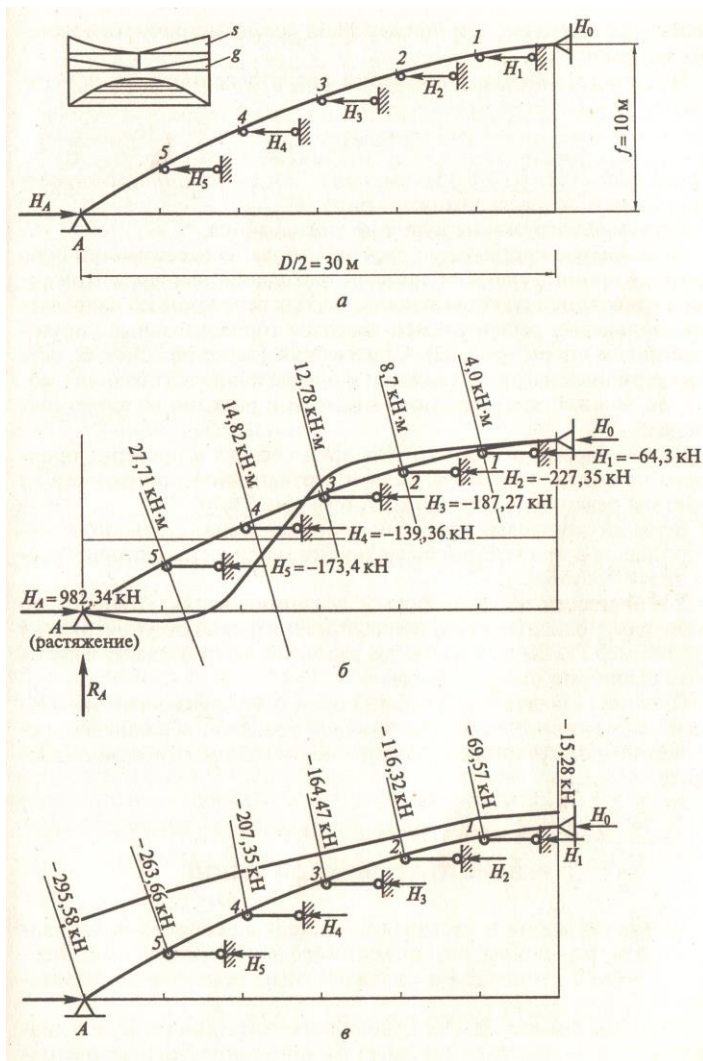


Рис. 5.37. К расчету купола:

а - расчетная схема; б - эпюра моментов M от расчетного сочетания нагрузок $g+s$; в - эпюра продольных сил N от нагрузок $g+s$

РЕБРИСТО-КОЛЬЦЕВОЙ КУПОЛ

Запроектировать и рассчитать элементы ребристо-кольцевого купольного покрытия, возводимого во втором климатическом районе с температурно-влажностным режимом эксплуатации класса 1.

Исходные данные. Здание I уровня ответственности. Купол диаметром 60 м и высотой 10 м имеет в плане многоугольное очертание, состоит из 28 дощато-клееных сборных меридиональных арок-ребер, установленных по кругу и пяти (не считая опорного) многоугольных колец, выполняющих функцию прогонов. Кольца опоясывают купол и образуют совместно с арками жесткую пространственную систему (рис. 5.38).

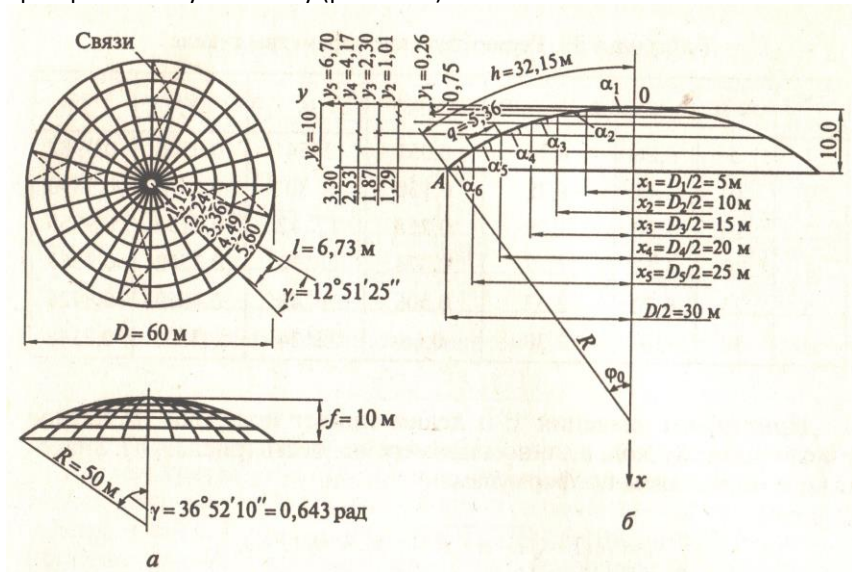


Рис. 5.38. Схема купольного покрытия (а) и геометрические размеры купола (б)

Полуарки-ребра в вершине купола соединены шарнирно с верхним металлическим кольцом, а в основании опираются на нижнее кольцо из железобетона. Для обеспечения устойчивости арок в

горизонтальной плоскости монтируют связи жесткости, расположенные не менее чем в двух диаметральных отсеках. Покрытие купола состоит из клееных фанерных на деревянном каркасе утепленных плит, опирающихся на кольцевые ребра. Материал ребер купола – сосновые доски влажностью $10 \pm 2\%$.

Геометрический расчет купола (рис. 5. 41). Радиус сферы

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

Половина центрального угла

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

Длина половины арки

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

Расстояние между арками в кольцевых сечениях

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

Координаты сечений и значения тригонометрических функций представлены в табл. 5. 10 и на рис. 5. 41, б.

Принимают значения x_i и делят пролет половины арки на четное число промежутков, в данном примере на шесть (рис. 5. 41, б). Значение y_i определяют по формулам:

$$y_i = R (1 - \sqrt{1 - x_i^2 / R^2}); \quad x_i = D/12 + x_{i-1};$$

$$\operatorname{tg} \alpha_i = (y_i - y_{i-1})/x_i; \quad x = D/12 = 60/12 = 5 \text{ м.}$$

Таблица 5. 10

Геометрические параметры купола

Сечение	x_i , м	y_i , м	$y_i - y_{i-1}$, м	$\operatorname{tg} \alpha_i$	α_i	$\sin \alpha_i$	$\cos \alpha_i$
1	5	0,26	0,26	0,051	2°54'	0,0506	0,9987
2	10	1,01	0,75	0,150	8°30'	0,1478	0,9890
3	15	2,30	1,29	0,258	12°42'	0,2198	0,9755
4	20	4,17	1,87	0,374	20°30'	0,3502	0,9367
5	25	6,70	2,53	0,506	26°48'	0,4509	0,8926
A	30	10	3,30	0,660	33°24'	0,5505	0,8348

Определение нормативных нагрузок на покрытие

1. От веса покрытия $g'' = 0,436 \text{ кН/м}^2$.
2. От снега, равномерно распределенного по площади покрытия купола, [14]:

$$s_o^H = s_o \mu = 1,26 \cdot 0,462 = 0,583 \text{ кН/м}^2;$$

$$\mu = 0,462 \text{ (прил. 28).}$$

3. От веса несущих конструкций купола:

$$g_{c.в}^H = (g^H + s_o^H)/[(1000/k_{c.в} D) - 1] =$$

$$= (0,436 + 0,583)/[(1000/4,4 \cdot 60) - 1] = 0,363 \text{ кН/м}^2,$$

где $k_{c.в} = 4,4$ для сферического купола.

4. Расчетные нагрузки, равномерно распределенные по поверхности купола, приведены в табл. 5. 11.

Таблица 5. 11 Нагрузки на купол, кН/м²

Нагрузка	Нормативные	γ_f	Расчетные
Постоянные:			
вес плит покрытия	0,436	1,1	0,480
вес конструкций купола	0,363	1,1	0,399
Итого	0,799	-	0,879
Снеговая	0,583	-	0,833

5. Значения нагрузок на 1 м погонной длины одной арки определяют по формулам:

от постоянных нагрузок

$$g_i = \pi D_i g/n \cos \alpha_i = 3,14 D_i g/28 \cos \alpha_i;$$

от снеговых равномерно распределенных нагрузок

$$s_i = \pi D_i s/n = 3,14 D_i s/28.$$

Значения нагрузок сведены в табл. 5. 12.

Расчет купола на симметричную постоянную нагрузку $g = 0,879$ кН/м². Нагрузки на 1 м погонной длины в расчетных сечениях приведены в табл. 5. 12 (для сокращения вычислений нагрузку и дальнейшие расчетные данные приняты с точностью до двух знаков после запятой). Основные этапы расчета.

Приведение нагрузок сосредоточенным силам:

$$g_{10} = 0,5 \cdot 0,995 \cdot 5 = 2,46 \text{ кН};$$

$$g_{21} = 0,5 \cdot 0,995 \cdot 5 + 0,995 \cdot 5 = 2,49 + 4,98 = 7,47 \text{ кН};$$

$$g_{32} = 0,5 \cdot 1,009 \cdot 5 + 2,017 \cdot 5 = 2,52 + 10,09 = 12,61 \text{ кН};$$

$$g_{43} = 0,5 \cdot 1,051 \cdot 5 + 3,152 \cdot 5 = 2,63 + 15,76 = 18,39 \text{ кН};$$

$$g_{54} = 0,5 \cdot 1,103 \cdot 5 + 4,409 \cdot 5 = 2,76 + 22,05 = 24,81 \text{ кН};$$

$$g_{A5} = 0,5 \cdot 1,179 \cdot 5 + 5,895 \cdot 5 = 2,95 + 29,48 = 32,43 \text{ кН}.$$

Моменты M_i на левой опоре от действия сосредоточенных сил g_{ij} :

$$M_1 = 2,46 \cdot 5/3 = 4,1 \text{ кН м};$$

$$M_2 = 2,49 \cdot 5/3 + 4,98 \cdot 5/2 = 4,15 + 12,45 = 16,6 \text{ кН м};$$

$$M_3 = 2,52 \cdot 5/3 + 10,09 \cdot 5/2 = 4,2 + 25,23 = 29,43 \text{ кН м};$$

$$M_4 = 2,63 \cdot 5/3 + 15,76 \cdot 5/2 = 4,38 + 39,4 = 43,78 \text{ кН м};$$

$$M_5 = 2,76 \cdot 5/3 + 22,05 \cdot 5/2 = 4,6 + 55,13 = 59,73;$$

$$M_A = 2,95 \cdot 5/3 + 29,48 \cdot 5/2 = 4,92 + 73,7 = 78,62 \text{ кН м}.$$

Таблица. 5.12

Расчетные нагрузки в сечениях арки, кН/м

Сечение	A	5		4		3		2		1	
Диаметр купола в сечении D_i , м	$D = 60$	$D_5 = 50$		$D_4 = 40$		$D_3 = 30$		$D_2 = 20$		$D_1 = 10$	
	слева	слева	справа	слева	справа	слева	справа	слева	справа	слева	справа
$\cos \alpha_i$	0,835	0,835	0,893	0,893	0,937	0,937	0,976	0,976	0,989	0,989	0,999
Постоянная нагрузка $g = 0,879 \text{ кН/м}^2$	7,074	5,895	5,512	4,409	4,203	3,152	3,026	2,017	1,990	0,995	0,985
Снеговая нагрузка, равномерно распределенная по поверхности, $s = 0,833 \text{ кН/м}^2$	5,597	4,665	3,732		2,799		1,866		0,933		

Суммарные сосредоточенные силы относительно левой опоры.

Опорные реакции:

$$\Sigma g_1 = 2,46 \text{ кН}; \quad \Sigma g_2 = 2,46 + 7,47 = 9,93 \text{ кН}; \quad \Sigma g_3 = 9,93 + 12,61 = 22,54 \text{ кН};$$

$$\Sigma g_4 = 22,54 + 18,39 = 40,93 \text{ кН}; \quad \Sigma g_5 = 40,93 + 24,81 = 65,74 \text{ кН};$$

$$\Sigma g_A = 65,74 + 32,43 = 98,17 \text{ кН} = R_A.$$

Суммарные изгибающие моменты относительно левой опоры:

$$\Sigma M_1 = 4,1 \text{ кН м};$$

$$\Sigma M_2 = g_{10}(l/3 + l) + M_2 = 2,46(4/3)5 + 16,6 = 33 \text{ кН м};$$

$$\sum M_3 = g_{10}(l/3 + 2l) + 2,49(l/3 + l) + 4,98(l/2 + 2l) + M_3 = 2,46(7/3)5 + 2,49(4/3)5 + 4,98(3 \times 5/2) + 29,43 = 28,7 + 16,6 + 37,35 + 29,43 = 112,08 \text{ кН м};$$

$$\sum M_4 = g_{10}(l/3 + 3l) + 2,49(l/3 + 2l) + 4,98(l/2 + 2l) + 2,52(l/3 + l) + 10,09(l/2 + l) + M_4 = 268,56 \text{ кН м};$$

$$\sum M_5 = g_{10}(l/3 + 4l) + 2,49(l/3 + 3l) + 4,98(l/2 + 3l) + 2,52(l/3 + 2l) + 10,09(l/2 + 2l) + 2,63(l/3 + l) + 15,76(l/2 + l) + M_5 = 532,94 \text{ кН м};$$

$$\begin{aligned} \sum M_A = g_{10}(l/3 + 5l) + 2,49(l/3 + 4l) + 4,98(l/2 + 4l) + 2,52(l/3 + 3l) + 10,09(l/2 + 3l) + 2,63(l/3 + 2l) + 15,76(l/2 + 2l) + 2,76(l/3 + l) + 22,05(l/2 + l) + 78,62 = \\ 2,46(16/3)l + 2,49(13/3)l + 4,98(9/2)l + 2,52(10/3)l + 10,09(7/2)l + 2,63(7/3)l + 15,76(5/2)l + 2,76(4/3)l + 22,05(3/2)l + 78,62 = \\ = 922,26 \text{ кН м}. \end{aligned}$$

Значения моментов защемления как для статически неопределимых балок в расчетных сечениях от действующей нагрузки (прил. 29):

$$M^{np}_1 = 0,985 \cdot 5^2 / 15 = 1,64 \text{ кН м};$$

$$M^n_1 = 0,995 \cdot 5^2 / 12 + 0,995 \cdot 5^2 / 30 = 2,9 \text{ кН м};$$

$$M^{np}_2 = 0,995 \cdot 5^2 / 12 + 0,995 \cdot 5^2 / 20 = 2,07 + 1,24 = 3,31 \text{ кН м};$$

$$M^n_2 = 2,017 \cdot 5^2 / 12 + 1,009 \cdot 5^2 / 30 = 4,20 + 0,84 = 5,04 \text{ кН м};$$

$$M^{np}_3 = 4,20 + 1,009 \cdot 5^2 / 20 = 4,20 + 1,26 = 5,46 \text{ кН м};$$

$$M^n_3 = 3,152 \cdot 5^2 / 12 + 1,051 \cdot 5^2 / 30 = 6,57 + 0,88 = 7,45 \text{ кН м};$$

$$M^{np}_4 = 6,57 + 1,051 \cdot 5^2 / 20 = 6,57 + 1,31 = 7,88 \text{ кН м};$$

$$M^n_4 = 4,409 \cdot 5^2 / 12 + 1,103 \cdot 5^2 / 30 = 9,19 + 0,92 = 10,11 \text{ кН м};$$

$$M^{np}_5 = 9,19 + 1,103 \cdot 5^2 / 20 = 9,19 + 1,38 = 10,57 \text{ кН м};$$

$$M^n_5 = (7/120)5^2 \cdot 1,179 + 5,895 \cdot 5^2 / 8 = 1,72 + 18,43 = 20,15 \text{ кН м}.$$

Моменты защемления в узлах арки перераспределяют по методу Кросса. Последовательность вычислений приведена в прил. 30 и табл. 5. 13

Усилия в условных затяжках:

$$H_{0y1} - \sum M_1 = M^{np}_1;$$

$$H_i = [(M^{np}_{i+1} - M^{np}_i + \sum M_{i+1} - \sum M_i) / (y_{i-1} - y_i)] - \sum H;$$

$$H_0 = (2,08 + 4,1) / 0,26 = 7,77 \text{ кН};$$

$$H_1 = [(-4,17 + 2,08 + 33 - 4,1) / 0,75] - 7,77 = 28,03 \text{ кН};$$

$$H_2 = [(-6,69 + 4,17 + 112,08 - 33)/1,29] - 35,80 = 23,55 \text{ кН};$$

Таблица 5.13 Распределение моментов защемления

Уравновешенные изгибающие моменты M_{np}									
M^L	M^{np}	M^R	M^{np}	M^L	M^{np}	M^R	M^{np}	M^L	M^{np}
15,89	-15,92	7,82	-7,82	6,69	-6,69	4,17	-4,17	2,08	-2,08
-0,35	-0,46	-0,21	-0,21	-0,52	-0,52	-0,19	-0,19	-0,13	-0,09
0	0,81	0,16	0,25	0,81	0,22	0,25	0,13	0,22	0
0,24	0,32	1,61	1,61	0,5	0,5	0,43	0,43	0,25	0,19
0	-0,56	-2,73	-0,49	-0,56	-0,44	-0,49	-0,36	-0,44	0
M									
-4,11	-5,46	-1,12	-1,12	-0,99	-0,99	-0,87	-0,87	-0,72	-0,54
20,15	-10,57	10,11	-7,88	7,45	-5,46	5,04	-3,31	2,9	-1,64
Узлы									
5		4		3		2		1	

$$H_3 = [(-7,82 + 6,69 + 268,56 - 112,08)/1,87] - 83,07 = 18,23 \text{ кН};$$

$$H_4 = [(-15,92 + 7,82 + 532,94 - 268,56)/2,53] - 83,07 = 18,23 \text{ кН};$$

$$H_5 = [(15,92 + 922,26 - 532,94)/3,3] - 101,30 = 21,50 \text{ кН}$$

$$H_A = 122,8 \text{ кН} - \text{растяжение};$$

$$H_A = \sum H_i = H_0 + H_1 + \dots + H_5 = 122,8 \text{ кН}.$$

Продольные силы N в пролетах полуарки определяют из уравнения проекций сил, расположенных по одну сторону от сечения, на направление пролета:

$$N^0 = H_0 \cos \alpha_1 = 7,77 \cdot 0,9987 = 7,75 \text{ кН};$$

$$N^{np_1} = H_0 \cos \alpha_1 + \sum g_1 \sin \alpha_1 = 7,75 + 2,46 \cdot 0,0506 = 7,87 \text{ кН};$$

$$N^1 = (H_0 + H_1) \cos \alpha_2 + \sum g_1 \sin \alpha_2 = 35,80 \cdot 0,989 + 2,46 \cdot 0,1478 = 35,77 \text{ кН};$$

$$N^{np_2} = (H_0 + H_1) \cos \alpha_2 + \sum g_2 \sin \alpha_2 = 35,41 + 9,93 \cdot 0,1478 = 37,24 \text{ кН};$$

$$N^2 = (H_0 + H_1 + H_2) \cos \alpha_3 + \sum g_2 \sin \alpha_3 = 59,35 \cdot 0,9755 + 9,93 \cdot 0,2198 = 60,04 \text{ кН};$$

$$N^{np_3} = (H_0 + H_1 + H_2) \cos \alpha_3 + \sum g_3 \sin \alpha_3 = 57,86 + 22,54 \cdot 0,2198 = 62,81 \text{ кН};$$

$$N^3 = (H_0 + H_1 + H_2 + H_3) \cos \alpha_4 + \sum g_3 \sin \alpha_4 = 83,07 + 0,9367 + 22,54 \cdot 0,3502 = 85,73 \text{ кН};$$

$$N^{np}_4 = (H_0 + H_1 + H_2 + H_3) \cos \alpha_4 + \sum g_4 \sin \alpha_4 = 77,84 + 40,93'0,3502 = 92,17 \text{ кН};$$

$$N^{n}_4 = (H_0 + H_1 + H_2 + H_3) \cos \alpha_5 + \sum g_4 \sin \alpha_5 = 101,30'0,8926 + 40,93'0,4509 = 108,92 \text{ кН};$$

$$N^{np}_5 = (H_1 + H_2 + H_3 + H_4) \cos \alpha_5 + \sum g_5 \sin \alpha_5 = 90,46 + 65,74'0,4509 = 120,10 \text{ кН};$$

$$N^{n}_5 = (H_0 + H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5) \cos \alpha_A + \sum g_5 \sin \alpha_A = 122,80'0,8348 + 65,74'0,5505 = 138,75 \text{ кН};$$

$$N^{np}_A = 102,54 + \sum g_A \sin \alpha_A = 102,54 + 98,17'0,5505 = 156,60 \text{ кН}.$$

Этапы расчета купола на действие постоянной нагрузки $G = 0,879 \text{ кН/м}^2$ (эпюры в табл. 5.16)
Таблица 5.14

$g_{R5} = 32,43$	$g_{54} = 24,81$	$g_{43} = 18,39$	$g_{32} = 12,61$	$g_{21} = 7,47$	$g_{10} = 2,46 \text{ кН м}$
$M_A = 78,62$	$M_5 = 59,73$	$M_4 = 43,78$	$M_3 = 29,43$	$M_2 = 16,6$	$M_1 = 4,1 \text{ кН м}$
$\sum g_A = 98,17$	$\sum g_5 = 65,74$	$\sum g_4 = 40,93$	$\sum g_3 = 22,54$	$\sum g_2 = 9,93$	$\sum g_1 = 2,46 \text{ кН м}$
$\sum M_A = 922,26$	$\sum M_5 = 532,94$	$\sum M_4 = 268,56$	$\sum M_3 = 112,08$	$\sum M_2 = 33,0$	$\sum M_1 = 4,1 \text{ кН м}$
Изгибающие моменты на опорах балок, кН м (табл. 5.13)					
Уравновешенные изгибающие моменты на опорах M^{vp}_i , кН м					

Определяют поперечные силы Q в пролетах полуарки:

$$Q^{n}_0 = H_0 \sin \alpha_1 = 7,77'0,0506 = 0,39 \text{ кН};$$

$$Q^{np}_1 = H_0 \sin \alpha_1 - \sum g_1 \cos \alpha_1 = 0,39 - 2,46'0,9987 = -2,08 \text{ кН};$$

$$Q^{n}_1 = (H_0 + H_1) \sin \alpha_2 - \sum g_1 \cos \alpha_2 = 35,80'0,1478 - 2,46'0,989 = 2,87 \text{ кН};$$

$$Q^{np}_2 = (H_0 + H_1) \sin \alpha_2 - \sum g_2 \cos \alpha_2 = 5,30 - 9,93'0,9890 = -4,52 \text{ кН};$$

$$Q^{n}_2 = (H_0 + H_1 + H_2 + H_3) \sin \alpha_3 - \sum g_2 \cos \alpha_3 = 59,35'0,2198 - 9,93'0,9755 = 3,36 \text{ кН};$$

$$Q^{np}_3 = 13,05 - \sum g_3 \cos \alpha_3 = 13,05 - 22,54'0,9755 = -8,94 \text{ кН};$$

$$Q^{n}_3 = (H_0 + H_1 + H_2 + H_3) \sin \alpha_4 - \sum g_3 \cos \alpha_4 = 83,07'0,3502 - 22,54'0,9367 = 7,96 \text{ кН};$$

$$Q^{np}_4 = 29,07 - \sum g_4 \cos \alpha_4 = 29,07 - 40,93'0,9367 = -9,27;$$

$$Q^{\prime}_4 = (H_0 + H_1 + H_2 + H_3 + H_4) \sin \alpha_5 - \sum g_4 \cos \alpha_5 =$$

$$= 101,30'0,4509 - 40,93 \times 0,8926 = 9,15 \text{ кН};$$

$$Q^{np}_5 = 45,68 - \sum g_5 \cos \alpha_5 = 45,68 - 65,74'0,8926 = -13,00;$$

$$Q^{\prime}_5 = (H_0 + H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5) \sin \alpha_A - \sum g_5 \cos \alpha_A =$$

$$= 122,80'0,5505 - 65,74'0,8348 = 12,78 \text{ кН};$$

$$Q^{np}_A = 67,66 - \sum g_A \cos \alpha_A = 67,66 - 98,17'0,8348 = -14,29 \text{ кН}.$$

Усилия в кольцах купола:

$$N^k_i = H_i/2 \sin \gamma / 2 = H_i/2 \times 0,1119 = 4,2 H_i;$$

$$N^k_A = 4,2 H = 4,2'122,80 = 515,76 \text{ кН} - \text{растяжение};$$

$$N^k_5 = -4,2 H_5 = -4,2'21,50 = -90,30 \text{ кН};$$

$$N^k_4 = -4,2 H_4 = -4,2'18,23 = -76,57 \text{ кН};$$

$$N^k_3 = -4,2 H_3 = -4,2'23,71 = -99,58 \text{ кН};$$

$$N^k_2 = -4,2 H_2 = -4,2'23,55 = -98,91 \text{ кН};$$

$$N^k_1 = -4,2 H_1 = -4,2'28,03 = -117,73 \text{ кН};$$

$$N^k_0 = -4,2 H_0 = -4,2'7,77 = -32,63 \text{ кН}.$$

Расчет купола на симметричную снеговую нагрузку $s = 0,833$ кН/м². Значения изгибающих моментов M , продольных N и поперечных Q сил (табл. 5.12; 5.16).

Приведение распределенной снеговой нагрузки к сосредоточенным силам:

$$s_{10} = 1/2 \times 0,933'5 = 2,33 \text{ кН};$$

$$s_{21} = 1/2 \times 0,933 + 0,933'5 = 2,33 + 4,665 = 6,99 \text{ кН};$$

$$s_{32} = 1/2 \times 0,933'5 + 1,866'5 = 2,33 + 9,33 = 11,66 \text{ кН};$$

$$s_{43} = 1/2 \times 0,933'5 + 2,799'5 = 2,33 + 13,995 \text{ кН};$$

$$s_{54} = 1/2 \times 0,933'5 + 3,732'5 = 2,33 + 18,66 = 20,99 \text{ кН};$$

$$s_{A5} = 1/2 \times 0,933'5 + 4,665'5 = 2,33 + 23,33 = 25,66 \text{ кН}.$$

Моменты на левой опоре от сосредоточенных сил:

$$M_1 = 2,33'5/3 = 3,88 \text{ кН м};$$

$$M_2 = 3,88 + 4,67 \cdot 5/2 = 3,88 + 11,68 = 15,56 \text{ кН м};$$

$$M_3 = 3,88 + 9,33 \cdot 5/2 = 3,88 + 23,33 = 27,21 \text{ кН м};$$

$$M_4 = 3,88 + 13,99 \cdot 5/2 = 3,88 + 34,98 = 38,86 \text{ кН м};$$

$$M_5 = 3,88 + 18,66 \cdot 5/2 = 3,88 + 46,55 = 50,53 \text{ кН м};$$

$$M_A = 3,88 + 23,33 \cdot 5/2 = 3,88 + 58,33 = 62,21 \text{ кН м}.$$

Суммарные сосредоточенные силы на левых опорах представляют собой опорные реакции в расчетных сечениях:

$$\sum S_1 = 2,33; \quad \sum S_2 = 2,33 + 6,99 = 9,32; \quad \sum S_3 = 20,98;$$

$$\sum S_4 = 37,31; \quad \sum S_5 = 58,33;$$

$$\sum S_A = 83,96 = R_A.$$

Суммарные моменты M на левой опоре:

$$\sum M_1 = 3,88 \text{ кН м};$$

$$\sum M_2 = 2,33(1/3 \cdot 5 + 5) + M_2 = 2,33 \cdot 4/3 \cdot 5 + 15,56 = 31,09 \text{ кН м};$$

$$\sum M_3 = 2,33(1/3 \cdot 5 + 2 \cdot 5) + 2,33(5/3 + 5) + 4,67(5/2 + 5) + 27,21 = 104,95 \text{ кН м};$$

$$\sum M_4 = 2,33(1/3 \cdot 5 + 3 \cdot 5) + 2,33(5/3 + 2 \cdot 5) + 4,67(5/2 + 2 \cdot 5) + 2,33(5/3 + 5) + 9,33(5/2 + 5) + 38,86 = 286,06 \text{ кН м};$$

$$\sum M_5 = 2,33(1/3 \cdot 5 + 4 \cdot 5) + 2,33(1/3 \cdot 5 + 3 \cdot 5) + 2,33(1/3 \cdot 5 + 2 \cdot 5) + 2,33(1/3 \cdot 5 + 5) + 4,67(1/2 \cdot 5 + 3 \cdot 5) + 9,33(1/2 \cdot 5 + 2 \cdot 5) + 13,995(1/2 \cdot 5 + 5) + 50,53 = 485,87 \text{ кН м};$$

$$\sum M_A = 2,33(1/3 \cdot 5 + 5 \cdot 5) + 2,33(3 \cdot 5 + 4 \cdot 5) + 2,33(1/3 \cdot 5 + 3 \cdot 5) + 2,33(1/3 \cdot 5 + 2 \cdot 5) + 2,33(1/3 \cdot 5 + 5) + 4,67(1/2 \cdot 5 + 4 \cdot 5) + 9,33(1/2 \cdot 5 + 3 \cdot 5) + 13,995(1/2 \cdot 5 + 2 \cdot 5) + 18,66(1/2 \cdot 5 + 5) + 62,21 = 839,62 \text{ кН м}.$$

Моменты защемления в балках определяют по формулам прил. 29. Распределение моментов защемления выполнено по методу Красса (прил. 30) и представлено в табл. 5.15 и 5.16.

Распределение моментов защемления на опорах вычислено при действии на купол распределенной по всей поверхности снеговой нагрузки $s = 0,833 \text{ кН/м}^2$ (табл. 5. 15).

Усилия в условных затяжках, кН (определение H_i проведено ранее):

$$\begin{aligned}
 H_{0y1} &= \sum M_i = M^{np}_1; \\
 H_0 &= (-1,92 + 3,88)/0,26 = 7,54 \text{ кН}; \\
 H_1 &= (-3,90 + 1,92 + 31,09 - 3,88)/0,75 - 7,54 = 33,64 - 7,54 = 26,10 \text{ кН}; \\
 H_2 &= (-6,09 + 3,90 + 104,95 - 31,09)/1,29 - 33,64 = 55,56 - 33,64 = 21,92 \text{ кН}; \\
 H_3 &= (-6,94 + 6,09 + 248,75 - 104,95)/1,87 - 55,56 = 76,44 - 55,56 = 20,88 \text{ кН}; \\
 H_4 &= (-12,85 + 6,94 + 485,87 - 248,75)/2,53 - 76,44 = 91,39 - 76,44 = 14,95 \text{ кН}; \\
 H_5 &= (12,86 + 839,62 - 485,87)/3,3 - 91,39 = 111,09 - 91,39 = 19,7 \text{ кН}; \\
 H_A &= 111,09 \text{ кН} - \text{растяжение}.
 \end{aligned}$$

Таблица 5.15

Распределение моментов защемления

Уравновешенные моменты M_{up}									
M^a	M^{np}	M^a	M^{np}	M^a	M^{np}	M^a	M^{np}	M^a	M^{np}
12,86	-12,85	6,94	-6,94	6,08	-6,09	3,90	-3,90	1,92	-1,92
-0,25	-0,34	-0,15	-0,15	-0,34	-0,34	-0,15	-0,15	-0,05	-0,04
0	0,59	0,11	0,19	0,59	0,09	0,19	0,11	0,09	0
0,17	0,22	1,19	1,19	0,39	0,39	0,36	0,36	0,22	0,17
0	-0,39	-1,99	-0,39	-0,39	-0,39	-0,39	-0,33	-0,39	0
M									
-3,00	-3,98	-0,78	-0,78	-0,78	-0,78	-0,78	-0,78	-0,67	-0,50
15,94	-8,35	8,56	-7,00	6,61	-5,06	4,67	-3,11	2,72	-1,55
Узлы									
5	4	3	2	1					

Продольные силы N в пролетах полуарки определяют из уравнения проекции сил, расположенных по одну сторону от сечения, на направление пролета аналогично расчету на постоянную нагрузку:

$$N^0 = 7,54 \cdot 0,9987 = 7,53 \text{ кН};$$

$$N^{np}_1 = 7,53 + 2,33 \cdot 0,0506 = 7,65 \text{ кН};$$

$$N^1 = 33,64 \cdot 0,989 + 2,33 \cdot 0,1478 + 33,26 + 0,34 = 33,60 \text{ кН};$$

$$N^{np}_2 = 33,262 + 9,32 \cdot 0,1478 = 33,262 + 1,38 = 34,62 \text{ кН};$$

$$N^2 = 55,26 \cdot 0,9755 + 9,32 \cdot 0,2198 = 54,23 + 2,05 = 56,28 \text{ кН};$$

$$N^{np}_3 = 54,23 + 20,98 \cdot 0,2198 = 54,25 + 4,61 = 58,84 \text{ кН};$$

$$N^3 = 76,44 \cdot 0,9367 + 20,98 \cdot 0,3502 = 71,62 + 7,35 = 78,87 \text{ кН};$$

$$N^{np}_4 = 71, 62 + 37,31'0, 3502 = 71, 62 + 13, 07 = 84, 69 \text{ кН};$$

$$N^{\prime}_4 = 91,39'0, 8926 + 37,31'0, 4509 = 81, 61 + 16, 82 = 98, 43 \text{ кН};$$

$$N^{np}_5 = 81, 61 + 58,3'0, 4509 = 81, 61 + 26, 27 = 107, 88 \text{ кН};$$

$$N^{\prime}_5 = 111,09'0, 8348 + 58,3'0, 5505 = 92, 76 + 32, 09 = 124, 85 \text{ кН};$$

$$N^{np}_A = 92, 76 + 83,96'0, 5505 = 92, 76 + 46, 22 = 138, 98 \text{ кН}.$$

Определяют поперечные силы Q в пролетах полуарки:

$$Q^{\prime}_0 = 7,54'0, 0506 = 0,385 \text{ кН};$$

$$Q^{np}_1 = 0,385 - 2,33'0, 9987 = 0,385 - 2, 3 = -1, 5 \text{ кН};$$

$$Q^{\prime}_1 = 33,64'0, 1478 - 2, 33'0, 989 = 4, 8 - 2, 0 - 2, 8 \text{ кН};$$

$$Q^{np}_2 = 4, 8 - 9,32'0, 989 = 4, 8 - 9, 22 = -4, 24 \text{ кН};$$

$$Q^{\prime}_2 = 55,56'0, 2198 - 9,32'0, 9755 = 12, 6 - 20, 47 = -8, 31 \text{ кН};$$

$$Q^{np}_3 = 12, 16 - 20,98'0, 9755 = 12, 16 - 20, 47 = -8, 31 \text{ кН};$$

$$Q^{\prime}_3 = 76,44'0, 3502 - 20,98'0, 9367 = 26, 75 - 19, 65 = 7, 1 \text{ кН};$$

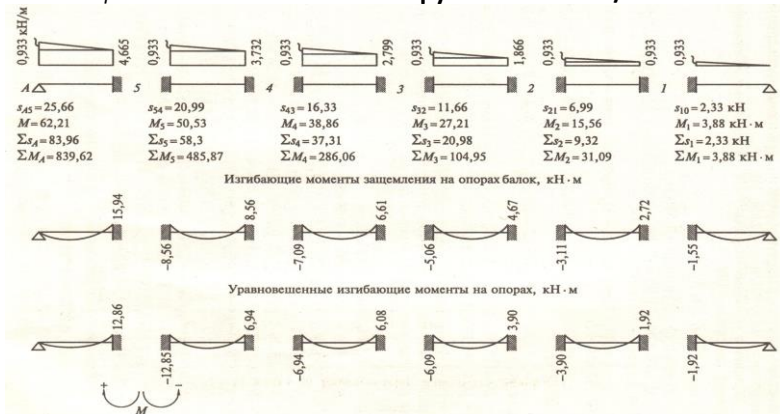
$$Q^{np}_4 = 26, 75 - 37,31'0, 9367 = 26, 75 - 34, 95 = -8, 20 \text{ кН};$$

$$Q^{\prime}_4 = 91,39'0, 4509 - 37,31'0, 8926 = 41, 32 - 33, 30 = 7, 92 \text{ кН};$$

$$Q^{np}_A = 61, 21 - 83,96'0, 8348 = 61, 21 - 70, 09 = -8, 88 \text{ кН}.$$

Этапы расчета купола на действие снеговой нагрузки $s=0.833 \text{ кН/м}^2$

Таблица 5.16



Усилия в кольцах:

$$N_A^k = 4,2 \cdot 111, 9 = 466, 58 \text{ кН};$$

$$N_5^k = -4,2 \cdot 19, 7 = -82, 74 \text{ кН};$$

$$N_4^k = -4,2 \cdot 14, 95 = -62, 79 \text{ кН};$$

$$N_3^k = -4,2 \cdot 20, 88 = -87, 69 \text{ кН};$$

$$N_2^k = -4,2 \cdot 21, 92 = -92, 06 \text{ кН};$$

$$N_1^k = -4,2 \cdot 26, 10 = -109, 62 \text{ кН}.$$

Конструктивный расчет купола. Радиальная арка.

Изгибающий момент

$$M = 28,77 \text{ кН м, соответствующая продольная сила } N = 263,66 \text{ кН}.$$

Принимают доски сечением 2,5х17,5 см, после острожки 2,0х17 см.

Для ребристо-кольцевых куполов высоту сечения рекомендуется принимать $h = (1/40 \dots 1/80)l$;

$$h = 85 \text{ см} = 6000/85 = l/71.$$

Геометрические характеристики.

$$\text{Площадь сечения } F = b h = 17 \cdot 85 = 1445 \text{ см}^2.$$

$$\text{Момент сопротивления } W = b h^2 / 6 = 17 \cdot 85^2 / 6 = 20471 \text{ см}^3.$$

$$\text{Радиус инерции } r = 0,29 h = 0,29 \cdot 85 = 24,65 \text{ см}.$$

$$\text{Гибкость } \lambda = l_p / r = 0,58 S / r = 0,58 \cdot 6430 / 24,65 = 151,3,$$

$$\text{где } S - \text{длина дуги арки: } S = 2 l = 2 \cdot 3215 = 6430 \text{ см}.$$

$$\text{Коэффициент продольного изгиба } \varphi = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 151,3^2 = 0,13.$$

$$\text{Расчетное сопротивление сжатию } R_c = R_c m_\theta m_\delta m_{cl} m_{zn},$$

где m_θ - коэффициент условия эксплуатации конструкций, при условиях 1 класса $m_\theta = 1$;

$$m_\delta - \text{коэффициент высоты сечения, при } h = 85 \text{ см } m_\delta = 0,87;$$

$$m_{cl} - \text{коэффициент толщины слоя, при толщине досок } b = 2,0 \text{ см } m_{cl} = 1,07;$$

$$m_{zn} - \text{коэффициент, учитывающий гнутую арку; } R/a = 5000/2 = 2500 > 500; m_{zn} = 1;$$

$$R_c = 1,5 \cdot 1 \cdot 0,87 \cdot 1,07 \cdot 1 = 1,4 \text{ кН/см}^2, [1].$$

$$\text{При } N = N_{\theta} = 7,75 + 7,53 = 15,28 \text{ кН:}$$

$$\xi = 1 - N / \varphi R_c F = 1 - 15,28 / 0,13 \cdot 1,4 \cdot 1445 = 0,99;$$

$$M_d = M / \xi = 28,77 / 0,99 = 29,06 \text{ кН м}.$$

Напряжение в сечении арки:

$$\sigma = N/F + M_d/W = 263,66/1445 + 2906/20471 = 0,32 \text{ кН/см}^2 < 1,4 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования.

Устойчивость проверяют при отрицательном изгибающем моменте, когда закреплена связями растянутая кромка сечения:

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

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

$$K_\phi 140 b^2/h = 1,13 \cdot 140 \cdot 17^2/85 = 538 > 150 \text{ см},$$

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

Нижняя кромка полуарки сжата и из плоскости не закреплена. Расчетная длина незакрепленной нижней кромки $l_p = L = 32,15 \text{ м} = 3215 \text{ см}$.

Гибкость из плоскости $\lambda_y = l_p/0,29 b = 3215/0,29 \cdot 17 = 652$.

Коэффициент продольного изгиба $\varphi_y = 3000/\lambda_y^2 = 3000/652^2 = 0,007$.

Коэффициент устойчивости при изгибе

$$\varphi_m = K_\phi 140 b^2/l_p h = 1,13 \cdot 140 \cdot 17^2/3215 \cdot 85 = 0,17.$$

Коэффициенты K_{nN} и K_{nM} :

$$K_{nN} = 0,75 + 0,06(l_p/h)^2 + 0,6 \varphi_o l_p/h = 0,75 + 0,06(3215/85)^2 + 0,6 \cdot 0,643 \cdot 3215/85 = 101,1,$$

где $\varphi_o = 0,643 \text{ рад}$ – центральный угол полуарки;

$$K_{nM} = 0,142(l_p/h) + 1,76(h/l_p) + 1,4 \varphi_o = 0,142 \cdot 3215/85 + 1,76 \cdot 85/3215 + 1,4 \cdot 0,643 = 6,32.$$

Устойчивость плоской формы деформирования

$$\begin{aligned} & N/\varphi_y K_{nN} R_c F + M_d/\varphi_m K_{nM} R_u W = \\ & = 263,66/0,007 \cdot 101,1 \cdot 1,4 \cdot 1445 + 3094/0,17 \cdot 6,32 \cdot 1,4 \cdot 20471 = \\ & = 0,28 < 1. \end{aligned}$$

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

Расчет опорного узла арки на железобетонный контур. Усилия, действующие в опорном узле, показаны на рис. 5. 39, а и приведены в табл. 5. 17.

Таблица 5. 17

Усилия в опорном узле

Сочетания нагрузок	Усилия		
Постоянная и снеговая на всем пролете, $g + s$	Опорные реакции, кН		Поперечная сила на опоре Q_A , кН
	R_A	H_A	
	182,13	232,89	

Размеры металлического башмака (рис. 5. 39)

$$h_b = 45 \text{ см}; l_b = 50 \text{ см}.$$

Напряжение в вертикальной и горизонтальной площадках опорных деревянных поверхностей определяют по формулам:

$$\sigma_z = R_A / l_b b = 182,13 / 50 \cdot 17 = 0,21 \text{ кН/см}^2 < R_{см. z} = 0,49 \text{ кН/см}^2,$$

$$\begin{aligned} \text{где } R_{см. z} &= R_{см} / 1 + [(R_{см} / R_{см. 90}) - 1] \sin^3 \alpha = \\ &= 1,5 / 1 + [(1,5 / 0,3) - 1] \sin^3 53^\circ 07' 50'' = 0,49 \text{ кН/см}^2; \end{aligned}$$

$$\sigma_b = H_A / h_b b = 232,89 / 45 \cdot 17 = 0,30 < R_{см. b} = 0,8 \text{ кН/см}^2,$$

$$\begin{aligned} \text{где } R_{см. b} &= R_{см} / 1 + [(R_{см} / R_{см. 90}) - 1] \sin^3 36^\circ 52' 10'' = \\ &= 1,5 / [(1,5 / 0,3) - 1] 0,6^3 = 0,8 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Определяют толщину торцевой пластины:

$$M = \sigma_b b^2 = 0,30 \cdot 17^2 / 8 = 10,83 \text{ кН см}.$$

Требуемая толщина пластины с учетом пластических деформаций

$$\delta_n = 2 \sqrt{M / R_y} = 2 \sqrt{10.83 / 21.5} = 1,42 \text{ см};$$

$R_y = 21,5 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление стали.

Принимают пластинку толщиной $\delta_n = 20 \text{ мм}$. Расчетная длина швов по контуру торцевой пластины $l_w = 2 \cdot 45 + 16 - 2 = 104 \text{ см}$. Высоту катета шва принимают равной $k_f = 6 \text{ мм}$. Расчетное сопротивление сварного шва $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$.

Напряжение в сварных швах

$$\tau = H_A / 0,7 l_w k_f = 232,89 / 0,7 \cdot 104 \cdot 0,6 = 5,3 < R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2.$$

Боковые пластины проектируют толщиной $\delta = 1 \text{ см}$. Изгибающий момент в пластине

$$M = H_A h_6 / 4 = 232,89 \cdot 45 / 4 = 2620 \text{ кН см};$$

$$\sigma_m = M / W = 2620 / 416 = 6,3 \text{ кН/см}^2;$$

$$W = \delta l^2 / 6 = 1 \cdot 50^2 / 6 = 416 \text{ см}^3.$$

Растягивающая сила в боковой пластине

$$N = H_A / 2 = 232,89 / 2 = 116,4 \text{ кН}.$$

Площадь поперечного сечения пластины

$$F = 1 \cdot 45 = 45 \text{ см}^2.$$

Напряжение $\sigma_N = N / F = 116,4 / 45 = 2,6 \text{ кН/см}^2$.

Суммарное напряжение от действующих усилий M и N

$$\sigma = \sqrt{\sigma_m^2 + \sigma_n^2} = \sqrt{6.3^2 + 2.6^2} = 6,8 < 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

Размеры опорной горизонтальной пластины стального башмака (рис. 5. 42):

$$l_6 = 50 \text{ см}; b_6 = 36 \text{ см}; \delta = 2,4 \text{ см}.$$

$$\text{Площадь } F = l_6 b_6 = 50 \cdot 36 = 1800 \text{ см}^2.$$

$$\text{Момент сопротивления } W = l_6 b^2 / 6 = 36 \cdot 50^2 / 6 = 15000 \text{ см}^3.$$

Изгибающий момент в горизонтальной пластине от реакции H_A

$$M_z = H_A h_6 / 2 = 232,89 \cdot 45 / 2 = 5240 \text{ кН см}.$$

Напряжения на грани фундамента под горизонтальной пластиной

$$\sigma_{сж} = \sigma_1 + \sigma_2 = 0,1 + 0,35 = 0,45 \text{ кН/см}^2.$$

Растягивающие напряжения

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 0,1 - 0,35 = -0,25 \text{ кН/см}^2.$$

Сжимающие напряжения воспринимаются бетонной поверхностью фундамента, а растягивающие напряжения – анкерными болтами. Растягивающие усилия в анкерных болтах определяют по формуле

$$T = (1/y)(M - R_A a),$$

где y – расстояние от центра тяжести (ц. т.) растянутой зоны эпюры напряжений до ц. т. сжатой зоны эпюры напряжений (рис. 5. 39):

$$y = l_6 - l_0/3 - x_1/3 = 50 - 32,14/3 - 17,86/3 = 33,29 \text{ см};$$

$$l_0 = (l_6/2)(1 + \sigma_1/\sigma_2) = (50/2)(1 + 0,1/0,35) = 32,14 \text{ см};$$

a – расстояние от оси анкерных болтов до ц. т. эпюры сжимающих напряжений (рис. 5. 39):

$$a = (l_6/6)(2 - \sigma_1/\sigma_2) = (50/6)(2 - 0,1/0,35) = 14,29 \text{ см}.$$

Усилие

$$T = (5240 - 182,13 \cdot 14,29)/33,29 = 79,22 \text{ кН}.$$

Сечение анкерных болтов

$$F = H_A/R_{cp} = 232,89/15 = 15,5 \text{ см}^2,$$

где $R_{cp} = 15 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление болтов срезу.

Принимают шесть анкерных болтов диаметром 22 мм;

$$F = 6 \cdot 3,8 = 22,81 \text{ см}^2 > 15,5 \text{ см}^2.$$

Растянутыми являются два болта, площадь их сечения

$$F = 0,8 \cdot 3,8 \cdot 2 = 6,08 \text{ см}^2, \text{ коэффициент } 0,8 \text{ учитывает снижение}$$

площади поперечного сечения болта за счет резьбы;

напряжение растяжения в одном болте

$$\sigma = 79,22/6,08 = 13,0 \text{ кН/см}^2 < R_{ba} = 14,5 \text{ кН/см}^2;$$

$R_{ba} = 14,5 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление болтов растяжению.

Изгибающий момент в горизонтальной пластине от действия усилия T в растянутых анкерных болтах

$$M = (T/2)c_1 = (79,22/2)4,5 = 178,3 \text{ кН см (рис. 5. 42);}$$

$$c = (36 - 16 - 12)/2 = 9 \text{ см}; \quad c_1 = c/2.$$

Момент сопротивления сечения нижней пластины

$$W = 92,4^2/6 = 7,26 \text{ см}^3.$$

Напряжение в нижней пластинке

$$\sigma = M/W = 178,3/8,64 = 20,6 \text{ кН/см}^2 < 21,5 \text{ кН/см}^2.$$

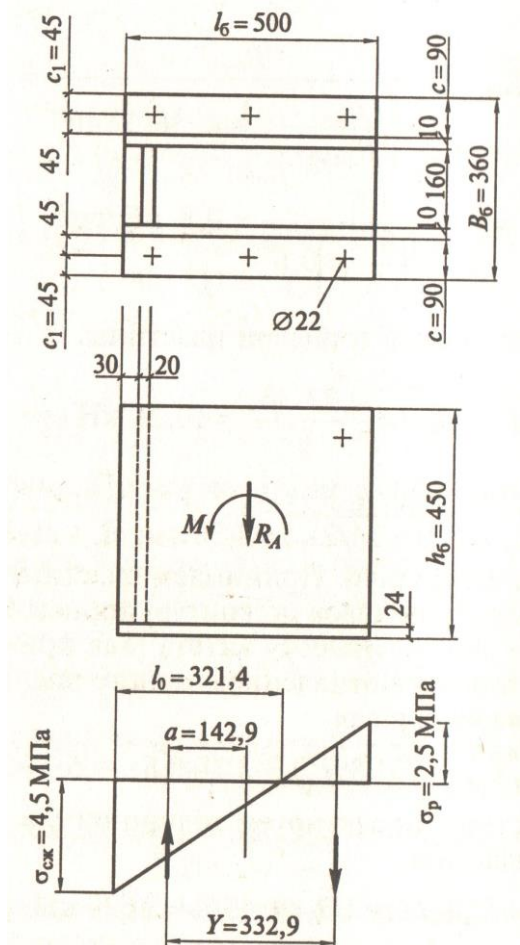


Рис. 5.39. Стальной башмак опорного узла

Подбор сечения и проверка прочности кольцевых ребер.

Кольцевые ребра принимают в виде прямолинейных балок, шарнирно опертых на арки. На ребра действуют постоянная и снеговая нагрузки. При определении нагрузок на кольцевые ребра принимают равномерное распределение нагрузок по длине ребра. Пролет ребра Р-5 $l = 5,6$ м. Нагрузки на ребро Р-5:

постоянная нагрузка $g_a = 0,879 \cdot 5,6 = 4,92$ кН/м;

снеговая нагрузка $s_a = 0,833 \cdot 5,6 = 4,66$ кН/м.

Ребра работают как сжато-изгибаемые балки. Изгибающий момент

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

Продольная сжимающая сила $N_{лев}^A = -246,5$ кН (табл. 5.17).

Принимают сечение кольцевого ребра $b \cdot h = 17 \cdot 45 \text{ см}^2$.

Расчетное сопротивление древесины сжатию

$$R_c = 1,5 \text{ тн} = 1,5 \cdot 1,2 = 1,8 \text{ кН/см}^2,$$

где m_n – коэффициент влияния временных монтажных нагрузок.

Площадь сечения $F = 17 \cdot 45 = 765 \text{ см}^2$.

Момент сопротивления $W = b \cdot h^2/6 = 17 \cdot 45^2/6 = 5738 \text{ см}^3$.

Радиус инерции $r = 0,29 \cdot h = 0,29 \cdot 45 = 13,05 \text{ см}$.

Гибкость $\lambda = l/r = 560/13,05 = 42,91 < 70$;

$$\xi = 1 - N \lambda^2 / 3000 R_c F = 1 - 173,04 \cdot 42,91^2 / 3000 \cdot 1,8 \cdot 765 = 0,92.$$

Момент с учетом деформаций

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

Напряжения сжатия

$$\sigma = N/F + M_d/W = 173,04/765 + 4082/5738 = 0,94 < 1,8 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости кольцевых ребер из плоскости

Радиус инерции $r = 0,29 \cdot b = 0,29 \cdot 17 = 4,93 \text{ см}$.

Гибкость $\lambda = l/r = 560/4,93 = 113,6$.

Коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = 3000/\lambda^2 = 3000/113,6^2 = 0,23.$$

Напряжение

$$\sigma = N/(\varphi F) = 246,5/0,23 \cdot 765 = 1,4 \text{ кН/см}^2 < R_c = 1,8 \text{ кН/см}^2.$$

Крепление кольцевых ребер к аркам показано на рис. 5. 40.

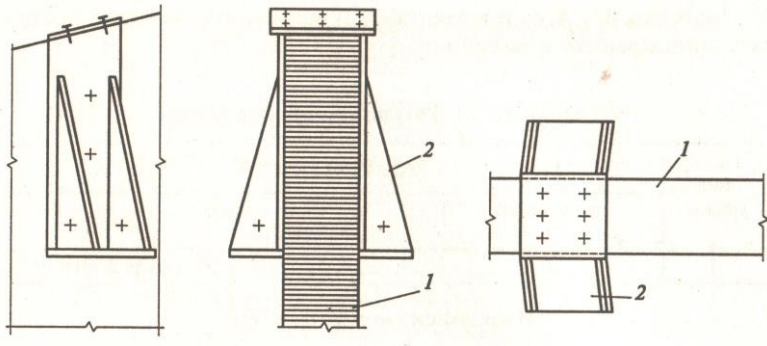


Рис. 5.40. Опираение кольцевых ребер:

1 - арка; 2 - карман для кольцевых ребер

Верхнее опорное кольцо состоит из металлического элемента цилиндрической формы диаметром D_n и высотой h . Арки присоединяют к кольцу шарнирно с помощью полосовых металлических накладок и болтов (рис. 5. 36, б).

Алгоритм расчета купольного покрытия. Исходные данные: нагрузки – g_i, g'_i ,

s_i, s_A ; геометрические характеристики – $D, f, n, y_i, \gamma, b, a, \varphi_o$;

характеристики материалов –

R_c, k_ϕ .

Геометрический расчет. 1.

$$R = (D^2 + 4f^2)/8f. \quad 2. \sin \varphi_o = (D/2)/R; \quad \varphi_o. \quad 3. L = R \varphi_o.$$

4. $l = \pi D_i/12$; i изменяется от 0 до 6. Полуарка разделена на шесть

частей. 5. $x_i = D/12 + x_{i-1}$. 6. $y_i = R(1 - \sqrt{1 - x_i^2 / R^2})$.

7. $\tan \alpha_1 = (y_i - y_{i-1})/x$. 8. $x = D/12$.

На печать вывести таблицу с геометрическими данными:

$x_i, y_i, \tan \alpha_i, \alpha_i, \sin \alpha_i, \cos \alpha_i$.

Расчет на симметричную нагрузку.

9. $g_{i+1}, i = 0,5 \quad g'_{i+1} x + g_{i+1} x$. 10. $M_{i+1} = 0,5 g'_{i+1} x^2/3 + g_{i+1} x^2/2$.

11. $\sum g_{i+1} = g_{i+1, i} + g_{i, i-1}$. 12. $\sum M_{i+1}; \sum M_1 = 0,5 g'_1 x^2/3$.

13. $\sum M_2 = 0, 5 g'_1 x^2 4/3 + M_2$. **14.** $\sum M_3 = 0, 5 g'_1 x^2 7/3 + 0, 5 g'_2 x^2 4/3 + g'_2 x^2 3/2 + M_3$.

$$15. \sum M_4 = 0, 5 g'_1 x^2 10/3 + 0, 5 g'_2 x^2 7/3 + 0, 5 g'_3 x^2 4/3 + g_2 x^2 5/2 + g_3 x^2 3/2 + M_4.$$

$$16. \sum M_5 = 0, 5 g'_1 x^2 13/3 + 0, 5 g'_2 x^2 10/3 + 0, 5 g'_3 x^2 7/3 + 0, 5 g'_4 x^2 4/3 + g_2 x^2 7/2 + g_3 x^2 5/2 + g_4 x^2 3/2 + M_5.$$

$$17. \sum M_6 = 0, 5 g'_1 x^2 16/3 + 0, 5 g'_2 x^2 13/3 + 0, 5 g'_3 x^2 10/3 + 0, 5 g'_4 x^2 7/3 + 0, 5 g'_5 x^2 4/3 + g_2 x^2 9/2 + g_3 x^2 7/2 + g_4 x^2 5/2 + g_5 x^2 3/2 + M_6.$$

$$18. M^{np}_1 = g'_1 x^2/15. 19. M^{n}_{i+1} = g_{i+1} x^2/12 + g_{i+1} x^2/30.$$

$$20. M^{np}_{i+1} = g_{i+1} x^2/12 + g'_{i+1} x^2/20. 21. M^n_5 = 7 g'_6 + g_6 x^2/8.$$

$$22. M^{np}_{i+1} = g_{i+1} x^2/123 + g'_{i+1} x^2/20.$$

Распределение изгибающих моментов в узлах арки выполняют по методу Красса.

Усилия в затяжках.

$$23. H_0 y_1 - \sum M_1 = M^{np}_1. 24. H_0 = (M^{np}_1 + \sum M_1)/y.$$

$$25. H_i = M^{np}_{i+1} - M^{np}_i + \sum M_{i+1} - \sum M_i/(y_i - y_{i-1}).$$

$$26. N^i = \sum H \cos \alpha_{i+1} + \sum g_i \sin \alpha_{i+1}.$$

$$27. N^{np}_i = \sum H \cos \alpha_i + \sum g_i \sin \alpha_i. 28. Q_i = \sum H \sin \alpha_{i+1} - \sum g_i \cos \alpha_{i+1}.$$

$$29. Q^{np}_i = H \sin \alpha_i - \sum g_i \cos \alpha_i.$$

$$30. \text{Усилия в кольцах купола: } N_i^k = H_0/2 \sin \gamma/2.$$

Расчет с п. 1 по п. 30 повторяют для постоянной нагрузки g и снеговой нагрузки s .

Значения M_i и N_i от постоянной нагрузки g и снеговой нагрузки s записывают в табличной форме (табл. 5. 18).

Таблица 5. 18

Результаты расчета купола

Вид усилия	Усилия от нагрузок		
	постоянной, $g = 0,879$ кН/м^2	снеговой, $s = 0,833 \text{ кН/м}^2$	$q = g + s, \text{ кН/м}^2$
Изгибающие моменты, кН м			
M_1	-2,08	-1,92	-4,0
M_2	-4,17	-3,90	-8,07
M_3	-6,69	-6,09	-12,78
M_4	-7,83	-6,94	-14,82
M_5	-15,92	-12,85	-28,77
Продольные усилия в арке, кН			
N_{σ^0}	-7,75	-7,53	-15,28
N^{σ_1}	-35,77	-33,60	-69,37
N^{σ_2}	-60,04	-56,28	-116,32
N^{σ_3}	-85,53	-78,97	-164,47
N^{σ_4}	-108,92	-98,43	-207,35
N^{σ_5}	-138,75	-124,85	-263,66
N^{σ_A}	-156,60	-138,98	-295,58
Продольные усилия в кольцах купола, кН			
H^{k_0}	-32,63	-31,67	-64,30
N^{k_1}	-117,73	-109,62	-227,35
N^{k_2}	-98,91	-92,06	-187,27
N^{k_3}	-99,58	-87,69	-191,47
N^{k_4}	-76,57	-62,79	-139,36
N^{k_5}	-90,30	-82,74	-173,04
N^{k_A}	515,76	466,58	982,34

П р и м е ч а н и е. M_i – изгибающий момент, кН м ; N_i – продольное усилие в арке, кН ; N^{k_i} – продольное усилие в кольцах купола, кН .

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Перечень нормативных документов

СН и П 2. 03. 11 – 85 Защита строительных конструкций от коррозии.

СП 64. 13330. 2011 «СН и П II – 25 – 80* Деревянные конструкции».

СП 20. 13330. 2011 «СН и П 2. 01. 07 – 85* Нагрузки и воздействия».

СН и П 21 – 06 – 2009 Общественные здания и сооружения.

СП 16. 13330. 2011 «СН и П II – 23 – 81* Стальные конструкции».

СП 14. 13330. 2011 «СН и П II – 7 – 81* Строительство в сейсмических районах»

ГОСТ 4. 208 – 79 СПКП. Строительство. Конструкции деревянные клееные. Номенклатура показателей.

ГОСТ 2695 – 83 Пиломатериалы лиственных пород. Технические условия.

ГОСТ 8486 – 86 Пиломатериалы хвойных пород. Технические условия.

ГОСТ 9462 – 88 Лесоматериалы круглые лиственных пород. Технические условия.

ГОСТ 9463 – 88 Лесоматериалы круглые хвойных пород. Технические условия.

ГОСТ 3916. 1 – 96* Фанера общего назначения с наружными слоями из шпона лиственных пород. Технические условия.

ГОСТ 3916. 2 – 96* Фанера общего назначения с наружными слоями из шпона хвойных пород. Технические условия.

ГОСТ 11539 – 83* Фанера бакелизированная. Технические условия.

ГОСТ 13913 – 78 Пластики древесные слоистые (ДСП). Технические условия.

ГОСТ 15613. 4 – 78* Древесина клееная массивная. Методы определения предела прочности зубчатых клеевых соединений при статическом изгибе.

ГОСТ 17005 – 82 Конструкции деревянные клееные. Метод определения водостойкости клеевых соединений.

ГОСТ 20850 – 84 Конструкции деревянные клееные. Общие технические условия.

Окончание прил. 1

ГОСТ 21554. 2 – 81* Пиломатериалы и заготовки. Метод определения предела прочности при статическом изгибе.

ГОСТ 21554. 4 – 78* Пиломатериалы и заготовки. Метод определения предела прочности при продольном сжатии.

ГОСТ 21554. 5 – 78* Пиломатериалы и заготовки. Метод определения предела прочности при продольном растяжении.

ГОСТ 21554. 6 – 78* Пиломатериалы и заготовки. Метод определения предела прочности при скалывании вдоль волокон.

ГОСТ 27751 – 88 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.

ГОСТ 27812 – 2005 Конструкции деревянные клееные. Методы определения стойкости клеевых соединений к расслаиванию.

ГОСТ 30247. 0 – 94 Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования.

ГОСТ 30247. 1 – 94 Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Несущие и ограждающие конструкции.

ГОСТ 30403 – 96 Конструкции строительные. Методы определения пожарной опасности.

ГОСТ Р 53292 – 2009 Огнезащитные составы и вещества для древесины и материалов на ее основе. Общие требования. Методы испытаний.

Приложение 2

Геометрические характеристики и масса круглых лесоматериалов

Диаметр бревна, D , см	Площадь, F , см ²	Момент сопротивления, W , см ³	Момент инерции, I , см ⁴	Радиус инерции, r , см	Масса 1 п. м., кг
6	28,3	21,2	63,62	1,5	1,41
7	38,5	33,7	117,9	1,75	1,92
8	50,3	50,3	201,1	2	2,51
9	63,6	71,6	322,1	2,25	3,18
10	78,5	98,2	490,9	2,5	3,93
11	95	130,7	718,7	2,75	4,75
12	113,1	169,6	1017,9	3	5,65
13	132,7	215,7	1402	3,25	6,63
14	153,9	269,4	1885,7	3,5	7,70
16	201,1	402,1	3217	4	10
18	254,4	572,6	5153	4,5	12,7
20	314,2	785,4	7854	5	15,7
22	380,1	1045,4	11499	5,5	19
24	452,4	1357,2	16286	6	22,6
26	530,9	1725,5	22431,8	6,5	26,5
28	615,7	2155,1	30171,8	7	30,8
30	706,9	2650,7	39760,8	7,5	35,3
32	804,2	3217,0	51471,9	8	40,21

П р и м е ч а н и я.

1 Площадь поперечного сечения $F = \pi D^2/4$.

2 Момент сопротивления $W = \pi D^3/32$.

3 Момент инерции $I = \pi D^4/64$.

4 Радиус инерции $r = 0,25 D$.

Сортамент пиломатериалов хвойных пород по ГОСТ 24454

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

П р и м е ч а н и я.1 Площадь поперечного сечения $F = b h$.2 Моменты сопротивления: $W_x = b h^2/6$; $W_y = b^2 h/6$.3 Радиусы инерции: $r_x = 0,289 h$; $r_y = 0,289 b$.4 Моменты инерции: $I_x = b h^3/12$; $I_y = b^3 h/12$.

**Плотность основных строительных материалов, кг/м^3 ,
применяемых при строительстве зданий и сооружений
из деревянных конструкций**

Материал	Плотность
1	2
Растворы:	
цементно-песчаный	1800
гипсовый	1200
Песок, известь, цемент	1700
Сухая штукатурка (гипсокартон)	800 – 1000
Древесина:	
сосна, ель	500
дуб	700
Фанера	600
ДВП марок ТС-400, ТС-450	850 – 950

Окончание прил. 4

1	2
Керамзит	600
Песок	1600
Асбестоцементные плоские листы	1900
Смазка в перекрытии глинопесчаная	1800
Засыпки:	
шлак топливный	700 – 1000
песок	1600
Линолеум	1000

Приложение 5

Характеристики утеплителей

Наименование утеплителя	Марка утеплителя	Размеры, мм			Теплопровод- ность, Вт/(м* К)
		Длина	Ширина	Толщина	
Пенопласт ПСБ-С	М-15 М-25 М-35 М-50	100 - 200	100	2,5 - 50	0,03 – 0,04
Плиты из экструзионного полистирола	30, 50, 60, 70	140 - 280	35 - 45	2, 3, 4, 5	0,03 – 0,04
Маты URSA	М-11 М-15 М-17 М-25	650 - 1800	50 - 100	5 - 14	0,048 0,046 0,044 0,040
Плиты URSA	П-15 П-17 П-20 П-30 П-35 П-45	125	60	4 - 12	0,046 0,044 0,040 0,038 0,038 0,038
ROCKWOOL	25 – 50 40 – 75 90 – 125 145 - 180	100	60	5 - 20 через 0,5 то же 4 – 15 через 0,5 3 – 12,5 через 0,5	0,039 0,036 0,037 0,038
Плиты из минеральной ваты на полимерном связующем	50, 75 125 175	100	50 - 100	6 – 10 5 – 8 4 - 7	0,064 – 0,07 0,064 0,064

Расчетные сопротивления LVL из однонаправленного шпона

№ п.п.	Напряженное состояние	Расчетные сопротивления, МПа, для сортов/классов прочности LVL			
		обозначение	1/К45	2/К40	3/К35
1	Изгиб	R_u	26	22,5	20
2	Сжатие в плоскости листа вдоль волокон	R_c, R_{cm}	21	20	18
3	Сжатие в плоскости листа поперек волокон	R_{c90}, R_{cm90}	3,2	3,1	3,0
4	Сжатие из плоскости листа поперек волокон	R'_{c90}, R'_{cm90}	1,6	1,5	1,5
5	Смятие местное в плоскости листа поперек волокон в опорных частях конструкций и узловых примыканиях	R_{cm90}	5,0	4,9	4,8
6	Растяжение вдоль волокон	R_p	20,5	18	16
7	Растяжение поперек волокон в плоскости листа	R_{p90}	0,3	0,3	0,3
8	Скалывание вдоль волокон поперек плоскости листа	$R'_{ск}$	2,7	2,6	2,6
9	Скалывание вдоль волокон в плоскости листа	$R_{ск}$	2,1	2,0	1,9
10	Скалывание поперек волокон в плоскости листа	$R_{ск90}$	1,0	1,0	1,0

Приложение 7

Классификация условий эксплуатации деревянных конструкций

Классы условий эксплуатации	Эксплуатационная влажность древесины, %	Максимальная влажность воздуха при температуре 20° С, %
1А	до 8	40
1	8 - 12	65
2	до 15	75
3	до 20	85
4	более 20	более 85

Приложение 8

Клеи для склеивания древесины, LVL, фанеры

Тип клея	Склеиваемые материалы	Класс эксплуатации (прил. 7)	Класс ответственности (Г.2, прил. Г, [1])	Вид клея
1	Древесина, древесные плитные материалы	1 – 3	1 – 4	На основе резорцина и меламина с предварительным перемешиванием компонентов
2		1 – 3	3, 4	На основе меламина с раздельным нанесением компонентов на склеиваемые поверхности
3		1	4	На основе карбомида, двухкомпонентные клеи повышенной водостойкости на основе поливинилацетата
4	Древесина с металлом	1, 2, 3	1 - 4	На основе эпоксидных смол

Приложение 9

Расход клея на 1 м³ клееных деревянных конструкций, кг/м³

Толщина склеиваемых досок, мм	Способ нанесения клея	
	одностороннее	двустороннее
16	30,8	43,0
19	25,8	36,2
33	14,7	20,5

**Составы для защиты древесины от увлажнения,
гниения и возгорания**

Наименование	Марка	Назначение	Расход, г/см
Эмаль пентафталевая	ПФ-115	Защита древесины от увлажнения	100 - 125
Лак	ПФ-170	То же	100 - 125
Грунтовка	Пинотекс «Бейс»	Защита от гниения, синевы, образования плесени	125 – 250 (нанесение на не фрезерованные доски) 100 - 170 (нанесение на бревна и фрезерованные доски)
Защитный состав	Пинотекс «Классик»	Защита от гниения, синевы, образования плесени, тонирование	125 – 200 (нанесение на не фрезерованные доски) 90 – 125 (нанесение на бревна и фрезерованные доски)
То же	Пинотекс «Экстра»	То же	125 – 250 (нанесение на не фрезерованные доски) 100 – 125 (нанесение на бревна и фрезерованные доски)
Эмаль	ХВ-5169	Огнезащитное покрытие	600 (общий расход на все слои)
Покрытие	ВПМ-2Д	То же	700 (общий расход на все слои)

**Расчетные сопротивления древесины сосны, ели
и лиственницы европейской влажностью 12 %**

Напряженное состояние и характеристика элементов	Расчетные сопротивления, МПа, для сортов (классов) древесины			
	обозначение	1/К26	2/К24	3/К16
1	2	3	4	5
1 Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон	R_u, R_c, R_{cm}	14	13	8
а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в подпунктах «б» и «в») высотой до 50 см.				
При высоте сечения более 50 см (п. 5.2 д, [1])	R_u, R_c, R_{cm}	15	14	10
б) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 11 до 13 см при высоте сечения свыше 11 до 50 см	R_u, R_c, R_{cm}	16	15	11
в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 13 см при высоте сечения свыше 13 до 50 см	R_u, R_c, R_{cm}	-	16	10
г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	R_p R_p	10 12	7 9	- -
2 Растяжение вдоль волокон:	R_{c90}, R_{cm90}	1,8	1,8	1,8
а) элементы из цельной древесины				
б) клееные элементы	R_{cm90}	3	3	3
3 Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	R_{cm90}	4	4	4
4 Смятие поперек волокон местное:				
а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов	R_{ck} R_{ck}	1,8	1,6	1,6
б) под шайбами при углах смятия от 90° до 60°		2,4	2,1	2,1
5 Скалывание вдоль волокон:	R_{ck}	2,1	2,1	2,1
а) при изгибе элементов из цельной древесины				
б) при изгибе клееных элементов	R_{ck90}	1	0,8	0,6
в) в лобовых врубках для максимального напряжения	R_{ck90}	0,7	0,7	0,6

1	2	3	4	5
г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения 6 Скалывание поперек волокон: а) в соединениях элементов из цельной древесины б) в соединениях клееных элементов 7 Растяжение поперек волокон элементов из клееной древесины	R_{p90}	0,15	0,1	0,08

Приложение 12

Переходные коэффициенты m_n для других пород древесины

Древесные породы	Коэффициент m_n для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон R_p, R_u, R_c, R_{cm}	сжатию и смятию поперек волокон R_{c90}, R_{cm90}	скалыванию R_{ck}
Хвойные			
1 Лиственница, кроме европейской	1,2	1,2	1
2 Кедр сибирский, кроме кедра Красноярского края	0,9	0,9	0,9
3 Кедр Красноярского края	0,65	0,65	0,65
4 Пихта	0,8	0,8	0,8
Твердые лиственные			
5 Дуб	1,3	2	1,3
6 Ясень, клен, граб	1,3	2	1,6
7 Акация	1,5	2,2	1,8
8 Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9 Вяз, ильм	1	1,6	1
Мягкие лиственные			
10 Ольха, липа, осина, тополь	0,8	1	0,8

Приложение 13

Коэффициенты условий эксплуатации конструкций m_v

Условия эксплуатации (по прил. 3)	1А и 1	2	3	4
Коэффициент m_v	1	0,9	0,85	0,75

Приложение 14

Коэффициенты m_b , по высоте сечения элементов

Высота сечения, см	50 и менее	60	70	80	100	120 и более
Коэффициент m_b	1	0,96	0,93	0,90	0,85	0,8

Приложение 15

**Коэффициенты m_{cl} в зависимости от толщины слоев
клееных элементов**

Толщина слоя, мм	19 и менее	26	33	42
Коэффициент m_{cl}	1,1	1,05	1,0	0,95

Приложение 16

Коэффициенты $m_{гн}$ для гнутых элементов конструкций

Напряженное состояние	Обозначение расчетных сопротивлений	Коэффициент $m_{гн}$ при отношении r_k/a			
		150	200	250	500 и более
Сжатие и изгиб	R_c, R_u	0,8	0,9	1	1
Растяжение	R_p	0,6	0,7	0,8	1

П р и м е ч а н и е. r_k – радиус кривизны гнутой доски или бруска; a – толщина гнутой доски или бруска в радиальном направлении.

Приложение 17

Коэффициенты надежности по сроку службы**сооружения $\gamma_{н(сс)}$**

Срок службы сооружения	До 50 лет	50-100 лет	Более 100 лет
Коэффициент надежности по сроку службы $\gamma_{н(сс)}$	1,0	0,9	0,8

Упругие характеристики LVL

№ п. п	Упругая характеристика	Обозначение	Значение, МПа, для сортов/классов прочности, LVL		
			1/К45	2/К40	3/К35
1	Модуль упругости вдоль волокон	E_0	12 000	11 000	10 000
2	Модуль упругости поперек волокон в плоскости листа	E_{90}	500	450	400
3	Модуль сдвига в плоскости листа	G	700	600	500
4	Коэффициент Пуассона поперек волокон при напряжениях, направленных вдоль волокон	$\nu_{90 0}$	0,45	0,45	0,45
5	Коэффициент Пуассона вдоль волокон при напряжениях, направленных поперек волокон	$\nu_{0 90}$	0,018	0,018	0,018

Расчетные сопротивления фанеры

Вид фанеры	Расчетные сопротивления, МПа				
	растяжению в плоскости листа $R_{ф.р}$	сжатию вплоскости листа $R_{ф.с}$	изгибу из плоскости листа $R_{ф.и}$	скалыванию в плоскости и листа $R_{ф.с}$	срезу перпендикулярно плоскости листа $R_{ф.ср}$
1	2	3	4	5	6
1 Фанера клееная березовая марки ФСФ сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С					
а) семислойная толщиной 8 мм и более:	14	12	16	0,8	6
вдоль волокон	9	8,5	6,5	0,8	6
поперек волокон	4,5	7	-	0,8	9
наружных слоев					
под углом 45° к волокнам	14	43	18	0,8	5
б) пятислойная толщиной 5-7 мм:	6	7	3	0,8	6
вдоль волокон	4	6	-	0,8	9
наружных слоев					
поперек волокон					
наружных слоев					
под углом 45° к волокнам					
2 Фанера клееная из древесины	9	17	18	0,6	5
лиственницы марки	7,5	13	11	0,5	5
ФСФ сортов В/ВВ и	3	5	-	0,7	7,5
ВВ/С семислойная толщиной 8 мм и более:					
вдоль волокон	32	28	33	1,8	11
наружных слоев					
поперек волокон	24	23	25	1,8	12
наружных слоев	16,5	21	-	1,8	16
под углом 45° к волокнам					

Окончание прил. 19

1	2	3	4	5	6
3 Фанера бакелизированная марки ФСБ толщиной 7 мм и более: вдоль волокон наружных слоев поперек волокон наружных слоев под углом 45° к волоконам					

П р и м е ч а н и е. Расчетные сопротивления смятию и сжатию перпендикулярно плоскости листа для березовой фанеры марки ФСФ $R_{\phi, c90} = R_{\phi, cм90} = 4$ МПа и марки ФСБ $R_{\phi, c90} = R_{\phi, cм90} = 8$ МПа.

Приложение 20

Упругие характеристики фанеры

Вид фанеры	Модуль упругости E_{ϕ} , МПа	Модуль сдвига G_{ϕ} , МПа	Коэффициент Пуассона ν_{ϕ}
1 Фанера клееная березовая марки ФСФ сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С семислойная и пятислойная: вдоль волокон наружных слоев поперек волокон наружных слоев под углом 45° к волокнам	9000 6000 2500	750 750 3000	0,085 0,065 0,6
2 Фанера клееная из древесины лиственницы марки ФСФ сортов В/ВВ и ВВ/С семислойная: вдоль волокон наружных слоев поперек волокон наружных слоев под углом 45° к волокнам	7000 5500 2000	800 800 2200	0,07 0,06 0,6
3 Фанера бакелизированная марки ФСБ: вдоль волокон наружных слоев поперек волокон наружных слоев под углом 45° к волокнам	12000 8500 3500	1000 1000 4000	0,085 0,065 0,7

П р и м е ч а н и е. Коэффициент Пуассона ν_{ϕ} указан для направления перпендикулярно оси, вдоль которой определен модуль упругости E_{ϕ}

Приложение 21

**Коэффициенты податливости соединений k_c составных
деревянных элементов**

Вид связей	Коэффициент k_c при	
	центральной сжатии	сжатии с изгибом
1 Гвозди, шурупы	$1/10 d^2$	$1/5 d^2$
2 Стальные цилиндрические нагели: а) диаметром $\leq 1/7$ толщины соединяемых элементов	$1/5 d^2$	$1/2,5 d^2$
б) диаметром $> 1/7$ толщины соединяемых элементов	$1,5 ad$	$3 ad$
3 Вклеенные стержни из арматуры А240 – А500	$1/10 d^2$	$1/5 d^2$
4 Дубовые цилиндрические нагели	$1/d^2$	$1,5/d^2$
5 Дубовые пластинчатые нагели	-	$1,4/\delta b_{пл}$
6 Клей	0	0

П р и м е ч а н и е. Диаметры гвоздей, шурупов, нагелей и вклеенных стержней d , толщину элементов a , ширину $b_{пл}$ и толщину δ пластинчатых нагелей следует принимать в см.

Приложение 22

**Коэффициенты k_w и $k_{ж}$ для изгибаемых составных элементов
на податливых соединениях**

Коэффициент	Число слоев в элементе	Значение коэффициента для расчета изгибаемых составных элементов при пролетах, м			
		2	4	6	9 и более
k_w	2	0,7	0,85	0,9	0,9
	3	0,6	0,8	0,85	0,9
	10	0,4	0,7	0,8	0,85
$k_{ж}$	2	0,45	0,65	0,75	0,8
	3	0,25	0,5	0,6	0,7
	10	0,07	0,2	0,3	0,4

П р и м е ч а н и я.


1 Для промежуточных значений величины пролета и числа слоев коэффициенты определяются интерполяцией.

2 Для составных балок на наклонно вклеенных связях при числе слоев не более 4, независимо от пролета, следует принимать $k_w = 0,95$, $k_{ж} = 0,9$

Приложение 23

**Гибкость элементов и их отдельных ветвей λ_{\max}
в деревянных конструкция**

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
5 Прочие растянутые элементы ферм и других сквозных конструкций	200
Для опор воздушных линий электропередач	
6 Основные элементы (стойки, приставки, опорные раскосы)	150
7 Прочие элементы	175
8 Связи	200

П р и м е ч а н и е. Для сжатых элементов переменного сечения величина предельной гибкости λ_{\max} умножается на  $k_{жн}$, где коэффициент $k_{жн}$ принимается по таблице Е. 1 приложения Е [1].

Приложение 24

Предельные прогибы изгибаемых элементов

Элементы деревянных конструкций	$f_{пр}/l$	Элементы конструкций с применением пластмасс	$f_{пр}/l$
Междуэтажные перекрытия	1/250	Стеновые панели с проемами, заполненные силикатным стеклом, а также подоконные и надоконные вставки	1/200 (1/350)
Чердачные перекрытия Прогоны покрытий, стропильные ноги	1/200 1/200		
Основные клееные балки	1/300	Стеновые панели, кроме указанных выше	1/125 (1/350)
Плиты с деревянным каркасом	1/250		
Обрешетки и настилы	1/150	Плиты покрытий и подвесных потолков	1/150
Ендовы	1/400		
		Светопрзрачные волнистые листы: при $l < 1,5$ м при $l = 1,5 \dots 3$ м	1/75 1/125

П р и м е ч а н и я.

Окончание прил. 24

1 При наличии мокрой штукатурки прогиб элементов перекрытий только от длительной временной нагрузки не должен превышать $l/350$.

2 Предельные прогибы, показанные в скобках, относятся к жилым зданиям.

Приложение 25

Деформации податливого соединения при полном использовании его несущей способности

Вид соединения	Деформация соединения, мм
На лобовых врубках и торец в торец	1,5
В примыканиях поперек волокон	3
На нагелях всех видов	2
На МЗП	1,5
На стержнях, вклеенных перпендикулярно плоскости сплавивания	1,5
На наклонно вклеенных стержнях	0,5
В клеевых соединениях	0

Размеры и масса круглых строительных гвоздей

Диаметр стержня, мм	Длина, мм	Наименьший диаметр шляпки, мм	Масса 1000 шт., кг или шт., г
0,7	7	1,4	0,023
0,8	9	1,6	0,031
0,9	12	1,8	0,063
1,0	15	2,0	0,098
1,2	20	2,4	0,188
1,2	25	2,4	0,232
1,4	20	2,8	0,256
1,4	25	2,8	0,317
1,4	30	2,8	0,378
1,4	45	2,8	0,558
1,6	25	3,2	0,416
1,6	30	3,2	0,496
1,6	35	3,2	0,574
1,6	50	3,2	0,880
1,8	30	3,5	0,610
1,8	35	3,5	0,712
1,8	40	3,5	0,810
1,8	60	3,5	1,20
2,0	40	4,0	1,01
2,0	45	4,0	1,13
2,2	45	4,5	1,37
2,2	50	4,5	1,52
2,5	50	5,0	1,81
2,5	60	5,0	2,17
3,0	70	6,0	3,95
3,0	80	6,0	4,50
3,5	80	7,0	6,15
3,5	90	7,0	6,90
4,0	100	7,5	9,90
4,0	110	7,5	10,90
4,5	125	8,0	15,70
5,0	150	9,0	23,20
5,5	175	10,0	32,80
6,0	200	11,0	43,90
7,0	225	12,0	68,0
8,0	250	14,0	98,60

Размеры и масса болтов и тяжей

Диаметр, мм	Площадь сечения, см ²		Масса, кг		Квадратные шайбы при смятии древесины поперек волокон для болтов			
	A _в	A _{вп}	1 м болта	одной шести-гранной гайки	Размеры, мм	Масса, кг	Размеры, мм	Масса, кг
12	1,14	0,75	0,89	0,020	60х60х6	0,164	45х45х4	0,06
(14)	1,54	1,02	1,21	0,028	70х70х7	0,260	50х50х4	
16	2,01	1,57	1,58	0,052	80х80х8	0,380	55х55х4	0,074
(18)	2,54	1,92	2,00	0,088	90х90х9	0,550	60х60х5	
20	3,14	2,45	2,47	0,093	100х100х10	0,760	70х70х5	0,086
(22)	3,80	3,03	2,98	0,135	110х110х11	1,012	80х80х6	
24	4,52	3,52	3,55	0,141	120х120х12	1,134	90х90х7	0,131
(27)	5,72	4,59	4,49	0,182	140х140х17	2,091	100х100х8	
30	7,06	5,60	5,55	0,291	160х160х15	2,93		0,180
36	10,17	8,26	7,99	0,496	190х190х18	4,957		
42	13,85	11,20	10,88	0,814	220х220х20	4,381		0,283
48	18,09	14,72	14,21	1,244	260х260х24	12,39		0,420
								0,591

П р и м е ч а н и я.

1 Болты с размерами, указанными в скобках, применять не рекомендуется.

2 A_в – площадь поперечного сечения брутто; A_{вп} – площадь поперечного сечения нетто.

**Расчетная несущая способность цилиндрического нагеля
Т на один шов сплачивания**

Схемы соедине- ний	Напряженное состояние соединения	Расчетная несущая способность Т на один шов сплачивания (условный срез), кН	
		гвоздя; стального, алюминиевого, стеклопластикового нагеля	дубового нагеля
1	2	3	4
1 Симме- тричные соедине- ния	а) смятие в средних элементах	$0,5 c d$	$0,3 c d$
	б) смятие в крайних элементах	$0,8 a d$	$0,5 a d$
2 Несим- метрич- ные соедине- ния	а) смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений	$0,35 c d$	$0,2 c d$
	б) смятие в более толстых средних элементах двухсрезных соединений при $a \leq 0,5 c$	$0,25 c d$	$0,14 c d$
	в) смятие в более тонких крайних элементах при $a \leq 0,35 c$	$0,8 a d$	$0,5 a d$
	г) смятие в более тонких элементах односрезных соединений и в крайних элементах при $c > a > 0,35 c$	$k_n a d$	$k_n a d$

1	2	3	4
3 Симметричные и несимметричные соединения 4 Соединения на нагелях в торец с металлической накладкой	а) изгиб гвоздя	$2,5 d^2 + 0,01 a^2$, но не более $4 d^2$	-
	б) изгиб нагеля из стали А240	$1,8 d^2 + 0,02 a^2$, но не более $2,5 d^2$	-
	в) изгиб нагеля из алюминиевого сплава Д16-Т	$1,6 d^2 + 0,02 a^2$, но не более $2,2 d^2$	-
	г) изгиб нагеля из стеклопластика АГ-4С	$1,45 d^2 + 0,02 a^2$, но не более $1,8 d^2$	-
	д) изгиб нагеля из древесно-слоистого пластика ДСПБ	$0,8 d^2 + 0,02 a^2$, но не более $1 d^2$	-
	е) изгиб дубового нагеля	-	$0,45 d^2 + 0,02 a^2$, но не более $0,65 d^2$
	изгиб нагеля из стали С235 и арматуры А240	$160 d^2$	

П р и м е ч а н и я.

1 В таблице: c – толщина средних элементов, а также равных по толщине или более толстых элементов односрезных соединений, a – толщина крайних элементов, а также более тонких элементов односрезных соединений; d – диаметр нагеля; все размеры в см.

2 Расчетную несущую способность нагеля в двух срезных несимметричных соединениях при неодинаковой толщине элементов следует определять с учетом следующего:

а) расчетную несущую способность нагеля из условий смятия в среднем элементе толщиной c при промежуточных значениях a между c и $0,5c$ следует определять интерполяцией между значениями по поз. 2а и 2б таблицы;

б) при толщине крайних элементов $a > c$ расчетную несущую способность нагеля следует определять из условия смятия в крайних элементах по поз 2а таблицы с заменой c на a ;

в) при определении расчетной несущей способности из условий изгиба нагеля толщину крайнего элемента a в поз. 3 таблицы следует принимать не более $0,6c$.

Окончание прил. 28

3 Значения коэффициента k_n для определения расчетной несущей способности при смятии в более тонких элементах односрезных соединений при $c \geq a \geq 0,35c$ приведены в прил. 20.

4 Расчетную несущую способность нагеля в рассматриваемом шве следует принимать равной меньшей из всех значений, полученных по формулам таблиц.

5 Расчет нагельных соединений на скалывание производить не следует, если выполняются условия расстановки нагелей в соответствии с п. 7.18 и п. 7.22 [1].

6 Диаметр нагеля d следует назначать из условия наиболее полного использования его несущей способности по изгибу.

7 Число нагелей n_n в соединении, кроме гвоздевого, следует определять по формуле

$$n_n = N / T n_{ш} \geq 2,$$

где N – расчетное усилие;

T – наименьшая расчетная несущая способность, найденная по формулам таблицы;

$n_{ш}$ – число расчетных швов одного нагеля.

8 В соединениях число нагелей должно быть не менее 2. Исключение могут составлять нагели, устанавливаемые конструктивно (например, на период сборки и монтажа).

Приложение 29

Расстояние между осями нагелей

Минимальное расстояние	Болты, стальные стержни, винты		Дубовые стержни		Гвозди	
	$b > 10 d$	$b \leq 10 d$	$b > 10 d$	$b \leq 10 d$	$c \geq 10 d$	$c = 4 d$
S_1	$7 d$	$6 d$	$5 d$	$4 d$	$15 d$	$25 d$
S_2	$3,5 d$	$3 d$	$3 d$	$2,5 d$	$4 d (3 d)$	$4 d (3 d)$
S_3	$3 d$	$2,5 d$	$2,5 d$	$2,5 d$	d	$4 d$

П р и м е ч а н и я.

1 Размеры в скобках относятся к шахматной расстановке или косыми рядами под углом $\alpha = 45^\circ$.

2 Для промежуточных значений толщины пробиваемых элементов c величина S_1 определяется по интерполяции.

3 Для элементов, не пробиваемых гвоздями насквозь, независимо от их толщины расстояние между осями гвоздей принимается не менее $15 d$, а расстояние от гвоздя до торца элемента во всех случаях принимается также не менее $15 d$.

Окончание прил. 29

4 Диаметр гвоздей принимается не более $\frac{1}{4}$ толщины пробиваемых элементов.

5 Для элементов из ольхи, осины и тополя величина S_1 увеличивается на 50 %.

6 Если при встречной забивке концы гвоздей входят в данный элемент с каждой стороны на глубину не более $\frac{2}{3}$ толщины элемента, то расстояние между гвоздями назначается без учета их взаимного захода.

Приложение 30

**Коэффициент k_α при расчете на смятие древесины
в нагельном гнезде**

Угол, град.	Коэффициент k_{α}				
	для стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей диаметром, мм				для дубовых нагелей
	12	16	20	24	
30	0,95	0,9	0,9	0,9	1
60	0,75	0,7	0,65	0,6	0,8
90	0,7	0,65	0,55	0,5	0,7

П р и м е ч а н и я:

- 1 Значение k_α для промежуточных углов определяется интерполяцией
- 2 При расчете односрезных соединений для более толстых элементов, работающих на смятие под углом, k_α следует умножать на дополнительный коэффициент 0,9 при $c/a < 1,5$ и на 0,75 при $c/a > 1,5$.

Приложение 31

Коэффициенты k_n для односрезных соединений

Вид нагеля	Значение коэффициента k_n для односрезных соединений при a/c						
	0,35	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Гвоздь, стальной, алюминиевый, стеклопластиковый нагель	0,8	0,58	0,48	0,43	0,39	0,37	0,35
Дубовый нагель	0,5	0,5	0,44	0,38	0,32	0,26	0,2

Плотность древесины, фанеры и LVL

Порода древесины	Плотность древесины, кг/м ³ , в конструкциях для условий эксплуатации по прил. 3	
	1А, 1 и 2	3 и 4
Хвойные: лиственница сосна, ель, кедр, пихта	650 500	800 600
Твердые лиственные: дуб, береза, бук, ясень, клен, граб, акация, вяз и ильм	700	800
Мягкие лиственные: осина, тополь, ольха, липа	500	600

П р и м е ч а н и я.

1. Плотность свежесрубленной древесины хвойных и мягких лиственных пород следует принимать равной 850 кг/м³, твердых лиственных пород – 1000 кг/м³.
2. Плотность клееной древесины следует принимать как не клееной.
3. Плотность обычной фанеры следует принимать равной плотности древесины шпонов, а бакелизированной – 1000 кг/м³.
4. Плотность древесины из однонаправленного шпона (LVL) 500-600 кг/м³, в зависимости от породы древесины шпонов.

**Сортамент и плотность фанеры, древесно-слоистого пластика
древесноволокнистых и древесно-стружечных плит,
фанерных труб**

Наименование материала	Размеры, мм			Плотность, кг/м ³	ГОСТ
	длина	ширина	толщина		
Строительная фанера марок ФСФ и ФК	2440	1525	1,5; 2; 2,5	700	3916.1 3916.2
	2135	1220	3		
	1830	1525	4		
	1525	1220	5		
		1525	6; 7; 8; 9;		
		1220	10; 12		
		725			
	1220	1220			
		725	15; 18; 19		
		1220			
Бакелизированная фанера марок ФБС ФВСФ	4400	1500	10	1010	11539
	4900	1250	12		
	5000	1200	14		
	5600	1200			
		1500	16		
	7700	1500	18		
1	2	3	4	5	6
Древесно-слоистый пластик марок: ДСП-Б ДСП-В	2400- 5600 700- 5600	800- 1200 800- 1200	15 – 60 1 - 12	1300	13913
Плиты древесноволокнистые марок Тс-400, Тс-450	2750 - 3600	1200 - 1830	5 - 10	850 - 950	4598
Плиты древесностружечные марок: ДСПк ДСПф МДП	1830 - 3660 1830 - 3600 3600	1200 - 1830 1200 - 1830 1220	12 – 22 10 – 22 10 - 18	750 – 800 700 - 850 900 - 1200	10632
Цементно-стружечные плиты марки ЦСП	2600 - 3600	1200	8 - 40	1200-1300	26816

Сортамент фанерных труб

Наименование изделия	Размеры, мм					Плотность, кг/м ³	ГОСТ
	внутренний диаметр D	толщина стенки s	наружный диаметр D_1	диаметр обточки D_2	длина обточки l		
Фанерные трубы в звеньях	50	6,5	63	60,5	75	700	7017
длинной 1400 – 1500 мм с укрупнением до $L =$	100	8	116	112,7	100		
	150	11	172	167,3	140		
	200	11	222	217,3	140		
	250	13	276	270,2	175		
5000...7000 мм	300	13	326	320,2	175		

Расчетные сопротивления древесных пластиков

Вид и марка материалов	Расчетные сопротивления, МПа							
	растяжение		изгиб		сжатие		скалывание (срез)	
	R_{ρ}^k	R_{ρ}	R_u^k	R_u	R_c^k	R_c	$R_{ск(ср)}^k$	$R_{ск(ср)}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Древесно-слоистые пластики:								
ДСП-Б								
$\delta = 15 - 60$ мм	165	109	195	130	116	80	10,5	7
ДСП-В								
$\delta = 15 - 60$ мм	83	45	112,5	60	90	47	10	7
ДСП-В								
$\delta = 3 - 12$ мм	105	56	142,5	76	112,5	60	12,5	8

Окончание прил. 35

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Плиты древесно- волокнистые: сверхтвердые твердые	18 12	6 5	30	10 10	18	6 5	10 7	5 3,5
Плиты древесно- стружечные ПС-1; ПС-3: группа А группа Б ПТ-1; ПТ-3: группа А группа Б	7,2 5,4	2,9 2,1	24 10,2 7,8	3 2,3	12 10,2 7,8	2,5 1,9	- -	- -
	9 7,2	3,6 2,9	13 10,2	3,9 3	13 10,2	3,2 2,5	- -	- -

Приложение 36

**Упругие характеристики древесных пластиков
в плоскости изделия**

Вид и марка материала	Модуль упругости, МПа		Модуль сдвига, МПа	
	$E^κ$	E	$G^κ$	G
Древесно-слоистые пластики: ДСП-Б ДСП-В	30000 18000	15000 7000	- -	- -
Плиты древесноволокнистые: сверхтвердые твердые	5000 3000	1250 750	2000 1400	500 350
Плиты древесностружечные: группа А: при растяжении при сжатии и изгибе группа Б: при растяжении при сжатии и изгибе	2500 1500 2000 1200	1000 600 800 480	- - - -	- - - -

Приложение 37

Расчетные сопротивления стеклопластиков

Наименование и марка	Расчетные сопротивления, МПа							
	растяжение		изгиб		сжатие		срез (сдвиг)	
	R_p^k	R_p	R_u^k	R_u	R_c^k	R_c	R_{cp}^k	R_{cp}
Стеклопластик полиэфирный листовой	36	15	78	15	54	15	27	9
Стеклотекстолит: КАСТ-В (для усилий, действующих вдоль основы при $\delta \leq 7$ мм)	170	110	90	55	70	45	52	30
СВАМ 1 : 1	337	160	525	250	300	140	112	55
АГ4-В 1 : 1	60	36	90	54	98	60	-	-
АГ4-С 1 : 1	375	220	188	110	150	90	-	-

П р и м е ч а н и я.

1 Содержание волокна для полиэфирного стеклопластика принято 20%, а для СВАМ – 65%.

2 Расчетные сопротивления при сдвиге даны в направлении, перпендикулярном плоскости листа.

Приложение 38

Упругие характеристики стеклопластиков

Наименование и марка	Модуль упругости, МПа		Коэффициент Пуассона, μ	Коэффициент линейного расширения $\alpha \times 10^{-6}$, $1/^\circ\text{C}$
	E^k	E		
Стеклопластик полиэфирный листовой	6000	3000	0,4	25
Стеклотекстолит: КАСТ-В	24000	19000	0,15	10
СВАМ 1 : 1	28500	24000	0,13	10
АГ4-С 1 : 1	18000	15000	0,13	10

Приложение 39

**Расчетные сопротивления и модули упругости
термопластов, МПа**

Наименование и марка	Расчетные сопротивления								Модуль упругости	
	растяжение		изгиб		сжатие		срез (сдвиг)			
	R_p^k	R_p	R_{ku}^k	R_u	R_c^k	R_c	R_{cp}^k	R_{cp}	E^k	E
Стекло органическое	41,2	15	75	25	64	20	42	14	2800	1400
Винипласт листовой: марки ВН марки ВП	38,5	14	70	20	52,5		28		2800	1600
	35	13	63	18	52,5	14	28	8,5		
						14		8,5		

Приложение 40

Расчетные сопротивления и модули упругости тканей, МПа

Наименование и марка	Расчетные сопротивления		Модуль упругости
	растяжению		
	R_p^k	R_p	
Прорезиненная ткань:			
№ 24	2,88/1,82	0,86/0,55	9,05/4,40
№ 806	2,88/1,47	0,86/0,44	11,4/4,40
№ 60	3,20/2,66	0,96/0,79	-
№ 42	3,20/2,66	0,96/0,79	-
№ 19 и № 51-014	6,40/3,50	1,92/1,05	-
№ 109Ф	12/6	3,6/1,8	-
№110Ф	18/8,3	5,4/2,5	-
Армированные пленки: № ПС-40-П и № ПС-40-С	0,75/0,53	0,26/0,19	5,00/4,15
Армированные пленки:			
тип А	2,22/1,75	0,78/0,61	8,40/8,15
тип АС	2,30/1,91	0,80/0,67	9,65/9,00
№ ПС-200	3,12/1,90	1,10/0,70	13,00/8,80

П р и м е ч а н и я.

1 Расчетные сопротивления даны с учетом работы пневматических конструкций при атмосферных воздействиях.

2 Модули упругости даны для возможности сравнивать деформативность тканей и пленок.

3 В числителе приведены характеристики работы тканей и пленок по основе, в знаменателе – по утку.

Приложение 41

Расчетные и физические характеристики асбестоцемента

Вид напряженного состояния	Расчетные сопротивления и модули деформаций, МПа при марке асбестоцемента						
	200	225	250	275	300	325	350
Изгиб вдоль волокон, R_u	14	15,8	17,5	19,2	22,5	24,4	26,2
Изгиб перпендикулярно волокон, R_{u90}	11,5	12,7	13,8	14,9	17,2	18,4	19,6
Растяжение вдоль волокон, R_p	6,4	7,1	7,9	8,7	10,2	11,2	12
То же, перпендикулярно волокон, R_{p90}	5,2	5,8	6,3	6,8	7,9	8,4	9
Сжатие и смятие в плоскости листа, R_c, R_{cm}	21	23	24,4	25,6	27,3	28,5	30
Сдвиг в плоскости листа, R_{cp}	9,7	10,8	11,7	12,7	14,5	15,4	16,4
Скалывание по плоскостям наслоения листа, $R_{ск}$	2,0	2,0	2,1	2,1	2,4	2,4	2,4
Модули упругости, E_p и E_u	10000		12000		14000		
Модуль сдвига, G	4000		4500		5000		
Коэффициент Пуассона, μ	0,2						

Приложение 42

Сортамент и плотность изделий из стеклопластика

Наименование материала	Размеры, мм			Плотность, кг/м ³	ГОСТ
	длина	ширина	толщина		
Стеклопластик полиэфирный листовой – плоский и волнистый	1000 – 6000	от 950	1,5; 2; 2,5	1400	10292
Стеклотекстолит конструкционный КАСТ В (листы)	2400	600-1200	0,5 ... 35	1850	
Стеклопластик СВМ (листы)	до 1000	До 500	1 ... 30	1500	10087
Стеклопластиковый прессовочный материал АГ-4; марки В, С	Полуфабрикаты (брикеты, ленты) для прессовки изделий			1900	

Приложение 43

Сортамент и плотность термопластов

Наименование материала	Размеры, мм			Плотность, кг/м ³	ГОСТ
	длина	ширина	высота		
Стекло органическое авиационное и поделочное (листы)	500 – 1600	400 – 1400	0,8 – 3,5	1200	10667
Винипласт ВН и ВП (листы)	1300 - 1500	500 - 650	2 - 20	1400	9639

Приложение 44

Сортамент воздухопроницаемых прорезиненных тканей, армированных пленок и резин

Наименование материала и марка	Размеры, мм		Вес 1 м ² , кг	ГОСТ
	ширина	толщина		
1 Прорезиненные ткани:				
капроновая однослойная №24	900	0,9	1,2	
№806	900	0,75	0,98	
№60	900	0,6	0,45	
№42	900	0,8	0,9	
капроновая двухслойная параллельно дублированная №19	-	-	-	
№51-	900	0,9 – 1,0	0,8 – 0,88	
014	900	1,2	0,7	
№109Ф				
капроновая трехслойная параллельно дублированная №110Ф	900	1,8	1,2	
2 Армированные пленки марок:				
ПС-40-П	850	0,63	0,72	
ПС-40-С	850	0,68	0,76	
Тип А	900	0,45	0,45	
АС	900	0,51	0,51	
Марки ПС-200	850	0,71	0,94	
3 Резина: ИРП-1029	800 – 1200	1,5	980 кг/м ³	
Я-64-237	800 - 1200	15	1130 кг/м ³	

Примечание.

Ткань двух- и трехслойная применяется для пневмокаркасных конструкций, а ткань однослойная и пленки — для воздухоопорных конструкций.

**Сортамент и плотность тепло – и звукоизоляционных
материалов**

Наименование материала	Размеры, мм			Плотность , кг/м ³	Коэффициент теплопро- водности,	ГОСТ
	длин а	ширин а	толщин а			
1	2	3	4	5	6	7
Пенопласты:						
ПС-1; ПХВ-1	500- 1000	500	45 – 70	100	0,035	
ПС-4;		300	55 – 70	40	0,03	
ПСБ; ПСБ-С	500	500- 1000	25, 33, 50, 100	20, 40, 60	0,03	
ПУ-101	2000		45 – 55	100 – 120	0,035-	
ФРП-1		450 –	-	60	0,04	
Сотопласты	450 – 550	550 -	300-350	30, 90, 140	0,03 0,03	
Плиты минераловатные на синтетической связке:	-	550 – 650				
жесткие	1000- 1500		40;50;60	200 – 250		
полужесткие			30, 40, 50, 60	125 – 200	0,05- 0,055	
Маты полужесткие	1000 500, 1000	500 350 – 700	30, 40, 50, 60	75 – 100	0,05	
Плиты минераловатные на битумной связке:					0,046	
жесткие	1000- 1500	350- 1000	40;50;60	250 – 400		
полужесткие			50, 60, 70, 80	250 – 400	0,055- 0,07	
Войлок			30, 40, 50, 60	100 – 150	0,055- 0,07	
Плиты древесноволокнистые	1000	500				
:	1000- 3000	500 375- 1250	12,5; 16, 25	150, 200, 250	0,04- 0,045	
волокнистые изоляционные						
	1200 1600 1800 2500				0,04-0,06	
изоляционно- отделочные		1200	8, 12,5; 20	250, 300, 350		

Окончание прил. 45

1	2	3	4	5	6	7
Пористый полиуретан (поролон)	2700					
	3000		30, 40, 50, 60	35 - 50	0,06-0,08	
	2000	1600			0,03	
		1000				

Приложение 46

**Нормативные временные нагрузки от людей, мебели,
оборудования на перекрытия, лестницы и полы**

Здания и помещения	Нагрузка, кН/м ²		
	полная	В том числе	
		пониженная (длительно действующая)	кратковременная
Жилые всех типов	1,5	0,3	1,2
Служебные, классные, бытовые, читальные залы	2,0	0,7	1,3
Лаборатории, кухни общественных зданий	2,0	1,0	1,0
Обеденные залы (в кафе, ресторанах, столовых)	3,0	1,0	2,0
Залы собраний, ожидания, зрительные, концертные, спортивные, выставочные, торговые	4,0	1,4	2,6
Книгохранилища, архивы	5,0	5,0	0
Сцены зрелищных предприятий	5,0	1,8	3,2
Трибуны	4,0	1,4	2,6
Балконы (лоджии)	4,0 (2,0)	1,4 (0,7)	2,6 (1,3)
Чердачные перекрытия	0,7	-	-

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 64. 13330. 2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция
СНи П II – 25 – 80.
2. СП 20. 13330. 2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция
СН и П 2. 01. 07 – 85.
3. Малыхина В. С. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. пособие / В. С. Малыхина. – 2 – е изд. испр. и доп. – Белгород: Изд-во БГТУ, 2008. – 226 с.
4. СН и П 2. 03. 09 – 85* Асбестоцементные изделия.
5. СП 16. 13330. 2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция
СН и П II – 23 – 81.
6. Малыхина В. С. Конструкции из дерева и пластмасс: учеб. пособие / В. С. Малыхина. – Белгород: Изд. БГТУ им. В. Г. Шухова, 2008. – 293 с.
7. Бойтемиров Ф.А. Расчет конструкций из дерева и пластмасс: учеб. пособие для студ. вузов /Ф. А. Бойтемиров, В. М. Головина, Э. М. Улицкая, под ред. Ф. А. Бойтемирова – 3 –е изд., стер. – М.: Изд. центр «Академия», 2007. –160 с. | S B № 978 – 5 –7695 –4407- 1.
8. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования: Учеб. пособие для вузов / Ю. В. Слицкоухов, И. М. Гуськов, Л. К. Ермоленко и др.; Под ред. Ю. В. Слицкоухова. – М.: Стройиздат, 1991. – 256с.
9. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и конструирования: Учеб. пособие для вузов /Под ред. проф. Иванова В. А. – 3 – е изд., перераб. и доп. – Киев: Виша школа. Головное изд – во, 1981. – 392 с.
10. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования: учеб. пособие для вузов /Под ред. Г. Г. Карлсена – М.: Изд. литературы по строительству, 1967. – 319 с.
11. Н. А. Филиппов, И. А. Константинов. Примеры расчета и проектирования деревянных конструкций: Практическое пособие для проектирования – Ленинград: Стройиздат, 1965. – 301 с.
12. Гаппоев М. М. Конструкции из дерева и пластмасс / М. М. Гаппоев [и др.] – М., 2004.

13. Пособие по проектированию деревянных клееных конструкций [ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко]. – М., 1986

14. Рекомендации по проектированию деревянных клееных куполов для покрытия залов общественных зданий [ЦНИИЭП им. Б. С. Мезенцева]/ - М., 1989.

Учебное издание

Малыхина Валентина Степановна

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ
ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС**

Учебное пособие

Подписано в печать 17.09.14 Формат 60х84/16. Усл.печ.л. 21,4. Уч.-изд.л. 23,1

Тираж 300 экз.

Заказ

Цена

Отпечатано в Белгородском государственном технологическом университете
им. В.Г. Шухова

308012, г. Белгород, ул. Костюкова, 46