

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»
(ПГУАС)

В.М. Вдовин

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ИНДУСТРИАЛЬНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ФЕРМ

Под общей редакцией доктора технических наук,
профессора Ю.П. Скачкова

Рекомендовано Редсоветом университета
в качестве учебного пособия для студентов,
обучающихся по направлению 08.04.01 «Строительство»,
а также для специалистов, обучающихся по направлению 08.05.01
«Строительство уникальных зданий и сооружений»

Пенза 2014

УДК 64.072.2;624.011.1(075.8)

ББК 38.55.я73

В25

*Учебное пособие подготовлено в рамках проекта
«ПГУАС – региональный центр повышения качества подготовки
высококвалифицированных кадров для строительной отрасли»
(конкурс Министерства образования и науки Российской Федерации –
«Кадры для регионов»)*

Рецензенты: генеральный директор ООО «Союз-проект», кандидат технических наук, профессор И.С. Абрашитов;
кандидат технических наук, доцент В.Н. Карпов (ПГУАС)

Вдовин В.М.

В25

Проектирование индустриальных деревянных ферм: учеб. пособие / В.М. Вдовин; под общ. ред. д-ра техн. наук, проф. Ю.П. Скачкова. – Пенза: ПГУАС, 2014. – 183 с.

Приводятся общие понятия, классификации и основные схемы деревянных строительных ферм и методы определения усилий в элементах ферм. Даются рекомендации, расчетные положения и конкретные примеры расчета широко применяемых видов узловых соединений, а также конструкции и методы расчета индустриальных деревянных ферм с различным очертанием верхнего пояса. Рассматривается пример проектирования по сегментным фермам пролетом 30 м.

Направлено на развитие у студентов способности использовать углубленные теоретические и практические знания; осознавать основные проблемы своей предметной области, при решении которых возникает необходимость в сложных задачах выбора, требующих использования количественных и качественных методов.

Учебное пособие подготовлено на кафедре «Строительные конструкции» и базовой кафедре ПГУАС при ООО «Гражданпроект». Предназначено для использования студентами, обучающимися по направлению 08.04.01 «Строительство», при изучении дисциплины «Конструкции из дерева и пластмасс» и выполнении курсовых и дипломных проектов, а также для специалистов, обучающихся по направлению 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений». Может быть использовано специалистами, занимающимися реальным проектированием деревянных ферм.

© Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, 2014

© Вдовин В.М., 2014

ПРЕДИСЛОВИЕ

Дисциплина «Конструкции из дерева и пластмасс» является одним из специальных курсов, изучаемых студентами, обучающимися по направлению «Строительство». Несмотря на огромный опыт применения в строительстве и на большой ассортимент новых материалов, древесина и конструкции из нее остаются востребованы современной практикой строительства. Являясь как бы «живым» материалом, запасы которого постоянно пополняются естественным приростом, материалом, обладающим ценными физико-техническими свойствами, древесина была и будет тем, в чем нуждается строительная практика.

Из всего многообразия несущих деревянных конструкций в настоящее время широкое распространение в строительстве получили плоские сплошные конструкции в виде балок, рам, арок, отличающиеся большой материалоемкостью. При этом незаслуженно ушли на второй план сквозные несущие конструкции типа фермы, хотя эти конструкции экономичны по расходу материалов и с этих позиций предпочтительны.

В пособии рассматриваются вопросы проектирования ферм, базирующихся на применении современных прогрессивных материалов, изделий и видов соединений, а также на использовании опыта строительства индустриальных деревянных ферм.

Автор надеется, что предложенный в пособии материал окажет существенную помощь студентам как при изучении теоретической части курса, так и при выполнении ими курсового проекта. Кроме студентов пособие будет полезно всем специалистам, занимающимся вопросами проектирования и расчета деревянных ферм.

Автор выражает глубокую благодарность рецензентам – генеральному директору ООО «Союзпроект», кандидату технических наук, профессору Абрашитову В.С. и кандидату технических наук, доценту кафедры «Строительные конструкции» Пензенского ГУАС Карпову В.Н. – за ценные замечания, сделанные ими при рецензировании рукописи.

ВВЕДЕНИЕ

Дерево – традиционный строительный материал, обладающий рядом достоинств по сравнению с другими строительными материалами, что дает основание применять его во многих несущих конструкциях. Благодаря легкости и относительно большой прочности, древесина относится к материалам с высоким коэффициентом конструктивного качества, что очень важно для таких несущих конструкций, как балки, арки, рамы, фермы. Как показала практика строительства, при малых и средних пролетах (15–18 м) предпочтительны балочные конструкции, отличающиеся простотой изготовления и отсутствием узловых сопряжений. Однако сплошные несущие конструкции требуют повышенного расхода материала. Применение сквозных несущих конструкций типа ферм способствует существенному сокращению объемов, а следовательно, и стоимости материалов, используемых при изготовлении всей конструкции.

Нельзя однозначно сказать, что сквозные несущие конструкции предпочтительны по сравнению со сплошными. Для решения такого вопроса необходимо рассмотреть технико-экономические показатели и только на основе них можно принять обоснованное решение по выбору типа несущих конструкций. Даже в пределах многообразия конструктивных типов ферм не всегда можно сразу оценить, каким фермам следует отдать предпочтение.

Не менее важную роль при выборе типа несущих конструкций играют эстетические и эксплуатационные показатели. Например, в зданиях общественного или спортивного назначения по эстетическим соображениям нежелательно загромождать верхнюю часть здания массивными сквозными конструкциями. В равной степени в сооружениях складского типа не следует применять фермы, т.к. решетки и пояса являются местом интенсивного скопления пыли, которая в сочетании с влагой может вызвать образование агрессивной среды. И все же, несмотря на указанные недостатки, сквозные конструкции являются вполне конкурентоспособными по сравнению со сплошными.

Как показал опыт строительства, с увеличением пролета необходимость применения сквозных конструкций возрастает. В середине прошлого века уже при пролетах 12–15 м пролеты зданий перекрывались деревянными фермами, правда, при этом использовались фермы из бревен и брусьев на лобовых врубках, отличающиеся простотой изготовления и доступностью.

В современном строительстве рекомендуется применять деревянные фермы индустриального изготовления, и наилучший экономический эффект от них достигается в покрытиях зданий пролетом более 24 м.

Следует заметить, что, говоря об индустриальности изготовления ферм, необходимо иметь в виду масштабность их применения. Одиночное их изготовление в заводских условиях не приводит к существенным достоинствам. Экономические и технические показатели от индустриализации лишь тогда будут значительными, когда заводской поток ориентирован не на единичный, а на масштабный выпуск конструкций. Кстати, при таком производстве деревянных конструкций имеется возможность добиться рационального использования древесины и утилизации древесных отходов для получения различных древесно-плитных материалов.

Современные индустриальные фермы отличаются от применявшихся в середине прошлого века прежде всего повышенной надежностью, высоким качеством и эстетичностью, поскольку изготавливаются они с использованием прогрессивного современного оборудования и передовой технологии деревообработки. При изготовлении современных индустриальных ферм используются эффективные соединения с повышенной несущей способностью и жесткостью основаны на применении клеев и рациональных механических рабочих связей. Все это позволяет при технико-экономическом обосновании и выборе типа покрытия рассматривать фермы наряду с другими видами несущих конструкций.

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ФЕРМАХ. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ СОВРЕМЕННЫХ ИНДУСТРИАЛЬНЫХ ФЕРМ

1.1. Общие сведения

В настоящем пособии рассмотрены фермы, относящиеся к плоскостным сквозным конструкциям, в основном применяемым в качестве стропильных систем в покрытиях зданий. Такие конструкции состоят из отдельных стержней, соединенных между собой в узлах и работающих преимущественно на продольные усилия. Величина усилия в элементах фермы существенно зависит от того, насколько далеко друг от друга будут отстоять пояса и каким образом будут располагаться элементы решетки, соединяющие эти пояса. Благодаря этому в процессе проектирования фермы можно добиться рационального использования материала, а следовательно, и существенной экономии в покрытии проектируемого здания.

Элементы решетки в отличие от сплошной стенки плоскостных конструкций балок и рам представляют собой отдельные стержни, что требует значительно меньшего по объему расхода материала. Однако в сквозных системах возникает необходимость устройства узловых соединений, что, в свою очередь, не только требует дополнительных материальных и трудовых затрат, но и ухудшает эстетические и эксплуатационные качества. Естественно, при выборе типа основных несущих пролетных конструкций необходимо иметь всестороннее технико-экономическое обоснование.

Опыт проектирования и строительства последних лет показал, что рациональнее применять сквозные несущие конструкции типа ферм при пролетах свыше 24 м по сравнению с балочными, при этом степень экономической эффективности возрастет, если использовать фермы крупнопанельные с клееным верхним поясом. В этом случае отпадает необходимость устройства большого количества узловых соединений, а применение крупных клееных элементов в качестве верхнего пояса сохраняет преимущества клееных деревянных конструкций в части повышенной эксплуатационной надежности и долговечности.

О рациональном подходе к выбору ферм будет сказано ниже. Считаем уместным отметить терминологию и общепринятые названия элементов ферм, которые будут упоминаться далее по тексту.

На рис. 1.1 показаны основные элементы фермы:

✓ Пояса фермы – элементы, ограничивающие ее контур сверху (верхний пояс) и снизу (нижний пояс).

- ✓ Стойки – вертикальные стержни решетки.
- ✓ Раскосы – наклонные стержни решетки.
- ✓ Стойки, поддерживающие в узлах только элемент нижнего пояса (без раскосов), называют подвесками. Подвески работают только на восприятие нагрузки, подвешенной к узлу нижнего пояса. При отсутствии такой нагрузки усилия в подвесках равны нулю.
- ✓ Расстояние между ближайшими узлами пояса называется длиной панели.
- ✓ Расстояние между осями опор ферм называется пролетом фермы.

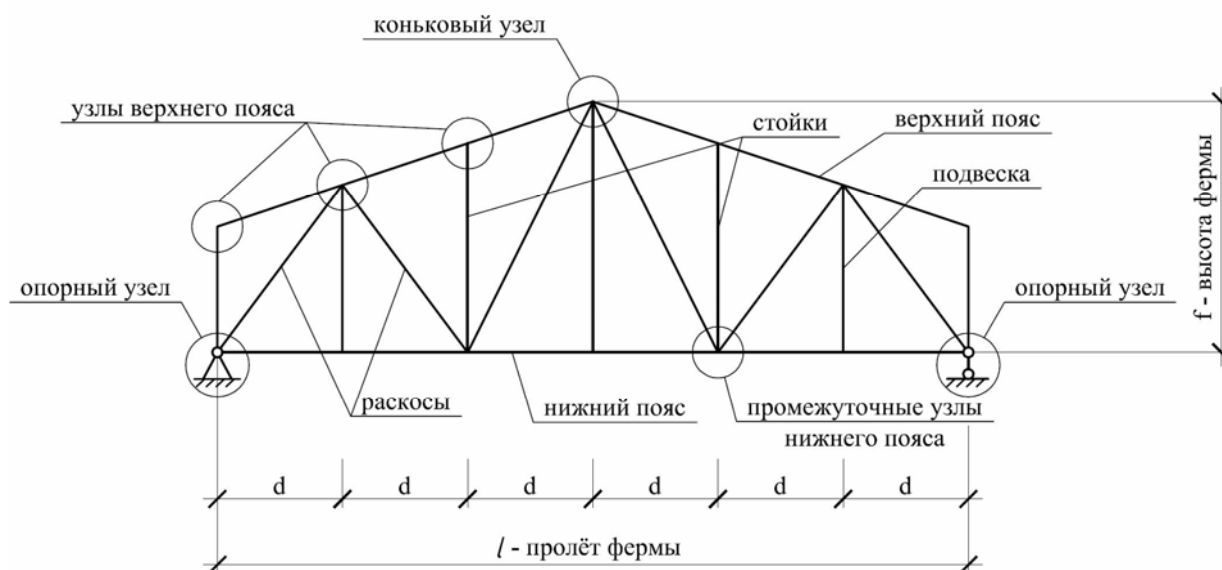


Рис. 1.1. Элементы фермы

Точки, в которых сходятся стержни, называются узлами. Те узлы, на которые ферма опирается, называются опорными. Верхний узел – коньковый, а все другие – промежуточные.

По очертанию поясов различают фермы: треугольные (рис. 1.2 а), с параллельными поясами (рис. 1.2 б), многоугольные (рис. 1.2 г), трапециевидные (рис. 1.2 в), сегментные (рис. 1.2 д), с криволинейными поясами (рис. 1.2 е).

Системы решеток могут быть простые и сложные. В стропильных фермах, как правило, применяют простую решетку. В зависимости от направления и расположения раскосов различают следующие типы решеток:

- раскосная, когда раскосы чередуются со стойками (рис. 1.2 б);
- треугольная, когда раскосы чередуются с раскосами другого направления (рис. 1.2 а, е);
- треугольная со стойками, когда между сходящимися раскосами находится стойка (рис. 1.2 в, г).

Другие типы решеток в деревянных фермах, как правило, не применяются.

По направлению к середине пролета фермы различают раскосы нисходящие и восходящие. Восходящие раскосы испытывают обычно сжатие, а нисходящие – растяжение.

При выборе типа решетки деревянных ферм предпочтение следует отдавать такой, в которой наибольшее количество стержней испытывают сжимающие усилия, поскольку такие стержни более надежно и удобно можно крепить к узлам фермы.

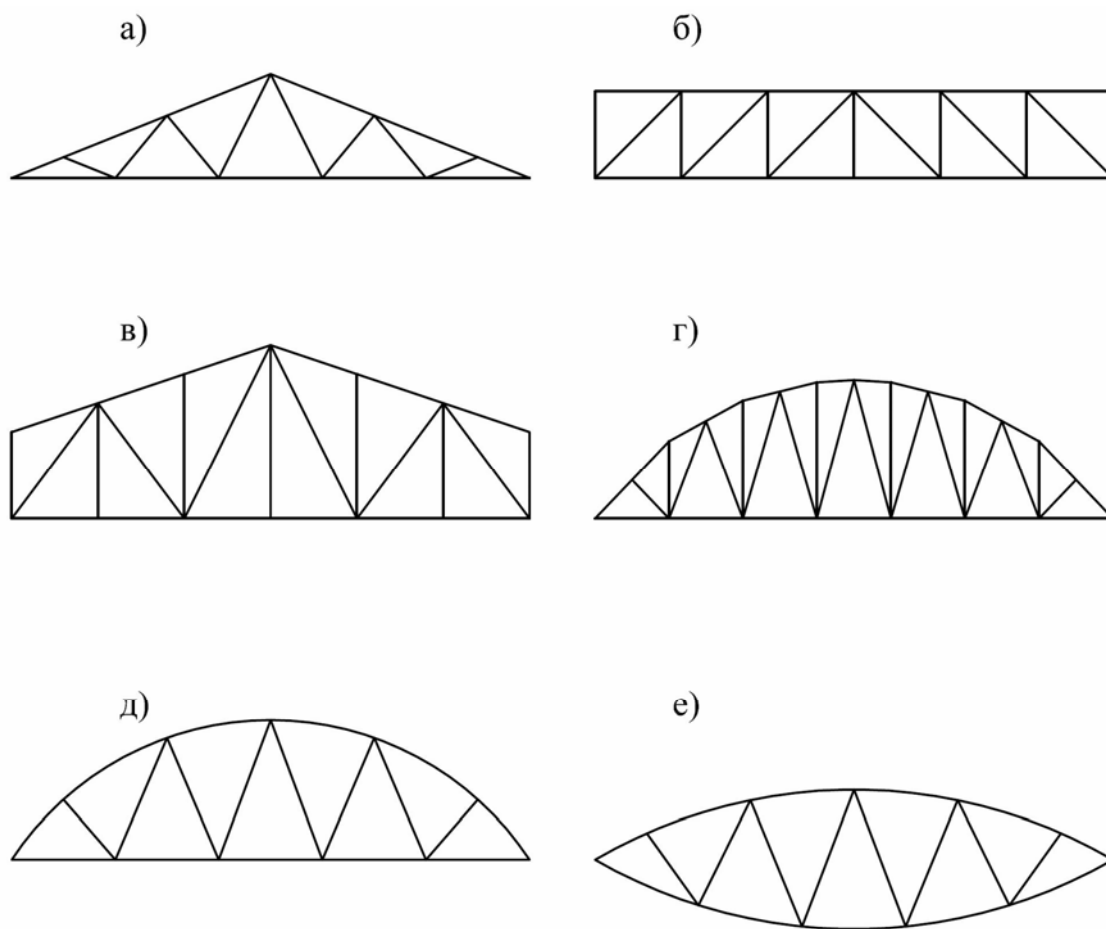


Рис. 1.2. Типы ферм по очертанию поясов и виду решетки:
а – треугольная; б – с параллельными поясами; в – трапециевидная;
г – многоугольная; д – сегментная; е – с двумя криволинейными поясами
(линзообразная)

1.2. Типы деревянных стропильных ферм

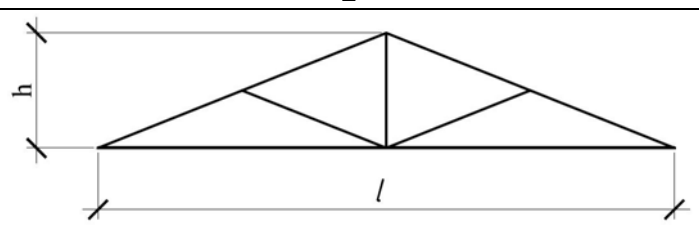
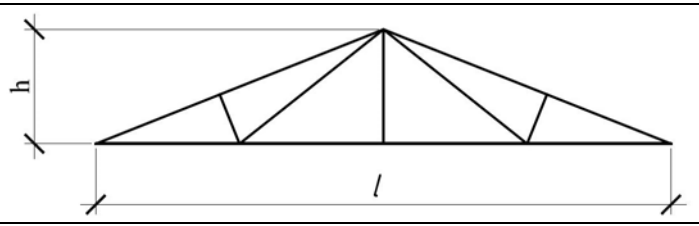
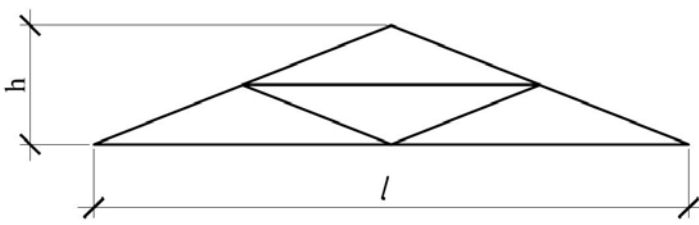
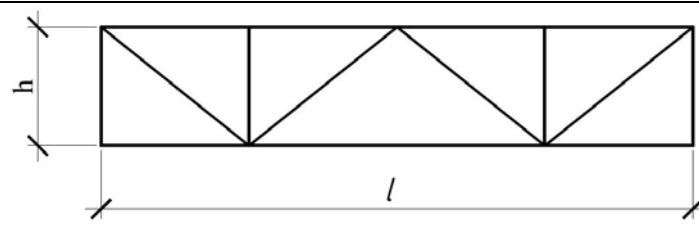
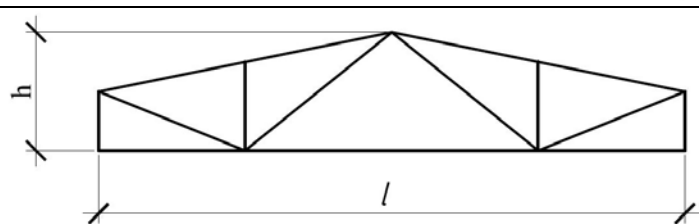
В табл. 1.1 приводятся типы деревянных стропильных ферм и их решеток.

По виду основного конструктивного материала фермы могут быть цельнодеревянные и металлодеревянные. Цельнодеревянные могут

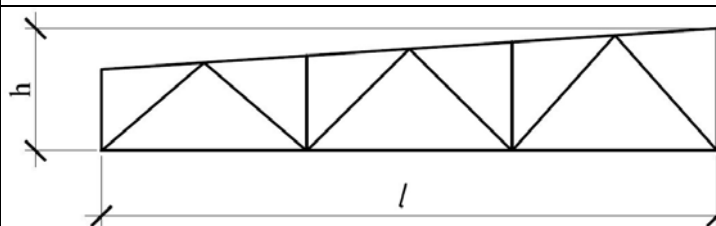
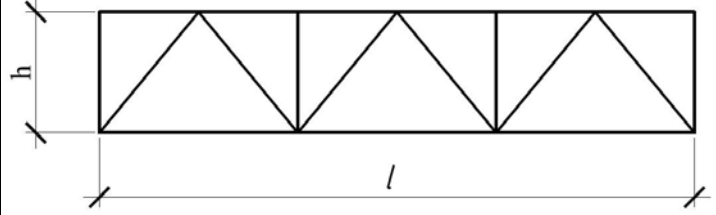
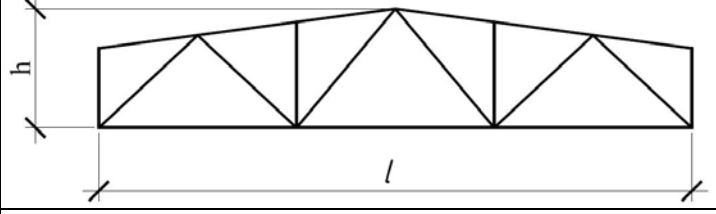
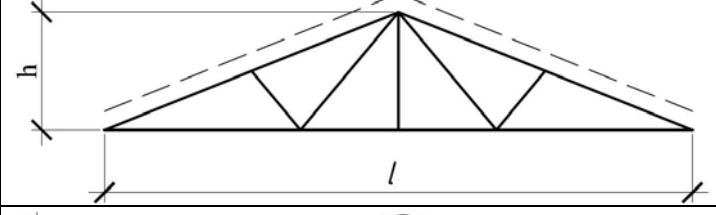
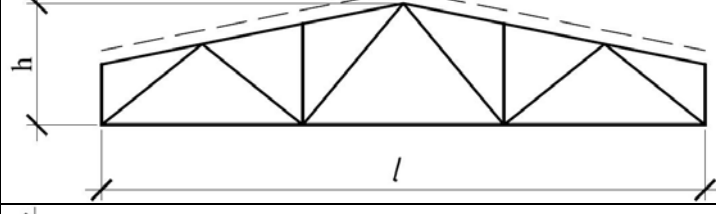
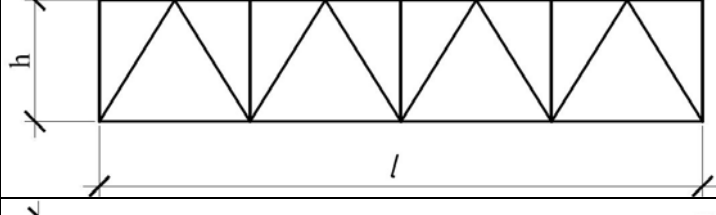
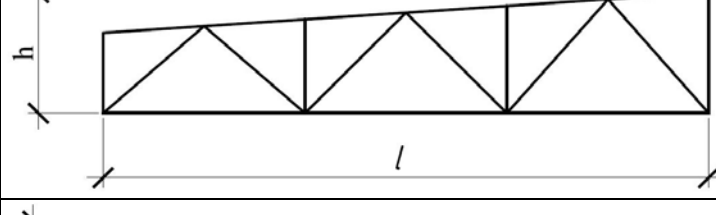
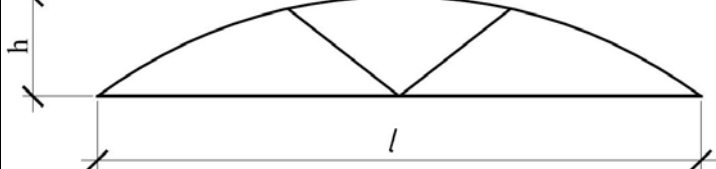
быть выполнены из круглого леса, брусьев, досок, клееной древесины, в том числе из фанерных труб и уголков. В металлодеревянных фермах наиболее напряженные растянутые элементы (как правило, нижние пояса и одиночные нисходящие раскосы) выполняются из металла (круглой стали или уголков), а верхние пояса и сжатые раскосы – из дерева. В таких фермах в наилучшей степени используются хорошая работа древесины на сжатие, а металла на растяжение. Кроме того, сжатые элементы, как правило, массивные, что повышает жесткость и устойчивость элементов фермы.

Таблица 1.1

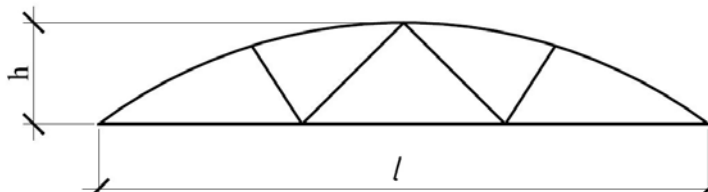
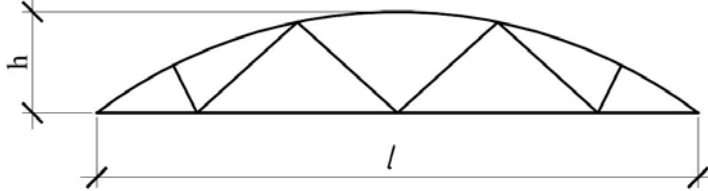
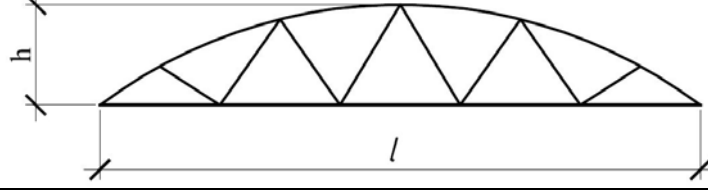
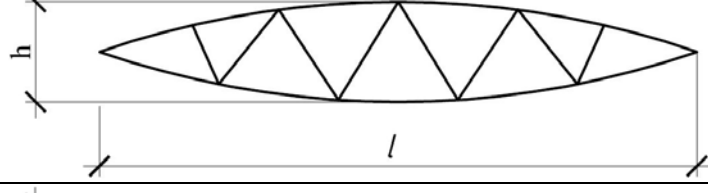

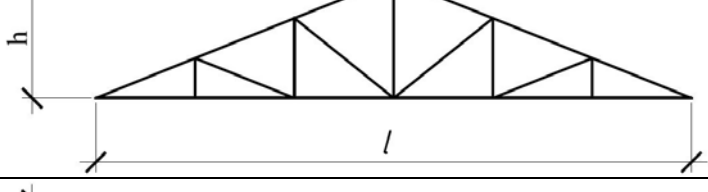
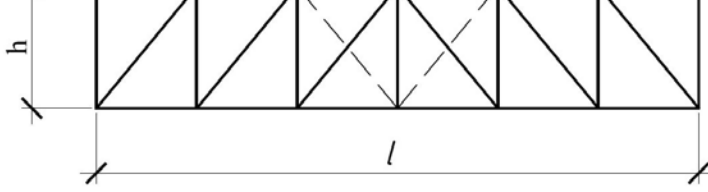
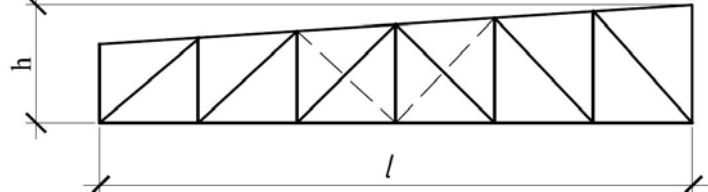
Типы деревянных стропильных ферм

Но- мер схем	Схемы	$l, м$	l/h	$K_{см}$	$K_{м}, \%$
1	2	3	4	5	6
1		12–18	4–5	3,5–4	20–30
2		12–24	4–5	3,5–4	25–35
3		12–18	4–5	3–3,5	25–35
4		12–24	5–7	3,5–4	25–35
5		12–24	5–7	3,5–4	25–35

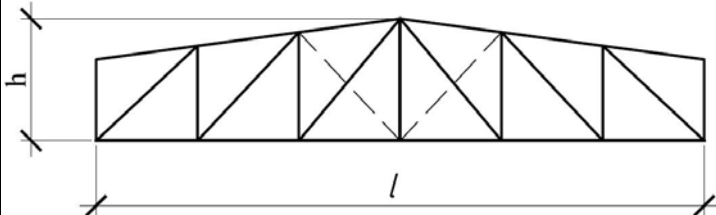
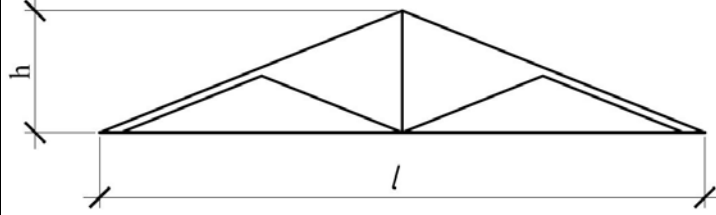
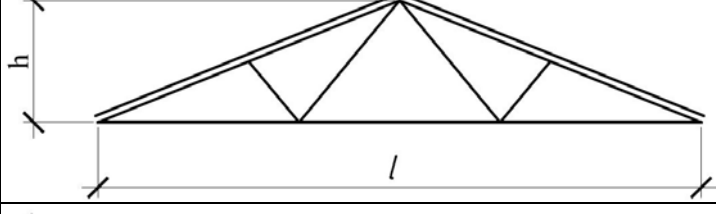
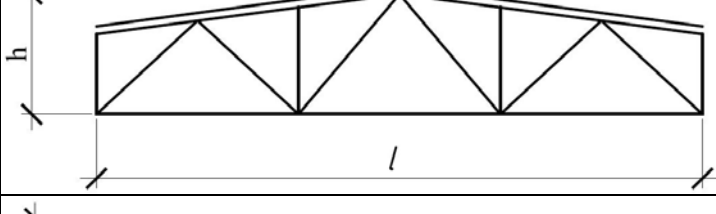
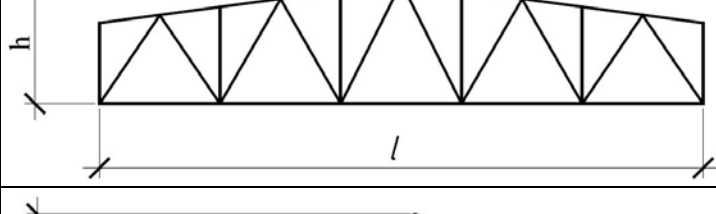
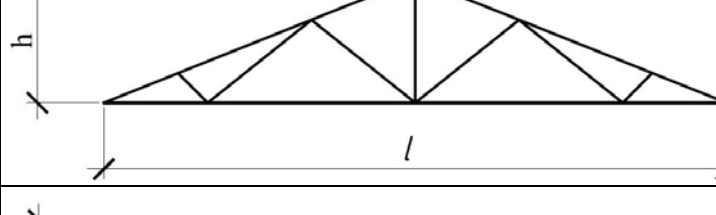
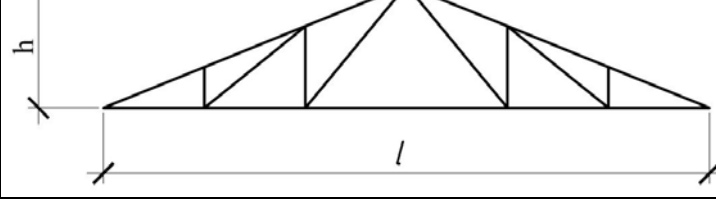
Продолжение табл. 1.1

1	2	3	4	5	6
6		12-24	5-7	3,5-4	25-35
7		12-24	5-6	2,5-4	30-35
8		12-24	5-6	2,5-4	30-35
9		12-18	4-5	3-4	25-35
10		12-24	5-6	3-5	30-35
11		12-24	5-6	4-6	30-35
12		12-24	5-6	3-5	30-35
13		12-18	6-7	2,5-3,5	25-35

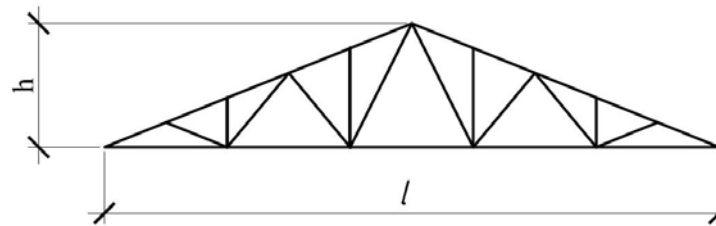
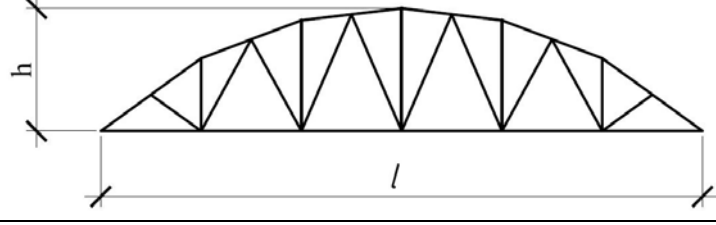
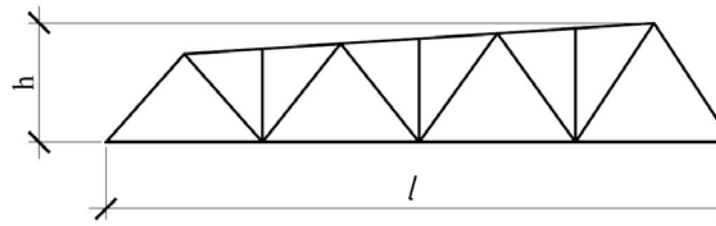
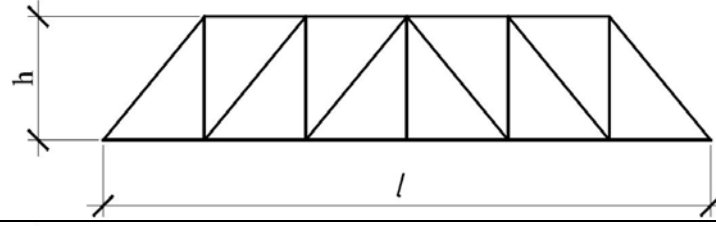
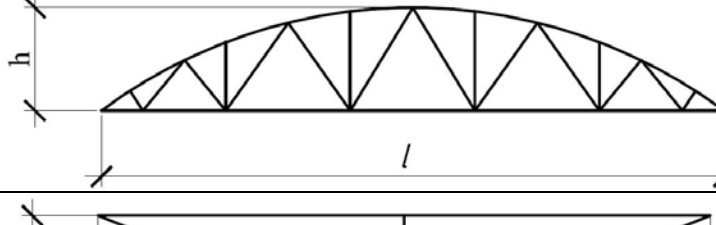
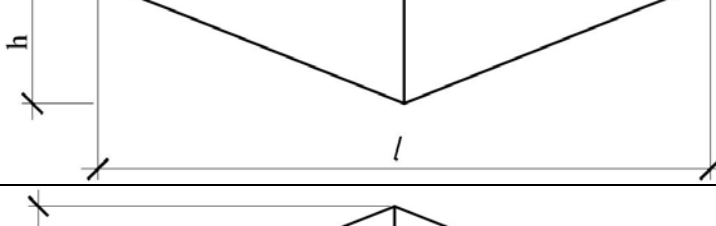
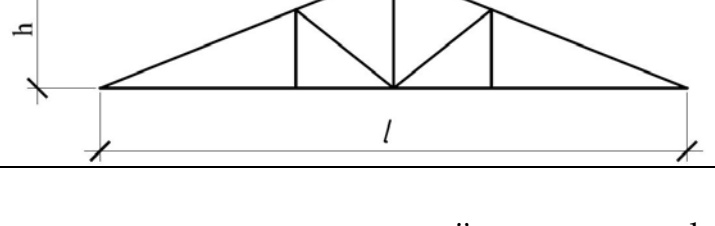
Продолжение табл. 1.1

1	2	3	4	5	6
14		15-24	6-7	2,5-3,5	25-35
15		18-30	6-8	3-4	25-35
16		18-36	6-8	3-4	25-30
17		18-36	6-8	3-4	25-35
18		18-42	6-8	3-4	25-35
19		9-18	4-5	4,5-5	15-20
20		12-24	4-6	4-6	15-20
21		12-24	4-6	4-5	15-20

Продолжение табл. 1.1

1	2	3	4	5	6
22		12-24	4-6	4-5	15-20
23		9-12	4-5	3,5-4	20-30
24		9-18	4-5	3,5-4	25-35
25		12-24	4-6	2,5-4	25-35
26		12-30	4-6	2,5-4	25-35
27		9-15	4-5	2,5-3,5	3-5
28		9-15	4-5	2,5-3,5	3-5

Окончание табл. 1.1

1	2	3	4	5	6
29		9-18	4-6	2,5-3,5	3-5
30		18-24	6-7	2,5-3,5	3-5
31		15-20	4-6	2,5-3,5	3-5
32		15-20	4-6	2,5-3,5	15-20
33		12-24	5-6	3-4	15-20
34		6-12	4-8	6-8	20-25
35		9-15	4-6	6-8	20-25

По типу узловых соединений различают фермы на лобовых врубках, на кольцевых и зубчатых шпонках, на цилиндрических стальных

нагелях и болтах, на гвоздях, на клеестальных шайбах, на металлических зубчатых пластинах, с фанерными фасонками и накладками на клею, гвоздях и узловых болтах и на других видах механических связей.

Обычно вид узлов и применяемых узловых механических связей определяют название всей фермы. Например, фермы дощатогвоздевые, на металлических зубчатых пластинках, на клеестальных шайбах.

По величине перекрываемых пролетов фермы можно классифицировать: малого (9–15 м), среднего (18–24 м) и большого (более 24 м) пролета. По способам изготовления различают фермы промышленного и построечного изготовления. Фермы промышленные могут быть выполнены с применением клееных элементов или цельной древесины (брусьев). К конструкциям построечного изготовления следует прежде всего отнести фермы на лобовых врубках из брусьев и бревен, а также дощатогвоздевые фермы и подвесные системы на растянутых бабках.

Появление клеев и клееных деревянных конструкций в середине прошлого столетия дало мощное развитие и сквозным несущим системам. Появились металлодеревянные фермы с верхним поясом из крупных клееных балок. Это позволило увеличить размеры панелей этих конструкций в два-три раза, что значительно сократило количество узлов и число элементов. Возросли пролеты ферм, а крупные размеры поперечных сечений клееных элементов привели к повышению огнестойкости и долговечности ферм.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЯ В СТЕРЖНЯХ ФЕРМ

2.1. Действующие нагрузки

Усилия в элементах ферм зависят от величины и характера действующих нагрузок. В процессе эксплуатации здания или сооружения на него могут действовать различного рода нагрузки, различающиеся как по характеру и интенсивности, так и по времени их действия. От действия всех этих факторов могут существенно меняться не только величины усилий в стержнях фермы, но и их знак. Для деревянных конструкций изменение знака усилий, т.е. растяжение или сжатие, представляет особую важность, поскольку, с одной стороны, древесина не одинаково сопротивляется действию растягивающих и сжимающих напряжений и, с другой – растяжение как вдоль, так и поперек волокон относится к опасным хрупким видам разрушения. Наконец, необходимо учесть, что все элементы фермы соединяются в узлах, как правило, с помощью тех или иных видов механических рабочих связей, работа которых при действии растягивающих или сжимающих усилий может существенно различаться, а следовательно, может быть нарушена и общая эксплуатационная надежность конструкций ферм.

Все вышеперечисленное приводит к выводу, что для определения «невыгодного» загрузения фермы или, точнее, невыгодных расчетных усилий в элементах фермы необходимо производить статический расчет по определению усилий в элементах фермы на каждое загрузение отдельно, к тому же при этом следует учитывать вероятностный фактор одновременного действия временных нагрузок.

Нагрузки на ферму могут быть постоянно действующими и временными.

К постоянно действующим нагрузкам относятся: собственный вес фермы, собственный вес покрытия, вес специального оборудования (если таковое имеется), расположенного на подвесном потолке, вес подвесного потолка.

Нагрузки от собственного веса фермы принимают вначале ориентировочно (по рекомендуемым формулам, задаваясь коэффициентом собственного веса $K_{с.в.}$, с последующим уточнением действительного собственного веса фермы по спецификации элементов. Собственный вес покрытия подсчитывают путем сложения весов всех элементов ограждающих конструкций существующего покрытия.

Временно действующими нагрузками на стропильные фермы являются: снеговые, ветровые, подъемно-транспортные (если таковые име-

ются), полезные на чердачное перекрытие (при наличии подвесного потолка по нижним поясам ферм).

Снеговые и ветровые нагрузки принимаются по нормам (СНиП 2-01-07–85* или СП) в зависимости от района строительства. Характер и величины этих нагрузок необходимо принимать строго по рекомендациям норм, поскольку они существенно зависят от очертания, конфигурации и параметров проектируемого здания.

Полезная равномерно распределенная нагрузка на чердачное перекрытие принимается по нормам СНиП или СП.

При расчете фермы внешние нагрузки, заданные, как правило, равномерно распределенными на 1 м^2 приводят к узловой нагрузке. Величина узловой нагрузки зависит от длины панели d и от расстояния между фермами, установленными вдоль здания (с шагом B).

На рис. 2.1 показан характер действия снеговой и ветровой нагрузок.

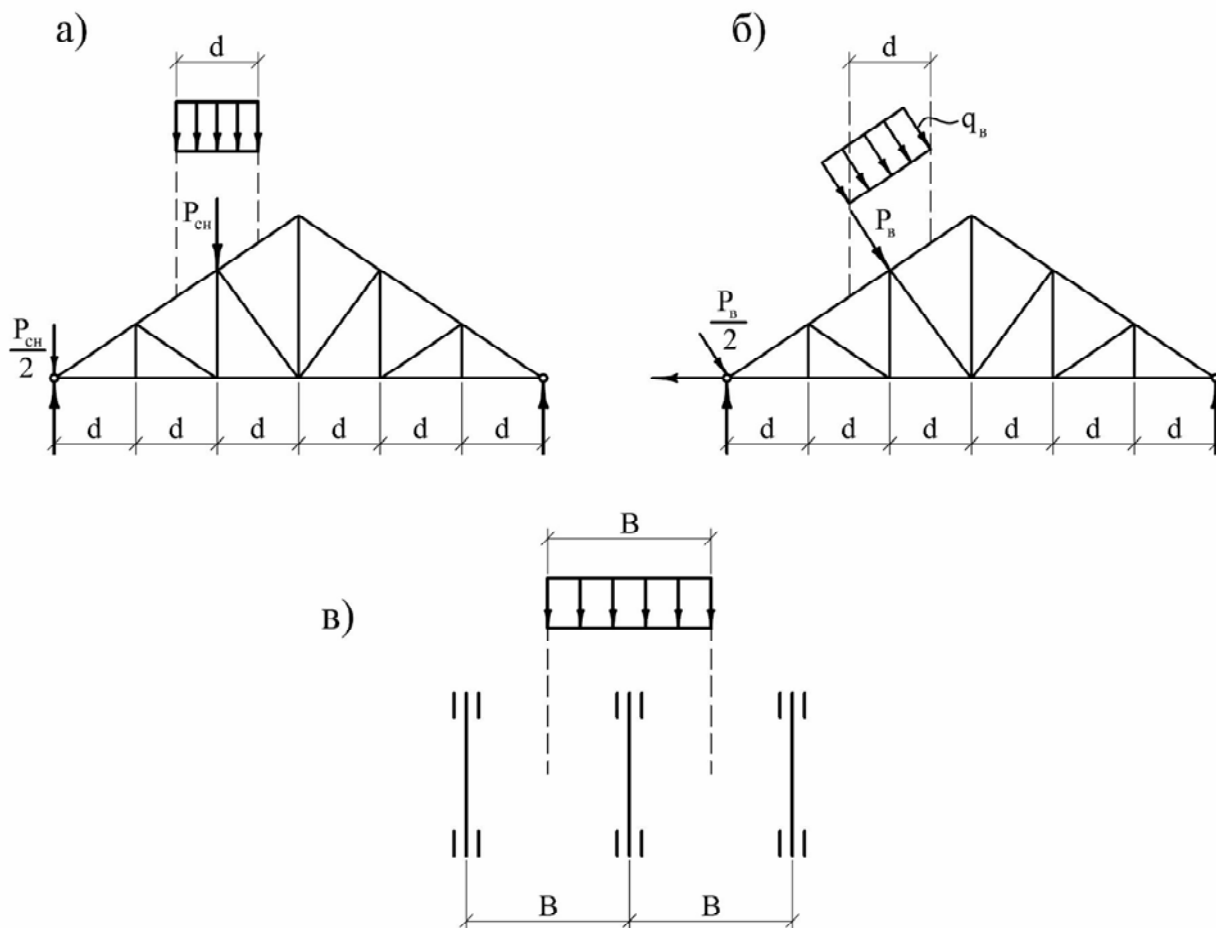


Рис. 2.1. К подсчету узловой нагрузки на узел фермы:
 а – действие снеговой нагрузки; б – действие ветровой нагрузки;
 в – расстановка ферм вдоль здания

Величина узловой нагрузки от действия снега подсчитывается по формуле

$$P_{\text{сн}} = q_{\text{сн}} \cdot B \cdot d, \quad (2.1)$$

где $q_{\text{сн}}$ – интенсивность снеговой нагрузки, приходящаяся на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия.

Следует заметить, что при расчете интенсивности снеговой нагрузки $q_{\text{сн}}$, согласно СНиП 2-01.07–85* и СП, используется коэффициент μ , учитывающий переход от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие. Значения коэффициента μ указаны в нормах.

Величина узловой нагрузки от ветрового давления равна:

$$p_b = q_b \cdot \frac{d}{\cos \alpha} \cdot B,$$

где q_b – интенсивность ветровой нагрузки на 1 м^2 нормально к поверхности покрытия;

α – угол наклона верхнего пояса фермы.

Нагрузка, приходящая на крайние узлы загруженной части фермы с равными панелями, равна половине промежуточной узловой нагрузки, т.е. равна $P/2$.

Собственный вес фермы в бесчердачных покрытиях, т.е. при отсутствии подвесного потолка, принимается приложенным к узлам верхнего пояса. В фермах, имеющих нагрузки от подвесного потолка, принимают, что собственный вес распределяется поровну между узлами верхнего и нижнего поясов. При этом для подсчета величины узловой нагрузки от собственного веса фермы при известной ее интенсивности $q_{\text{с.в}}$ следует воспользоваться формулой (2.1).

Узловые нагрузки от действия веса покрытия, веса подвесного потолка и полезной чердачной нагрузки можно подсчитывать по формуле (2.1).

Плоские стропильные фермы обычно имеют две опоры, в которых возникают опорные реакции. Одна из опор ферм должна быть шарнирно-неподвижной, а другая – шарнирно-подвижной. В таких опорах в общем случае может возникнуть три составляющие опорные реакции, величины которых определяются известными методами строительной механики (сопротивления материалов) как в простой статически определенной балке.

2.2. Выбор расчетной схемы фермы

При определении усилий в стержнях ферм принимаются следующие допущения, способствующие значительному упрощению проводимых расчетов:

- все стержни ферм в узлах соединены шарнирно, что обеспечивает взаимный поворот стержней;
- внешние нагрузки приложены в узлах верхнего или нижнего пояса;
- все элементы фермы прямолинейны, т.е. не имеют начальную кривизну (даже в сегментных фермах);
- все элементы фермы центрированы в узлах, т.е. не имеют эксцентриситетов в узловых сопряжениях.

Приняв эти допущения, расчетную схему, например, сегментной фермы можно принять согласно изображенной на рис. 2.2.

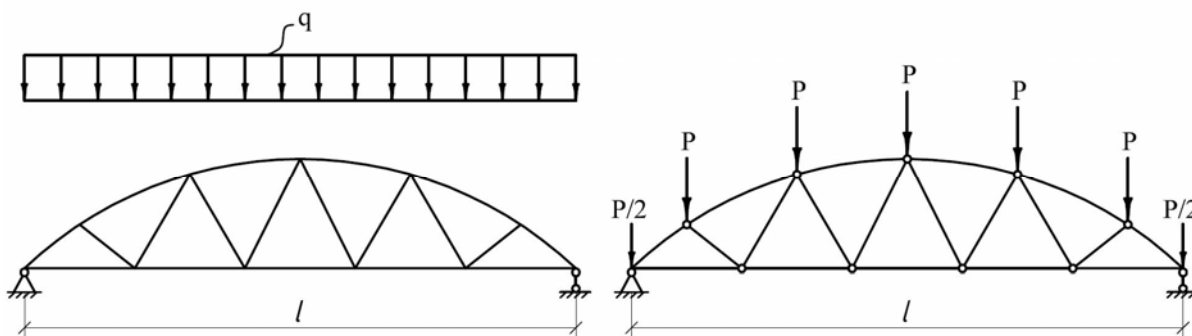


Рис. 2.2. Выбор расчетной схемы фермы

Детальный характер влияния каждого из отмеченных выше допущений учитывается в дальнейшем при конструктивном расчете стержней фермы, т.е. учитываются наличие неразрезности поясов, внеузловое действие нагрузки, криволинейность верхнего и нижнего поясов, наличие эксцентриситетов в узлах, если таковые имеют место.

После выбора расчетной схемы дальнейший расчет сводится к определению усилий в стержнях фермы. При этом процесс статического расчета может быть выполнен аналитическим, графическим методом или с применением компьютерной техники и расчетных программ.

Ниже приводится краткий методический материал по использованию каждого метода, поскольку основные предпосылки и правила их применения студентам уже известны из курса строительной механики. Настоящее пособие не рассчитано на глубокое изучение данных методов, в нем можно найти лишь ответ на вопрос, как быстро определить усилия в тех или иных стержнях ферм.

2.3. Аналитический метод определения усилий в стержнях ферм

Аналитический метод определения усилий в стержнях фермы включает в себя в основном:

- 1) метод вырезания узлов;
- 2) метод моментной точки.

С помощью этих методов, используя уравнения статики, можно сравнительно легко для большинства стропильных деревянных ферм определить усилия во всех стержнях.

Вырезания узлов необходимо начинать с того, где сходится не более двух стержней, и далее переходить к узлам, где помимо стержней с определенными усилиями сходится не более двух с неизвестными.

Так, например, на ферме, изображенной на рис. 2.3, определение усилий следует начинать с рассмотрения равновесия узла 1, затем последовательно переходить к узлам 2–3–4 и т.д. Рассмотрение равновесия узлов следует начинать после определения опорных реакций V_A и V_B .

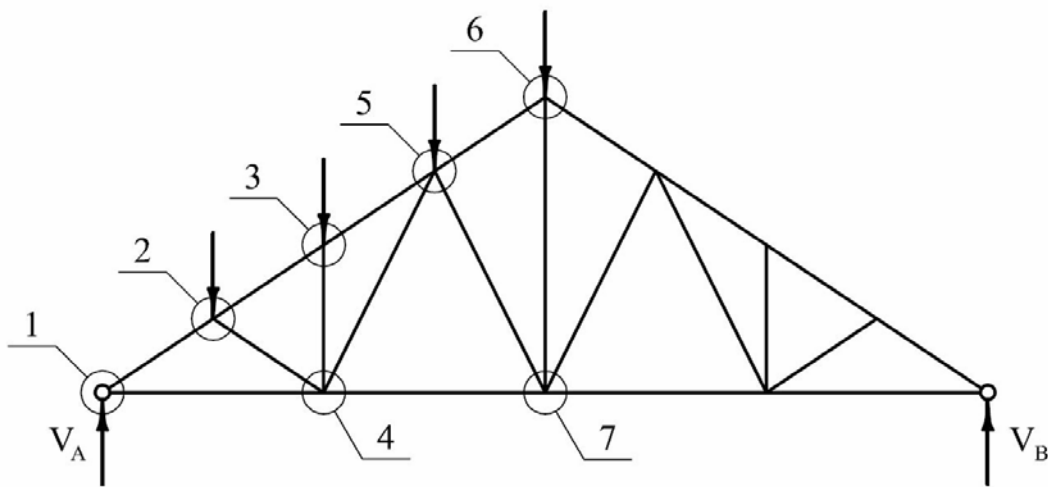


Рис. 2.3. Последовательность вырезания узлов при определении усилий в стержнях фермы

В ряде случаев более эффективным методом может оказаться прием с проведением разреза через стержни и составлением одного уравнения статики с одним искомым неизвестным усилием в стержне. Проведя такой разрез, надо составить уравнение моментов относительно точки пересечения двух разрезанных стержней, усилия в которых пока не требуют определения. Такая точка называется моментной точкой, и уравнение моментов относительно этой точки всех сил, действующих на отсеченную часть фермы, всегда будет иметь только одно искомое неизвестное (которое нам следует найти).

Если разрез проходит через два стержня, то моментную точку нужно брать на прямой линии, являющейся продолжением стержня, усилием которого пока не интересуемся.

Заменяя действие отброшенной части фермы неизвестными усилиями вначале предполагают их растянутыми, т.е. действующими от узла к разрезу. Если в результате решения уравнения знак получится положительным – значит стержень растянут, а если отрицательным – сжат.

Для примера на рис. 2.4 показаны желаемые разрезы для определения усилий в некоторых стержнях ферм.

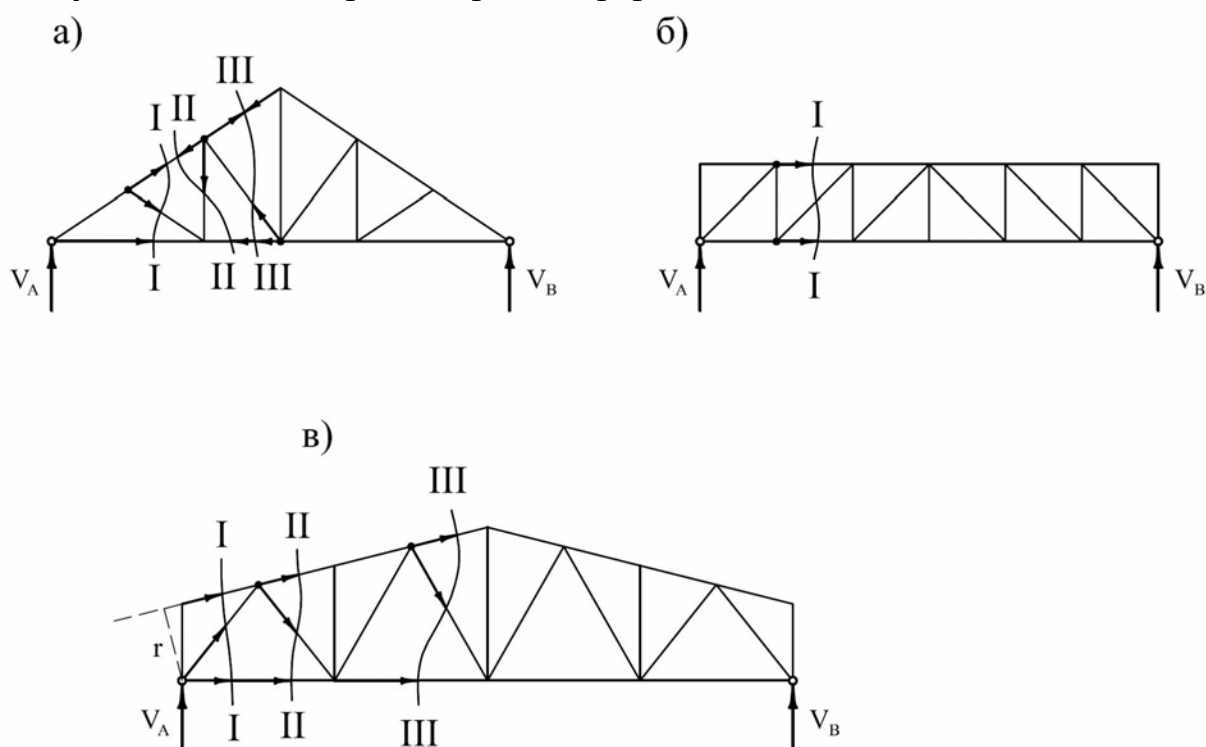


Рис. 2.4. Желаемые разрезы для определения усилий в стержнях ферм методом моментной точки

Следует помнить, что при определении усилий в стержнях фермы не всегда можно составить уравнение моментов, т.к. моментная точка для некоторых стержней уходит в бесконечность, например, в ферме с параллельными поясами. В таких случаях гораздо проще воспользоваться не условием равновесия через моментную точку, а проекцией на одну из осей (например, на рис. 2.5 для определения усилия в стойке или в раскосе лучше воспользоваться условием $Y = 0$).

Если в ферме (например трапециевидной (рис. 2.5)) верхний пояс имеет небольшой уклон, то моментная точка, расположенная на пересечении поясов, уходит далеко за пределы чертежа. В этом случае при определении усилий в элементах решетки тоже придется прибегнуть к

проектированию всех сил отрезанной или рассматриваемой части фермы на ось, перпендикулярную нижнему поясу, используя уравнение статики $Y = 0$. В этом случае усилие в нижнем поясе спроектировалось бы в нуль, а усилие в верхнем поясе дало бы свою составляющую. Следовательно, осуществляя вертикальные разрезы при определении усилий в элементах решетки, необходимо до составления уравнения $Y = 0$ вычислить усилие в верхнем поясе одним из известных методов расчета.

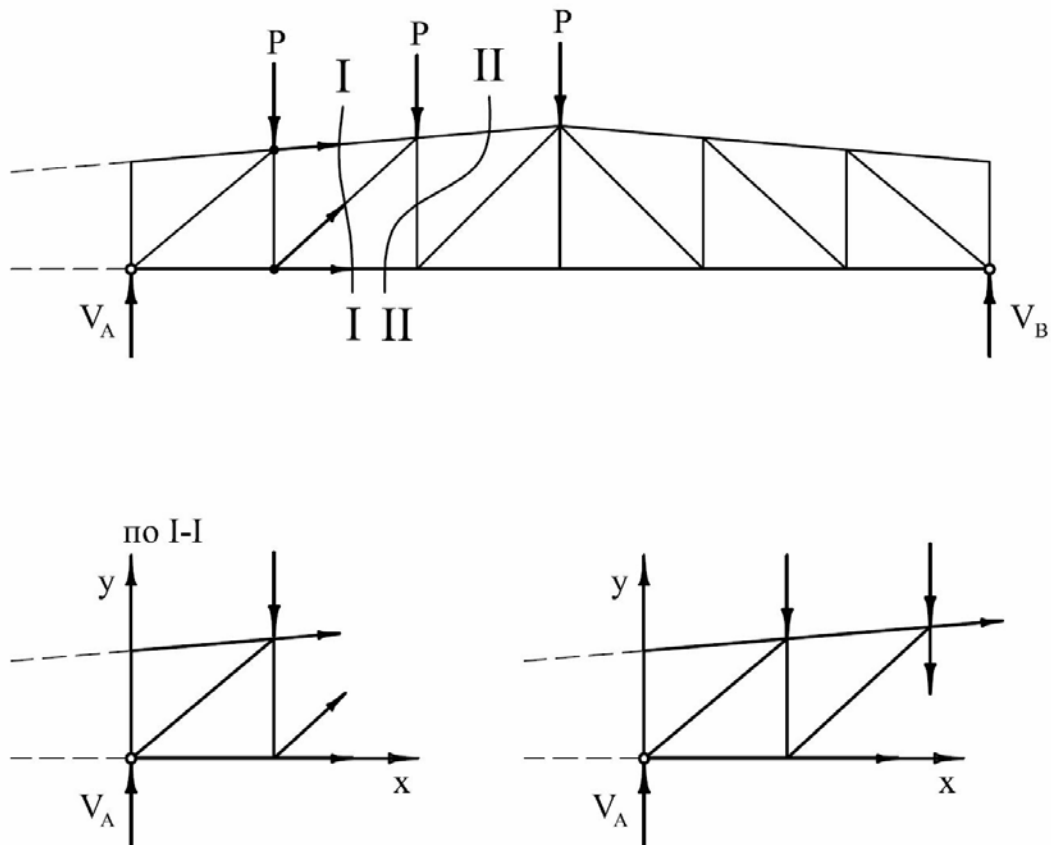


Рис. 2.5. К определению усилий в стержнях

2.4. Графический метод определения усилий в стержнях ферм

При достоинствах аналитического метода определения усилий в стержнях ферм для некоторых случаев он становится весьма громоздким и трудоемким, поскольку возникает необходимость определения расстояния от усилия до моментной точки, а также углов и тригонометрических функций этих углов. Все это приводит к громоздким вычислительным операциями и к неминуемым ошибкам в вычислениях.

В практике проектирования ферм многие годы отдавалось предпочтение графическому методу определения усилий с помощью построе-

ния диаграммы Кремоны для всех стержней фермы. Определение усилий в стержнях фермы графическим методом состоит в последовательном выделении из фермы узлов и построении для каждого из них замкнутого многоугольника для всех действующих на рассматриваемый узел как внешних сил, так и усилий в стержнях. Построение диаграммы усилий надо начинать с такого узла, в котором сходятся только два стержня. Далее следует переходить к такому близлежащему узлу, в котором кроме внешних сил и найденных усилий в стержнях имеется еще не более двух стержней с неизвестными усилиями. На рис. 2.6 показана диаграмма Кремоны для треугольной фермы при действии односторонней единичной узловой нагрузки по половине пролета.

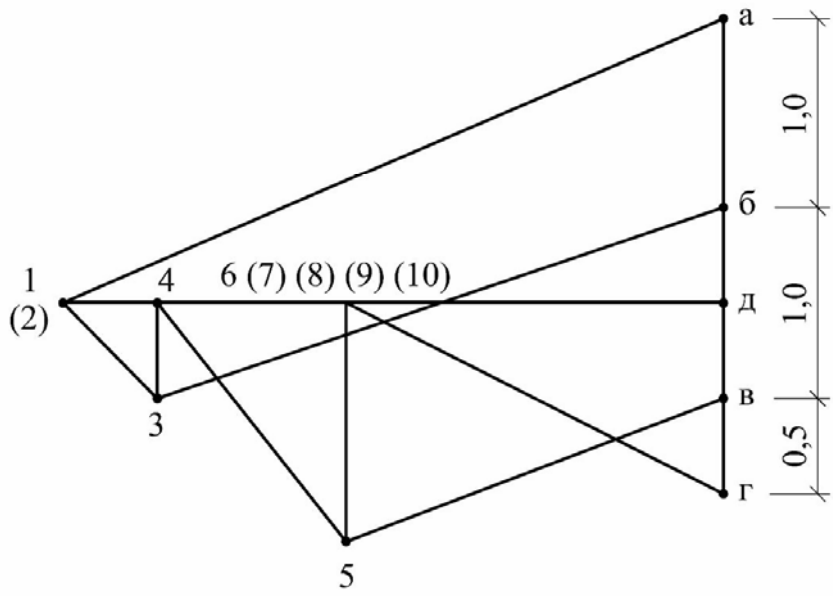
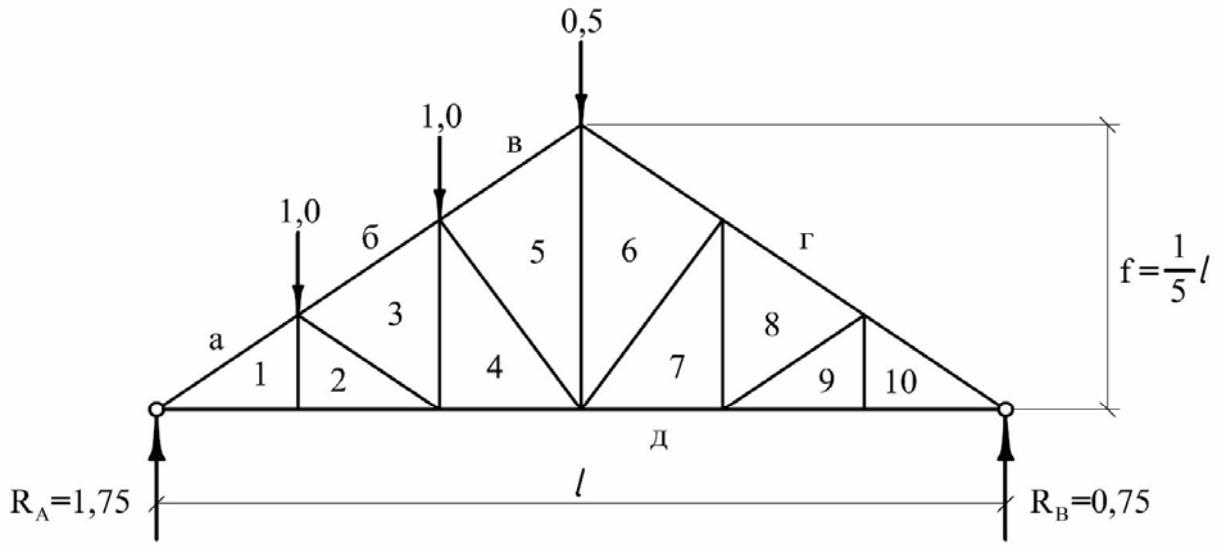


Рис. 2.6. Построение диаграммы Кремоны

При построении многоугольников сил для каждого узла рекомендуется внешние силы и усилия в стержнях располагать в порядке вращения часовой стрелки. Обозначения полей внешних сил производится буквами, а внутренних полей – цифрами. При этом любая внешняя сила будет обозначаться двумя буквами, а любое усилие в стержне – буквой и цифрой или двумя цифрами. Знаки усилий, растяжение или сжатие, будут определяться по известному правилу от узла – растяжение, к узлу – сжатие.

Следует иметь в виду, что при построении диаграммы часто получается некоторая неувязка, т.е. несходимость в конечной точке замыкающей линии. Это ошибка точности построения, с одной стороны, досадная неточность построения (ее желательно развести между всеми узлами), с другой стороны, она может служить контролем правильности построения диаграммы.

В том случае, когда внешняя нагрузка, приложенная к ферме, вызывает в ней горизонтальную составляющую опорной реакции в неподвижной опоре, изменится только внешний вид силового многоугольника, в остальном построение диаграммы усилий останется без изменений.

2.5. Определение усилий в стержнях фермы с применением компьютерной техники

Использование компьютерной техники и программных средств значительно снижает трудозатраты, повышает точность вычислений и сокращает время по определению усилий в стержнях ферм. При этом сложность стержневой системы не играет определенной роли. В связи с этим применение компьютерной техники в расчетном процессе строительных конструкций становится не столько модным, сколько необходимым и выгодным, хотя и требует наличия у расчетчиков определенных навыков и программных средств в компьютере.

В частности, для статического расчета стропильных ферм могут быть использованы имеющиеся и хорошо зарекомендовавшие себя следующие программы: "SCAD", "ANSYS", "LIRA" и др.

2.6. Контрольные приемы при определении усилий в стержнях фермы

Независимо от выбранного метода определения усилий в стержнях фермы – аналитического, графического или компьютерного – проектировщик обязан сделать анализ полученных результатов и, используя

некоторые простейшие закономерности статического расчета, удостоверить в их правильности. Рассмотрим такие закономерности, которые нужны не только для контроля полученных результатов. Они позволяют также быстро и просто узнать, какие из стержней работают только на местную нагрузку или совсем не работают и в каких смежных стержнях усилия равны между собой. Каждый расчетчик должен знать такие закономерности и пользоваться ими при проведении расчетов и анализе полученных результатов.

1. Если узел фермы имеет два стержня и внешняя сила к этому узлу не приложена, то усилия в обоих стержнях равны нулю. Так, например, в узле 1 (рис. 2.7) усилия $V_1 = O_1 = 0$.

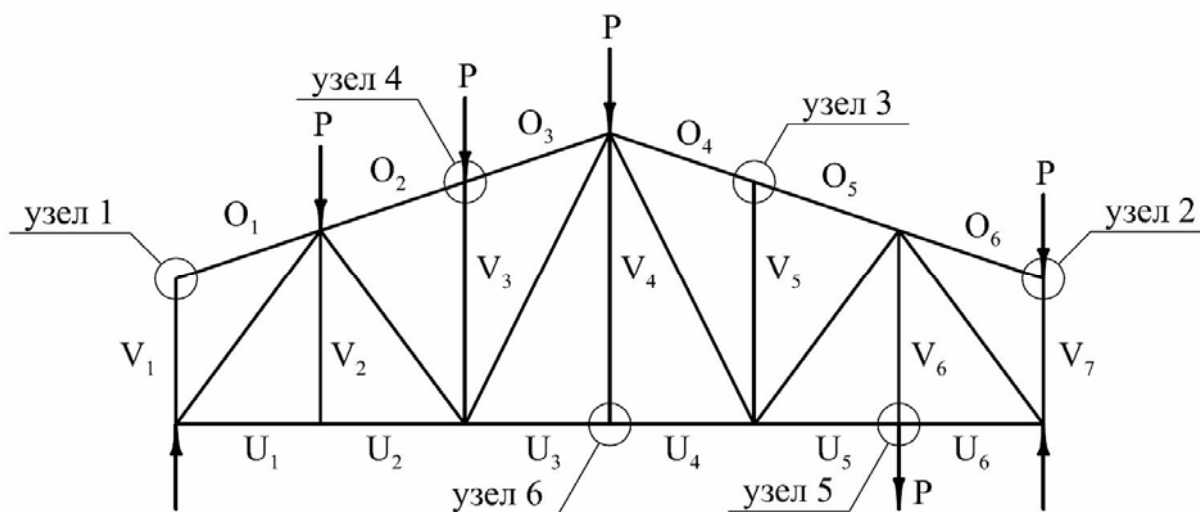


Рис. 2.7. К определению усилий в стержнях фермы

2. Если узел фермы имеет два стержня и к этому узлу приложена внешняя сила, направленная по одному из стержней, то усилие в этом стержне равно внешней силе и направлено в противоположную сторону, в то время как во втором стержне оно равно нулю. Например, узел 2 (см. рис. 2.7), в котором усилие $V_7 = P$, а усилие $O_6 = 0$.

3. Если узел фермы имеет три стержня, из которых два лежат на одной прямой, а третий направлен к этой прямой под углом, и к узлу внешняя сила не приложена, то усилия в первых двух стержнях будут равны между собой, а в третьем стержне усилие будет равно нулю. Например, узел 3 (см. рис. 2.7), в котором усилие $O_4 = O_5$, а усилие $V_5 = 0$.

4. Если узел фермы имеет три стержня, из которых два лежат на одной прямой, а третий направлен к этой прямой под углом, и к узлу приложена внешняя сила, действующая по направлению третьего стержня, то усилие в этом стержне равно внешней силе и направлено в противоположную сторону, а усилия в стержнях, лежащих на одной

прямой, равны между собой. Например, в узле 4 (см. рис. 2.7) усилие $V_3 = P$, $V_6 = P$, а усилие $O_2 = O_3$.

5. Если узел фермы имеет три стержня, из которых два расположены под одним и тем же углом к третьему стержню, и к узлу приложена внешняя сила, действующая по направлению третьего стержня, или совсем не приложена, то усилия в первых двух стержнях равны между собой.

6. Если узел фермы имеет три стержня, из которых два лежат на одной прямой, а третий направлен к этой прямой под углом 90° , и к узлу не приложена внешняя сила, то усилие в этом стержне равно нулю. А если приложена внешняя сила и направлена по направлению третьего стержня, то усилие в третьем стержне равно этой силе и направлено в противоположную сторону. Например, узел 5 или узел 6 (см. рис. 2.7).

Таким образом, для фермы, изображенной на рис. 2.7, можно, не производя никаких расчетов по определению усилий в стержнях и используя закономерности статистического расчета, сразу определить усилия в следующих стержнях:

$$\begin{aligned} V_1 &= 0; \\ V_2 &= 0; & O_1 &= 0; & U_1 &= U_2; \\ V_3 &= P; & O_2 &= O_3; & U_3 &= U_4; \\ V_4 &= 0; & O_3 &= O_2; & U_5 &= U_2. \\ V_5 &= 0; & O_4 &= O_5; \\ V_6 &= P; & O_5 &= O_4; \\ V_7 &= P; & O_6 &= 0; \end{aligned}$$

2.7. Определение расчетных усилий в стержнях фермы

Усилия во всех стержнях фермы должны быть определены от каждого нагружения постоянной и временными нагрузками. Это делается для того, чтобы выявить самое «невыгодное» сочетание нагрузок. При этом следует иметь в виду, что «невыгодными» (опасными) усилиями могут быть не только те, которые имеют наибольшую абсолютную величину. Не менее важным является и знак усилия, т.е. растяжение (+) или сжатие (-). Поэтому для элементов с переменными знаками усилий необходимо определять расчетные значения сжимающих и растягивающих усилий.

Как уже отмечалось ранее, в стропильных фермах действуют нагрузки: постоянная – от собственного веса и веса покрытия и временные – снеговая и ветровая нагрузки. Постоянная нагрузка распределена по всему пролету фермы. Временная снеговая может располагаться на половине пролета слева или справа или на всем пролете. Временная ветровая может оказывать положительное давление на одну половину фермы и отрицательное – на другую. Таким образом, для выявления наиболее «невыгодного» нагружения фермы, с целью получения опасного усилия в стержнях фермы, необходимо определить усилия от действия следующих узловых нагрузок:

- 1) от постоянной по всему пролету;
- 2) от снеговой, расположенной слева на половине пролета;
- 3) от снеговой, расположенной справа на половине пролета;
- 4) от снеговой, расположенной по всему пролету;
- 5) от ветровой, нормальной к скату по левой половине пролета;
- 6) от ветровой, нормальной к скату на правой половине пролета.

Следует заметить, что во многих случаях действие ветровой нагрузки приводит к возникновению усилий в стержнях фермы, разгружающих основную их работу от действия других нагрузок. Однако в общем случае, для того чтобы убедиться в этом, эти расчеты следует проделать.

Для наиболее распространенных в строительстве типов ферм, имеющих небольшой уклон верхнего пояса $\alpha \leq 30^\circ$, ветровая нагрузка согласно нормам при определении усилий не учитывается.

Комбинируя перечисленные виды нагружения, необходимо выявить максимально возможные усилия разных знаков для всех стержней фермы.

В табл. 2.1 показан пример подсчета «невыгодных» сочетаний нагрузок при действии узловых нагрузок: постоянной узловой и снеговой узловой нагрузок.

В процессе проектирования довольно часто приходится сталкиваться со случаями, когда по результатам расчета возникает необходимость уточнения веса покрытия, что связано с изменением его конструктивного решения, с уточнением собственного веса фермы, с изменением грузовой узловой площади и др. Все это приводит к изменению величин узловых нагрузок, а следовательно, и к необходимости выполнения дополнительных расчетов по определению усилий в стержнях ферм.

2.8. Определение усилий от единичной нагрузки

Учитывая, что действующие на ферму нагрузки, как постоянные, так и временные (снег), обычно равномерно распределены по покрытию, а стропильные фермы имеют одинаковые панели, целесообразно определять усилия в стержнях фермы от узловой единичной нагрузки, т.е. от загрузения, представляющего собой действие одинаковых узловых нагрузок, каждая из которых равна единице ($P = 1$). В таких случаях усилия в стержнях фермы будут выражены в долях узловой нагрузки P и, следовательно, могут быть использованы для любой постоянной и временной нагрузок, действующих на ферму. При этом для симметричных ферм достаточно один раз определить усилия от односторонней узловой единичной нагрузки, например слева. Усилия от действия односторонней единичной нагрузки справа определять не требуется, т.к., представив мысленно и перенося узловую нагрузку слева направо, нетрудно заметить, что усилия в симметричных стержнях левой половины фермы от действия нагрузки справа будут такими же, какими были усилия в стержнях правой половины от действия нагрузки слева.

Указанный прием позволяет не делать расчет фермы на действие узловой нагрузки по всему пролету, т.к. эти усилия получаются путем алгебраического сложения усилий в симметричных стержнях от действия односторонних единичных узловых нагрузок. Таким образом, один расчет фермы на действие единичных узловых нагрузок позволяет получить усилия в стержнях фермы от действия постоянной нагрузки и снеговой нагрузки на левой, правой половине и по всему пролету фермы.

Для того чтобы по единичным усилиям определить фактические усилия от действующих нагрузок, необходимо единичные усилия умножить на величину действующей узловой постоянной или снеговой нагрузки:

$$N_i = \overline{N}_i P,$$

где \overline{N}_i – усилие от единичной нагрузки;

P – величина фактически действующей узловой нагрузки.

Величина фактически действующей узловой нагрузки подсчитывается по формуле (1):

$$P = p \cdot d \cdot B,$$

где d – размер панели фермы, м;

B – шаг ферм, м;

p – интенсивность постоянной или снеговой нагрузки, кН/м².

Для определения расчетных (максимальных) усилий во всех стержнях фермы при различных комбинациях нагрузок (постоянных и временных) необходимо установить возможные комбинации. Такими комбинациями нагрузок являются:

- 1) постоянная;
- 2) постоянная плюс снег слева;
- 3) постоянная плюс снег справа;
- 4) постоянная плюс снег по всему пролету.

Нетрудно заметить, что для поясов невыгодной комбинацией является четвертая, поскольку временная нагрузка (снег по всему пролету) вызывает наибольшие усилия такого же знака, что и постоянная нагрузка.

В тех случаях, когда от различных комбинаций нагрузок расчетные усилия меняют знак, необходимо в таблицу заносить оба результата с разными знаками независимо от того, что одно из этих усилий будет меньше другого по абсолютной величине. Знание величины усилия со знаком плюс или минус обязательно, поскольку конструктивное решение стержня, например в виде тяжа, не позволит ему воспринять даже незначительные усилия сжатия, и наоборот, раскос, прикрепляемый с помощью лобовой врубки, не может воспринять (будучи незакрепленным иначе) даже малейшего усилия растяжения. Именно поэтому для раскосов, а также для стоек значения расчетных усилий даны для сжатия и растяжения (знаки «-» и «+» соответственно).

Величины единичных усилий в стержнях некоторых стропильных деревянных ферм можно позаимствовать в [12]. Для некоторых современных промышленных деревянных ферм единичные усилия приведены в приложении, табл. 20П.

3. КОНСТРУКЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ЭЛЕМЕНТОВ ИНДУСТРИАЛЬНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ФЕРМ

Современные промышленные фермы по виду конструкционного материала можно разделить на три группы:

1. Фермы, состоящие из стержневых элементов, выполненных из цельной древесины, согласно действующему сортаменту пиломатериалов. Такие фермы называют брусчатые или дощатые.

2. Фермы, имеющие в своей структуре клееные элементы, в связи с чем фермы называют клееные.

3. Фермы, выполненные с применением элементов из конструкционных пластмасс (пластмассовые фермы).

Следует отметить, что в каждой из названных групп количество элементов, отвечающих названию ферм, может быть различным и далеко необязательно, чтобы таковыми были все стержни. Кроме того, в зависимости от вида материала, из которого выполнены основные несущие элементы, различаются фермы: цельнодеревянные, металлодеревянные и деревопластмассовые. Поэтому выбор материала для отдельных стержней и фермы в целом зависит от многих факторов, которые можно обобщить как конструкционные, технологические, экологические и эксплуатационные.

Конструкционные особенности выражаются в том, что на выбор того или иного материала для элементов фермы существенно влияют величины пролета, интенсивность и характер действующей нагрузки, величина и знак усилий, вид применяемых стыковых и узловых соединений элементов, выполненных из разных материалов и др. При этом необходимо ориентироваться на применение ферм с рациональным очертанием поясов, эффективных форм и оптимальных размеров поперечных сечений элементов, что позволяет снизить расход деловой древесины и других материалов.

Естественно, конструктивные факторы не могут рассматриваться при этом в отрыве от технологических. Решая совместно конструктивно-технологическую задачу, можно не только уменьшить трудоемкость изготовления, но и повысить уровень рационального использования исходных материалов. Возможность использования технологических процессов при изготовлении конструкций, основанных на механизации и автоматизации с применением прогрессивного оборудования, позволит значительно сократить время изготовления и существенно повысить качество продукции.

Общий принцип упрощения конструктивной формы и повышения технологичности изготовления деревянных конструкций может быть

сориентирован на увеличение объема унифицированных элементов простой формы и на применение эффективных однотипных узловых соединений.

Рациональное решение конструктивных и технологических вопросов позволяет добиваться снижения технико-экономических показателей.

Эксплуатационные факторы могут оказать существенное влияние не только на выбор материала, но и на целесообразность применения вообще тех или иных конструкций ферм.

Систематическое эксплуатационное увлажнение (влагой, паром), действие повышенных (выше 50°) температур в здании, наличие фонарей верхнего света – все эти факторы отрицательно влияют на качество древесины и приводят к снижению эксплуатационной надежности деревянных ферм. Поэтому эксплуатационные факторы играют не менее важную роль при выборе того или иного материала для ферм.

Исходя из опыта проектирования и применения промышленных деревянных ферм в покрытиях зданий различного назначения для деревянных элементов ферм используются доски, бруски, брусья цельного сечения, а также клееные элементы, склеенные из досок или из досок и фанеры. Конкретные сечения из названных элементов показаны на рис. 3.1.

В представленных на рис. 3.1 сечениях использованы доски сечением $\delta \times h$, бруски сечением $\delta \times \delta$ и брусья сечением $h_1 \times b$ или $h \times b$. Конкретные размеры (δ , h , h_1 , b) этих элементов должны быть согласованы с размерами сортамента пиломатериалов (см. приложение, табл. 1П). Соединение досок и брусков в сечениях элементов ферм может быть выполнено на клею или на механических рабочих связях (гвозди, шурупы, болты и т.д.). Сечение по рис. 3.1 (ж, е) получают путем склеивания досок, толщина досок при этом должна быть не более 50 мм (по сортаменту) или после фрезерования $\delta \leq 42$ мм. Клеефанерные элементы рис. 3.1 (к, и) склеивают из досок и фанеры. Причем для сечения (рис. 3.1 и) применяется фанера из плоских листов толщиной 8–12 мм, а для сечения, показанного на рис. 3.1к, используется волнистая фанера толщиной 8–10 мм. Конструктивные требования и технологические особенности изготовления таких элементов такие же, как и при изготовлении клефанерных балок с плоской или волнистой фанерной стенкой. Сечение (рис. 3.1 н, р, с) выполнено из фанерных труб, швеллеров или уголков (сортамент см. приложение, табл.).

Габаритные размеры сечений элементов ($h \times b$) уточняются в процессе конструирования и расчета. При этом важную роль могут играть типы узловых соединений, т.к. последние связаны с определенными

ослаблениями элементов, что не может не сказаться на окончательных размерах сечений, примыкаемых к узлу элементов.

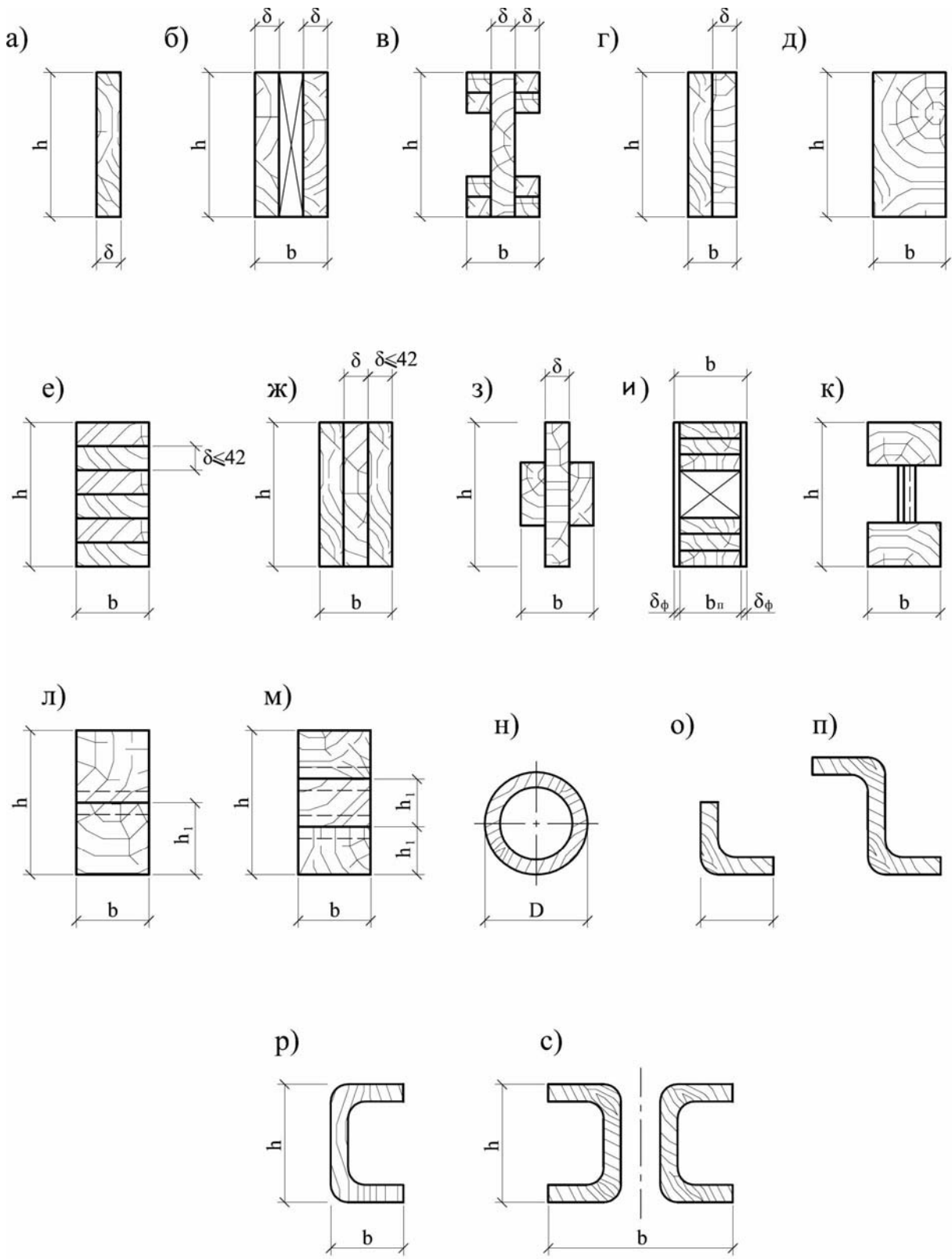


Рис. 3.1. Поперечные сечения деревянных элементов ферм

При окончательном назначении размеров поперечных сечений стержней ферм следует руководствоваться требованиями прочности и устойчивости, соблюдать сортамент пиломатериалов, а также условия предельной гибкости элементов $[\lambda]$ согласно [1], а именно:

- ✓ для сжатых поясов опорных раскосов, опорных стоек ферм, колонн – не более 120;
- ✓ для прочих сжатых элементов ферм и других сквозных конструкций – не более 150;
- ✓ для сжатых элементов связей – не более 200;
- ✓ для растянутых поясов ферм в вертикальной плоскости – не более 150;
- ✓ для прочих растянутых элементов ферм – не более 200.

При назначении ширины сечения верхнего пояса необходимо учесть, что на него будут опираться ограждающие конструкции покрытия. Если в качестве них приняты панели покрытия, то, как минимум, ширина пояса должна быть не менее $2b_0 = 2 \cdot 65 = 130$ мм, где b_0 – требуемый минимальный размер опоры панели, равный 65 мм.

Металлические элементы ферм, используемые в качестве рабочих стержней, выполняются обычно из круглой или уголкового стали в соответствии с сортаментом на эти изделия. Типы поперечных сечений их могут быть приняты согласно рис. 3.2.

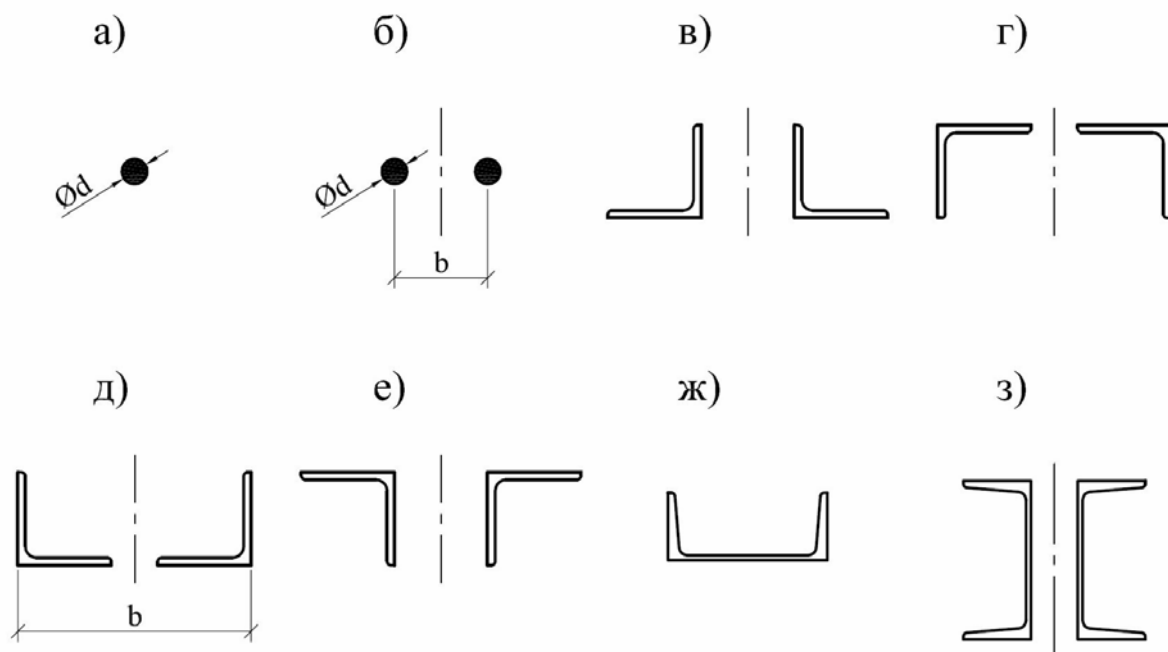


Рис. 3.2. Типы поперечных сечений стальных стержней ферм

Круглая сталь обычно применяется гладкого профиля класса ВСтЗпс2. Из круглой стали практически во всех конструкциях ферм обычно выполняют растянутые стойки фермы. В таких случаях концы

стержня снабжаются резьбовой нарезкой с целью обеспечения необходимости произвести подтяжку узлов фермы в процессе эксплуатации и тем самым устранить возможное провисание ее. В металлодеревянных фермах треугольного очертания из круглой стали выполняют также нижний пояс и растянутые раскосы. Обычно такие фермы используют для средних пролетов (до 18 м); поэтому величина усилий в элементах нижнего пояса позволяет их выполнить из круглой стали. При пролетах более 18 м металлодеревянные фермы изготавливают преимущественно с нижним поясом из стальных уголков (рис. 3.2 в, г, д, е). Применение уголков для нижнего пояса и растянутых опорных нисходящих раскосов повышает жесткость и надежность ферм; поэтому такой вариант ферм предпочтителен.

4. СОЕДИНЕНИЯ УЗЛОВЫХ И СТЫКОВЫХ СОПРЯЖЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ ФЕРМ

4.1. Общие сведения

Для соединения элементов деревянных конструкций существует достаточно большое их разнообразие. Это связано с тем, что каждое из них имеет свои достоинства и недостатки и, кроме того, они появлялись в практике строительства на определенном этапе технического прогресса. К наиболее древним следует отнести контактные соединения типа упоров и лобовых врубок. В таких соединениях усилие от одного элемента другому передается через взаимную контактную поверхность, вызывая в ней напряжения смятия. Это наиболее надежный вид работы древесины, хотя при этом могут возникать в некоторых элементах, например в лобовых врубках, и напряжения скалывания, являющиеся опасным видом работы для древесины. При всех достоинствах таких соединений их нельзя (или достаточно сложно) применять для присоединения к узлу растянутых элементов.

Наибольшую группу составляют соединения на механических связях. В таких соединениях для передачи усилий в узле или стыке используют различного рода вкладыши, которые выполняют связующую роль между соединяемыми элементами, воспринимая усилие от одного элемента и передавая его другому. В качестве механических связей могут быть использованы гвозди, шурупы, глухари, болты, нагели, шпонки, шайбы, металлические зубчатые пластины и т.п. Следует заметить, что каждый вид из названных связей отличается достаточно большим разнообразием. Например, нагели бывают цилиндрические и пластинчатые; шпонки – призматические, кольцевые, дисковые, костевые, зубчатые др.; шайбы – круглые, прямоугольные (клееметаллические), плоские, зубчатые и др.

Широкое применение того или иного вида механических связей определяло не только название, но и целое направление в развитии деревянных конструкций, например: дощато-гвоздевые балки, балки и арки на пластинчатых нагелях, фермы на кольцевых металлических шпонках и т.п.

При таком широком выборе механических рабочих связей для выполнения соединений элементов деревянных конструкций трудно отдать предпочтение какому-то одному из них. Опыт строительства показал, что одни соединения, (например на шпонках) обладают большой несущей способностью, но трудоемки в изготовлении, другие (например гвоздевые) просты в изготовлении, но обладают податливостью, некоторые из соединений не технологичны, или металлоемки, или сложны в сборке. Все это породило большое разнообразие соединений;

поиск наиболее совершенных и эффективных продолжается и в настоящее время.

Рациональным решением этого вопроса представляется применение клеюметаллических соединений с включением в их общую работу, как клеевой прослойки, так и механической связи. Примером этому служат описанные ниже соединения на вклеенных кольцевых шпонках и вклеенных металлических шайбах.

С развитием производства синтетических материалов, в частности клеев на основе полимерных смол, налажено производство клееных деревянных конструкций. Появились надежные, прочные, монолитные соединения не только дерева с деревом, но и, например, металла с деревом.

Однако выполнять клеевые соединения и, вообще, производить клееные конструкции, можно только в заводских условиях, оснащенных соответствующим технологическим оборудованием и обеспечивающих нормальные температурно-влажностные параметры. Кроме того, практика строительства показала, что многие виды конструкций требуют выполнения работ по соединению элементов или сборке узлов непосредственно на строительной площадке (например, укрупнительная сборка или монтажная сборка узлов конструкций), где производство работ с использованием клеев недопустимо. В таких случаях нельзя обойтись без применения соединений на механических связях с помощью гвоздей, шурупов, глухарей, болтов и т.д.

Настоящее пособие не ставит целью рассмотрение действительной работы применяемых видов соединений при изготовлении промышленных деревянных ферм. Однако решая вопросы расчета и проектирования ферм, нельзя обойтись без знания регламентируемых нормами основных положений наиболее часто встречающихся видов соединений. Ниже рассматриваются такие виды соединений и даются краткое их описание, а также рекомендации по расчету и проектированию.

4.2. Нагельные и гвоздевые соединения

Для узловых и стыковых сопряжений элементов деревянных конструкций преимущественно применяют цилиндрические нагели. Сюда относятся штыри, болты, глухари, шурупы, гвозди. Характерным для них в сдвиговых соединениях является работа нагеля на изгиб. Если усилие на них передается деревянными элементами, то под нагелем древесина работает на смятие. Эти два вида работы соединения, т.е. изгиб нагеля и смятие древесины под нагелем, являются определяющими при подсчете несущей способности нагеля и всего соединения. Конечно, на участке между нагелями или от торца до первого ряда нагелей в древесине возникают скалывающие напряжения. Однако опасность скалывания древесины устраняется соответствующей (регламентируемой) расстановкой нагелей как вдоль, так и поперек деревянного эле-

мента. На рис. 4.1 показана рекомендуемая [СНиП] расстановка стальных цилиндрических нагелей.

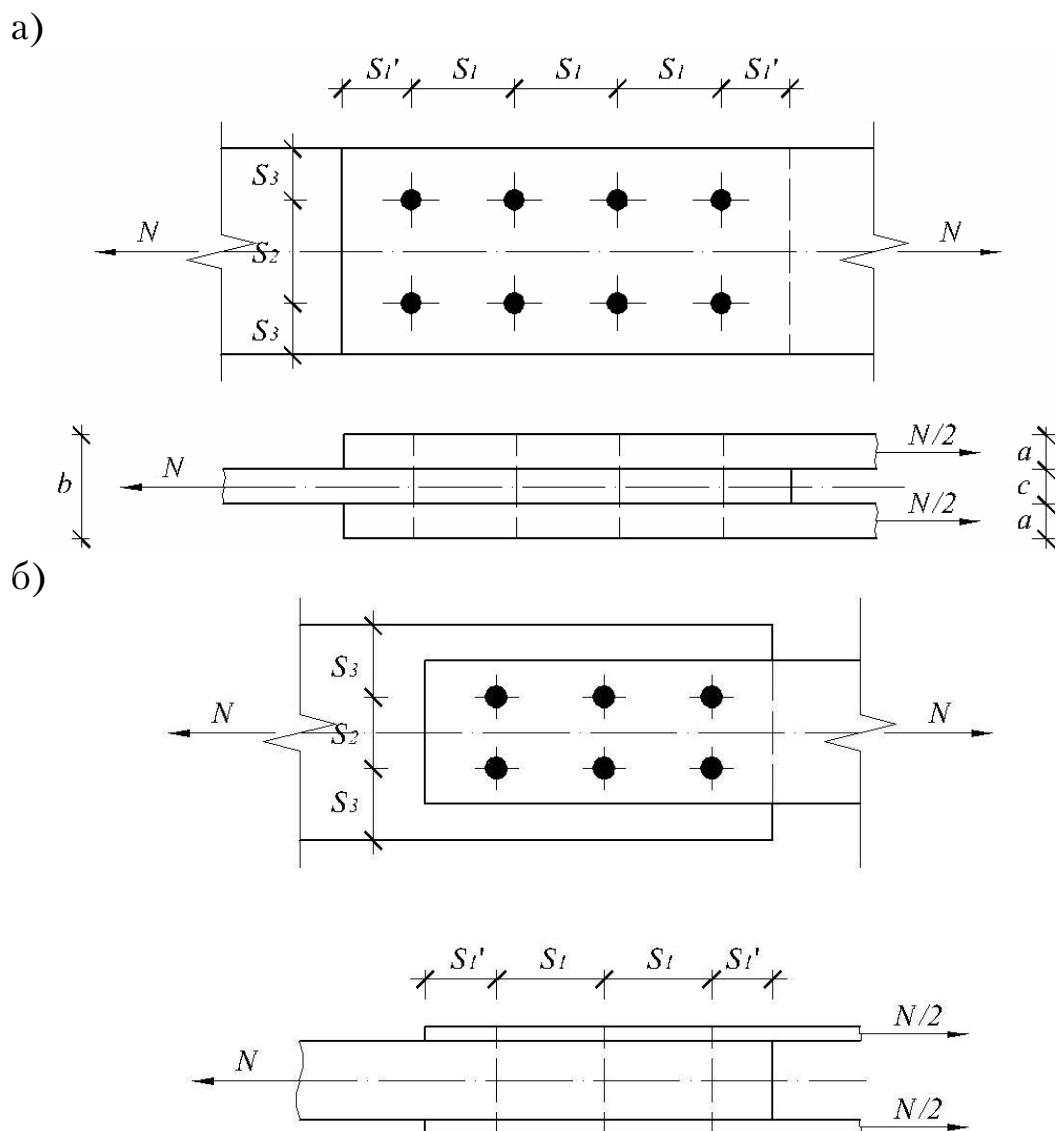


Рис. 4.1. Расстановка нагелей:
 а – в соединениях деревянных элементов;
 б – в соединениях с металлическими накладками

Расстояния между осями цилиндрических нагелей вдоль волокон S_1 , поперек волокон S_2 и от кромки элемента S_3 следует принимать:

- ✓ для стальных нагелей $S_1 = 7d$; $S_2 = 3,5d$; $S_3 = 3,0d$;
- ✓ для алюминиевых и стеклопластиковых нагелей $S_1 = 6d$; $S_2 = 3,5d$; $S_3 = 3,0d$.

При толщине пакета « b » меньше $10d$ допускается применять для стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей $S_1 = 6d$; $S_2 = 3d$; $S_3 = 2,5d$.

Расстояния между осями шурупов следует принимать как для стальных цилиндрических нагелей.

Нагели располагаются в два или четыре продольных ряда.

Для гвоздевых соединений расстояния между осями гвоздей соответственно принимают:

✓ $S_1' = 15d; S_1 = 15d$ при $C \geq 10d$;

✓ $S_1 = 25d$ при $C = 4d$; для промежуточных C расстояние S_1 принимают по интерполяции. Расстояния $S_2 = S_3' = 4d$.

Диаметр гвоздей следует принимать не более 0,25 толщины прибиваемых элементов.

Для элементов, не пробиваемых гвоздями насквозь, независимо от их толщины расстояние S_1 следует принимать равным $15d$.

При соблюдении регламентированной расстановки нагелей расчетную несущую способность цилиндрического нагеля на один условный срез (один шов сплачивания) в соединениях элементов из сосны и ели при направлении усилий, передаваемых нагелями вдоль волокон и гвоздями под любым углом, определяют по табл. 17 [СНиПП-25-80] или по табл. 15П (приложение).

Расчетную несущую способность нагелей при направлении передаваемого нагелем усилия под углом α к волокнам следует умножать:

✓ на коэффициент K_α – при расчете на смятие древесины в нагельном гнезде;

✓ на величину $\sqrt{K_\alpha}$ – при расчете нагеля на изгиб.

Значения коэффициента K_α приведены в приложении, табл. 17П.

В нагельных соединениях с металлическими накладками расчетную несущую способность нагеля или гвоздя из условия изгиба следует принимать по наибольшему значению.

Расчетную несущую способность гвоздя в крайнем пробиваемом элементе определяют по расчетной длине заземленного конца гвоздя:

$$l_{\text{защ}} = l_{\text{гв}} - a_i - 0,2n_{\text{ш}} - 1,5d_{\text{гв}},$$

где $l_{\text{гв}}$ – длина гвоздя;

a_i – суммарная толщина пробиваемых гвоздем элементов (кроме последнего);

$n_{\text{ш}}$ – количество швов в пакете;

$d_{\text{гв}}$ – диаметр гвоздя.

Если гвоздь, пробивая весь пакет, выходит наружу, то за расчетную толщину крайнего элемента принимают фактическую за минусом $1,5d_{\text{гв}}$.

Полная расчетная несущая способность соединения на цилиндрических нагелях и гвоздях определяется по формуле

$$T_{\text{наг}} = n m_{\text{ср}} T^{\text{мин}},$$

где n – количество нагелей или гвоздей;

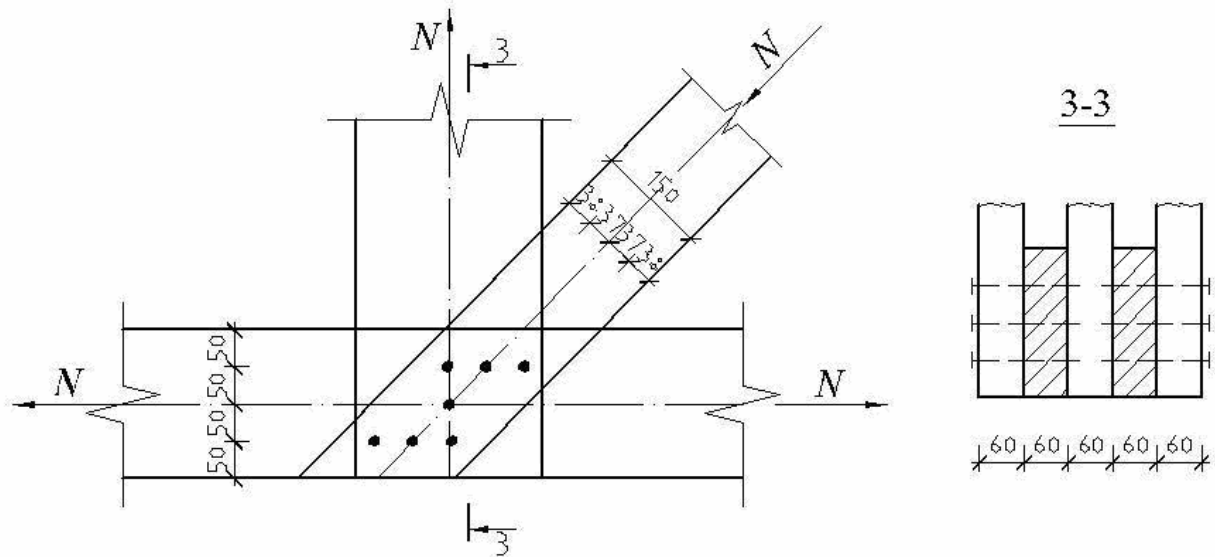
$m_{\text{ср}}$ – количество срезов (швов сплачивания);

$T^{\text{мин}}$ – минимальная несущая способность одного среза нагеля или гвоздя, подсчитанная исходя из условий смятия древесины и изгиба нагеля (гвоздя) с учетом рекомендаций, описанных в подразд. 4.2.

Пример расчета № 1

Рассчитать прикрепление деревянного раскоса к нижнему поясу фермы с помощью гвоздей (вариант I) и металлических накладок на гвоздях и болтах (вариант II). Общий вид узла показан на рис. 4.2.

а)



б)

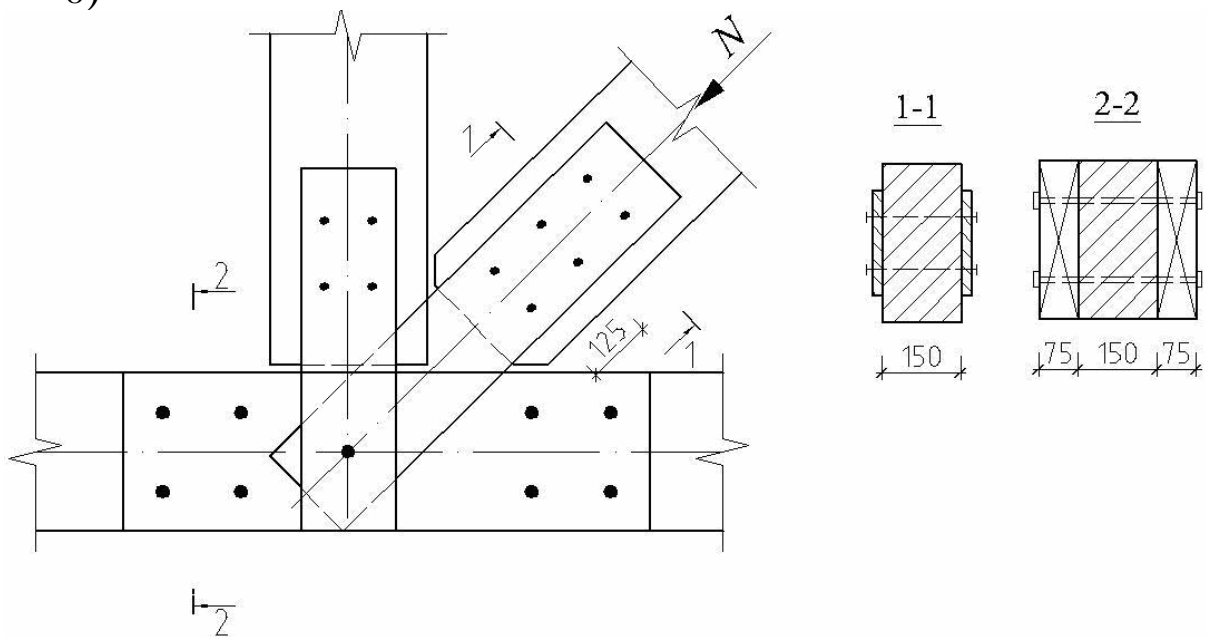


Рис. 4.2. Узел фермы, выполненный:
а – на гвоздях; б – с металлическими накладками

В а р и а н т I. Для крепления раскоса принимаем гвозди диаметром 5 мм и длиной 120 мм. Размеры дощатых элементов приведены на рис. 4.2. Гвоздь длиной 120 мм пробивает два дощатых элемента, т.е. работает как односрезный.

Несущая способность односрезного гвоздя равна:

а) из условия смятия древесины крайнего и среднего элементов

$$T_{\text{см}} = 0,35 \cdot d = 0,35 \cdot b \cdot 0,5 = 1,05 \text{ кН};$$

б) из условия изгиба гвоздя:

$$T_u = 2,5d^2 + 0,01a^2 = 2,5 \cdot 0,5^2 + 0,01 \cdot 6^2 = 0,985 \text{ кН},$$

$$\text{но не более } T_u = 4d^2 = 4 \cdot 0,5^2 = 1 \text{ кН}.$$

За расчетную несущую способность среза гвоздя принимаем наименьшую величину:

$$T_{\text{ГВ}}^{\text{min}} = 0,985 \text{ кН}.$$

Расчетная несущая способность гвоздя равна:

$$T_{\text{ГВ}} = m_{\text{ср}} \cdot T_{\text{ГВ}}^{\text{min}} = 1 \cdot 0,985 = 0,985 \text{ кН}.$$

На раскос действует усилие $N = 12$ кН. Раскос состоит из двух дощатых элементов. Для крепления каждого из них потребуется количество гвоздей равное:

$$n \geq \frac{N}{2T_{\text{ГВ}}} = \frac{12}{2 \cdot 0,985} = 6,09 \text{ шт.}$$

Принимаем 7 гвоздей, располагаем их в три ряда с учетом рекомендуемых [1] шагов расстановки и реальных размеров соединяемых дощатых элементов. Расстановка гвоздей показана на рис. 4.2.

В а р и а н т II. Для крепления металлических накладок к деревянному раскосу используем гвозди диаметром 5 мм и длиной 100 мм. В этом случае несущая способность одного среза гвоздя из условия его изгиба принимается по максимальной ее величине, т.е. подсчитывается по формуле

$$T_u = 4d^2 = 4 \cdot 0,5^2 = 1 \text{ кН}.$$

Несущая способность односрезного гвоздя равна:

$$T_{\text{ГВ}} = m_{\text{ср}} \cdot T_u = 1 \cdot 1 = 1 \text{ кН}.$$

Для крепления пластин (2 штуки) к раскосу потребуется гвоздей:

$$n \geq \frac{N}{2T_{\text{гв}}} = \frac{12}{2 \cdot 1} = 6 \text{ шт.}$$

Принимаем 6 гвоздей, располагая их в 2 ряда по три штуки.

Если металлические пластины крепить болтами $d = 16$ мм, то несущая способность двухсрезного болта (из условия его изгиба) равна:

$$T_6 = 2,5d^2 \cdot m_{\text{ср}} = 2,5 \cdot 1,6^2 \cdot 2 = 12,8 \text{ кН.}$$

Для прикрепления пластин к раскосу потребуется количество болтов:

$$n \geq \frac{N}{T_6} = \frac{12}{12,8} \approx 1 \text{ шт.}$$

Принимаем 2 болта.

4.3. Соединения на кольцевых шпонках

Соединения на гладких кольцевых шпонках являлись распространенным видом в практике отечественного и зарубежного строительства. Такие соединения показали достаточно высокую надежность работы в различных сквозных стержневых системах ферм, арок и др.

Гладкокольцевая шпонка представляет собой тонкую стальную полосу, согнутую в кольцо с зазором между концами кольца $S = 10$ мм. Кольца вставляют в заранее просверленные гнезда по диаметру кольца на глубину, равную половине ширины кольца. Сопряжение стягивается болтом. Очень важно при этом проследить, чтобы разрез кольца находился на перпендикуляре к линии действующего на элемент усилия. В практике строительства широко применяются кольцевые шпонки с размерами: диаметр $D_{\text{ш}} = 100 \dots 180$ мм; ширина кольца $b_{\text{ш}} = 20 \dots 35$ мм; толщина кольца $\delta_{\text{ш}} = 3 \dots 4$ мм. Естественно, что с увеличением указанных размеров несущая способность шпонок возрастает и составляет при передаче усилий вдоль волокон от 16,00 (диаметр 100 мм) до 50 кН (диаметр 180 мм).

На рис. 4.3 показаны узловые соединения элементов деревянных ферм, выполненные с применением кольцевых шпонок.

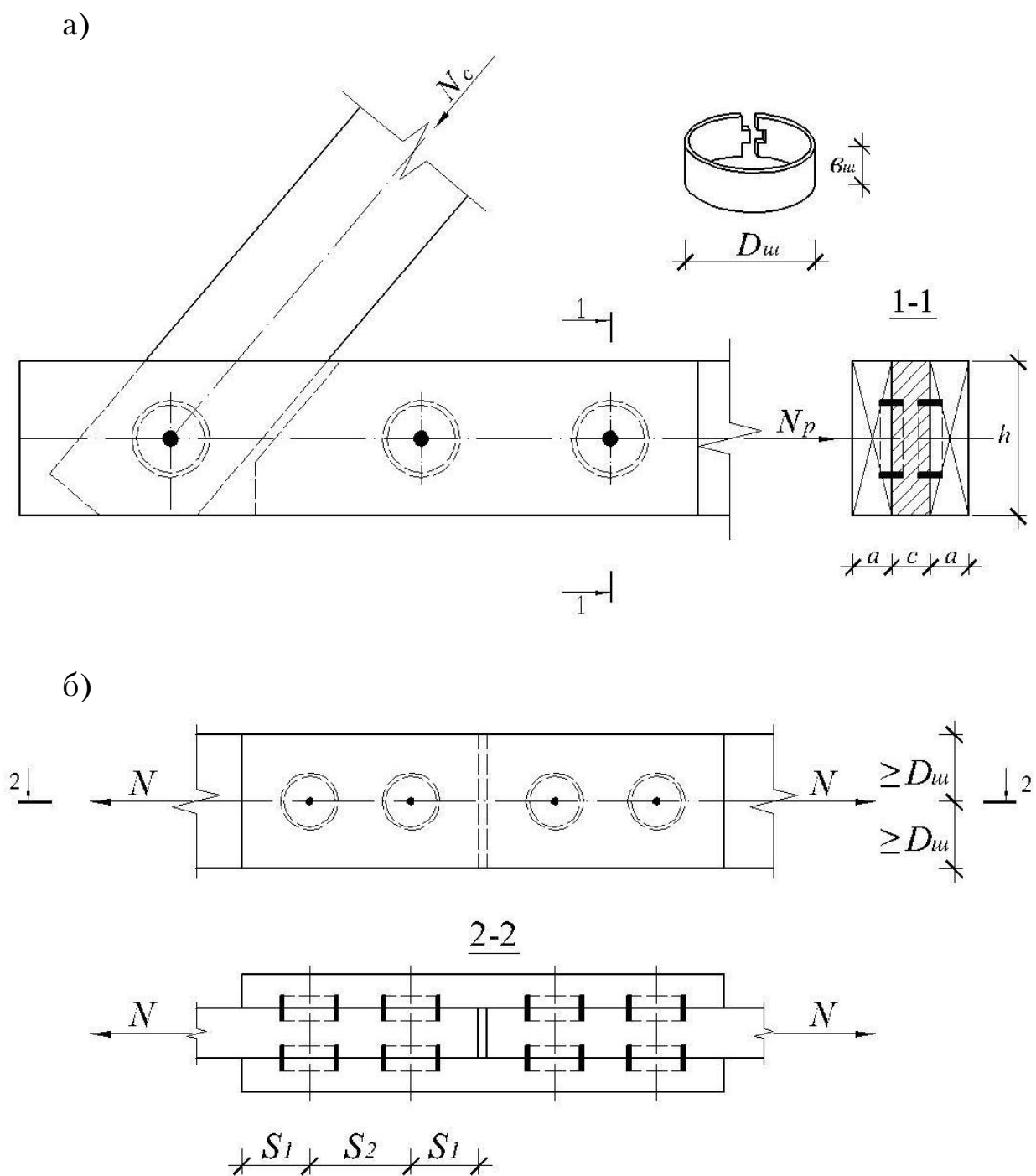


Рис. 4.3. Соединение на гладких кольцевых шпонках (КШ):
 а – опорный узел;
 б – стык растянутого элемента

Расстояние S_1 от центра кольца до торца элемента должно быть не менее: в растянутых элементах – $1,5D_{ш}$, в сжатых – $D_{ш}$. Расстояние S_2 между центрами шпонок вдоль длины элемента составляет не менее $2D_{ш}$, а от центра шпонки до ближайшей кромки не менее $D_{ш}$ – в растянутых элементах.

Ширина доски (элемента) – не менее $(D_{ш} + 40 \text{ мм})$, толщина доски – не менее $(b_{ш} + 30 \text{ мм})$ и не менее 60 мм.

При проверке прочности ослабленных шпонкой соединяемых элементов площадь ослабления принимается равной:

$$A_{осл} = 0,5b_{ш}(D_{ш} + 2\delta_{ш}).$$

Расчетная несущая способность одной кольцевой шпонки в зависимости от диаметра и угла передачи ей усилия приведена в приложении, табл. 18П.

Расчет соединения на гладких кольцевых шпонках производится по формуле

$$N < n[T_{ш}],$$

где n – количество шпонок для прикрепления элемента с действующим усилием N ;

$[T_{ш}]$ – несущая способность одной шпонки (см. приложение, табл. 18П).

Пример расчета № 2

Рассчитать опорный узел фермы, выполненной с применением гладких кольцевых шпонок. Общий вид узла показан на рис. 4.4. Усилия в элементах фермы $N_c = 63,9 \text{ кН}$; $N_p = 60,0 \text{ кН}$.

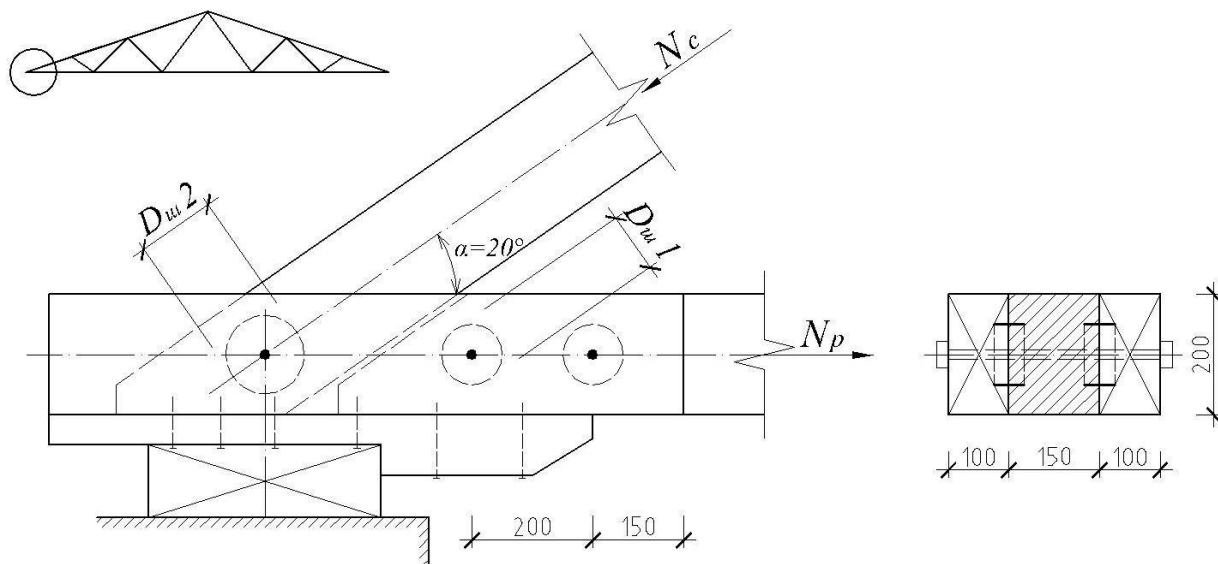


Рис. 4.4. Опорный узел фермы

Нижний пояс прикреплен к узлу с помощью парных накладок сечением 100×200 мм. Для крепления накладок к поясу используют гладкие

кольцевые шпонки диаметром $D_{ш1} = 100$ мм и высотой $b_{ш} = 20$ мм в количестве $n_{ш} = 4$ шт. Такие шпонки могут воспринять усилие, равное:

$$T = n_{ш} T_{ш} = 4 \cdot 16 = 64 \text{ (кН)} > N_p = 60,0 \text{ кН},$$

где $T_{ш} = 16$ кН – несущая способность одной шпонки (см. приложение, табл. 18П).

Для крепления верхнего пояса принимаем шпонку диаметром $D_{ш2} = 160$ мм и высотой $b_{ш} = 30$ мм. Такая шпонка при действии усилия вдоль волокон древесины (в самом элементе верхнего пояса) может воспринимать усилие (см. приложение, табл. 18П) $T_{ш} = 38,5$ кН, а две шпонки воспринимают усилие $T = 2 T_{ш} = 2 \cdot 38,5 = 77$ кН $> N_c = 63,9$ кН. Однако эта шпонка передает усилие на нижний пояс под углом $\alpha = 20^\circ$. Несущая способность шпонки $D_{ш2} = 160$ мм под углом $\alpha = 20^\circ$ равна: $T_{ш2} = 34,5$ кН, а двух шпонок $T = 2 T_{ш2} = 2 \cdot 34,5 = 69$ кН, что больше действующего усилия в элементе $N_c = 63,9$ кН.

Растянутый элемент необходимо рассчитать на прочность по ослабленному сечению. Площадь ослабления для среднего элемента подсчитывается по формуле

$$A_{осл} = 2 \cdot 0,5 b_{ш} (D_{ш} + 2\delta_{ш}) = 2 \cdot 0,5 \cdot 3,0 (16 + 2 \cdot 0,3) = 49,8 \text{ см}^2.$$

Площадь нетто ослабленного сечения равна:

$$A_{нт} = 15 \cdot 20 - 49,8 = 250,2 \text{ см}^2.$$

Проверка прочности сечения:

$$\sigma = \frac{N_p}{A_{нт}} = \frac{60 \cdot 10}{250,2} = 2,4 \text{ МПа} < m_o R_p = 0,8 \cdot 7 = 5,6 \text{ МПа},$$

где $R_p = 70$ МПа – принято как для древесины второго сорта.

Прочность обеспечена.

4.4. Соединение на клеенных кольцевых шпонках

Соединения, описанные в подразд. 4.3, обладают существенными недостатками: повышенной трудоемкостью изготовления, связанной с точной подгонкой размеров кольца с фрезерованной бороздкой и установкой кольца в положение с перпендикулярным разрезом кольца по отношению к направлению силы сдвига; повышенными начальными и последующими деформациями; опасностью коррозии тонкого металлического кольца в процессе эксплуатации конструкции и др.

Все эти недостатки устраняются при применении клеекольцевых шпонок (ККШ). Суть соединения на ККШ заключается в том, что кольцевая бороздка делается несколько увеличенных размеров (по отношению к кольцевой шпонке) для свободной укладки шпонки в гнездо, но перед установкой кольцевой металлической шпонки гнездо заполняется клеевой композицией (например клеем ФР-12 или ЭПЦ), которая после отверждения позволяет шпонке сразу включаться в работу, минуя процесс первоначального обжатия и обмятия. Соединение шпонки и древесины получается монолитным с повышенной несущей способностью. Результаты исследований такого соединения представлены в [11].

Конструкции узлов и регламентируемые параметры соединений на ККШ аналогичны таковым для соединений на гладких кольцевых шпонках (см., например, на рис. 4.3).

Исследования [11] показали повышенную несущую способность и меньшую деформативность соединений на ККШ по сравнению с аналогичными на гладких кольцевых шпонках.

Несущую способность одной вклеенной кольцевой шпонки при передаче ею усилия вдоль волокон можно определить по формуле

$$[T_{ш}] = 1,1D_{ш}b_{ш}, \text{ кН}, \quad (4.1)$$

где размерность $D_{ш}$ и $b_{ш}$ в см.

Для сравнения, несущая способность гладкой кольцевой шпонки, представленная в приложении, табл. 18П, может быть подсчитана по формуле

$$[T_{ш}] = 0,8D_{ш}b_{ш},$$

т.е. наличие клеевой массы в гнезде шпонки приводит к увеличению несущей способности примерно на 40 %.

Если усилия передаются шпонкой под углом α к волокнам древесины, то величину $[T_{ш}]$, подсчитанную по формуле (4.1), необходимо умножить на коэффициент K_{α} , значения которого принимаются по табл. 4.1.

Т а б л и ц а 4 . 1

Значения коэффициента K_{α} .

Коэффициент	Значения K_{α} при углах α° , равных:							
	0	20	30	40	45	50	60	90
K_{α}	1,0	0,873	0,810	0,750	0,720	0,687	0,620	0,600

Исследования [11] показали практическую целесообразность использования вклеенных кольцевых шпонок в узловых соединениях ферм, рам, арок и других несущих деревянных конструкциях.

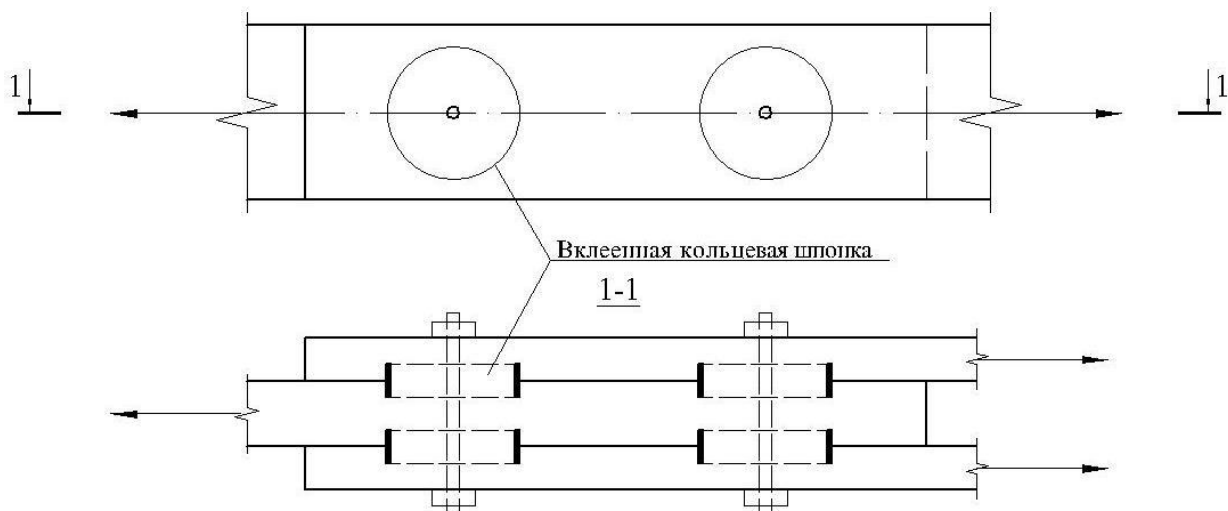


Рис. 4.5. Соединение растянутого стыка на вклеенных кольцевых шпонках (ККШ)

Пример №3

Рассчитать стык растянутого нижнего пояса фермы, выполненного с применением вклеенных кольцевых шпонок. Для изготовления стыка приняты кольцевые шпонки диаметром $D_{ш} = 110$ мм и высотой $b_{ш} = 30$ мм. Перед тем как вставить шпонку в гнездо соответствующих размеров, оно заполняется эпоксидным клеем. После окончательной сборки соединяемые элементы стягиваются болтами диаметром $d = 16$ мм. Таким образом, получаем соединение на вклеенных кольцевых металлических шпонках. Общий вид соединения и необходимые размеры стыка представлены на рис. 4.6. Соединяемые элементы выполнены из древесины сосны первого сорта.

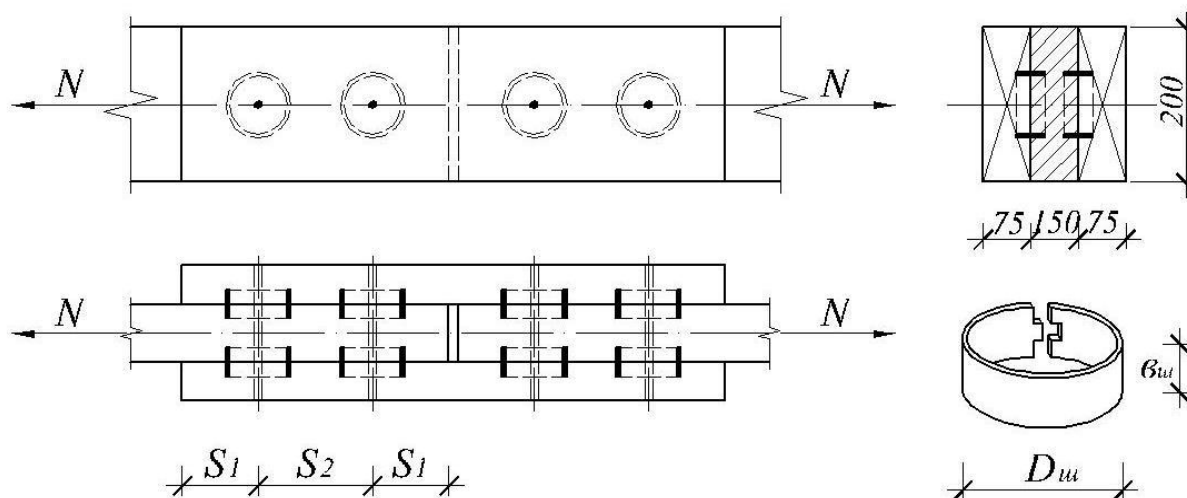


Рис. 4.6. Стык растянутого элемента на вклеенных кольцевых шпонках

Усилие $N = 100$ кН шпонками передается вдоль волокон древесины соединяемых элементов. Несущая способность шпонки в этом случае подсчитывается по формуле

$$[N] = 1,1 D_{\text{ш}} b_{\text{ш}} = 1,1 \cdot 11 \cdot 3 = 36,3 \text{ кН.}$$

С каждой стороны стыка установлено 4 шпонки. Следовательно, все шпонки могут выдержать усилие

$$N = 4[N] = 4 \cdot 36,3 = 145,2 (\text{кН}) > N = 100 \text{ кН.}$$

Шпонки ослабляют соединяемые элементы. Площадь нетто ослабленного сечения элемента равна:

$$A_{\text{нт}} = b \cdot h - 2 \cdot 0,5 b_{\text{ш}} (D_{\text{ш}} + 2 \delta_{\text{ш}}) = 15 \cdot 20 - 2 \cdot 0,5 \cdot 3 (11 + 2 \cdot 0,3) = 265,2 \text{ см}^2.$$

Проверку прочности ослабленного сечения производим по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{нт}}} = \frac{100 \cdot 10}{265,2} = 3,77 \text{ МПа} < m_o R_p = 0,8 \cdot 10 = 8 \text{ МПа,}$$

где R_p – расчетное сопротивление древесины сосны первого сорта ($R_p = 10$ МПа).

Проверяемый стык отвечает требованиям прочности.

4.5. Соединения на шайбах

Из большого разнообразия шайб, используемых в деревянных конструкциях, широкое распространение в практике отечественного строительства получили соединения на когтевых шайбах Леннова и на клеестальных шайбах. Такие соединения достаточно широко применялись в середине прошлого столетия при изготовлении сквозных несущих конструкций типа стропильных ферм и показали достаточно высокую надежность в работе.

4.5.1. Соединение на когтевых шайбах Леннова

Когтевая шайба Леннова представляет собой круглую пластину, которая снабжена в центре отверстием под центровой болт и из которой выштампованы зубья. Шайба впрессовывается в древесину соединяемых деревянных элементов. На рис. 4.7 приведены рекомендуемый сортамент таких шайб, разработанный Военно-инженерной академией

(ВИА), а также примерное решение узла фермы с применением этих шайб.

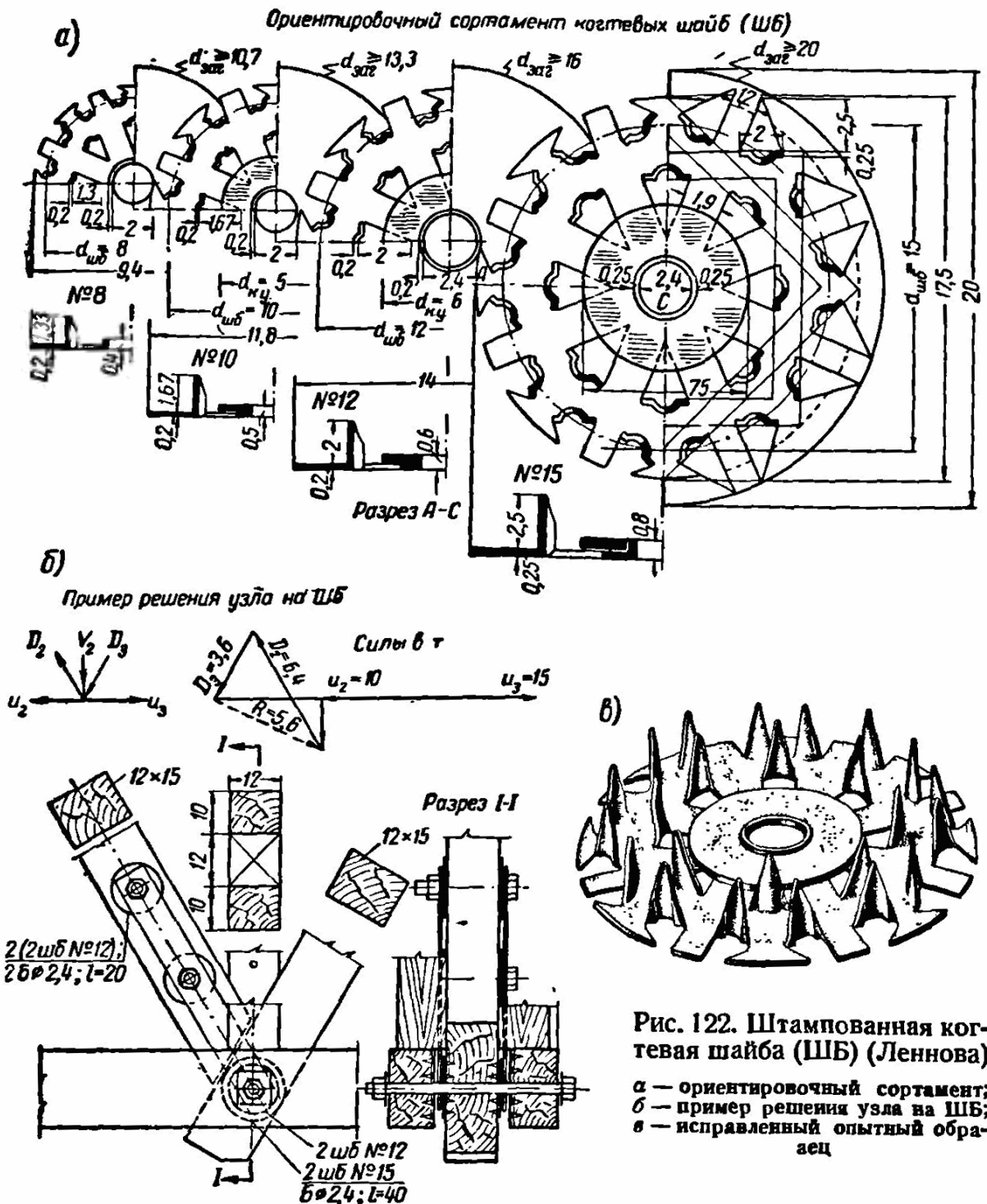


Рис. 4.7. Штампованная когтевая шайба Леннова:

- а — ориентировочный сортамент;
- б — пример решения узла на когтевой шайбе;
- в — образец когтевой шайбы, усовершенствованный и испытанный в ВИА;
- г — стальной монтажный наконечник, позволяющий собирать узлы на рабочих болтах

Испытания соединений показали высокую несущую способность и, кроме того, выявили практически одинаковую несущую способность шайбы в соединениях вдоль и поперек волокон сосновой древесины вследствие «дробности» приложения сжимающих усилий.

Величина несущей способности шайб различного диаметра приведена в табл. 4.2.

Таблица 4.2

Некоторые параметры и несущая способность когтевых шайб Леннова

Диаметр когтевой шайбы, см	8	10	12	15
Диаметр болта, см	2	2	2,4	2,4
Минимальный размер болтовых шайб, см	0,4	0,5	0,6	0,7
	5×5	6×6	8×8	9×9
Расчетная несущая способность одной шайбы (кН):				
– для постоянных сооружений	9,6	15	21,6	33,8
– для временных сооружений	12,8	20	28,8	45
Площадь ослабления сечения доски одной шайбой, см ²	8	12	18	28
Минимальный размер сечения доски, см	5×10	6×13	7,5×15	9×18
Минимальное расстояние от центра шайбы до торца доски и между центрами шайб	16	20	24	30

Применение когтевых шайб целесообразно главным образом в сборно-разборных фермах покрытий и других сквозных конструкциях, в которых необходимо крепление раскосов на знакопеременные усилия. На рис. 4.8 показан пример решения узла на когтевых шайбах.

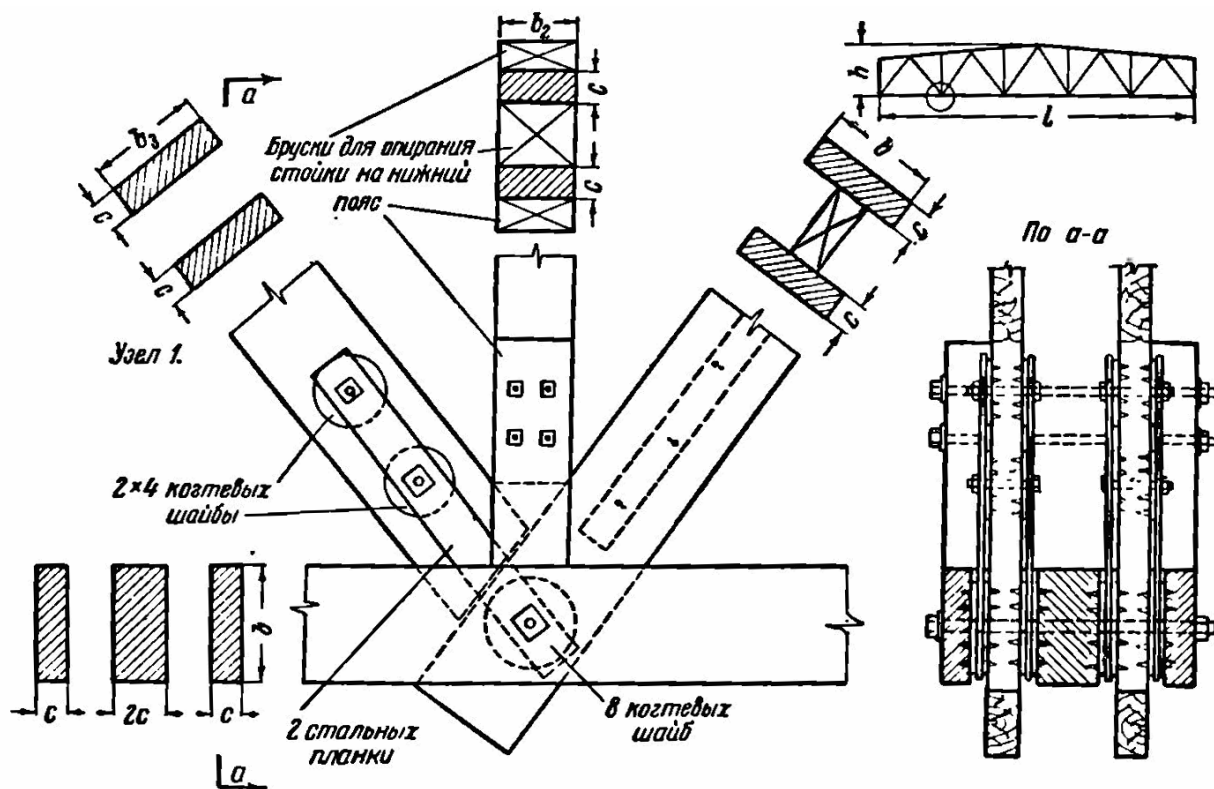


Рис. 4.8. Узел нижнего пояса фермы на когтевых шайбах

4.5.2. Соединение на клеестальных шайбах

Для сборно-разборных элементов деревянных конструкций удобным средством соединения являются клеестальные шайбы (КСШ), представляющие собой стальные пластинки с отверстием для центрального болта. Пластина приклеивается к деревянным элементам водостойкими клеями марки БФ или ЭПЦ. На рис. 4.9 показан простейший вид сборно-разборного стыка растянутого элемента на КСШ.

Передача усилий от одного элемента другому происходит в следующем порядке: древесина, клеевой шов, металлическая пластинка (клеестальная шайба), болт, металлическая накладка (и далее в обратном порядке на древесину другого соединяемого элемента, рис. 4.9).

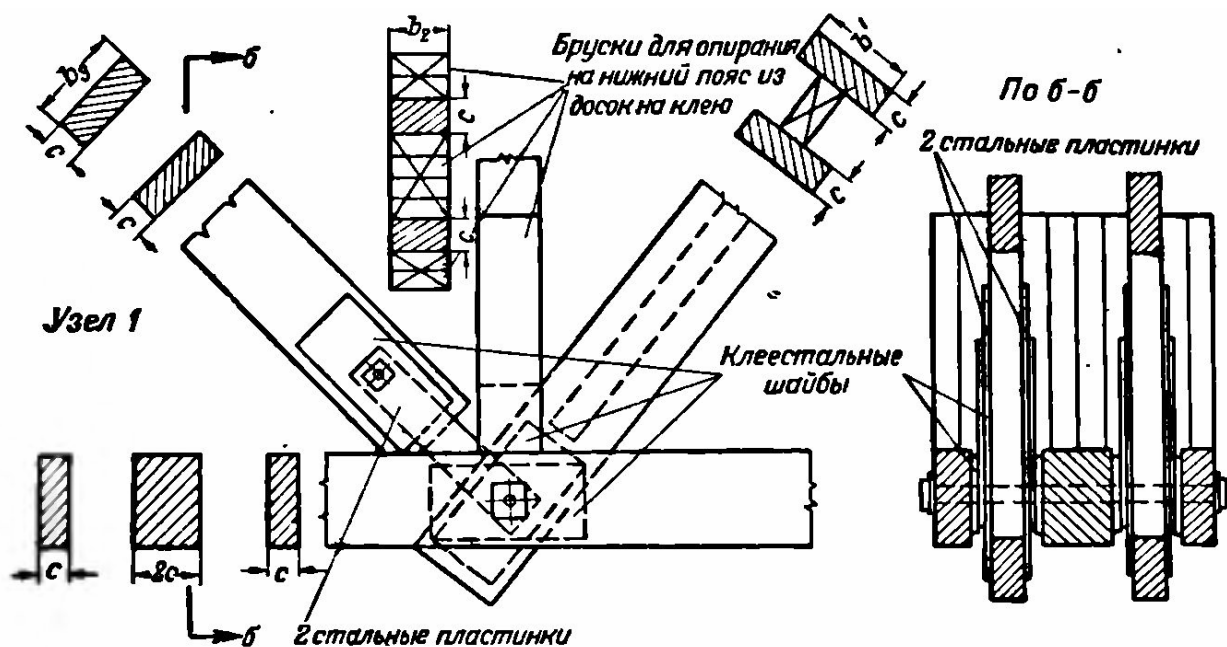


Рис. 4.9. Узел нижнего пояса фермы на клеестальных шайбах

Сосредоточенное усилие N_p от болта с помощью стальной шайбы передается деревянному элементу на площади, равной площади двух приклеенных пластин. Тем самым достигается распределение напряжений скалывания в деревянном элементе на сравнительно большую площадь, что обеспечивает повышение несущей способности соединения.

На рис. 4.9. приводится конструкция узла, где с помощью клеестальных шайб присоединяется в узле сразу несколько элементов. Подобное узловое соединение имеет место при изготовлении сквозных несущих конструкций ферм, арок и рам. В узловых соединениях таких конструкций клеестальные шайбы работают на сдвиговые усилия, действующие под различными углами по отношению к направлению воло-

кон древесины соединяемых элементов, что должно быть учтено соответствующими расчетами.

Расчет несущей способности соединения на клеестальных шайбах производится по формуле

$$N \leq 2 A_{\text{ш}} R_{\text{ск}}^{\text{ср}}, \quad (4.2)$$

где $A_{\text{ш}}$ – площадь клеестальной шайбы;

$R_{\text{ск}}^{\text{ср}}$ – среднее значение сопротивления скалыванию,

$$R_{\text{ск}}^{\text{ср}} = \frac{R_{\text{ск}}}{l + \beta \frac{l_{\text{ск}}}{e}}; \quad (4.3)$$

здесь $R_{\text{ск}}$ – расчетное сопротивление древесины скалыванию;

$l_{\text{ск}}$ – длина скалывания (длина шайбы);

e – плечо сил скалывания;

β – коэффициент, принимаемый равным 0,15.

Если усилие скалывания передается под углом α к волокнам древесины, то в формулах (4.2) и (4.3) необходимо величину $R_{\text{ск}}$ заменить на $R_{\text{ск}\alpha}$ определяемую по формуле

$$R_{\text{ск}\alpha} = \frac{R_{\text{ск}}}{1 + \left(\frac{R_{\text{ск}}}{R_{\text{ск}90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha}. \quad (4.4)$$

Следует заметить, что согласно формуле (4.2) несущая способность соединения может возрастать с увеличением площади $A_{\text{ш}}$. Однако этого не наблюдается, поскольку с увеличением площади $A_{\text{ш}} = l_{\text{ск}} b$ растет отношение $l_{\text{ск}}/e$, что согласно (4.3) приводит одновременно к уменьшению величины $R_{\text{ск}}^{\text{ср}}$, а следовательно, к ограничению величины несущей способности соединения.

Кроме того, как показали исследования, по площади скалывания действуют не только напряжения скалывания, но и нормальные напряжения отрыва, направленные перпендикулярно плоскости склеивания. Эти напряжения снижают прочность клеевых швов на скалывание. Поэтому конструктивно клеестальные шайбы дополнительно снабжаются шурупами, которые устанавливаются в угловых зонах прямоугольной пластинки (шайбы).

4.5.3. Соединения на клеенных металлических шайбах

К существенным недостаткам соединений на шайбах, впрессованных в древесину, включая шайбы Леннова, относятся: необходимость иметь специальное оборудование для запрессовки шайб, растрескивание, опасность скалывания древесины (даже до приложения внешних усилий уже при запрессовке), ограниченная несущая способность. К тому же сама форма таких шайб достаточно сложная, а изготовление ее трудоемкое.

Клеестальная шайба, с одной стороны, проще и по форме, и по условиям изготовления, но ее несущая способность ограничена даже при качественном выполнении соединения работой древесины на скалывание в пределах площади шайбы. Скалывание же является опасной и хрупкой работой древесины, снижающей эксплуатационную надежность и несущую способность конструкций, и, кроме того, клеестальная шайба изготавливается в виде пластины прямоугольной фермы, что приводит к возникновению отрывающих напряжений во всех ее угловых частях (для восприятия которых дополнительно ставят шурупы).

Все недостатки вышеназванных видов соединений могут быть значительно устранены путем применения клеенных металлических шайб. Соединение на клеенных шайбах (ВКШ) основано на достоинствах совместной работы металлической шайбы в сочетании с монолитностью клеевой композиции. Суть такого соединения заключается в следующем: гнездо под круглую шайбу может быть выбрано в деревянном соединяемом элементе слегка увеличенных размеров, что позволяет осуществлять свободную укладку в него металлической шайбы, а образовавшееся лишнее пространство в гнезде заполняется полимерной композицией (например клеем ЭПЦ или ФР-12), которую вводят до укладки шайбы. После отвержения клеевой композиции шайба надежно клеивается в древесину. Введение полимерной клеевой композиции в круглое гнездо позволяет не только монолитно приклеить шайбу к древесине, но и быстро включиться ей в работу на смятие по боковой поверхности после отверждения композиции в гнезде. В процессе эксплуатации конструкции клеенная шайба находится внутри древесины и имеет защитную полимерную пленку, которая надежно защищает шайбу от коррозии металла.

Таким образом, существенными достоинствами предлагаемого нового более современного соединения являются:

- простота изготовления;
- малые затраты клея и простота его нанесения;
- высокая несущая способность и малая деформативность;
- защита стальной шайбы от коррозии полимерной пленкой;

– относительно малая площадь взаимного контакта соединяемых элементов;

– возможность восприятия как сжимающих, так и растягивающих усилий.

Следует отметить, что в соединении используются спаренные шайбы, т.е. шайбы, установленные с двух противоположных сторон соединяемого элемента.

Исследования [10] показали высокую несущую способность соединений на клеенных шайбах. Экспериментальную проверку прошли шайбы с размерами: диаметр $D_{ш} = 60$ мм, 80 мм и 100 мм, толщина шайбы $t = 6$ мм, 8 мм, 10 мм. Для испытанных соединений на клеенных шайбах получены величины расчетной несущей способности в зависимости от параметров шайбы, которые приведены в табл. 4.3.

Т а б л и ц а 4 . 3

Значения расчетной несущей способности [N] соединения на ВШ

Диаметр шайбы $D_{ш}$, мм	Значения [N], кН, при толщине шайбы, мм		
	$t_{ш} = 6$	$t_{ш} = 8$	$t_{ш} = 10$
60	37,70	44,03	50,30
80	41,73	48,10	54,85
100	44,39	52,25	59,95

Для расчета растянутых или сжатых элементов, прикрепляемых к узлу фермы с помощью клеенных шайб, необходимо:

– задаться размерами шайбы $D_{ш}$ и $t_{ш}$;

– по табл. 4.3 определить расчетную несущую способность принятой шайбы;

– из условия $n \geq N/[N]$ найти количество необходимых пар шайб, где N – действующее в элементе усилие;

– устанавливать шайбы по длине элемента с шагом расстановки $S_1 = (2,5 \div 3)D_{ш}$.

Кроме выполнения расчета, для растянутого элемента необходимо проверить прочность по ослабленному сечению, а для сжатого элемента рассчитать устойчивость по обычным фермам.

Пример №4

Рассчитать опорный узел фермы, выполненный с применением клеенных металлических шайб. Конструкция узла приведена на рис. 4.10.

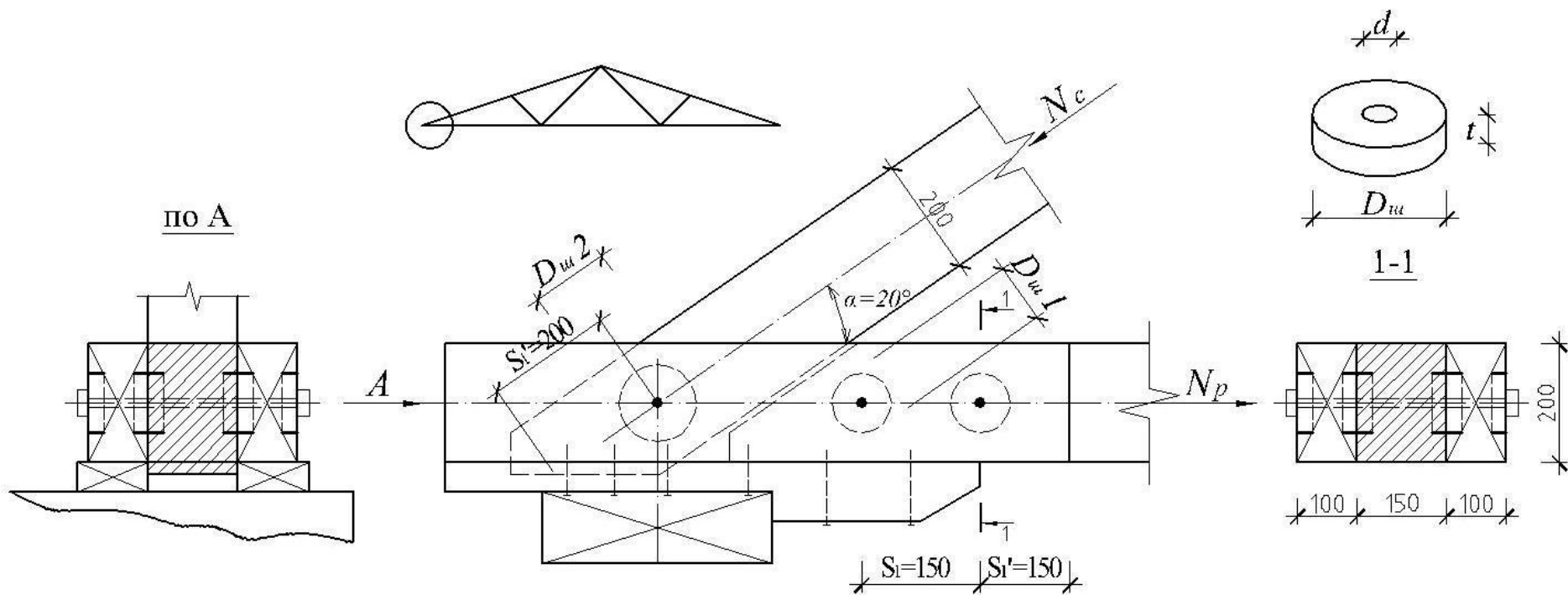


Рис. 4.10. Опорный узел фермы, выполненный с применением клеенных металлических шайб

Для выполнения соединения принимаем металлические шайбы с размерами: $D_{ш1} = 60$ мм и $t_{ш} = 8$ мм – для крепления нижнего растянутого пояса и $D_{ш2} = 100$ мм и $t_{ш} = 10$ мм – для крепления верхнего пояса, учитывая то, что $N_c = 55,0$ кН $>$ $N_p = 51,6$ кН. При назначении размеров шайб можно ориентироваться на то, что центральная узловая шайба должна воспринимать усилие N_c ; поэтому величина несущей способности этой шайбы должна быть не меньше величины N_c . В рассматриваемом случае $N_c = 55,0$ кН, а несущая способность шайбы $D_{ш2} = 100$ мм и $t_{ш} = 10$ мм согласно табл. 4.3 равна $[N_{ш}] = 59,95$ кН $>$ $N_c = 55,0$ кН. Усилие в растянутом поясе $N_p = 51,6$ кН. Для его восприятия ставятся накладки, которые соединяются с поясом двумя парами вклеенных металлических шайб с размерами $D_{ш1} = 60$ мм и $t_{ш} = 8$ мм. Несущая способность такой шайбы по табл. 4.3 равна $[N_{ш1}] = 44,03$ кН. Две пары шайб могут выдержать усилие $2[N_{ш1}] = 2 \cdot 44,03 = 88,06$ кН, что больше $N_p = 51,6$ кН.

Сжимающее усилие N_c передается нижнему поясу под углом $\alpha = 20^\circ$, поэтому центральная узловая шайба в нижнем поясе работает на передачу усилия, направленного под углом $\alpha = 20^\circ$ к волокнам древесины. Учет такого действия производится путем умножения $[N_{ш1}]$ на коэффициент $K_6 = 0,975$ (см. приложение, табл. 17П). Тогда несущая способность шайбы равна:

$$[N_{ш1}]_2 = K_6[N_{ш1}] = 0,975 \cdot 59,95 = 58,5 \text{ кН} > N_c = 55,0 \text{ кН.}$$

Для правильной расстановки шайб необходимо обеспечить требуемые размеры S_1 мм и S_2 мм. На рис. 4.9 указаны эти принятые размеры: $S_1 = 200$ мм $= 2 D_{ш}$ – для сжатого элемента и $S_2 = 100$ мм $>$ $D_{ш} = 60$ мм – для растянутого элемента.

Растянутый элемент необходимо рассчитать на прочность по ослабленному сечению. Наиболее опасное сечение для накладок находится в месте установки узловой центральной шайбы. Площадь нетто ослабленного сечения равна:

$$A_{осл} = 2(20 \cdot 10 - 2 \cdot 1,0 \cdot 8 - 1,6 \cdot 8) = 342,4 \text{ см}^2.$$

Проверка прочности:

$$\sigma = \frac{N}{A_{нт}} = \frac{51,6 \cdot 10}{342,4} = 1,5 \text{ МПа} < m_o R_p = 0,87 = 5,6 \text{ МПа.}$$

Прочность обеспечена.

В сечении, где установлены шайбы меньшего диаметра, прочность накладок можно не проверять, т.к. площадь ослабления шайбой будет меньше.

Проверка прочности по ослабленному узловым шайбой сечению для верхнего пояса производится по площади нетто, равной:

$$A_{\text{нт}} = 15 \cdot 20 - 2 \cdot 1,0 \cdot 10 - 1,6(15 - 2) = 259,2 \text{ см}^2.$$

Проверка прочности:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{N_c}{A_{\text{нт}}} = \frac{55,0 \cdot 10}{259,2} = 2,16 \text{ МПа} < R_c = 13 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

4.5.4. Соединения на клеенных стальных стержнях

Короткие стальные стержни из арматуры периодического профиля классов А-II и А-III могут быть клеены в цельный или клееный деревянный элемент вдоль, поперек или под углом к волокнам древесины. Они клеиваются в прямоугольные пазы с накладками или в круглые отверстия эпоксидно-цементным клеем (ЭПЦ), обеспечивающим надежное соединение древесины со сталью. Диаметр стержней 12...25 мм. Размер отверстия или паза принимается на 5 мм больше диаметра стержня. Общий вид продольно клеенных стержней в клееный деревянный элемент показан на рис. 4.11.

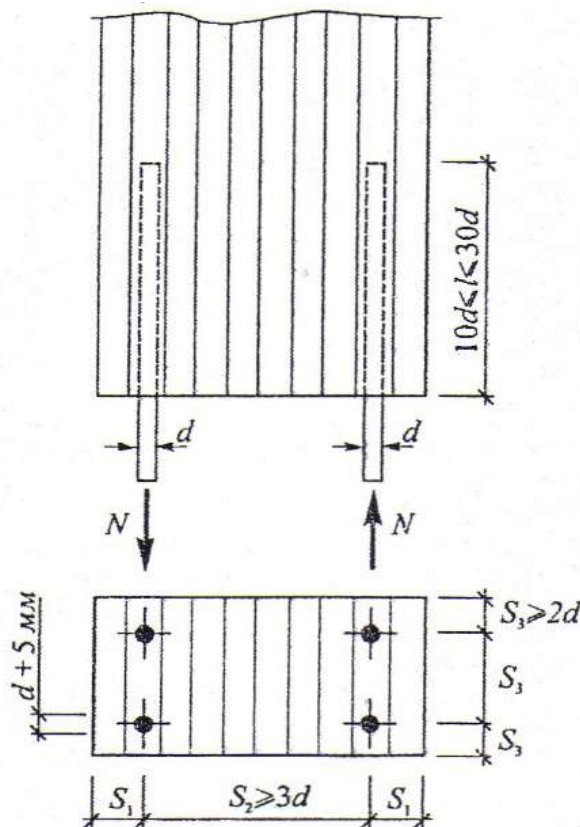


Рис. 4.11. Соединение на клеенных стержнях

Глубина клеивания при продольном клеивании должна быть не менее $10d$ и не более $30d$ (d – диаметр стержня). Расстояние между осями стержней принимается не более $3d$, а до краев сечения – не менее $2d$.

Вклеенные вдоль деревянного элемента стержни работают на продольные растягивающие (выдергивание) или сжимающие (продавливание) силы. Древесина при этом работает на скалывание вдоль волокон. Напряжения скалывания по длине вклеенной части стержня распределяются неравномерно, что в расчетах учитывается коэффициентом K_c . Расчетная несущая способность продольно вклеенного стержня при выдергивании (или при вдавливании) производится по формуле

$$T_c = \pi l(d+0,005)R_{ск}K_c, \quad (4.5)$$

где l – длина клеивания стержня, м;

d – диаметр стержня, м;

$R_{ск}$ – расчетное сопротивление скалыванию древесины;

$$K_c = 1,2 - 0,02 \frac{l}{d}. \quad (4.6)$$

Требуемое число продольно вклеенных стержней в соединении, на которое действует усилие N от расчетных нагрузок, определяется по формуле

$$n \geq \frac{N}{T_c}. \quad (4.7)$$

Сами стальные стержни работают в этом соединении на растяжение (или сжатие) обычно с большим запасом по прочности и рассчитываются в соответствии с требованиями СНиП на стальные конструкции.

Соединения на поперечно вклеенных стальных стержнях работают аналогично, но более надежно, чем на продольно вклеенных. Расчетная несущая способность такого соединения может подсчитываться (в запас прочности) по формуле (4.3) или по более точной формуле

$$T_c = \pi l(d+0,005)R_{см90}K_{см}, \quad (4.8)$$

где $R_{см90}$ – расчетное сопротивление древесины местному смятию поперек волокон, $R_{см90} = 3$ МПа;

$K_{см}$ – коэффициент неравномерности распределения напряжений смятия,

$$K_{см} = 1,0 - 0,025 \frac{l}{d}.$$

Соединения на поперечно вклеенных стальных стержнях применяются в опорных и промежуточных узлах сплошных конструкций.

Соединения на наклонно вклеенных стержнях работают так же, как и на поперечно вклеенных, на растяжение и на смятие древесины и могут рассчитываться аналогично, но с учетом угла смятия.

Примеры использования соединений на клеенных стальных стержнях в несущих деревянных конструкциях приведены на рис. 4.12 и 4.13.

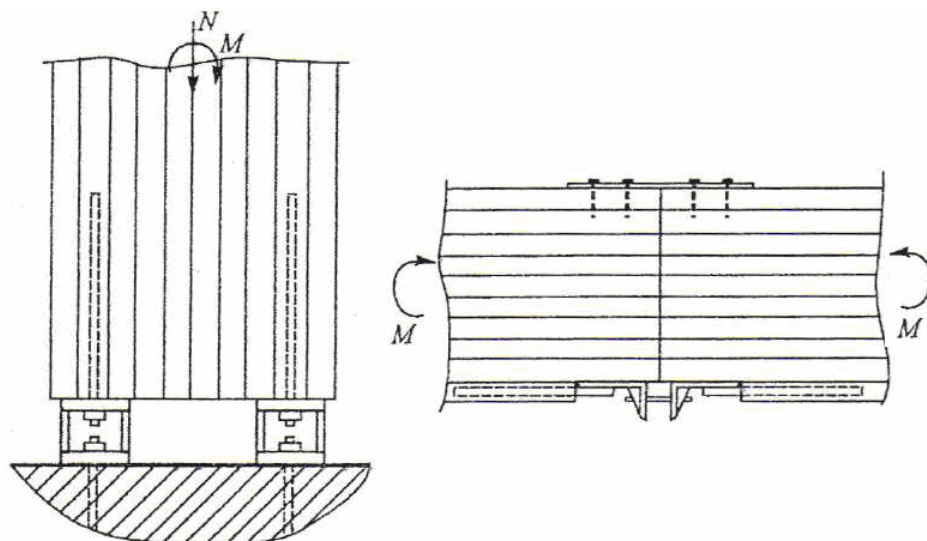
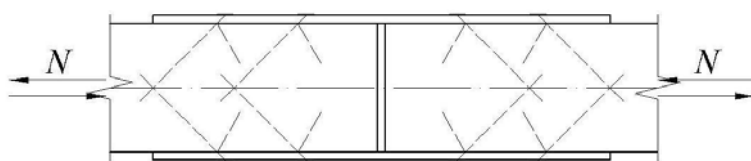
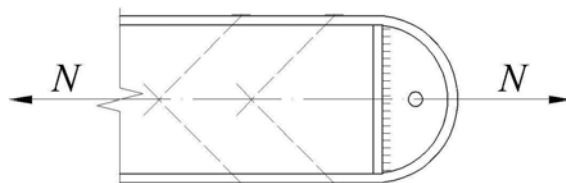


Рис. 4.12. Жесткие узлы на клеенных стальных стержнях:
а – сопряжения деревянной стойки с фундаментом; б – стык балок

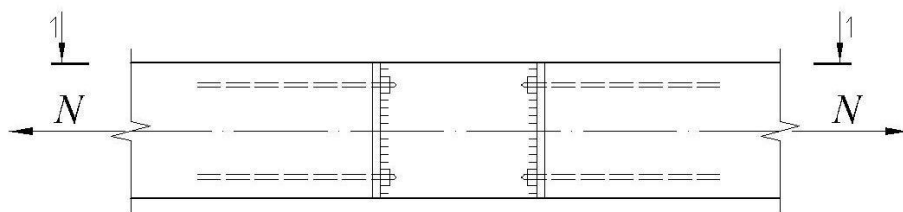
а)



б)



в)



1-1

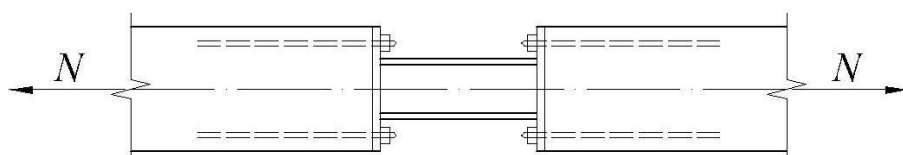


Рис. 4.13. Соединения деревянных элементов с применением клеенных стержней:
а – сжатый или растянутый стык; б – примыкание растянутого элемента;
в – стык растянутого элемента

В соответствии с рекомендациями СП 64.1333.2011 расчетную несущую способность вклеенного под углом к волокнам стержня на выдергивание или продавливание в стыках клееных деревянных конструкций следует определять по формуле

$$T = R \cdot \pi \cdot d_1 \cdot l_p \cdot K_c \cdot K_\sigma \cdot m_d \leq R_a \cdot A_a,$$

где R – расчетное сопротивление древесины выдергиванию или продавливанию вклеенного стержня, МПа, $R = 4$ МПа;

d_1 – диаметр отверстия, м;

l_p – расчетная длина стержня, м, $l_p = l - l_o \leq 25d$ (l – длина заделываемой части, м; $l_o = 3d$ – глубина возможного снижения прочности клеевой прослойки при сварке, для стержней без сварки $l_o = 0$);

K_c – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений;

K_σ – коэффициент, зависящий от знака нормальных напряжений вдоль волокон в зоне установки стержня. Для стержней, работающих в зоне растягивающих напряжений у действующих вдоль волокон древесины, значение K_σ определяют по формуле $K_\sigma = 1 - 0,01\sigma$; для стержней, работающих на продавливание, $K_\sigma = 1$;

m_d – коэффициент, учитывающий зависимость расчетного сопротивления от диаметра стержня, $m_d = 1,12 - 10d$;

R_a – расчетное сопротивление материала стержня;

A_a – площадь сечения стержня.

Минимальное расстояние от боковых граней пакета до оси стержня принимается не менее $2d$ и не менее 30 мм, между осями стержней по ширине пакета расстояние должно быть не менее $2d$, от торца пакета вдоль волокон до оси стержня – не менее 100 мм; между стержнями вдоль волокон $10d$ при угле наклона стержня α к направлению волокон до 30° – не менее $14d$, при α от 30° до 60° – $10d$, при α более 60° – $7,5d$.

Пример № 5

Запроектировать узел нижнего пояса фермы с размещением в узле стыка элементов пояса, выполненного на вклеенных стальных стержнях диаметром $d = 20$ мм. Нижний пояс выполняется из клееных деревянных элементов. Древесина – сосна первого сорта.

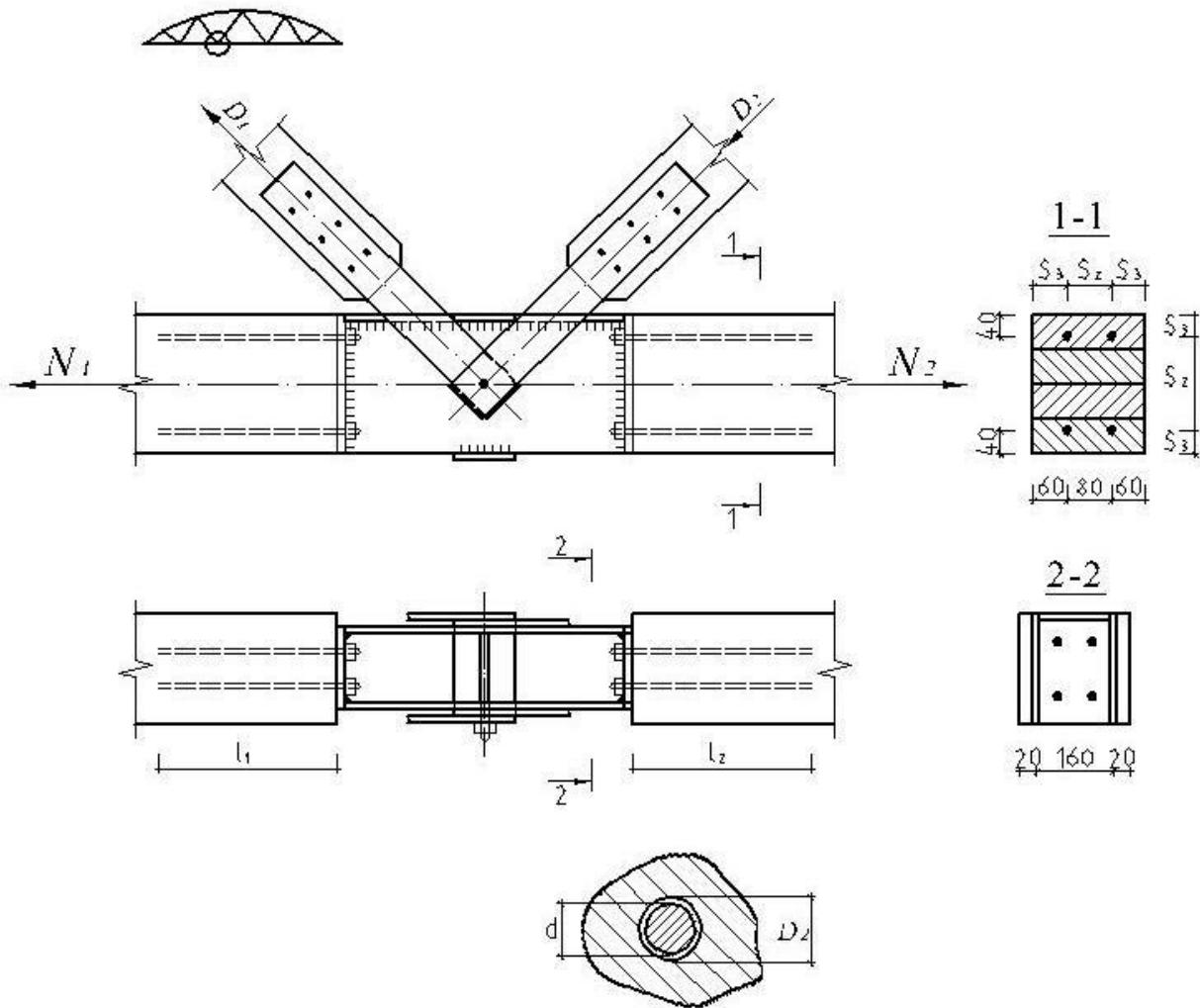


Рис. 4.14. Узел нижнего пояса фермы

Вклеенные стержни изготовлены из арматурной стали класса А-III периодического профиля. Для вклеивания стержней просверливается гнездо диаметром $D_0 = d + 5 = 20 + 5 = 25$ мм, которое заполняется эпоксидным клеем марки ЭПЦ.

Расчетные усилия в элементах нижнего пояса приняты равными $N_1 = 105,0$ кН, $N_2 = 85,0$ кН.

Для определения глубины заделки вклеиваемых стержней воспользуемся формулой для подсчета несущей способности одного стержня:

$$[N] = \pi (d + 0,005) l \cdot R_{ск} \cdot K_c,$$

где $R_{ск}$ – расчетное сопротивление древесины скалыванию, $R_{ск} = 2,1$ МПа – для клееной древесины (сосна первого сорта);

$K_c = 1,2 - 0,02 \frac{l}{d}$ – коэффициент, учитывающий неравномерность d распределения напряжений скалывания по длине стержня.

Оптимальная длина вклеивания стержня принимается равной $(10 \div 30)d$. При такой длине коэффициент K_c изменяется в пределах $1,0 \div 0,4$. Для первого приближения примем $K_c = 0,5$. Тогда необходимая длина вклеивания стержней в элементах нижнего пояса при их количестве $m = 4$ составит:

$$l_1 \geq \frac{N_1}{n \cdot \pi(d + 0,005)R_{ск} \cdot K_c} = \frac{105 \cdot 100}{4 \cdot 3,14(0,02 + 0,005) \cdot 2,1 \cdot 0,5} = 39,7 \text{ см},$$

$$l_2 \geq \frac{N_2}{n \cdot \pi(d + 0,005)R_{ск} \cdot K_c} = \frac{85 \cdot 100}{4 \cdot 3,14(0,02 + 0,005) \cdot 2,1 \cdot 0,5} = 32,2 \text{ см},$$

где $R_{ск} = 2,1$ МПа, расчетное сопротивление древесины скалыванию принято как для нижнего элемента.

Принимаем $l_1 = 400$ мм; $l_2 = 35$ мм. Для таких длин коэффициенты K_c равны:

$$K_{c1} = 1,2 - 0,02 \frac{400}{20} = 0,80,$$

$$K_{c2} = 1,2 - 0,02 \frac{350}{20} = 0,85.$$

Проверка несущей способности вклеенных стержней на скалывание:

$$[N]_1 = 4 \pi (0,02 + 0,005) \cdot 0,4 \cdot 2,1 \cdot 0,8 = 0,211 \text{ МН} = 211 \text{ кН} > N_1 = 105 \text{ кН};$$

$$[N]_2 = 4 \pi (0,02 + 0,005) \cdot 0,35 \cdot 2,1 \cdot 0,85 = 0,196 \text{ МН} = 196 \text{ кН} > N_2 = 85 \text{ кН}.$$

Несущая способность обеспечена.

Несущая способность стержней на растяжение составляет:

$$[N] = n A_{нт} R m = 4 \cdot 2,18 \cdot 220 \cdot 4 \cdot 10^{-1} \cdot 0,8 = 613 > N_2 = 85,0 \text{ кН},$$

где $A_{нт} = 2,18 \text{ см}^2$ – площадь нетто одного стержня;

$m = 0,8$ – коэффициент, учитывающий перегрузку стержня.

Прочность обеспечена.

Соединение элементов нижнего пояса осуществляется с применением сварного вкладыша, в вертикальные стенки которого вставляются свободные концы вклеенных стержней с резьбовой нарезкой, на которые в процессе монтажной сборки узла завинчиваются гайки. Для крепления раскосов используются стальные наконечники из двух пластин, которые одним концом прикрепляются к деревянным раскосам (с помощью шурупов или болтов), а другим концом навешиваются на центральной болт узла.

Расчет крепления стальных наконечников к деревянному раскосу с помощью гвоздей или болтов приведен в примере № 1.

Центровой узловой болт работает на срез и на изгиб. Расчет его производится по нормам проектирования стальных конструкций.

В процессе конструирования узла необходимо соблюдать регламентируемые нормы расстановки стержней по высоте и ширине клееного элемента, представленные выше в этом разделе. С учетом этих требований на рис. 4.12 указаны необходимые размеры: $S_2 = 3d = 3 \cdot 20 = 60$ мм; $S_3 = 2d = 2 \cdot 20 = 40$ мм.

5. КОНСТРУКЦИИ ИНДУСТРИАЛЬНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ФЕРМ

5.1. Общие сведения

К наиболее старым стропильным конструкциям треугольного и трапециевидного очертания для зданий промышленного и гражданского назначения с пролетом более 12 м следует отнести фермы на врубках из бревен и брусьев. Такие фермы широко применялись в первой половине прошлого столетия. При достаточно надежной конструкции и сравнительно легкой технологии изготовления такие фермы все же не могли удовлетворить потребности крупномасштабного строительства, поскольку считались конструкциями построечного индивидуального изготовления. Поэтому с расширением объемов строительства в середине прошлого века в нашей стране был взят курс на широкое применение промышленных конструкций. Конструкции промышленного (заводского) изготовления, прежде всего, отличались от ферм построечного изготовления повышенным качеством, а следовательно, большей эксплуатационной надежностью и быстротой возведения в любое время года. Кроме того, массовое изготовление деревянных конструкций, сосредоточенное в рамках одного крупного предприятия (комбината) позволяет рационально использовать природную древесину на всех уровнях ее обработки и переработки. Изготовление деревянных конструкций в построечных условиях, типа ферм из бревен и брусьев на лобовых врубках, конечно же, не позволяло осуществлять этого.

Индустриализация в широком масштабе охватила, прежде всего, фермы треугольные и многоугольные при пролетах до 18–24 м. Такие фермы выполнялись из цельных брусьев в пределах сечений согласно сортаменту пиломатериалов. Особое место среди них занимали фермы, в которых растянутые нижние пояса выполнялись из металлического проката (круглого или уголкового). Это были формы весьма рациональных конструкций, так как позволяли избежать применения элементов цельного сечения с неизбежным наличием естественных пороков древесины, которые существенно снижали несущую способность растянутых элементов.

На промышленные металлодеревянные фермы, выполненные из брусьев цельного сечения, в середине прошлого века были разработаны типовые проекты для массового применения в строительстве. Приоритет таким разработкам принадлежит ЦНИИСК им. Кучеренко. Фермы так и получили название «фермы системы ЦНИИСК». Проекты были

утверждены ГОСстроем СССР и в свое время получили широкое распространение в практике строительства.

Если говорить об исторической справке использования промышленных деревянных ферм, то нельзя не отметить такое направление, как применение ферм: дощатогвоздевых, на кольцевых шпонках, с верхним поясом из балок Деревягина (на пластинчатых нагелях). Помимо названных использовались фермы с разновидностями шпоночных соединений: дисковые, тарельчатые, зубчатокольцевые, когтевые, клеестальные. Однако в настоящее время такие фермы не изготавливаются и не используются, хотя в эксплуатации зданий имеют место и могут применяться при соответствующем техническом обосновании.

Достаточно перспективным и прогрессивным направлением является применение промышленных ферм с верхним поясом из крупных клееных блоков, отличающихся минимальным количеством узловых сопряжений, поскольку размеры панелей в этих конструкциях значительно увеличились. К достоинствам таких ферм следует отнести также возможность собирать их из унифицированных типовых элементов крупных поперечных сечений (клееных), что приводит к повышению долговечности и огнестойкости всей конструкции.

Ниже приводятся конструктивные решения и особенности расчета промышленных деревянных ферм, которые применялись в практике строительства как типовые конструкции, а также ферм, перспективных, на наш взгляд, с точки зрения современных реальных потребностей и возможностей.

Описание ферм осуществляется по отличительному признаку, связанному с очертанием верхнего пояса, хотя в основе могли бы быть другие признаки, например типы узловых сопряжений, виды конструкционных материалов (цельнодеревянные и металлодеревянные), клееные, дощатые и брусчатые и т.п.

5.2. Треугольные фермы системы ЦНИИСК

Промышленные конструкции таких ферм были разработаны в середине прошлого века институтом ЦНИИСК им. Кучеренко и широко применялись в строительстве. Благодаря сравнительно большой величине стрелы подъема уклон верхнего пояса получается значительным, поэтому треугольные фермы предпочтительны в покрытиях зданий с кровлей, требующей повышенного уклона, например металлической, асбестоцементной и др.

Отношение стрелы подъема к пролету принимают: 1:5 – для цельнодеревянных ферм; 1:6 – для ферм металлодеревянных. При таком отношении уклон верхнего пояса и кровли колеблется от 1:2,5 до 1:3.

Решетка ферм принимается раскосная, треугольная и треугольная со стойками. Типовые конструкции промышленных треугольных ферм разработаны для пролетов 18–24 м преимущественно с решеткой в виде сжатых раскосов и растянутых стоек. При этом размер панели по верхнему поясу принят достаточно большим (примерно $1/4l$ по верхнему поясу), что приводит к значительному сокращению количества узлов ферм.

Основные схемы применяемых треугольных ферм показаны на рис. 5.1.

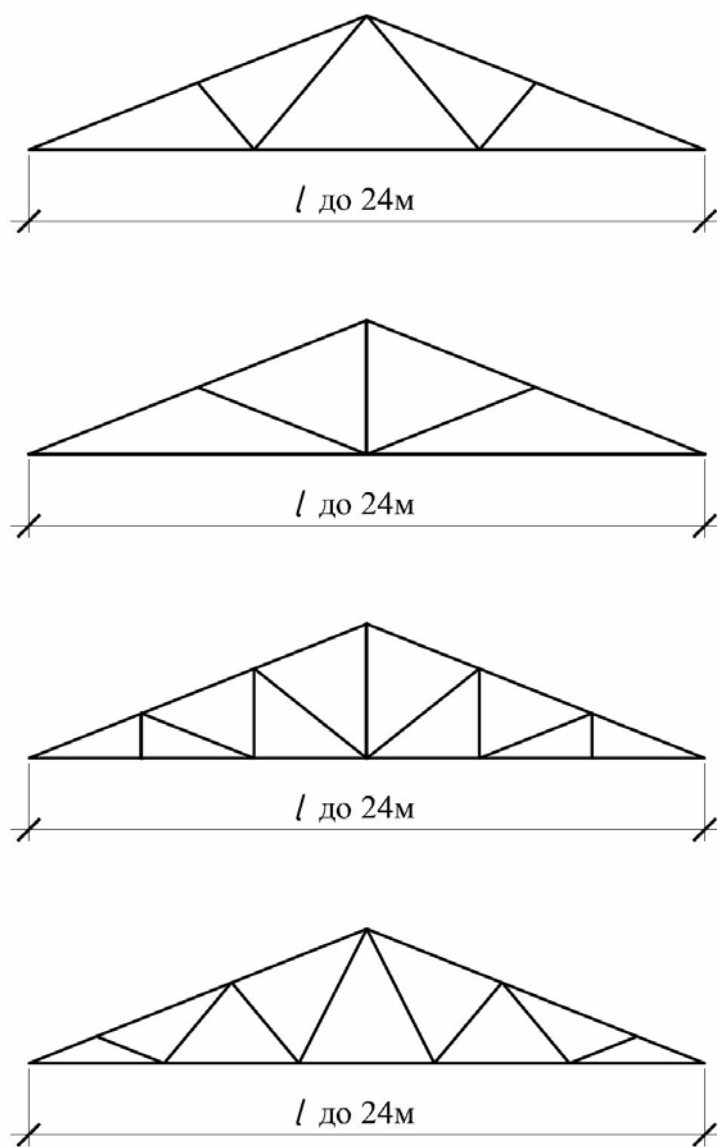


Рис. 5.1. Схемы треугольных ферм

Верхний пояс ферм выполняется либо из цельных, либо из клееных брусьев. При достаточно большой длине панели и внеузловой передаче нагрузки от покрытия сечение верхнего пояса получается достаточно мощным, что дает основание выполнять его в виде клееного элемента, желательно не разрезным на всю длину ската фермы. При этом в фермах с решеткой, состоящей из восходящего раскоса и стойки (перпендикулярной к верхнему поясу), верхний пояс изготавливается постоянной высоты сечения, поскольку усилия во всех панелях его близки друг к другу. В фермах с нисходящими раскосами и центральной стойкой усилие в первой (от опоры) панели значительно превышает усилие в средней панели, что приводит к необходимости делать первую панель большего сечения по сравнению с сечением средней панели, однако и в этом случае следует весь верхний пояс на длине ската выполнять неразрезным. Уступ для перехода с большего сечения на меньшее в верхнем поясе желательно выполнять в узле примыкания к нему сжатого раскоса, используя уступ как упор для передачи усилия от раскоса к верхнему поясу.

Нижний пояс промышленных ферм выполняется металлическим. Для пролетов до 18 м для него применяют круглую сталь. Такой пояс предпочтителен благодаря возможности компактной перевозки его в складывающемся состоянии с последующей укрупнительной сборкой на строительной площадке. При пролетах более 18 м нижний пояс выполняют из уголкового стали, что несколько упрощает узловые соединения, используя при этом типовые решения для узлов металлических ферм.

Растянутые стойки обычно выполняют из круглой стали в виде длинного тяжа, а сжатые раскосы – из цельных или клееных брусьев.

Узловые сопряжения преимущественно выполняют с применением сварных металлических башмаков и вкладышей. На рис 5.2, 5.3 и 5.4 показаны узлы для ферм пролетом 12 м (11,6 м) и 18 м (17,7 м). Опорный и промежуточный узлы по нижнему поясу выполнены с применением сварных башмаков, в которые опираются верхний пояс (на опоре) и сжатые раскосы (в промежуточном узле). Для опирания верхнего пояса в коньковом узле поставлен конический сварной вкладыш. Дополнительно весь узел перекрывается парными деревянными накладками на болтах, по два болта с каждой стороны накладки. В некоторых случаях опорный узел фермы может быть выполнен со сварным башмаком, в котором горизонтальная составляющая опорной реакции передается на опорный швеллер, поставленный вертикально, а вертикальная составляющая опорной реакции – через горизонтальную плиту на нижележащие опорные конструкции.

Следует обратить внимание, что в большепанельных фермах допускается в узлах верхнего пояса создавать эксцентричное сопряжение элементов, опирая элементы верхнего пояса в узлах лишь нижней частью сечения. Это делается с целью создания дополнительных изги-

бающих моментов обратного знака изгибающим моментам от внешних внеузловых нагрузок. Если внеузловые нагрузки отсутствуют, то такие эксцентриситеты создавать не следует. Все узлы фермы должны быть строго центрированы.

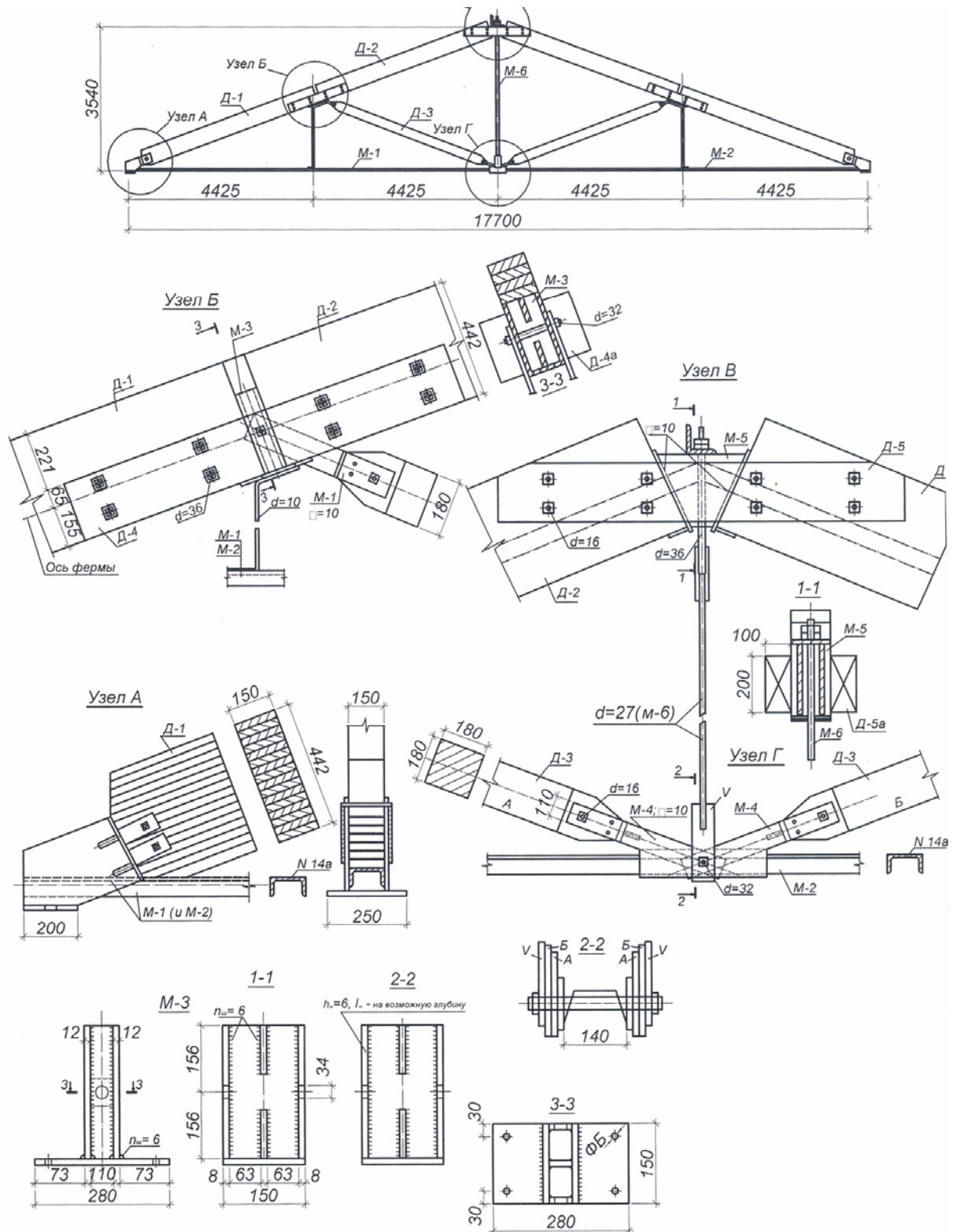


Рис. 5.2. Клеяная ферма ЦНИИСК пролетом 17,7 м с раскосами на узловых болтах. Общий вид и детали узлов

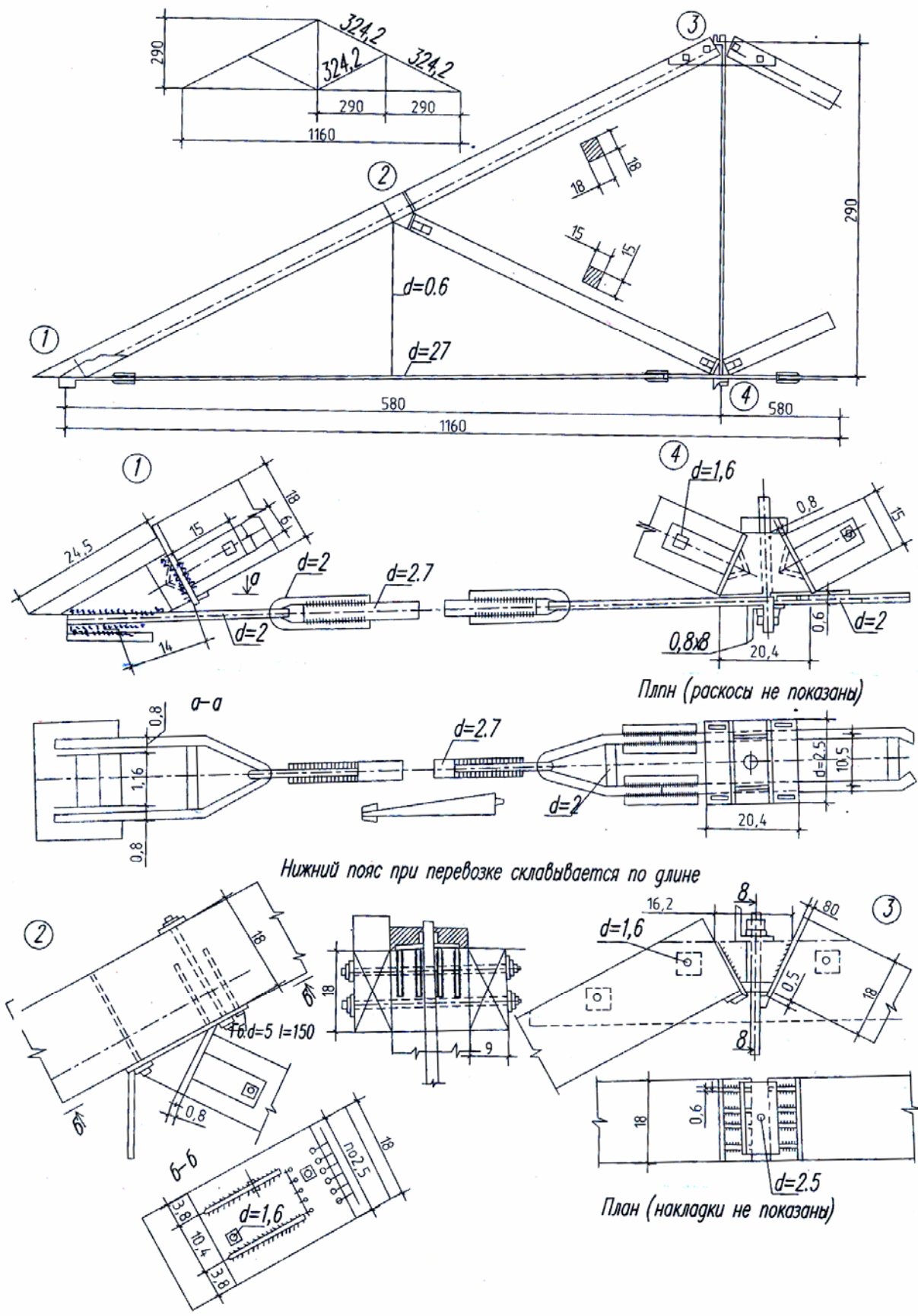


Рис. 5.4. Брусчатая ферма ЦНИИСК пролетом 11,6 м

Особенности расчета ферм. Расчетные усилия в элементах треугольных ферм могут быть определены по одному из рассмотренных в разделе 2 методов. К особенностям статического расчета относится то, что при загрузении временной нагрузкой половины пролета решетка незагруженной половины не работает. Поэтому расчетные усилия во всех элементах фермы получаются при действии временной нагрузки по всему пролету. Одностороннее загрузение фермы нужно лишь при расчете подушки в среднем узле нижнего пояса при прикреплении ее и нижнему поясу.

Верхний пояс. При действии внеузловой нагрузки по верхнему поясу и наличии эксцентриситетов в узлах верхний пояс работает на совместное действие изгибающего момента и сжимающей силы, т.е. как сжатоизогнутый элемент. Величина расчетного изгибающего момента подсчитывается как

$$M_{\text{расч}} = M_0 - N \cdot e,$$

где M_0 – изгибающий момент, подсчитанный, как в балке, от действия внеузловой нагрузки; $M_0 = \frac{qd^2}{8}$ (d – длина панели);

$N \cdot e$ – изгибающий момент от эксцентрично приложенной продольной силы в узлах верхнего пояса.

Если верхний пояс неразрезной, то за расчет принимают неразрезную балку (рис. 5.5), которую рассматривают в двух предположениях: а) средняя опора не имеет просадки, и верхний пояс работает как двухпролетная неразрезная балка; б) средняя опора просела на такую величину, что момент над ней стал равен нулю. За окончательную величину расчетного изгибающего момента принимают наибольшую из рассмотренных случаев.

Проверка прочности верхнего пояса проводится по формуле

$$\frac{N}{A} + \frac{M_{\text{расч}}}{\xi W} \leq R_c \cdot m_b \cdot m_{cl},$$

где m_b, m_{cl} – коэффициенты к расчетному сопротивлению для клееных элементов.

Коэффициент $\xi = 1 - \lambda^2 N / 3000 R_c A$ подсчитывается по гибкости $\lambda = l_0 / 0,289h$, где l_0 – расчетная длина, принимаемая равной геометрической длине элемента, h – высота сечения (прямоугольного).

Нижний пояс. Металлический нижний пояс рассчитывают с учетом всех имеющихся ослаблений в узлах и стыках. Расчет ведется согласно требований СНиП на стальные конструкции. Ввиду малой жесткости нижнего пояса действие внеузловых нагрузок на него и экс-

центричное сопряжение элементов в узлах не допускается, поэтому нижний пояс рассчитывают как центрально растянутый стальной элемент.

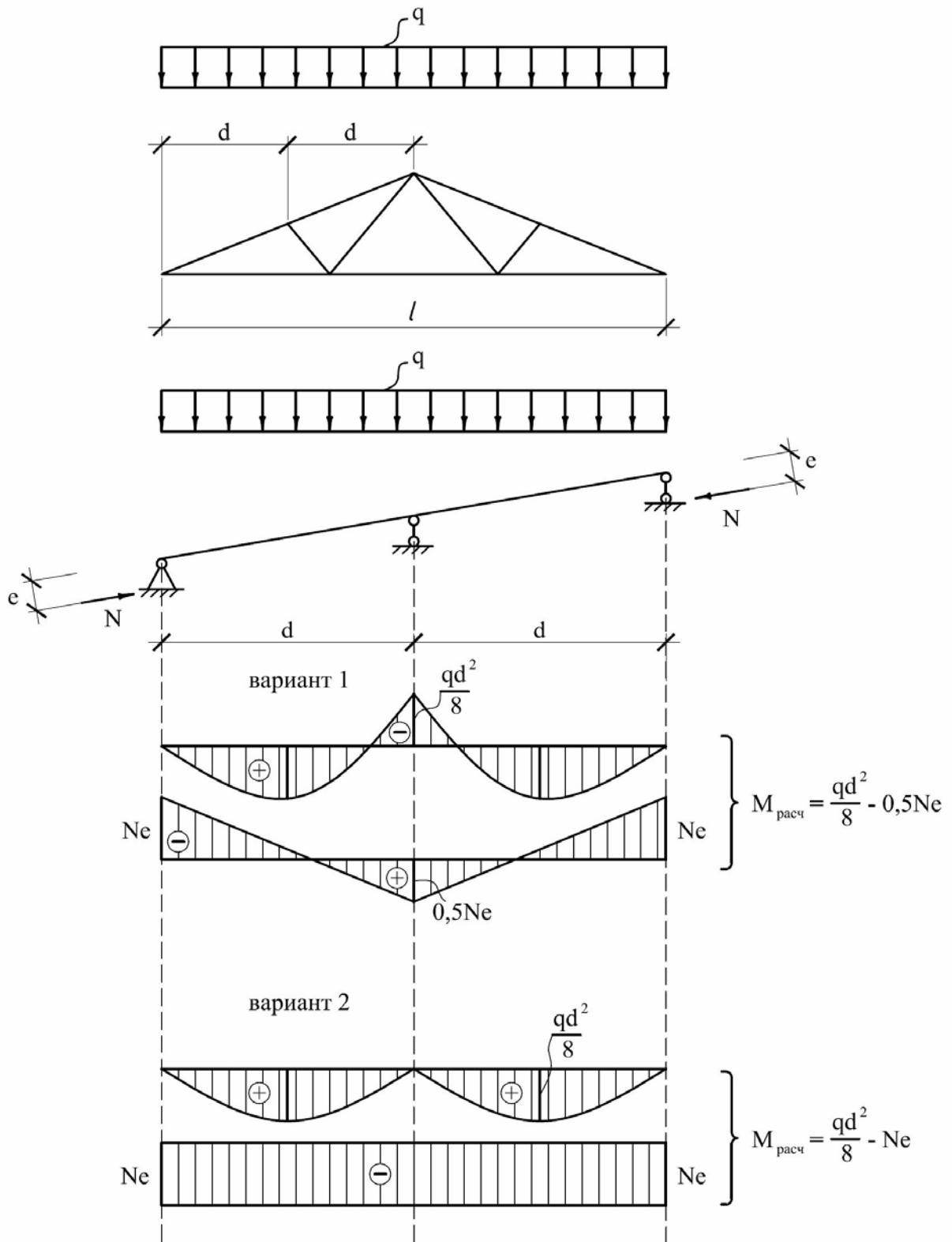


Рис. 5.5. К расчёту верхнего пояса треугольной фермы

Проверка прочности верхнего пояса проводится по формуле

$$\frac{N}{A} + \frac{M_{\text{расч}}}{\xi W} \leq R_c \cdot m_b \cdot m_{cl},$$

где m_b , m_{cl} – коэффициенты к расчетному сопротивлению для клееных элементов.

Коэффициент $\xi = 1 - \lambda^2 N / 3000 R_c A$ подсчитывается по гибкости $\lambda = l_0 / 0,289h$, где l_0 – расчетная длина, принимаемая равной геометрической длине элемента, а h – высота сечения (прямоугольного).

Нижний пояс. Металлический нижний пояс рассчитывают с учетом всех имеющихся ослаблений в узлах и стыках. Расчет ведется согласно требованиям СНиП на стальные конструкции. Ввиду малой жесткости нижнего пояса действие внеузловых нагрузок на него и эксцентричное сопряжение элементов в узлах не допускаются; поэтому нижний пояс рассчитывают как центрально-растянутый стальной элемент.

Если нижний пояс выполняется из деревянных брусьев, то нагрузки от подвесного потолка передают через растянутые металлические стойки на узлы верхнего пояса. Нижний деревянный пояс рассчитывают как центрально растянутый элемент с учетом ослаблений от отверстий и врубок. Наличие ослаблений и их отрицательное воздействие на работу деревянных растянутых элементов учитываются коэффициентом $m_0 = 0,8$ к расчетному сопротивлению. В связи с этим для растянутого нижнего пояса рекомендуется применять древесину первого сорта.

Решетка. Сжатые элементы решетки рассчитывают на устойчивость с расчетной длиной, равной их геометрической длине. При этом гибкость сжатых стоек и раскосов не должна превышать 150, а для опорных стоек и раскосов – 120. Растянутые раскосы рассчитывают на центральное растяжение с учетом всех ослаблений.

Узлы ферм. Каждый узел фермы, исходя из его конструктивного решения, имеет свою специфику расчета. Поэтому при подготовке пособия не ставилась цель – описывать схему конструктивного расчета каждого узла. Однако для большинства узлов можно найти некоторые общие особенности:

1. Деревянные сжатые элементы, сходящиеся в узле, как правило, передают свои усилия путем упора либо в другой элемент, либо в металлический башмак. Естественно, контактная площадь должна быть проверена на прочность по смятию. При этом очень важно произвести эту проверку с учетом анизотропного строения дерева, т.е. знать угол между действующим усилием и направлением главных осей ортотропии. Это позволяет сделать оценку напряжений в соответствии с проч-

ностью (расчетным сопротивлением) древесины в направлении действия этих напряжений.

2. В ряде случаев контактная взаимная площадь, по которой передается усилие от одного элемента другому, охватывает не все сечение, а лишь часть его. В таких случаях в расчет необходимо вводить прочностную характеристику не просто R_c или R_{cm} , а R_{cm}^M – расчетное сопротивление древесины местному смятию.

3. В фермах, где деревянные элементы решетки (стойки и раскосы) прикрепляются к узлам верхнего и нижнего поясов с помощью стальных пластин наконечников, центральной болт, на который навешиваются узловые пластины, рассчитывается на равнодействующую усилий от каждого элемента. При этом необходимо найти наиболее невыгодное сочетание действующих усилий. Расчет болта производить на изгиб и на срез.

4. Несущая способность болтов, прикрепляющих стальные наконечники к деревянным элементам решетки из условия изгиба болтов, подсчитывается по максимальной величине, т.е. на каждый срез $[T_u] = 2,5d^2$ (d – диаметр болта).

5. При расчете болтовых соединений растянутых элементов нижнего пояса и решетки, выполненных из круглых стержней и снабженных на концах нарезкой, необходимо использовать коэффициенты: $m_1 = 0,8$ (учитывает ослабление нарезкой) и $m_2 = 0,85$ (учитывающий работу спаренных стержней).

5.3. Многоугольные фермы

Очертание верхнего пояса таких ферм представляет собой правильный многоугольник, вписанный в дугу окружности определенного радиуса или описанный около нее. Радиус дуги окружности можно подсчитать, задавшись стрелой подъема f в середине пролета в пределах $f = (1/6 \div 1/7)l$. При неизвестных величинах (l – пролет и f – стрела подъема) радиус дуги окружности подсчитывают как $r = \frac{l^2 + 4f^2}{8f}$.

Многоугольные фермы выполняют, как правило, металлодеревянными – с верхним поясом деревянным, а нижним металлическим. При этом верхний пояс при пролетах ферм до 24 м изготавливают из бруса цельного сечения согласно сортаменту пиломатериала, в связи с этим фермы получили название брусчатые. Нижний пояс, как правило, выполняют из стальных уголков. Решетка ферм применяется треугольная со стойками, при этом раскосы прикрепляют к узлам верхнего пояса в

местах перелома его, а стойки поддерживают прямолинейные участки верхнего пояса.

Благодаря рациональному очертанию верхнего пояса усилия в поясах по длине фермы различаются незначительно, что позволяет элементы поясов выполнять из унифицированных сечений (одинаковых размеров). При этом усилия в элементах решетки незначительные по величине, что не только упрощает выполнение узловых креплений их к поясам фермы, но и позволяет унифицировать как сами узлы, так и элементы фермы.

В типовых конструкциях многоугольных ферм прикрепление элементов решетки к верхнему и нижнему поясам осуществляется с помощью металлических пластин-наконечников, которые выполняют из полосовой стали за исключением верхнего наконечника стойки, который делают из уголка. Уголок для крепления сжатых стоек применяют для того, чтобы повысить устойчивость из их плоскости. В целях унификации пластинки-наконечники для всех раскосов и низа стоек имеют одну и ту же длину, одинаковое сечение и разбивку отверстий для болтов. Наконечники- уголки для стоек также одинаковые.

Пластины-наконечники заранее, т.е. до сборки фермы, соединяют с брусом расчетным количеством гвоздей и болтов.

Узлы верхнего пояса выполняют с применением сварных металлических вкладышей. Такие вкладыши ставят в узлах перелома верхнего пояса, т.е. в узлах присоединения к нему раскосов. Вкладыш имеет клиновидную форму в соответствии с переломом верхнего пояса в месте узла. Раскосы своими наконечниками навешиваются на центровые болты узлов. Весь узел перекрывается парными деревянными накладками на болтах, которые ставят не менее двух с каждой стороны узла. Общая конструкция многоугольной фермы представлены на рис. 5.6.

Сжатые стойки присоединяются к верхнему поясу также с помощью наконечников из уголков. В месте присоединения стойки верхний пояс неразрезной, поэтому узловые наконечники надевают на болт, вставленный в проушины пластинки, которая передает усилие от стойки на верхний пояс.

Узлы крепления элементов решетки к нижнему поясу допускается выполнять с небольшим эксцентриситетом, учитывая незначительные по величине усилия в них. Возникающие при этом изгибающие моменты сравнительно малы, зато упрощается конструкция узла. Стыки нижнего пояса могут выполняться в любом месте. Конструктивно они выполняются путем перекрытия уголками или пластинами из полосовой стали и с соединениями на сварке.

Опорный узел выполняется аналогично, как в фермах треугольных.

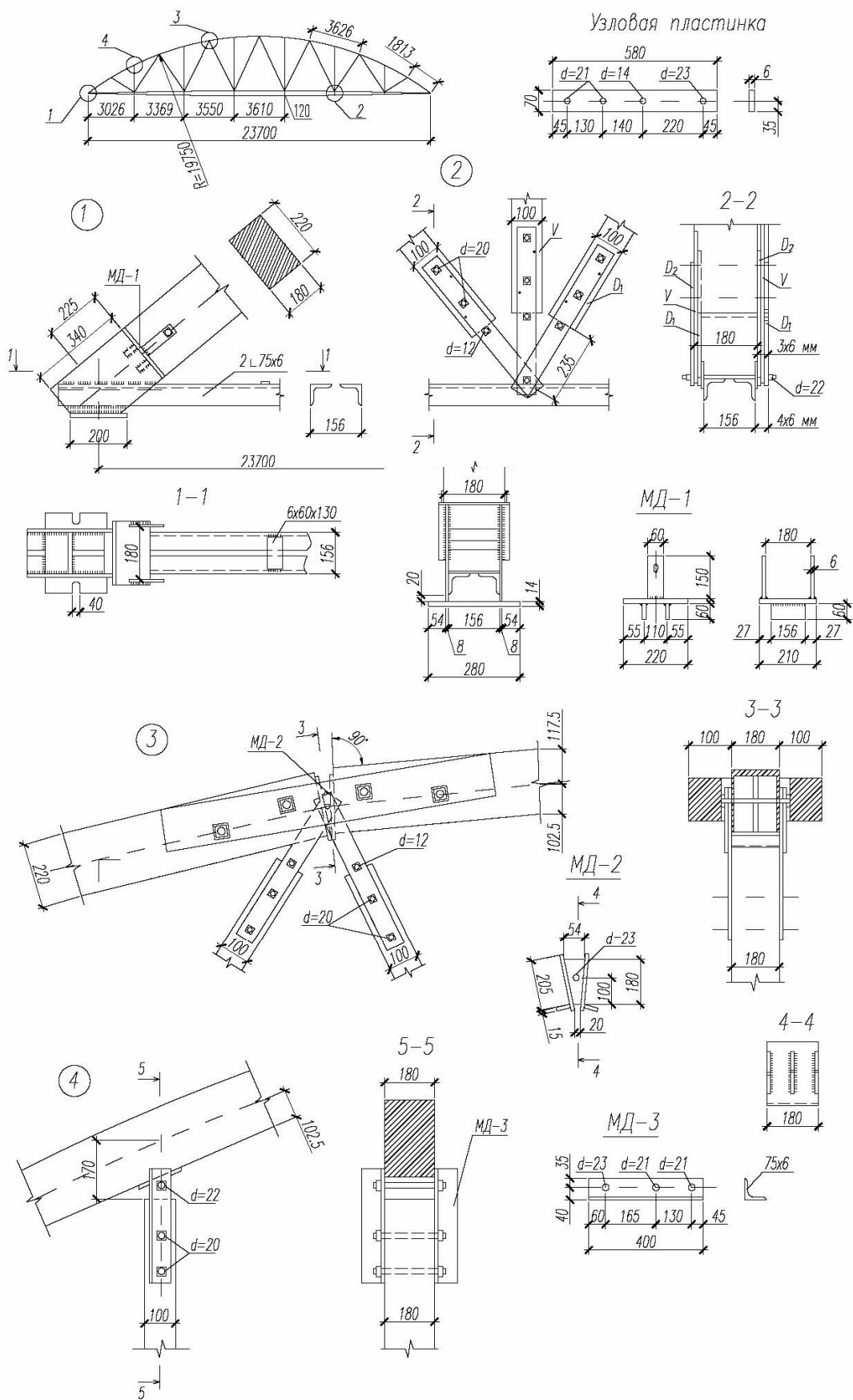


Рис. 5.6. Многоугольная брусчатая ферма ЦНИИСК пролетом 23,7 м

При отсутствии внеузловой нагрузки на верхнем поясе все элементы, сходящиеся в узлах верхнего пояса, должны быть строго центрированы. Если по верхнему поясу действует внеузловая нагрузка, то рекомендуется так же, как и в фермах треугольных, в узлах верхнего пояса, включая опорные и промежуточные узлы с металлическими вкладышами, создавать эксцентриситеты путем упора элементов верхнего пояса в узловые вкладыши только нижней частью сечения. Возникающие при этом изгибающие моменты от эксцентричного приложения продольных усилий в элементах будут способствовать уменьшению расчетного изгибающего момента в них от действия внеузловой нагрузки.

Особенности расчета многоугольных ферм. Усилия в элементах фермы определяются известными методами, описанными выше в разделе 2, от действия каждого нагружения постоянной, снеговой и другими нагрузками отдельно. После этого составляют таблицу расчетных усилий по определению наиболее опасного сочетания действующих нагрузок.

Верхний пояс состоит из отдельных брусьев длиной, равной длине двух панелей, при этом брус в середине своей длины имеет опору в виде поддерживающей его стойки. Таким образом, брус верхнего пояса представляет собой двухпролетную неразрезную балку. Величина изгибающего момента в такой балке существенно зависит от наличия и величины осадки средней опоры. Эта осадка связана как с точностью изготовления, так и с податливостью соединений, прикрепляющих стойку к поясу. Какова величина этой осадки установить трудно. Поэтому для расчета верхнего пояса прибегают к двум случаям:

1. Верхний пояс не имеет осадки над средней опорой; поэтому за расчет может быть принята двухпролетная балка.

2. Средняя опора получила просадку на такую величину, при которой опорный изгибающий момент равен нулю. В этом случае верхний пояс рассматривается как свободно лежащая балка с пролетом, равным длине панели верхнего пояса.

Указанные случаи работы верхнего пояса представлены на рис. 5.7.

Расчетной схемой верхнего пояса (см. рис. 5.7) можно пользоваться для двух случаев:

1. Когда отсутствуют эксцентриситеты в узлах, т.е. когда $M_N = 0$. В этом случае в верхнем поясе действуют усилия N и M_q , при этом $M_q = qd^2/8$.

2. Когда имеют место эксцентриситеты в узлах у продольной силы, т.е. действует дополнительный изгибающий момент M_N . В этом случае

верхний пояс испытывает действие продольной сжимающей силы N и расчетного изгибающего момента $M_{\text{расч}} = M_q - M_N$.

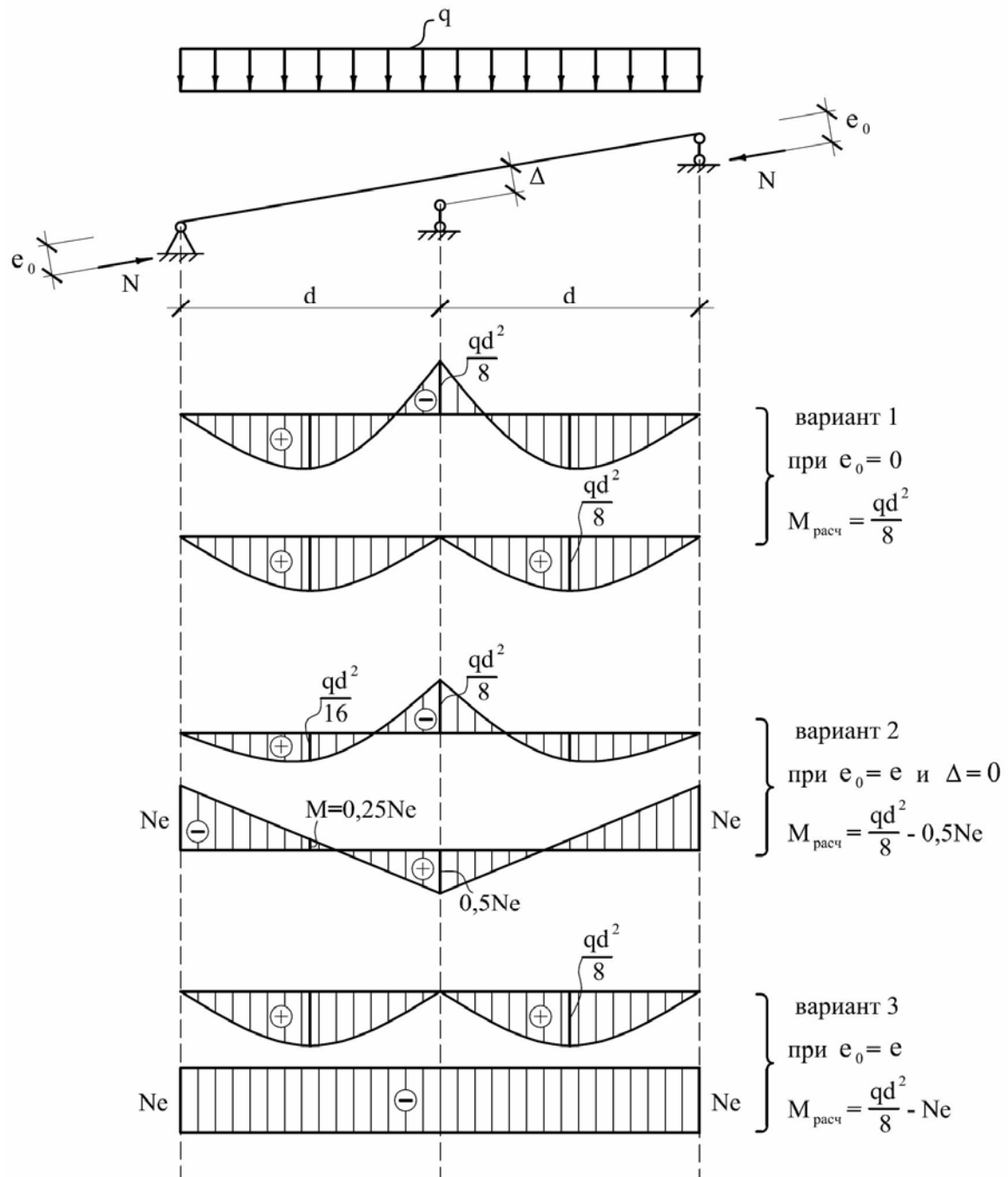


Рис. 5.7. К расчёту верхнего пояса многоугольной фермы

Величины $M_{\text{расч}}$ показаны на рис. 5.7 и составляют:

а) расчетный момент над опорой

$$M_{\text{расч}} = (qd^2/8) - 0,5Ne.$$

Максимальный изгибающий момент в пролете

$$M_{\text{пр}} = (qd^2/16) - 0,25Ne;$$

б) расчетный изгибающий момент в пролете

$$M_{\text{расч}} = (qd^2/8) - Ne.$$

Расчетным изгибающим моментом обычно является момент на средней опоре. Верхний пояс проверяют на прочность по формуле сжатой изогнутого стержня:

$$\frac{N}{A} + \frac{M_{\text{расч}}}{\xi W} \leq R_c,$$

где коэффициент $\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3000} \cdot \frac{N}{AR_c}$ определяется по гибкости

$\lambda = \frac{l_0}{0,289h}$ – для элемента прямоугольного поперечного сечения. За

расчетную длину элементов фермы принимают их фактические длины, т.е. расстояние между геометрическими центрами узлов.

Нижний пояс при выполнении узлов прикрепления элементов решетки с эксцентриситетом, равным расстоянию между центральным болтом и осевой линией уголков нижнего пояса, испытывает действие растягивающего усилия и изгибающего момента, равного произведению разности усилий в смежных панелях нижнего пояса на величину эксцентриситета. Разность усилий определяют при временной нагрузке (снеговой), действующей на всем пролете, на левой и правой половинах пролета фермы. Для всех трех случаев подсчитывают изгибающий момент и растягивающее усилие. Прочность сечения нижнего пояса проверяют как для растянуто-изгибаемого стального элемента.

Решетка. Сжатые элементы решетки проверяют на устойчивость, а растянутые – на прочность с учетом имеющихся ослаблений.

5.4. Сегментные фермы

С точки зрения конструктивных особенностей сегментные клееные фермы являются наиболее рациональным типом ферм, поскольку благодаря очертанию поясов усилия в панелях верхнего и нижнего поясов мало отличаются друг от друга, что позволяет делать их унифицированного поперечного сечения по всей длине фермы, без «лишних» запасов по прочности и устойчивости. Кроме того, усилия в элементах решетки таких ферм незначительны по величине, что упрощает выполнение узлов и способствует их типизации.

Очертание верхнего пояса ферм принимается криволинейным, в виде дуги окружности определенного радиуса. Задаваясь стрелой подъема f фермы в пределах $(1/6...1/7)l$ (l – пролет), радиус дуги окружности можно подсчитать по формуле

$$r = \frac{l^2 + 4f^2}{8f}.$$

При пролетах до 36 м нижний пояс сегментных ферм применяется прямолинейным. С увеличением пролета возникает необходимость в том, чтобы нижний пояс выполнять тоже криволинейным с положительной или отрицательной кривизной.

В современных промышленных сегментных фермах решетка принимается треугольной, в отличие от ранее применявшихся сегментных ферм.

Треугольная решетка позволяет уменьшить количество узлов в ферме и довести число элементов, сходящихся в узлах верхнего и нижнего поясов, до двух. Чем меньше узлов и элементов сходится в узлах и чем меньше усилия в элементах решетки, тем выгоднее и проще становится конструкция фермы. Поэтому сегментные фермы предпочтительны по сравнению с другими фермами, особенно при больших пролетах.

При назначении решетки фермы поступают следующим образом:

- нижний пояс разбивают на панели длиной 6 м (исключение могут составить крайние панели, длину которых принимают равной 5,7 м).
- верхний пояс по длине его дуги разбивают на равные участки путем деления всей длины дуги на число, равное количеству панелей по нижнему поясу плюс один;
- корректируют длины первой и последней (опорных) панелей, принимая их равными примерно 0,7 длины остальных панелей.
- уточняют размеры пролетных панелей верхнего пояса.

Полученные таким образом точки на дуге верхнего поясов и прямой линии нижнего пояса соединяют между собой линиями, которые образуют треугольную решетку фермы. Точки на поясах являются ее узлами.

Криволинейный верхний пояс выполняется клееным в виде пакета склеенных между собою досок, уложенных плашмя. Поперечное сечение пакета прямоугольное, с размерами $b \times h$ мм. Для склеивания используют доски толщиной после фрезерования не более $b = 42$ мм и шириной от 150 до 225 мм (по сортаменту). Ширина доски определяет размер сечения «в», поскольку нецелесообразно по ширине сечения склеивать две или три доски. По высоте h клееного пакета укладывают целое число одинаковых досок, т.е. $h = n \cdot \delta$ (n – целое число).

Ранее было ограничение при назначении размеров сечения, чтобы отношение h/b составляло не более 4. Это было связано с отсутствием конструктивного расчета на устойчивость плоской формы деформирования. В настоящее время это ограничение снято, поскольку нормы дают расчетные формулы к проверке этой устойчивости для сжатоизгибаемого элемента.

Верхний пояс ферм может быть сделан неразрезным на всю длину или наполовину. Обычно такое решение рекомендуется для пролетов до 24 м, поскольку для больших пролетов ферм появляются ограничения, связанные с трудностями при их транспортировке, изготовлении и монтаже.

При разрезной конструкции верхний пояс собирается из нескольких унифицированных криволинейных гнутых клееных элементов длиной, равной примерно длине панели верхнего пояса.

Конструкции узлов сегментной фермы представлены на рис. 5.8.

В зависимости от конструкции верхнего пояса узлы крепления раскосов к нему выполняются различными. Однако при этом сохраняется общий принцип крепления, заключающийся в том, что концы раскосов снабжаются металлическими пластинками-наконечниками из полосовой стали. Пластинки-наконечники, аналогично таковым в фермах многоугольных, одним концом прикрепляются с помощью гвоздей или болтов к деревянным раскосам, а другим – навешиваются на центральной соединительный болт узла фермы, для чего в наконечниках заранее сверлятся отверстия по диаметру центрального болта. В случае разрезного верхнего пояса в его узле размещают сварной металлический вкладыш, в центре которого располагается соединительный болт. Усилия от раскосов через пластинки-наконечники передаются на центральной болт, а через него на вкладыш и далее на верхний пояс. Для более плотного прилегания накладок к верхнему поясу в них выбирают пазы для пропуска пластин-наконечников. Все элементы фермы в узлах строго центрируются. Узлы разрезного верхнего пояса могут не иметь металлического вкладыша. В таких случаях торцы панелей верхнего пояса упираются друг в друга, передавая усилия контактным способом.

При неразрезном верхнем поясе принцип крепления раскосов через металлические пластинки-наконечники сохраняется прежним. Однако, с целью того чтобы обезопасить работу верхнего пояса на разрыв поперек волокон, для навешивания наконечников на центральной болт к верхнему поясу с обеих сторон в месте узла прикрепляют стальные пластины с помощью стальных нагелей. В этом случае усилия от наконечников передаются на центральной болт, а с центрального болта через стальные пластины на болты, прикрепляющие их к верхнему поясу, т.е. в явном виде проявляется «принцип дробности».

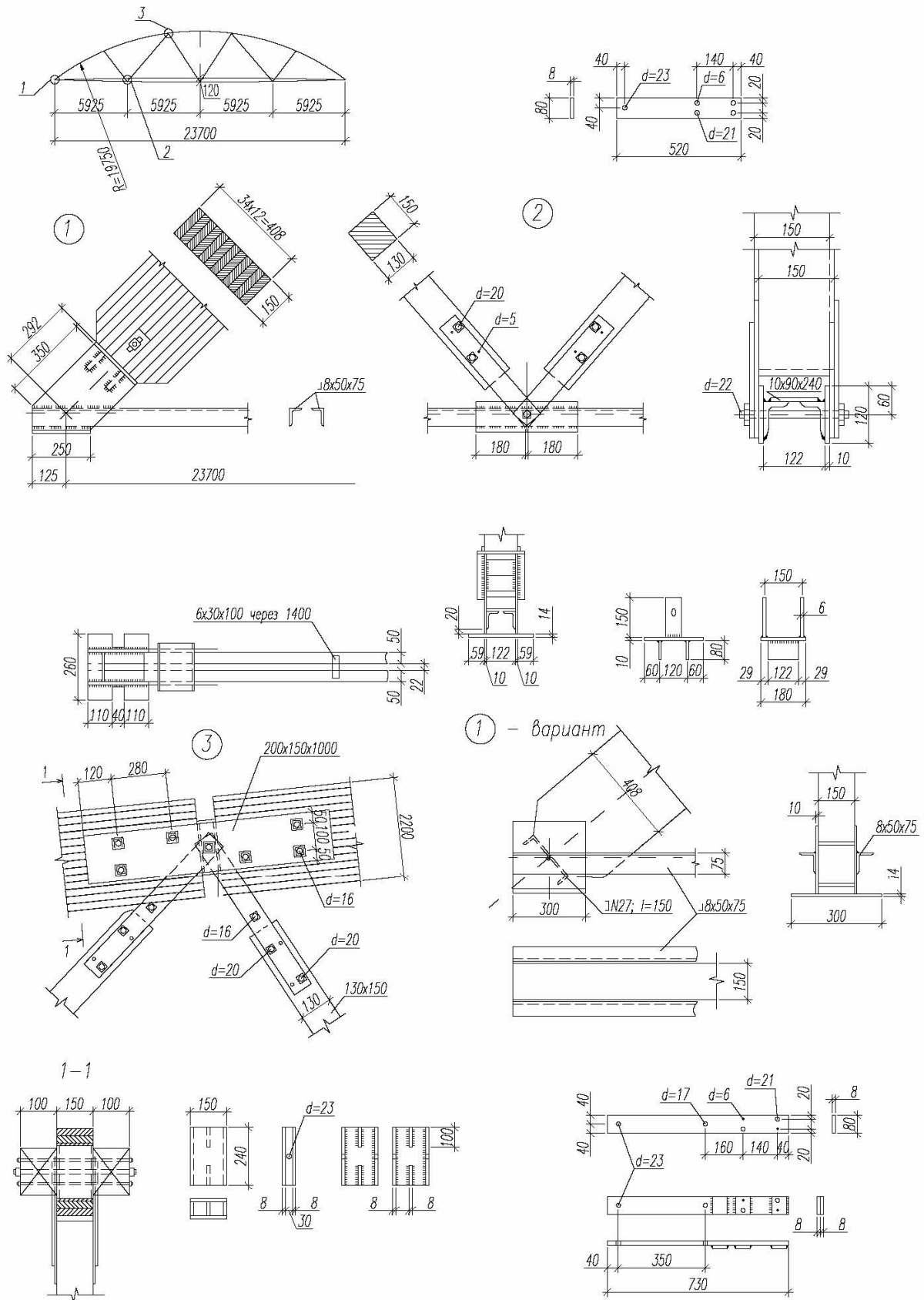


Рис. 5.8. Сегментная клееная ферма пролетом 23,7 м

Независимо от конструкции верхнего пояса элементы решетки (раскосы) выполняются из брусьев цельных или клееных. Обычно, ввиду незначительных усилий, все раскосы делаются одинакового поперечного сечения, хотя при этом сечения и узловые крепления раскосов должны быть рассчитаны как на сжимающие, так и на растягивающие усилия.

Нижний пояс в современных индустриальных сегментных фермах выполняется металлическим – из спаренных уголков. Таким образом, предпочтение отдается фермам металлодеревянным. Применение металла для нижнего пояса, так же, как и в фермах многоугольных, повышает надежность в работе и упрощает конструкции узлов в местах прикрепления раскосов.

Промежуточные узлы по нижнему поясу ферм могут быть решены в двух вариантах. В первом варианте все элементы фермы в узле центрированы, и для прикрепления раскосов в узле нижнего пояса к уголкам приваривают парные фасонки. Раскосы в узле заводятся между фасонками и соединяются с ними болтами. Одновременно с креплением раскосов в узле может быть размещен стык металлического нижнего пояса.

Второй вариант допускает эксцентричное сопряжение элементов в узле. Оно возникает вследствие того, что раскосы с помощью пластин-наконечников навешиваются на центровой узловой болт (шпильку), который приваривается к верхним полкам уголков нижнего пояса. Получается очень простое решение узла, хотя при этом возникает узловой изгибающий момент, равный произведению разности усилий в нижнем поясе фермы на величину эксцентриситета, т.е. расстояние между осью поясного уголка и центром болта (шпильками). Этот момент незначителен по величине; поэтому такой узел предпочтителен, к его недостаткам следует отнести также снижение прочности растянутого стального элемента (уголков), вызванное приваркой шпильки поперечными сварными швами.

Особенности расчета сегментных ферм проявляются как при определении усилий в элементах, так и в конструктивных расчетах при проверке их прочности и устойчивости. Усилия в элементах сегментной фермы могут быть определены одним из способов, приводимых выше в разд. 2 с обязательным использованием допущений, отмеченных в этом разделе. Криволинейный верхний пояс обязательно должен быть заменен ломаным путем соединения узлов верхнего пояса прямыми линиями. Необходимо также определять усилия от каждого нагружения фермы отдельно, включая действие временной (снеговой) нагрузки на левой и правой половинах и по всему пролету.

Расчетные усилия обычно определяют по максимальной величине усилий от комбинации нагрузок. Однако этого недостаточно. Для элементов решетки необходимо знать не только абсолютные значения усилий, но также и их знак: плюс или минус, т.е. сжат или растянут раскос. Это очень важно для проверки его прочности или устойчивости, а также для расчета при креплении его к узлу.

Для верхнего криволинейного пояса важно следует не только величину максимального сжимающего усилия и соответствующий при этом изгибающий момент, но и расчетный максимальный изгибающий момент при соответствующей величине сжимающего усилия, поскольку расчетный изгибающий момент связан с величиной продольного сжимающего усилия и степенью кривизны.

Верхний пояс испытывает сжатие с изгибом при любом характере действия внешней нагрузки. В общем случае расчетная схема панели при разрезном верхнем поясе представлена на рис. 5.9 а.

От внеузлового действия внешней нагрузки q в поясе возникает изгибающий момент

$$M_q = \frac{q_1 d^2}{8} = \frac{q \cdot \cos^2 \alpha \cdot d^2}{\cos^2 \alpha \cdot 8} = \frac{q d^2}{8}.$$

Независимо от этого в поясе постоянно действует изгибающий момент M_N , вызванный кривизной. Величина его равна $M_N = Nf$. В случае одновременного их действия расчетный изгибающий момент равен:

$$M_{\text{расч}} = M_q - M_N = \frac{q d^2}{8} - Nf.$$

Следует заметить, что если отсутствует внеузловая нагрузка по верхнему поясу например, при односторонней снеговой нагрузке, тогда изгибающий момент, в поясе будет все равно иметь место, иметь отрицательный знак и равен $M_N = Nf$. Это следует учитывать в расчетах, даже если усилие N , при одностороннем загрузении фермы будет меньше, чем при полном загрузении.

Если верхний пояс неразрезной, то он рассчитывается как неразрезная многопролетная балка (см. рис. 5.9 б). В этом случае расчетный изгибающий момент подсчитывается также по формуле

$$M_{\text{расч}} = M_q - M_N,$$

где M_q – изгибающий момент от внешней нагрузки, подсчитанный в неразрезной балке в пролете и над опорой.

Величину $M_{\text{расч}}$ следует определять по опорным $M_{\text{оп}}$ и пролетным $M_{\text{пр}}$ изгибающим моментам, величины которых приведены в табл. 5.1.

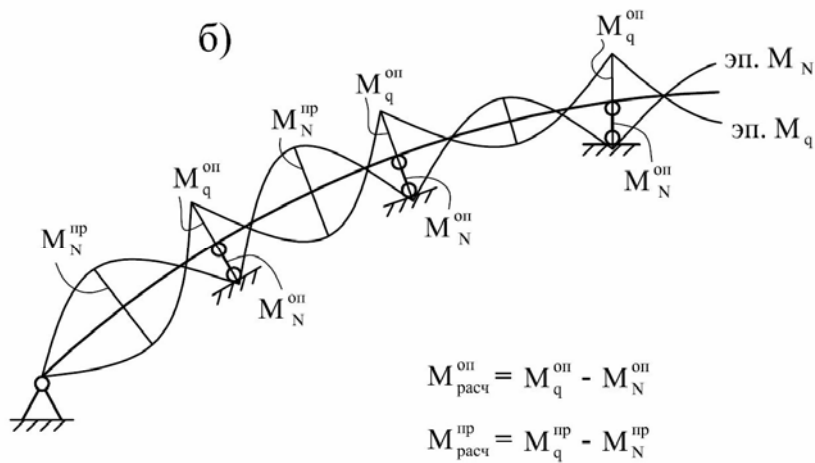
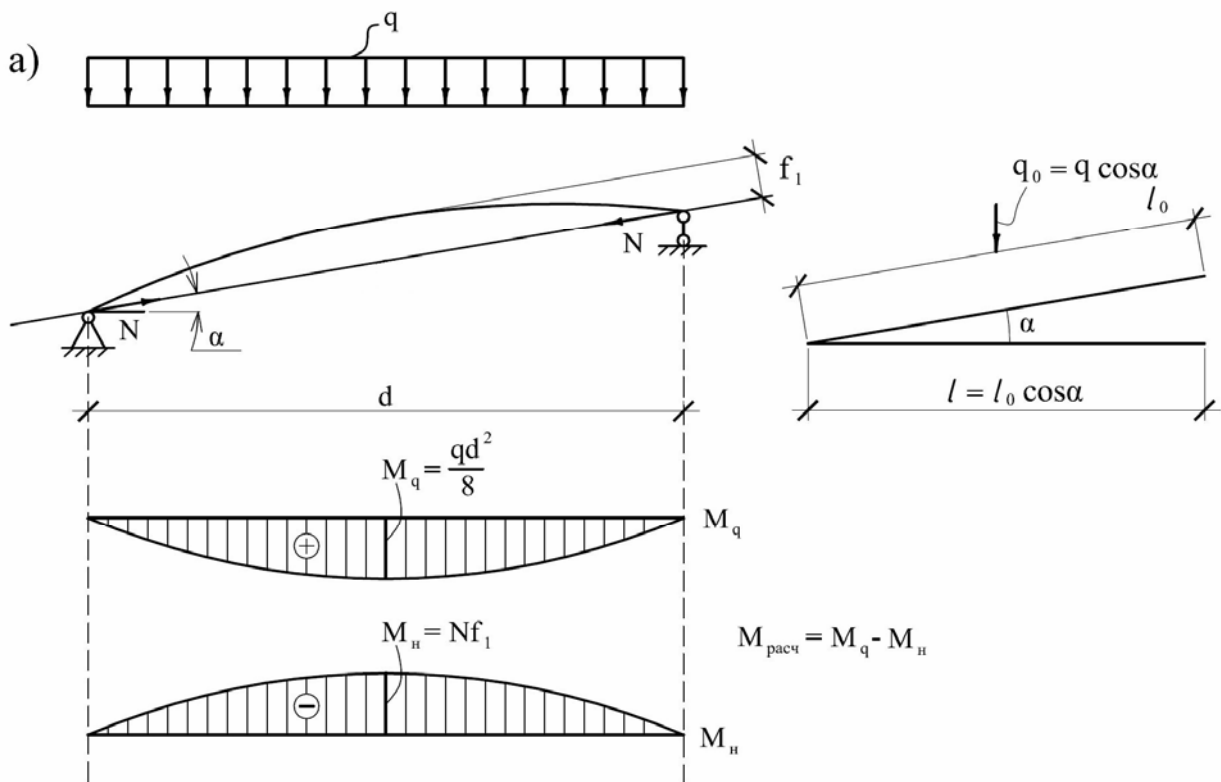


Рис. 5.9. К расчёту верхнего пояса сегментной фермы:
а – разрезного; б – неразрезного

Таблица 5.1

Значение $M_{оп}$ и $M_{пр}$ для неразрезного верхнего пояса

Значение изгибающего момента	В первой панели		В средних панелях	
	на опоре $M_{оп}$	в пролете $M_{пр}$	на опоре $M_{оп}$	в пролете $M_{пр}$
От действия внешней нагрузки M_q	$qd^2/10$	$qd^2/14$	$qd^2/12$	$qd^2/24$
От действия силы N в кривом стержне M_m	$0,36Nf$	$-0,64Nf$	$\frac{2}{3}Nf$	$\frac{1}{3}Nf$

Проверка верхнего пояса на прочность производится по формуле

$$\frac{N}{A} + \frac{M_{расч}}{\xi W} \leq R_c m_b m_{сл} m_{гн}.$$

Коэффициент ξ подсчитывается по гибкости

$$\lambda = \frac{l_0}{0,289h},$$

где l_0 – расчетная длина, принимается равной геометрической длине элемента. При неразрезном верхнем поясе расстояние между нулевыми точками на эпюре моментов уменьшается по сравнению с фактической длиной панели, что позволяет принять за расчетную длину l_0 , равную 0,7 фактической длины панели.

Раскосы фермы рассчитывают как центрально-сжатые или центрально-растянутые элементы на действующие в них усилия. Сжатые раскосы проверяют на устойчивость в плоскости фермы с расчетной длиной, равной фактической геометрической длине между центрами узлов. Поскольку расчетные длины раскосов одинаковые в плоскости и из плоскости фермы, то желательно раскосы выполнять равноустойчивыми, т.е. сечением, близким к квадратным.

Металлические пластины-наконечники рассчитывают на продольный изгиб. За расчетную длину принимают расстояние от узлового болта до первого болта в пластине. С целью уменьшения расчетной длины для наконечников их стягивают дополнительно болтом, который ставят у торца деревянного раскоса.

Узловой болт рассчитывают на изгиб и срез по действию равнодействующих усилий в раскосах.

5.5. Трапециевидные фермы

Трапециевидные фермы имеют небольшой уклон верхнего пояса, что определяет их предназначение в покрытиях с металлическими или наливными кровлями. Учитывая, что мягкие кровли по деревянным конструкциям в последние годы применяются редко, то и область применения трапециевидных ферм ограничилась, хотя с конструктивной точки зрения они представляют определенный интерес. Фермы применяют в двухскатных покрытиях зданий с пролетом 12–24 м. Решетка в фермах треугольная со стойками. При этом используют два варианта решетки – с нисходящими и восходящими опорными раскосами.

Нисходящие опорные раскосы испытывают сильное растяжение, а восходящие – сжатие. Кроме того, в фермах с нисходящими опорными раскосами первая панель нижнего пояса не работает, а в фермах с восходящими опорными раскосами не работает первая панель верхнего пояса. Это вызывает определенные конструктивные особенности, поскольку и в том, и в другом случае ферма превращается в пятиугольную с ломаным очертанием либо нижнего, либо верхнего пояса.

Длина панели по верхнему поясу принимается достаточно большой, равной $L/4$ или $L/6$. Это приводит к сокращению количества узлов, но вызывает дополнительную работу верхнего пояса на изгиб от действия внеузловой нагрузки. С целью уменьшения величины расчетного изгибающего момента в узлах верхнего пояса следует создавать эксцентриситеты, опирая элементы пояса в узлах только нижней частью сечения, аналогично фермам треугольным или многоугольным.

Верхний пояс в промышленных фермах выполняется из клееных элементов достаточно мощных поперечных сечений, так как размер панели большой, при пролете фермы 24 м длина панели верхнего пояса составляет почти 6 м. При меньших пролетах фермы верхний пояс может быть выполнен из цельных брусьев (одиночных или спаренных).

Нижний пояс и нисходящие опорные раскосы в металлодеревянных фермах выполняются из спаренных металлических уголков. Сжатые стойки и раскосы выполняются деревянными из цельных или клееных брусьев.

Узлы трапециевидных ферм показаны на рис. 5.10 и 5.11, где приведены узлы для фермы с растянутыми и со сжатыми опорными раскосами.

Расчет трапециевидных ферм практически не отличается от расчета ферм многоугольных или треугольных. При найденных расчетных усилиях верхний пояс – рассчитывается как сжатоизгибаемый элемент, нижний пояс – как растянутый, а элементы решетки как центрально-сжатые или центрально-растянутые элементы. Если верхний пояс разрезной, то расчетный изгибающий момент определяется как

$$M_{\text{расч}} = M_q - M_N,$$

где M_q – балочный изгибающий момент (для разрезного пояса

$$M_q = \frac{qd^2}{8});$$

M_N – момент от продольной силы в поясе, приложенной с эксцентриситетом « e ». $M_N = N \cdot e$.

Если верхний пояс неразрезной (обычно на две панели), то расчет трапециевидных ферм производится так же, как и многоугольных фермах.

При проверке устойчивости сжатых элементов фермы за расчетную длину элементов принимают их фактическую, т.е. расстояние между центрами узлов фермы. Металлические пластины-наконечники, прикрепляющие сжатые элементы к узлам фермы, также проверяются на устойчивость с расчетной длиной, равной расстоянию между центром узла и первым от торца болтом. Расчет центрального болта в узле ведется на равнодействующую усилий в стойке и в раскосах, которые навешиваются на болт. Проверяется прочность их на изгиб и на срез.

5.6. Другие конструкции ферм

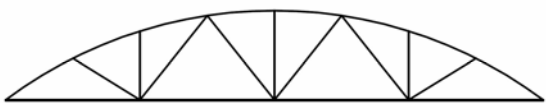
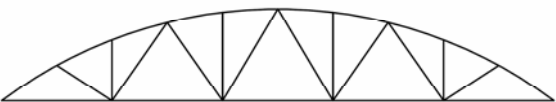
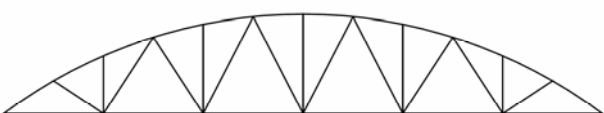
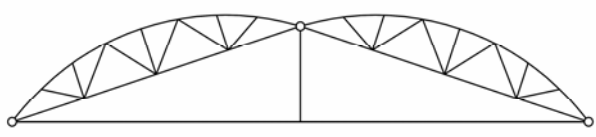
5.6.1. Фермы из фанерных труб

Первые конструкции ферм из фанерных труб предложены кафедрой «Конструкции из дерева и пластмасс» Ленинградского инженерно-строительного института (в настоящее время – Санкт-Петербургский инженерно-строительный университет). Интерес к таким конструкциям возник вследствие того, что фанерные трубы обладают высокой прочностью и хорошей сопротивляемостью действию сжимающих усилий, трубное сечение равноустойчивое. Поэтому, если в выбранной схеме фермы большинство элементов работает на сжатие, а в решетке возникают незначительные усилия, что упрощает узловые сопряжения их с поясами, то применение фанерных труб для таких ферм будет экономически обоснованным и целесообразным. Исследования и опыт практического внедрения показали, что рациональными конструкция-

ми могут быть фермы с многоугольным очертанием поясов, близкими к криволинейному, и решеткой треугольной со стойками. При этом, в отличие от деревянных многоугольных ферм, узлы перелома верхнего пояса следует делать в местах прикрепления стоек. Крепление раскосов выполнять на прямолинейной панели верхнего пояса. Размер панели не должен быть слишком большим, чтобы в верхнем поясе не возникали местные изгибающие моменты от внеузловой нагрузки. Рекомендуемые схемы ферм, выполняемых из фанерных труб, приведены в табл. 5.2.

Таблица 5.2

Рекомендуемые схемы ферм

№	Схема фермы	$L, \text{ м}$	f/e	$K_{с.б}$
1		12–5	1/6	2,5–3,5
2		15–20	1/6	2,5–3,5
3		20–24	1/6	2,5–3,5
4		20–40	$1/4 = 1/6 =$ $= 1/15 -$ $1/20$	

Специфически важным для таких ферм является вопрос выполнения узловых сопряжений трубчатых элементов. Наиболее рациональным решением на сегодня считается выполнение узлов с вклеенными коническими пробками. С этой целью концы труб обрабатывают с внутренней стороны на конус. В них вклеивают конические пробки с выпусками (для растянутых элементов) или без них (для сжатых элементов). К выпускам прикрепляют на болтах узловые фасонки, к которым также на болтах будут крепиться другие элементы решетки.

На рис. 5.12 показаны узлы фермы по нижнему растянутому поясу. Фасонки выполняются из бакелизированной фанеры или из древесно-слоистого пластика (ДСП-Г). Количество фасонок может быть одна или две.

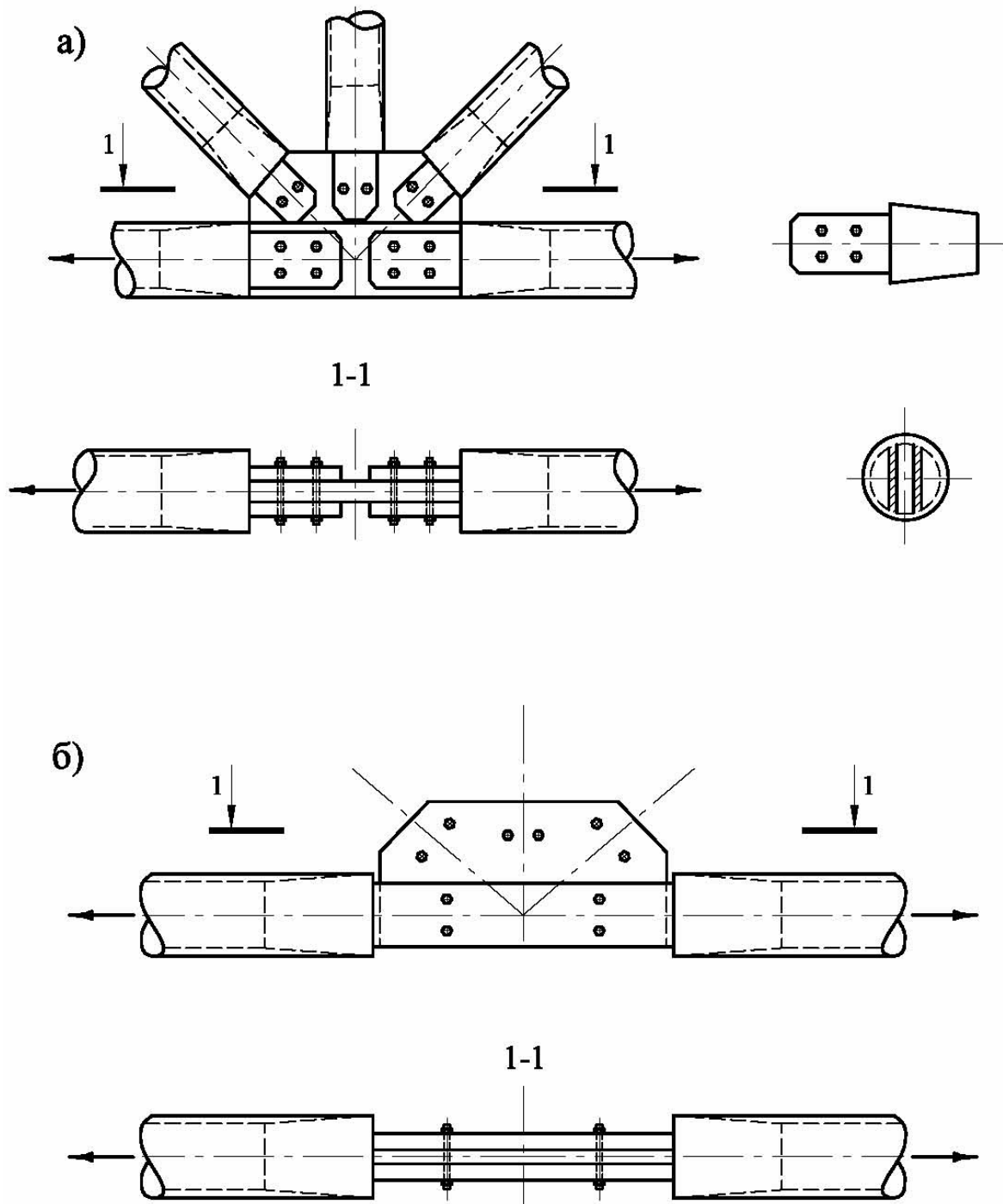


Рис. 5.12. Узлы нижнего пояса:
а – с разрезными выпусками; б – с неразрезными выпусками

Узлы по верхнему сжатому поясу решаются проще, поскольку сжимающие усилия в элементах пояса могут передаваться упором труб и пробок. Конструкция узлов приведена на рис. 5.13.

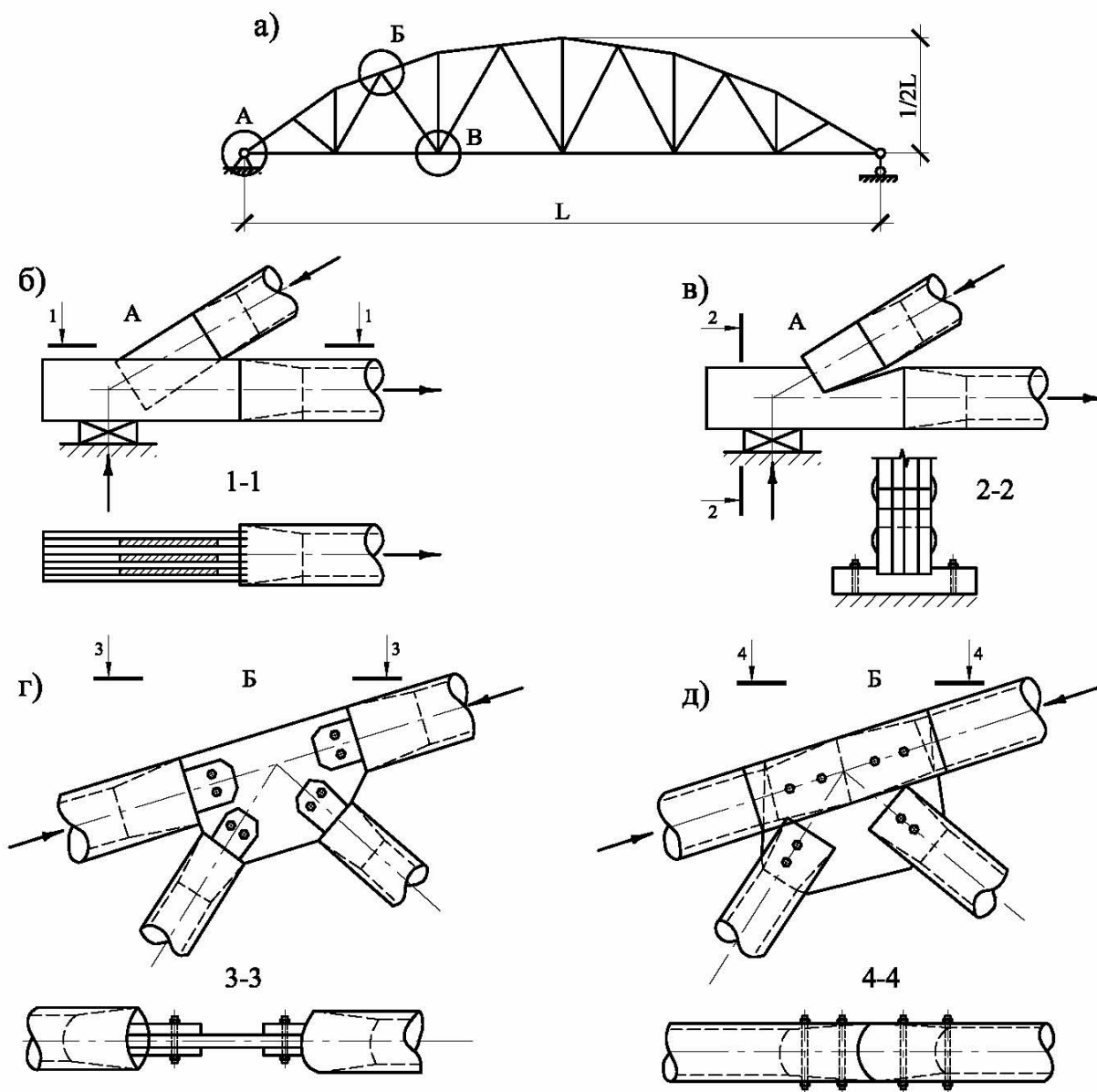


Рис. 5.13. Ферма из фанерных труб с узлами на традиционных выпусках и фасонках из ДСП-В с болтами из стали, ДСП-Б или стеклопластика АГ-4С: а – схема фермы; б – вариант опорного узла с простыми лобовым упором выпусков; в – узел А по типу лобовой врубки; г – узел Б на выпусках и фасонке; д – узел Д с лобовым упором пробок, с врезанной фасонкой для крепления решетки

Пробки с выпусками необходимой формы склеиваются из высококачественной фанеры, фанерных плит или древесно-слоистого пластика (ДСП-Б). Затем заготовки пробок обрабатываются на конус с уклоном 1:10.

Длина пробки определяется из расчета площади клеевых швов по поверхности конуса пробки и площади склеивания выпусков с пробкой.

Трубчатые элементы ферм при известных расчетных усилиях рассчитываются на прочность (растянутые) и устойчивость (сжатые) по

обычным формулам. Кроме прочности и устойчивости необходимо также проверить устойчивость стенки трубы по формуле

$$\delta = \frac{D}{2,2 \cdot \sqrt[3]{\frac{El_0}{\pi(1-\mu^2)N}}},$$

где D – диаметр средней линии стенки трубы;

δ – толщина стенки;

E – модуль упругости;

N – расчетная продольная сила;

l_0 – расчетная длина.

5.6.2. Фермы деревопластмассовые

Металлодеревянные фермы при эксплуатации в агрессивных средах могут потерять свою несущую способность вследствие коррозии металла нижнего пояса, металлических узловых креплений и соединительных деталей. Древесина при этом не разрушается ввиду повышенной стойкости. В этом случае в целях продления эксплуатационной надежности работы несущей конструкции металлический нижний пояс и узловые металлические крепления могут быть заменены на стеклопластиковые.

Геометрические схемы деревопластмассовых ферм могут быть приняты аналогичными схемами ферм системы ЦНИИСК. Конструктивно нижний растянутый пояс выполняется из специальных стеклопластиковых элементов. На рис. 5.14 приводятся общая схема и конструкции узлов сегментной деревостеклопластиковой фермы пролетом 18 м.

Верхний пояс состоит из отдельных унифицированных равных по длине элементов из клееной древесины. Элементы имеют криволинейное очертание с радиусом кривизны, равным:

$$R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f}.$$

Поперечное сечение – прямоугольное. Конструктивно элементы верхнего пояса не отличаются от аналогичных элементов для сегментных металлодеревянных ферм.

Раскосы выполняются деревянными из цельных или клееных брусев. Ширина раскосов принимается равной ширине сечения верхнего пояса с целью более удобного примыкания их друг к другу в узлах. Поскольку усилия в раскосах невелики, то поперечное сечение их можно предварительно назначить из условия максимально возможной гибкости, т.е. $\lambda \leq 150$. В дальнейшем размеры сечения устанавливаются в результате проверочного расчета раскосов по фактически действующим максимальным усилиям.

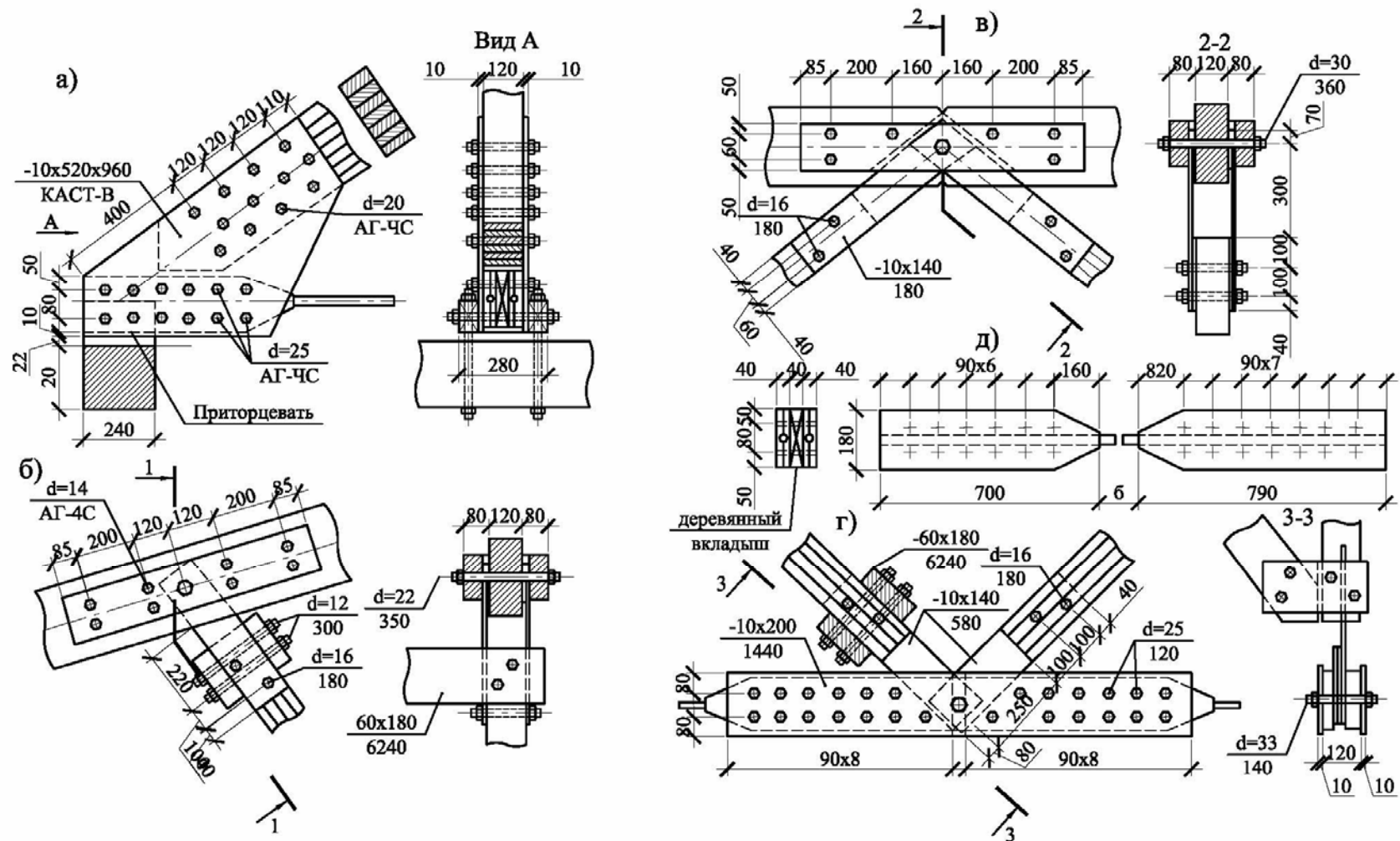


Рис. 5.14. Конструкции узлов деревопластмассовой фермы:
а – опорный узел, б – промежуточный узел верхнего пояса; в – коньковый узел;
г – промежуточный узел нижнего пояса;
д – оголовки тяжей нижнего пояса

Нижний пояс выполняется из стеклопластиковых стержней круглого или прямоугольного сечения. Целесообразно применять стержни из однонаправленного стеклопластика типа СВМ. Для закрепления в узлах фермы на концах стержня предусматривается устройство «оголовков», изготовленных из листового стеклопластика типа КАСТ-Б или АГ-4С и скрепляемых со стержнем на клею. Длина клеевого шва для соединения стержня с оголовком определяется по формуле

$$l_0 = \frac{N}{nA_{\text{ш}}R_{\text{ш}}K},$$

где N – усилие в стержне;

n – количество ветвей в нижнем поясе;

K – коэффициент неравномерности распределения усилий между ветвями, $K = 0,8$;

$R_{\text{ш}}$ – расчетное сопротивление клеевого шва на сдвиг;

$A_{\text{ш}}$ – площадь склеивания стержня с оголовком на единицу длины, равная периметру сечения стержня.

Для обеспечения совместной работы стержней нижнего пояса их скрепляют между собой перемычками из стеклопластика на клею, устанавливаемыми на расстоянии, равном 60–80 радиусам инерции стержня, т.е. на расстоянии, равном примерно 15–20 диаметрам стержня.

Предлагаемые узлы деревопластмассовой фермы представлены на рис. 5.14. Опорный узел выполняется из двух вертикальных пластин (фасонок) прикрепляемых к опорной плите. Пластины и плита сделаны из листового стеклопластика типа КАСТ-В. Между пластинами вставляется верхний пояс, который соединяется с пластинами с помощью болтов, количество которых определяется расчетом на действующее в верхнем поясе усилие. Болты стеклопластиковые (из стеклопластика АГ-4С). Нижний пояс прикрепляется к фасонкам узла также с помощью болтов через прикрепленные оголовки. Нижний промежуточный узел состоит из фасонок, соединенных между собой горизонтальными планками на клею. Элементы нижнего пояса крепятся также как и в опорном узле. Раскосы заводятся между фасонками и крепятся ботами из стеклопластика. Количество болтов и их диаметр определяется расчетом.

Верхний промежуточный узел по верхнему поясу выполняется аналогично узлу металлодеревянной фермы, но с заменой пластин на конечником и болтов на стеклопластиковые.

Расчет деревопластмассовых ферм производится в таком же порядке и в том же объеме, как и ферм металлодеревянных.

5.6.3. Фермы на гладкокольцевых и клеенных гладкокольцевых шпонках

Фермы на гладкокольцевых шпонках стали применяться в начале прошлого столетия. Замена в фермах дисковых, чугунных тарельчатых и других шпонок гладкокольцевыми сыграло положительную роль с точки зрения как повышения несущей способности, так и снижения трудоемкости изготовления стропильных ферм. Фермы применялись для пролетов до 24 м, хотя отдельные экземпляры рекомендовались и для больших пролетов. К особым достоинствам кольцевых шпонок следует отнести то, что они могли передавать усилия, действующие под различными углами по отношению к направлению волокон, а в равной степени и знакопеременные. Это очень ценно при конструировании ферм со знакопеременными усилиями в элементах решетки. Исходя из этого, приходим к выводу, что кольцевые шпонки могут применяться в фермах различного очертания и с решеткой, имеющей различное направление элементов.

Поперечные сечения всех элементов ферм на кольцевых шпонках являются многослойными по ширине, состоящими из нескольких относительно толстых досок (более 50 мм). В зависимости от пролета и нагрузок количество вертикальных слоев досок в элементах колеблется от одного до пяти. Большее число ветвей досок в фермах не рекомендуется из-за повышенной опасности неравномерного распределения усилий между ветвями элементов. Рекомендуется в поясе брать четное число досок. При примыкании к узлу сжатых раскосов и растянутых стоек необходимо избегать работы древесины поперек волокон.

Пример решения узлов показан в разд. 4, рис. 4.3–4.6.

Длина панелей ферм назначается обычно небольшой – от 1,7 до 3,0 м, в зависимости от величины пролета и нагрузки. В слабонапряженных элементах решетки применяются короткие прокладки. В наиболее напряженных и особенно сжатых элементах ставят длинные (от узла до узла) прокладки. Прокладки крепятся к основным элементам с помощью болтов или гвоздей. Применение кольцевых шпонок в прокладках не допускается.

При окончательном назначении размеров поперечных сечений досок для элементов фермы в целях унификации необходимо:

- ✓ для элементов решетки использовать два-три типоразмера досок по ширине;
- ✓ для поясов – один, два типоразмера.

Шпонки в одной и той же ферме применять не более 2–3 типоразмеров.

При конструировании узлов необходимо добиваться строгого центрирования всех элементов, поскольку внецентренное сопряжение приводит к появлению изгибающих моментов, снижающих несущую способность фермы. Нежелательно также, чтобы элементы в узле крепились шпонкой, располагаемой только с одной стороны. Шпонка в этом случае нагружена эксцентрично. Эксцентриситет создает дополнительное растягивающее усилие в стяжном болте. Величина этого усилия определяется по приближенной формуле

$$N = (0,15 + 1,25 \frac{a}{h}) T_{\text{шп}},$$

где a и h – толщина и ширина поясных досок;

$T_{\text{шп}}$ – усилие, приходящееся на наружную шпонку.

Болты и шайбы рассчитываются на усилие N .

В узловом сопряжении с эксцентрично нагруженными досками пояса рекомендуется по обе стороны узла ставить прокладки. По длине пояса прокладки должны иметь форму прямоугольника в полтора квадрата, чтобы не препятствовать деформации раскоса при провисании фермы. Прокладки с поясом соединяются одним болтом и гвоздями (без расчета).

Прогоны кровли устанавливаются на верхние пояса вблизи выступающих частей стоек и раскосов. Возникающие при этом изгибающие моменты незначительны по величине и в расчетах не учитываются.

Усилия в элементах ферм определяются согласно рекомендациям, изложенным в разд. 2. Порядок конструктивного расчета ферм на гладких кольцевых шпонках практически не отличается от проектирования других ферм. Элементы ферм рассчитываются как составные стержни с короткими или длинными прокладками. Отличительной особенностью таких ферм является конструирование и расчет узлов на гладких кольцевых шпонках. С этой целью можно воспользоваться рекомендациями, изложенными в разд. 4.

Применение в узловых сопряжениях вместо гладких кольцевых шпонок клеенных кольцевых шпонок позволит существенно увеличить несущую способность ферм. Фактически клеенные кольцевые шпонки отличаются от обычных кольцевых лишь тем, что перед установкой шпонки в гнездо оно заполняется полимерным клеем (типа ФР-12 или ЭПЦ). Отвердевший клей монолитно соединяет металлическое кольцо с древесиной, повышает жесткость и несущую способность соединения. Конструкции узлов и ферм сохраняются такими же, как и в фермах на гладких кольцевых шпонках.

5.6.4. Фермы на лобовых врубках

Такие фермы относятся к числу самых первых сквозных конструкций, применяемых в покрытиях зданий. Свое название они получили по типу узловых решений, выполняемых на лобовых врубках. Термин «врубка» появился во времена, когда подобные сопряжения элементов выполнялись топором. В настоящее время топор, естественно, заменили на механизированные инструменты и оборудование: однако название «врубка» сохранилось.

Фермы являются чистым примером конструкции построечного изготовления, хотя при больших объемах производства они могут быть выполнены и в заводских условиях. Необходимость рассмотрения в данном пособии общих принципов проектирования ферм на лобовых врубках связана с тем, что до настоящего времени сохранилось достаточно большое количество зданий, в которых в качестве несущих пролетных конструкций покрытия использованы такие фермы. Поэтому для решения вопроса об эксплуатационной надежности покрытий данных зданий специалист по обследованию должен знать принципы проектирования, работы и расчета таких ферм.

В фермах на врубках пояса и раскосы выполняются из бревен или брусьев, растянутые стойки – в виде тяжелой из круглой стали. Ширина поперечных сечений поясов и раскосов принимается одинаковой.

Врубки могут передавать усилия только одного направления – сжатие; поэтому при выборе решетки ферм отдается предпочтение такой, при которой раскосы работают только на сжатие, а стойки – на растяжение при действии любых нагрузок. Этому принципу отвечают в треугольных фермах нисходящие раскосы, а в фермах с параллельными поясами и в пятиугольных фермах – восходящие раскосы. В фермах с параллельными поясами и в пятиугольных фермах в средних панелях усилия в раскосах при односторонних загрузках меняют знак. В этих случаях ставят перекрестные раскосы и соединение их с поясами выполняют на врубках. Поскольку врубки могут воспринимать только сжимающие усилия, то в таких фермах в средней панели всегда работает только один раскос, который сжат. Другой раскос в это время не работает, он включается в работу только при смене характера действующих нагрузок, т.е. при смене односторонней нагрузки с одной половины пролета на другую. Благодаря такому явлению ферма становится статически определимой.

Основные типы ферм на лобовых врубках приведены в табл. 1.1, схемы 19–22.

Конструктивная высота треугольных и пятиугольных ферм $\frac{f}{l} = \frac{1}{5} - \frac{1}{6}$, ферм с параллельными поясами $\frac{f}{l} = \frac{1}{5} - \frac{1}{7}$.

Стойки выполняются из одинаковых тяжей. Концы тяжей осаживаются под нарезку, или по концам к ним привариваются коротыши большего диаметра под нарезку с таким раскосом, чтобы площадь ослабленного нарезкой сечения была на 25 % больше площади брутто основного тяжа. Это делается для того, чтобы в процессе эксплуатации фермы была возможность осуществить подтяжку путем завинчивания гаек и тем самым восстановить плотность узловых соединений и уменьшить деформацию фермы, вызванную усушкой древесины и податливостью соединений.

Конструктивно узловые соединения на лобовых врубках снабжаются либо болтами, либо скобками. Эксплуатация ферм показывает, что следует отдавать предпочтение болтам, поскольку вследствие усущенных деформаций защемление скоб ослабевает, и могут появиться усущенные трещины.

Опорные узлы могут быть выполнены на лобовых врубках с одним зубом, а при больших пролетах для повышения надежности в работе – на стяжных хомутах. Использование натяжных хомутов снижает опасную работу врубки на скалывание. Коньковый узел решается непосредственно упором элементов верхнего пояса друг в друга и соединением их между собой парными накладками на болтах. Промежуточные узлы по нижнему и верхнему поясам выполняются на лобовых врубках. Глубина врубок в них должна быть не менее 2 см в брусках, не менее 3 см в бревнах и, как правило, не более $d/4$ – для бревен и $h/5$ – для брусков.

Средний узел нижнего пояса при отсутствии стыка выполняется с применением специального вкладыша, имеющего наклонные площадки для упора сжатых раскосов. Раскосы дополнительно соединяются с вкладышем с помощью глухих нагелей, а сам вкладыш врезают в брус нижнего пояса, соединяя с ним с помощью болтов.

При наличии стыка нижнего пояса в среднем узле фермы сжатые раскосы пропускаются между накладками стыка и упираются вертикальными плоскостями друг в друга, а горизонтальными – в жесткую шайбу тяжа средней стойки.

Стыки верхнего пояса выполняются вблизи промежуточных узлов фермы, как правило, путем упора элементов пояса друг в друга и с перекрытием стыка парными деревянными накладками на болтах.

Нижний пояс при пролетах ферм до 12 м стыкуется в среднем узле, а при пролетах более 12 м – в промежуточных узлах, где предусматривается выгиб фермы для образования строительного подъема. Стыки

перекрываются парными деревянными накладками, которые соединяются с элементами нижнего пояса с помощью цилиндрических нагелей, в числе которых болты должны составлять не менее 25 %.

Расчет ферм на лобовых врубках производится по тем же принципам, что и расчет ферм других конструкций. Нагрузку от покрытия и от подвесного чердачного перекрытия желательно передавать на верхний и нижний пояса через прогоны покрытия и перекрытия, располагаемые в узлах фермы. Внеузловая передача нагрузки нежелательна ввиду образования изгибающих моментов в поясе и особой сложности восприятия их в узловых соединениях.

Усилия в элементах фермы определяются при действии на нее узловых нагрузок. При известных расчетных усилиях растянутые стойки – тяжи проверяются на прочность с учетом ослабления их нарезкой. При этом под тяжи должны быть подложены металлические шайбы рекомендуемых размеров, в противном случае, если шайбы поставлены меньших размеров, необходимо проверить напряжение смятия под шайбой с учетом угла действия их по отношению к направлению волокон древесины. Сжатые элементы решетки (раскосы) рассчитываются на устойчивость с расчетной длиной, равной их геометрической длине. Гибкость раскосов не должна превышать 150.

Верхний пояс при отсутствии изгибающих моментов от внеузловой нагрузки и эксцентриситетов в узлах рассчитывается на устойчивость в плоскости и из плоскости фермы. Гибкость для верхнего пояса не должна превышать предельную, равную 120.

Для того чтобы исключить появление эксцентриситетов в узлах верхнего пояса от врубок, для присоединения раскосов к нижней части бруса (или бревна) делают подрезку в верхней части бруса для установки прогона покрытия. Такой прием позволяет избежать эксцентричную передачу усилия верхнего пояса в узлах с лобовыми врубками и привязку пояса к геометрической оси фермы осуществить по осевой линии элементов.

Нижний пояс испытывает растяжение; поэтому необходимо обращать особое внимание на правильное конструирование узлов, где, как правило, не избежать наличия ослаблений. Ослабления в поясе могут быть вызваны лобовыми врубками, отверстиями под пропуск стоек – стяжей, отверстиями под болты и нагели в стыковых накладках, узловых сопряжениях и др. Желательно, чтобы расстояние между ослаблениями было больше 200 мм. При неизбежном наличии ослаблений нижний растянутый пояс рассчитывается на прочность по площади «нетто» с учетом коэффициента, равного 0,8 к расчетному сопротивлению древесины растяжению.

При значительной разнице усилий в смежных панелях пояса допускается применять в них брусья (или бревна) разных поперечных сечений, однако количество типоразмеров в поясах фермы должно быть не более двух.

Конструктивный расчет следует начинать с назначения размеров поперечных сечений элементов фермы и проверки их прочности и устойчивости на действующие в них усилия. Принятые сечения элементов могут уточняться при детальном расчете узлов фермы. Конструирование и расчет узлов следует начинать с наиболее нагруженного. Как правило, им является опорный узел, поскольку в нем не только сходятся самые нагруженные элементы, но здесь имеет место наибольшее количество ослаблений, связанное с прикреплением к узлу растянутого нижнего пояса.

При решении опорного узла на лобовой врубке нижний растянутый пояс необходимо проверить по соответствующим формулам:

✓ на смятие от упора в него верхнего пояса

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{N_c}{A_{\text{см}}} \leq R_{\text{см}\alpha}, \quad (5.1)$$

где N_c – расчетное сжимающее усилие в верхнем примыкаемом элементе (поясе);

$A_{\text{см}}$ – площадь смятия, $A_{\text{см}} = b \cdot \frac{h_{\text{вр}}}{\cos\alpha}$ (b – ширина пояса, $h_{\text{вр}}$ – глубина врубки);

$R_{\text{см}\alpha} = \frac{R_c}{1 + \left(\frac{R_c}{R_{c90^\circ}} - 1 \right) \cdot \sin^3\alpha}$ – расчетное сопротивление древесины смятию под углом α к волокнам;

✓ на скалывание

$$\tau_{\text{ск}} = \frac{N_p}{A_{\text{ск}}} \leq R_{\text{ск}}^{\text{ср}}, \quad (5.2)$$

где N_p – усилие в нижнем поясе ($N_p = N_c \cdot \cos\alpha$);

$A_{\text{ск}}$ – площадь скалывания, $A_{\text{ск}} = b \cdot l_{\text{ск}}$ ($l_{\text{ск}}$ – длина скалывания);

$R_{\text{ск}}^{\text{ср}}$ – среднее по площадке скалывания расчетное сопротивление древесины скалыванию, $R_{\text{ск}}^{\text{ср}} = \frac{R_{\text{ск}}}{1 + \beta \cdot \frac{l_{\text{ск}}}{b}}$.

Коэффициент β принимается равным 0,25, а расстояние $e = h/2$ (h – высота сечения нижнего пояса);

✓ на разрыв по ослабленному сечению

$$\sigma = \frac{N_p}{A_{нт}} \leq m_0 \cdot R_p, \quad (5.3)$$

где $A_{нт}$ – площадь нетто ослабленного сечения, $A_{нт} = b \cdot (h - h_{вр})$;

$m_0 = 0,8$ – коэффициент, учитывающий наличие ослаблений;

R_p – расчетное сопротивление древесины растяжению.

Следует заметить, что для нижнего растянутого пояса желательно применять древесину 1-го сорта, поскольку величина $m_0 \cdot R_p$ у разных сортов древесины существенно различается, а именно:

$m_0 \cdot R_p = 0,8 \cdot 7 = 5,6$ МПа – для 2-го сорта;

$m_0 \cdot R_p = 0,8 \cdot 10 = 8,0$ МПа – для 1-го сорта.

В опорном узле на лобовой врубке дополнительно ставятся монтажные (аварийные связи) болты, которые не включаются в общую работу узла, однако могут способствовать устранению аварийного состояния в случае скалывания древесины по основной плоскости скалывания, т.е. невыполнения условия (5.2). В этом случае при аварийном состоянии в болте возникает усилие, равное:

$$N_6 = N_c \cdot \operatorname{tg}(59^\circ - \alpha). \quad (5.4)$$

На это усилие подбирается сечение (диаметр) болта.

Формулами (5.1), (5.2) и (5.3) можно пользоваться как для проверки прочности по принятым размерам, так и для назначения основных конструктивных размеров элементов.

В опорном узле, выполненном с применением натяжного хомута, следует сделать следующие проверки:

1. Проверить прочность основных стальных стержней хомута по формуле

$$\sigma = \frac{N_p}{n \cdot A_{нт}} \leq m_1 \cdot m_2 \cdot R, \quad (5.5)$$

где n – количество стержней (4 шт);

$A_{нт}$ – площадь нетто (с учетом нарезки) одного стержня;

$m_1 = 0,8$ – коэффициент, учитывающий ослабление резьбой;

$m_2 = 0,85$ – коэффициент, учитывающий перегрузку отдельного стержня.

2. Подсчитать необходимое количество цилиндрических нагелей для прикрепления парных накладок к нижнему поясу по формуле

$$n = \frac{N_p}{T_{\text{наг}}^{\text{min}}}, \quad (5.6)$$

где $T_{\text{наг}}^{\text{min}}$ – минимальная несущая способность одного двухсрезного нагеля, подсчитанная из трех условий (смятия древесины крайних элементов – накладок, смятия древесины среднего элемента – нижнего пояса и изгиб нагеля).

Не менее 25 % общего числа нагелей должно быть заменено болтами такого же диаметра.

3. Проверить прочность растянутого нижнего пояса по ослабленному сечению:

$$\sigma_p = \frac{N_p}{A_{\text{нт}}} \leq 0,8 \cdot R_p, \quad (5.7)$$

где $A_{\text{нт}}$ – площадь нетто ослабленного болтами поперечного сечения пояса.

4. Проверить на смятие торцов накладок, упирающихся в швеллер:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{N_p}{A_{\text{см}}} \leq R_{\text{см}}, \quad (5.8)$$

где $A_{\text{см}}$ – площадь смятия торцов накладок;

$R_{\text{см}}$ – расчетное сопротивление древесины смятию.

По формуле (5.8) проверяются другие торцы накладок, в которые упираются уголки, только за $A_{\text{см}}$ необходимо принимать площадь контакта уголков с древесиной.

5. Упорный вкладыш проверяется на смятие под углом α на действие сжимающего усилия в верхнем поясе (N_c) по формуле

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{N_c}{A_{\text{см}}} \leq R_{\text{см}\alpha}, \quad (5.9)$$

где $A_{\text{см}}$ – площадь смятия, равная площади контакта торца верхнего пояса с вкладышем;

$R_{\text{см}\alpha}$ – расчетное сопротивление древесины смятию под углом α к волокнам.

6. Упорный швеллер рассчитывается на изгиб по схеме свободно опертой балки с пролетом «b», равным расстоянию между осями натяжных хомутов. Расчет производится по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_x} \leq \frac{R}{\gamma}, \quad (5.10)$$

где M – изгибающий момент, $M = \frac{q \cdot l^2}{8}$;

здесь $q = \sigma_{см} \cdot b_{ш}$ – погонная нагрузка на швеллер, подсчитываемая по напряжениям $\sigma_{см} = \frac{N_p}{A_{см}}$ ($A_{см}$ – площадь смятия торца вкладыша).

Лобовые врубки в промежуточных узлах фермы рассчитываются на смятие и скалывание по формулам (5.1) и (5.2) на сжимающие усилия, действующие в раскосах. Верхний и нижний пояса в этих узлах рассчитываются на прочность соответственно на сжатие и растяжение с учетом ослаблений от врубок и отверстий под тяжи.

В коньковом узле усилия от одного элемента верхнего пояса передаются другому через контактную поверхность торцов. Поскольку плоскость контакта расположена под углом к направлению волокон древесины, то при проверке прочности по напряжениям смятия необходимо учесть величину $R_{см\alpha}$ – расчетное сопротивление смятию древесины под углом α . В равной степени и при проверке напряжений смятия в подушке среднего узла нижнего пояса, в которую упираются сжатые раскосы, следует учесть, что они действуют под углом к направлению волокон древесины подушки.

6. ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОКРЫТИЯ ПО СЕГМЕНТНЫМ КЛЕЕНЫМ ФЕРМАМ

Пример 1. Спроектировать покрытие с применением сегментных ферм пролетом 30 м под производственное здание длиной 60 м. Шаг ферм – 6 м. Здание отапливаемое. Место строительства – г. Пенза.

6.1. Конструктивное решение покрытия

Условия эксплуатации Б-2. Ограждающие конструкции покрытия выполнены из трехслойных утепленных ребристых панелей с фанерными обшивками размером в плане 1500×6000 м. Для более удобного опирания панелей на криволинейный верхний пояс при изготовлении им придается кривизна в направлении короткой стороны по радиусу, соответствующему кривизне верхнего пояса по верхней его грани. Кровля по плитам покрытия принята металлической – из плоских оцинкованных листов толщиной 0,55 мм. Листы укладываются на обрешетку из сосновых брусков сечением 50×50 мм с шагом 250 мм. Бруски обрешетки укладываются вдоль длины здания, поэтому во избежание возникновения местных напряжений в верхней обшивке панели в поперечном направлении здания сначала по панелям с шагом 600 мм укладывается контробрешетка из брусков сечением 25×50 мм, которая одновременно выполняет роль прижимных брусков для гидроизоляционного слоя из пленки, расстилаемого поверх обшивки панели.

Верхний пояс ферм имеет круговое очертание и выполняется из клееных элементов массивного прямоугольного сечения из сосновых досок второго сорта, влажностью не более 15 %.

Решетка ферм изготавливается из клееных брусьев, склеенных из тех же досок, что и верхний пояс. Узлы ферм выполняются с применением сварных металлических деталей и башмаков. Нижний пояс – из стальных уголков, стыки которых и прикрепление их к опорным башмакам выполняются на сварке.

Пространственная жесткость покрытия обеспечивается связями, устанавливаемыми в плоскости верхних поясов ферм и расположенных в первом, последнем и среднем шаге несущих конструкций

6.2. Геометрические параметры фермы

Ширина здания (между продольными осями) – 30 м. Расчетный пролет фермы с учетом ее опирания на колонну: $l = 30000 - 300 = 29700$ мм

(29,7 м). Принимаем высоту фермы $H = 5$ м, что составляет $\frac{H}{l} = \frac{5}{29,7} \approx \frac{1}{6}$ в соответствии с рекомендуемыми значениями (см. табл. 1.1).

Геометрическая схема и обозначения элементов фермы приведены на рис. 6.1.

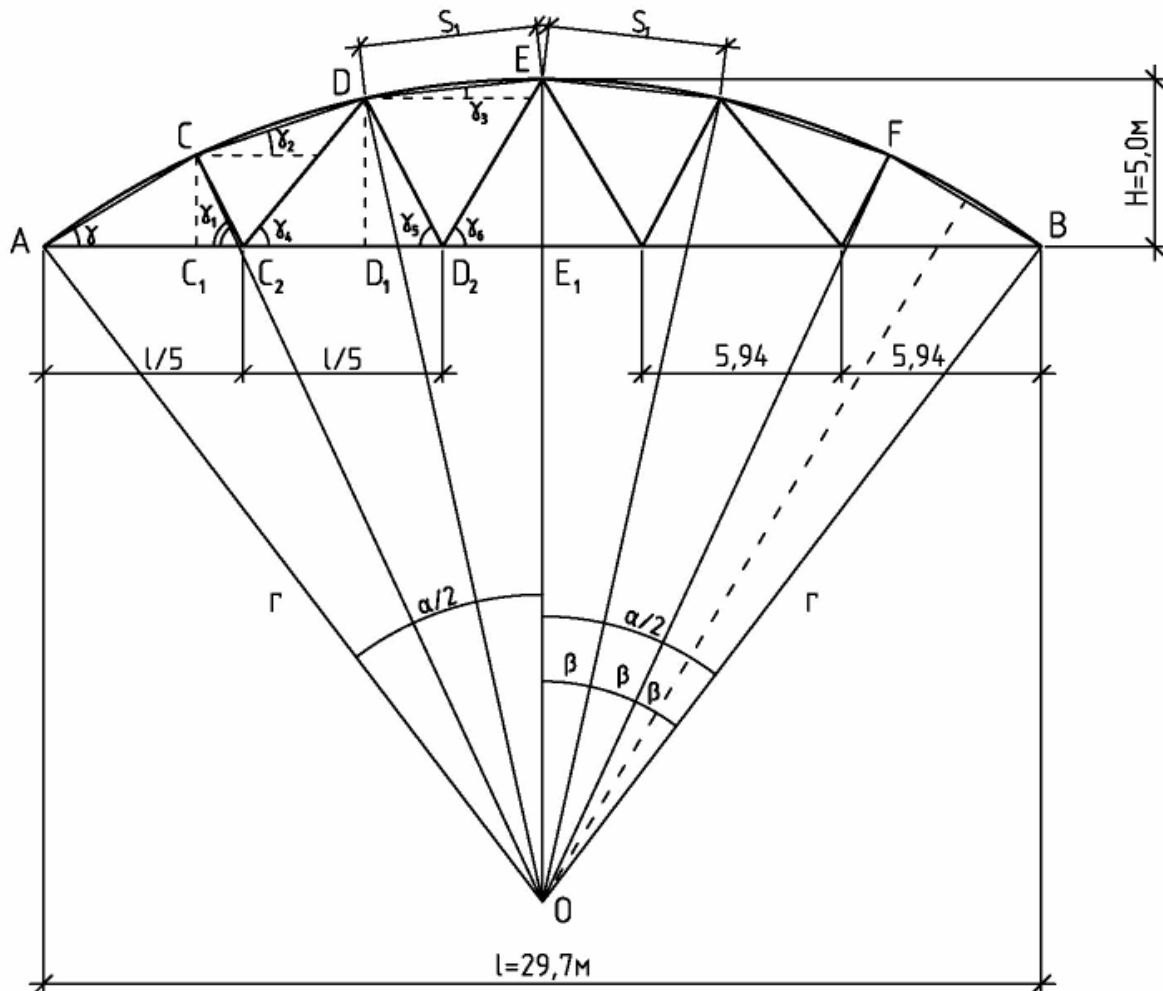


Рис. 6.1. Геометрические параметры фермы

Радиус кривизны верхнего пояса (по его оси):

$$r = \frac{l^2 + 4H^2}{8H} = \frac{29,7^2 + 4 \cdot 5^2}{8 \cdot 5} = 24,55 \text{ м.}$$

Центральный угол дуги (рис. 6.1.)

$$\sin \frac{\alpha}{2} = \frac{29,7}{2 \cdot 24,55} = 0,6049;$$

$$\alpha = 2 \arcsin 0,609 = 2 \cdot 37,2^\circ = 74,4^\circ.$$

Верхний пояс фермы составляем из 6 блоков одинаковой длины, центральный угол каждого из которых будет:

$$\beta = \frac{\alpha}{6} = \frac{74,4}{6} = 12,4^\circ.$$

Длина дуги одного блока:

$$S_1 = \frac{\pi \cdot r \cdot \beta}{180} = \frac{\pi \cdot 24,55 \cdot 12,4}{180} = 5,28 \text{ м.}$$

Полная длина дуги верхнего пояса равна:

$$S = 6S_1 = 6 \cdot 5,28 = 31,68 \text{ м.}$$

Длина хорды одной панели верхнего пояса:

$$AC = 2r \sin(\beta/2) = 2 \cdot 24,55 \cdot 0,106 = 5,2 \text{ м,}$$

где

$$\sin(\beta/2) = \sin(12,4/2) = \sin 6,15 = 0,106.$$

Горизонтальная проекция панели AC верхнего пояса составит величину:

$$AC_1 = \frac{l}{2} - r \sin 2\beta = \frac{29,7}{2} - 24,55 \cdot 0,413 = 4,71 \text{ м.}$$

Расстояние от т. C до оси нижнего пояса равно:

$$CC_1 = H - r(1 - \cos 2\beta) = 5,0 - 24,55(1 - 0,9108) = 2,81 \text{ м.}$$

Угол наклона хорды AC к нижнему поясу:

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{CC_1}{AC_1} = \frac{2,81}{4,71} = 0,5966; \quad \gamma = 30,80^\circ.$$

Стрела подъема дуги AC до хорды AC :

$$f_1 = r \left(1 - \cos \frac{\beta}{2} \right) = 24,55(1 - 0,9944) = 0,137 \text{ м.}$$

Такой подъем будет в каждой панели верхнего пояса. Угол наклона раскоса CC_2 к нижнему поясу:

$$\operatorname{tg} \gamma_1 = \frac{CC_1}{AC_2 - AC_1} = \frac{2,81}{5,94 - 4,71} = 2,284; \quad \gamma_1 = 66,40^\circ.$$

Длина раскоса CC_2 равна:

$$CC_2 = \frac{CC_1}{\sin\gamma_1} = \frac{2,81}{0,9163} = 3,07 \text{ м.}$$

Расстояние от точки D до оси нижнего пояса:

$$DD_1 = H - r(1 - \cos \beta) = 5 - 24,55(1 - 0,977) = 4,435 \text{ м.}$$

Угол наклона хорды CD к нижнему поясу:

$$\sin\gamma_2 = \frac{DD_1 - CC_1}{CD} = \frac{4,435 - 2,81}{5,2} = 0,3125; \quad \gamma_2 = 18,20^\circ.$$

Угол наклона хорды DE к нижнему поясу:

$$\sin\gamma_3 = \frac{H - DD_1}{DE} = \frac{5 - 4,435}{5,2} = 0,1086; \quad \gamma_3 = 6,20^\circ.$$

Угол наклона раскоса DC_2 к нижнему поясу:

$$\operatorname{tg}\gamma_4 = \frac{DD_1}{\frac{l}{2} - DE \cdot \cos\gamma_3 - \frac{l}{5}} = \frac{4,435}{\frac{29,7}{2} - 5,2 \cdot 0,994 - 5,94} = 1,185; \quad \gamma_4 = 49,8^\circ.$$

Длина раскоса DC_2 :

$$DC_2 = \frac{DD_1}{\sin\gamma_4} = \frac{4,435}{0,7638} = 5,806 \text{ м.}$$

Угол наклона раскоса DD_2 к нижнему поясу:

$$\operatorname{tg}\gamma_5 = \frac{4,435}{5,94 - \frac{4,435}{\operatorname{tg}\gamma_4}} = 2,185; \quad \gamma_5 = 65,40^\circ.$$

Длина раскоса DD_2 равна:

$$DD_2 = \frac{DD_1}{\sin\gamma_5} = \frac{4,435}{0,909} = 4,879 \text{ м.}$$

Угол наклона раскоса ED_2 к нижнему поясу:

$$\operatorname{tg}\gamma_6 = \frac{EE_1}{D_2E_1} = \frac{5,0}{\frac{29,7}{2} - 2 \cdot 5,94} = 1,683; \quad \gamma_6 = 59,30^\circ.$$

Длина раскоса ED_2 равна:

$$ED_2 = \frac{EE_1}{\sin\gamma_6} = \frac{5,0}{0,850} = 5,882 \text{ м.}$$

Вспомогательные тригонометрические функции для вычисления элементов фермы приведены в табл. 6.1, а окончательные размеры этих элементов даны в табл. 6.2 и 6.3.

Т а б л и ц а 6 . 1

Таблица тригонометрических функций

Угол x	$\alpha/2$	β	$\beta/2$	γ	γ_1	γ_2	γ_3	γ_4	γ_5	γ_6
x	37,2°	12,6°	6,2°	30,8°	66,4°	18,2°	6,2°	49,8°	65,4°	59,3°
$\sin x$	0,6049	0,2193	0,1086	0,5120	0,9163	0,3125	0,1086	0,7638	0,9092	0,8598
$\cos x$	0,7965	0,9756	0,9938	0,8589	0,4003	0,9499	0,9938	0,6455	0,4163	0,5105
$\operatorname{tg} x$	0,7590	0,2247	0,1086	0,5966	2,284	0,3288	0,1086	1,185	2,185	1,683

Т а б л и ц а 6 . 2

Линейные размеры элементов фермы, м

Пролет, м	AC_2, C_2D_2, D_2E_2	AC, CD, DE	CC_2	DC_2	DD_2	ED_2	f_1
29,7	5,94	5,2	3,07	5,806	4,879	5,882	0,137

Т а б л и ц а 6 . 3

Вспомогательные размеры фермы, м

CC_1	AC_1	DD_1	C_2D_1	D_1D_2	EE_1	D_2E_1	Длина дуги S	S_1
2,81	4,71	4,435	3,635	2,305	5,0	2,97	31,68	5,28

6.3. Проектирование клеефанерной панели покрытия

Запроектировать покрытие из клеефанерных панелей над отапливаемым зданием. Кровля металлическая из оцинкованных листов толщиной 0,55 мм, уложенных по обрешетке из брусков сечением 50×50 мм. В качестве несущих пролетных конструкций приняты сегментные фермы пролетом 30 м. Шаг ферм 6 м.

6.3.1. Выбор конструкции и назначение основных размеров панели

Исходя из стандартных размеров листов фанеры и шаге несущих ферм принимаем клеефанерные панели размером в плане 1500×6000 мм (с учетом стыкования и рекомендуемых допусков на изготовление панели номинальные размеры ее будут 1490×5990 мм).

Общую высоту панели назначаем в пределах $\left(\frac{1}{25} - \frac{1}{35}\right)l$. Учитывая

при этом стандартные размеры принятых материалов (досок и фанеры), принимаем высоту $h = h_p + 2\delta_\phi = 192 + 2 \cdot 10 = 212$ мм, что составляет примерно $1/30l$. Несущие ребра панели – из досок сечением 50×200 мм, после фрезерования которых получаем сечение 44×192 мм.

Фанеру для обшивок панели используем марки ФСФ сорта ВВ толщиной 10 мм.

Количество ребер назначаем из условия прочности обшивки при местном изгибе от действия сосредоточенного груза $P^н = 1$ кН с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1,2$, т.е. расчетной нагрузкой $P = 1,2$ кН. Груз P считаем распределенным на 1 м, а за расчетную схему принимаем защемленную балку с пролетом, равным «С», т.е. шагу несущих ребер.

Условие прочности обшивки при действии местной нагрузки запишется как:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{P \cdot c}{8 \cdot \frac{1 \cdot \delta^2}{6}} = \frac{0,75 \cdot 1,2 \cdot c}{\delta^2} = \frac{0,9 \cdot c}{\delta^2} \leq R_u^\phi \cdot m,$$

где $m = 1,2$ – коэффициент, учитывающий кратковременный характер действия силы.

Отсюда имеем условие для предельного шага [с]:

$$[c] \leq 1,333 \cdot \delta_\phi^2 \cdot R_u^\phi \cdot 10^3.$$

При $R_u^\phi = 6,5$ МПа и $\delta_\phi = 1$ см получаем величину предельного шага ребер: [с] = 866 мм.

Исходя из предельного шага [с] = 866 мм, делаем вывод, что по ширине панели можно поставить четыре ребра. Тогда шаг ребер:

$$c = \frac{b - b_p}{3} = \frac{1490 - 44}{3} = 482 \text{ мм} < [c] = 866 \text{ мм}.$$

Другие необходимые размеры поперечного сечения панели приведены на рис. 6.2.

Конструктивный расчет панели производим по приведенным геометрическим характеристикам с учетом совместной работы обшивки и ребер. Сечение панели симметричное (рис. 6.3); поэтому нейтральная ось проходит по оси симметрии сечения.

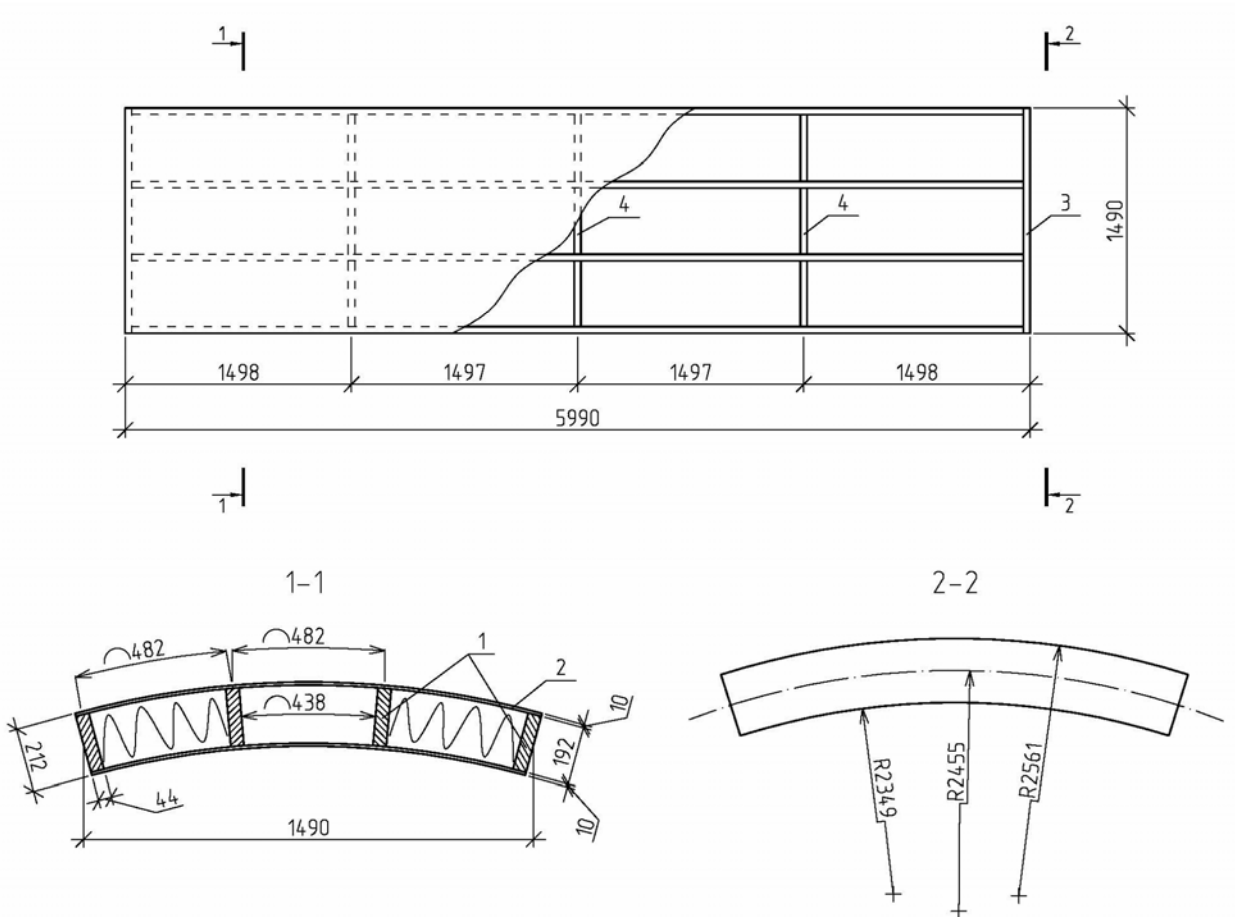


Рис. 6.2. Клеефанерная панель покрытия:
 1 – продольные ребра; 2 – фанерная обшивка;
 3 – поперечное торцевое ребро; 4 – поперечные ребра

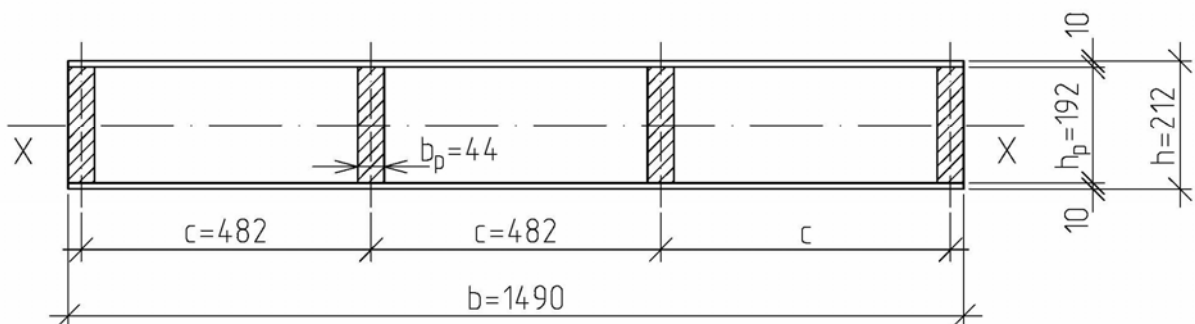


Рис. 6.3. Расчетное сечение панели

6.3.2. Определение геометрических характеристик панели

Для подсчета приведенных геометрических характеристик определим приведенную ширину обшивки по формуле

$$b_{\text{пр}} = K \cdot b = 0,9 \cdot 149 = 134,1 \text{ см},$$

где $K = 0,9$ – при $l > 6c$ согласно СНиП II–25–80.

Приведенный (к материалу древесины) момент инерции сечения панели относительно центральной оси x равен:

$$\begin{aligned} I_{\text{пр}} &= I_{\text{др}} + \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{др}}} I_{\text{ф}} = 4 \frac{b_{\text{п}} h_{\text{п}}^3}{12} + \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{др}}} \frac{b_{\text{пр}} (h^3 - h_{\text{п}}^3)}{12} = \\ &= 4 \frac{4,4 \cdot 19,2^3}{12} + 0,9 \frac{134,1 (21,2^3 - 19,2^3)}{12} = \\ &= 10381 + 24642 = 35023 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Приведенный момент сопротивления фанерной обшивки:

$$W_{\text{пр}}^{\text{об}} = \frac{2I_{\text{пр}}}{h} \frac{E_{\text{др}}}{E_{\text{ф}}} = \frac{2 \cdot 35023 \cdot 1,1}{21,2} = 3634 \text{ см}^3.$$

Приведенный момент сопротивления деревянных ребер:

$$W_{\text{пр}}^{\text{р}} = \frac{2I_{\text{пр}}}{h_{\text{п}}} = \frac{2 \cdot 35023}{19,2} = 3648 \text{ см}^3.$$

Приведенный к материалу древесины статический момент обшивки:

$$S_{\text{пр}}^{\text{об}} = b \cdot \delta_{\text{ф}} \cdot \left(\frac{h_{\text{п}}}{2} + \frac{\delta}{2} \right) \cdot \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{др}}} = 14,9 \cdot 1,0 \cdot \left(\frac{19,2}{2} + \frac{1}{2} \right) \cdot 0,9 = 1354,4 \text{ см}^3.$$

Приведенный к материалу древесины статический момент полусечения:

$$S_{\text{пр}}^{\text{пс}} = S_{\text{пр}}^{\text{об}} + 4 \frac{b_{\text{п}} h_{\text{п}}^2}{8} = 1354,4 + 4 \frac{4,4 \cdot 19,2^2}{8} = 2165,4 \text{ см}^3.$$

6.3.3. Нагрузки

Постоянные нагрузки, действующие на панель, подсчитываются по фактическому весу каждого элемента панели, исходя из их объема и плотности материала, из которого они сделаны. Снеговая нагрузка при-

нята для III снегового района, для которого расчетная нагрузка согласно СНиП 2-01-07–85* «Нагрузки и воздействия» равна $p_{\text{сн}} = 1,8 \text{ кН/м}^2$. Нагрузки подсчитаны на 1 м^2 и приведены в табл. 6.4.

Т а б л и ц а 6 . 4

Сбор нагрузок на панель

№ п/п	Вид нагрузки	q^H , кН/м ²	γ_f	q , кН/м ²
<i>Постоянные нагрузки</i>				
1	Кровля (метеллическая)	0,050	1,1	0,055
2	Обрешетка (бруски 50×50 мм через 300 мм)	0,045	1,1	0,050
3	Контробрешетка	0,012	1,1	0,014
4	Гидроизоляционный слой	0,030	1,2	0,036
5	Верхняя обшивка (фанера $\delta = 10 \text{ мм}$)	0,075	1,1	0,083
6	Утеплитель ($\gamma = 100 \text{ кг/м}^3$)	0,20	1,3	0,260
7	Несущие ребра	0,11	1,1	0,121
8	Поперечные ребра	0,035		0,038
9	Пароизоляция	0,03	1,2	0,036
10	Нижняя обшивка	0,075	1,1	0,083
<i>Временная нагрузка</i>				
11	Снеговая нагрузка	1,26		1,8
Итого:		1,922		2,576

Погонная нагрузка на панель ($b = 1,5$):

нормативная – $q^H = 1,922 \cdot 1,5 = 2,883 \text{ кН/м}$;

расчетная – $q = 2,576 \cdot 1,5 = 3,864 \text{ кН/м}$.

6.3.4. Определение расчетных усилий

Панель работает как свободно лежащая балка на двух опорах; поэтому максимальные усилия равны:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{3,864 \cdot 5,94^2}{8} = 17,042 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{3,864 \cdot 5,94}{2} = 10,94 \text{ кН},$$

где $l = 6,0 - 0,06 = 5,94 \text{ м}$ – расчетный пролет панели при ширине опорной части $b_{\text{оп}} = 0,06 \text{ м}$.

6.3.5. Проверка несущей способности панели

а) Проверка прочности растянутой (нижней) обшивки.

$$\sigma = \frac{M}{W_{пр}^{об}} = \frac{17,042 \cdot 10^3}{3634} = 4,7 \text{ МПа} < m_0 R_p^\phi = 0,6 \cdot 14 = 8,4 \text{ МПа},$$

где $W_{пр}^{об} = 3634 \text{ см}^3$ – приведенный к материалу (фанера) момент сопротивления обшивки, $m_0 = 0,6$ – коэффициент, учитывающий ослабление фанеры стыком на «ус», $R_p^\phi = 14 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению вдоль волокон.

Прочность растянутой нижней обшивки обеспечена.

б) Проверка устойчивости сжатой обшивки (фанера).

$$\sigma = \frac{M}{W_{пр}^{об}} = \frac{17,042 \cdot 10^3}{3634} = 4,7 \text{ МПа} < \varphi_\phi \cdot R_c^\phi = 0,535 \cdot 12 = 6,42 \text{ МПа},$$

$$\text{где } \varphi_\phi = 1 - \left(\frac{c}{\delta_\phi} \right)^2 = \left(\frac{48,2}{1} \right)^2 = 0,535, \text{ при } \frac{c}{\delta_\phi} < 50.$$

Устойчивость обеспечена.

в) Проверка прочности несущих ребер панели.

$$\sigma = \frac{M \cdot h_p}{I_{пр} \cdot 2} = \frac{17,042 \cdot 19,2 \cdot 10^3}{35023 \cdot 2} = 4,7 \text{ МПа} < R_u = 13 \text{ МПа}.$$

Прочность ребер обеспечена.

6.3.6. Проверка прогибов панели

Проверку производим по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot q^H \cdot l^3}{384 \cdot E_{др} \cdot I_{пр} \cdot 0,7} = \frac{5 \cdot 2,883 \cdot 5,94^3}{384 \cdot 10^4 \cdot 35023 \cdot 0,7} = \frac{1}{311,6} < \left[\frac{1}{250} \right].$$

Жесткость панели достаточна.

Расчеты показали, что несущая способность и жесткость панели обеспечены. Несмотря на некоторый запас по прочности растянутой обшивки и несущих ребер, сечение панели не следует уменьшать, т.к. устойчивость сжатой обшивки не имеет большого запаса.

6.4. Подсчёт нагрузок на ферму

На ферму действуют постоянные и временные нагрузки. К постоянным нагрузкам относятся: вес покрытия и собственный вес фермы. Временной нагрузкой считается снеговой покров, согласно району строительства. Принято – район строительства 3-й с расчетным давлением снегового покрова $p_{сн} = 1,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Постоянная нагрузка от покрытия подсчитана ранее и составляет величину, равную: $q_{пок} = 0,776 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ (см. табл. 6.4).

Ориентировочный собственный вес фермы подсчитываем по формуле

$$q_{св} = \frac{p_{сн} + g_{пок}}{\frac{1000}{K_{св} \cdot l} - 1} = \frac{1,8 + 0,776}{\frac{1000}{3,5 \cdot 29,7} - 1} = 0,299 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

где $K_{св} = 3,5$ – коэффициент собственного веса (см. табл. 1.1).

Расчётная постоянная нагрузка на ферму равна:

$$q = g_{пок} + g_{св} = 0,776 + 0,299 = 1,075 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Эта нагрузка действует на верхний пояс фермы. Величина узловой постоянной нагрузки во всех промежуточных узлах фермы равна:

$$G = q \cdot A_{гр} = 1,075 \cdot 30 = 35,25 \text{ кН},$$

где $A_{гр}$ – грузовая площадь:

$$A_{гр} = B \cdot \frac{L}{6} = 6 \cdot \frac{30}{6} = 30 \text{ м}^2.$$

В опорных узлах действующая постоянная нагрузка в два раза меньше, т.е.

$$G_1 = 0,5G = 16,125 \text{ кН}.$$

Снеговая нагрузка, согласно СНиП 2.01.07–85* или актуализированной его редакции СП 20.13330. 2011 г. «Нагрузки воздействия», на сегментную ферму будет действовать по двум вариантам (см. рис. 6.4):

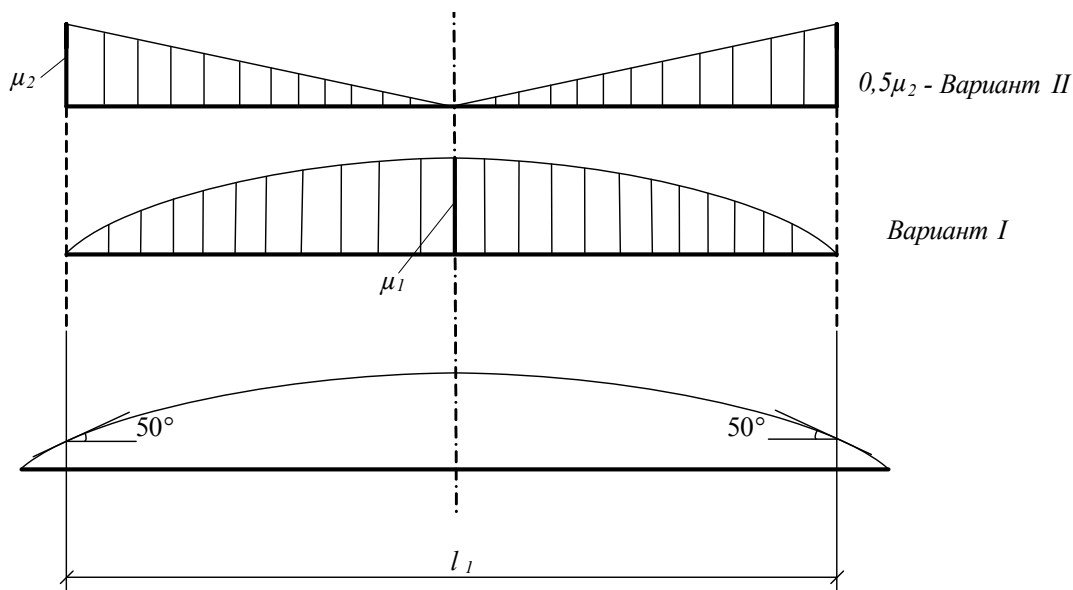


Рис. 6.4. Характер действия снеговой нагрузки

Значения коэффициентов μ :

$$\mu_1 = \cos 1,8\alpha; \quad \mu_2 = 2,4 \sin 1,4\alpha,$$

где α – уклон покрытия.

При угле $\alpha = 50^\circ$ значения коэффициентов μ будут равны: $\mu_1 = 0$; $\mu_2 = 2,4 \cdot \sin 70^\circ = 2,255$.

При $\alpha = 0^\circ$ $\mu_1 = 1$; $\mu_2 = 0$.

Снеговая нагрузка действует на длине l_1 , ограниченной центральным углом $\alpha = 50^\circ$. В нашем случае пролет $l = 29,7$ м фермы имеет центральный угол раскрытия $\alpha = 37,2^\circ$, т.е. меньше 50° . Следовательно, снеговая нагрузка действует по всей длине пролета, но ограничена углом $\alpha = 37,2^\circ$. При таком угле коэффициент

$$\mu_2 = 2,4 \sin 1,4\alpha = 2,4 \cdot \sin 52,08^\circ = 2,4 \cdot 0,7888 = 1,893; \quad 0,5\mu_2 = 0,946.$$

Для подсчета узловых нагрузок сначала определим координаты x (середина каждой панели верхнего пояса) (см. рис. 6.5):

$$x_0 = 0;$$

$$x_1 = \frac{AC_1}{2} = \frac{4,71}{2} = 2,36 \text{ м};$$

$$x_2 = AC_1 + \frac{C_1D_1}{2} = 4,71 + \frac{5,2 \cdot \cos \gamma_2}{2} = 7,179 \text{ м};$$

$$x_3 = AD_1 + \frac{D_1E_1}{2} = 4,71 + 5,2 \cos \gamma_2 + \frac{5,2 \cdot \cos \gamma_3}{2} = 4,71 + 4,939 + 2,583 = 12,232 \text{ м};$$

$$x_4 = \frac{l}{2} = 14,85 \text{ м}.$$

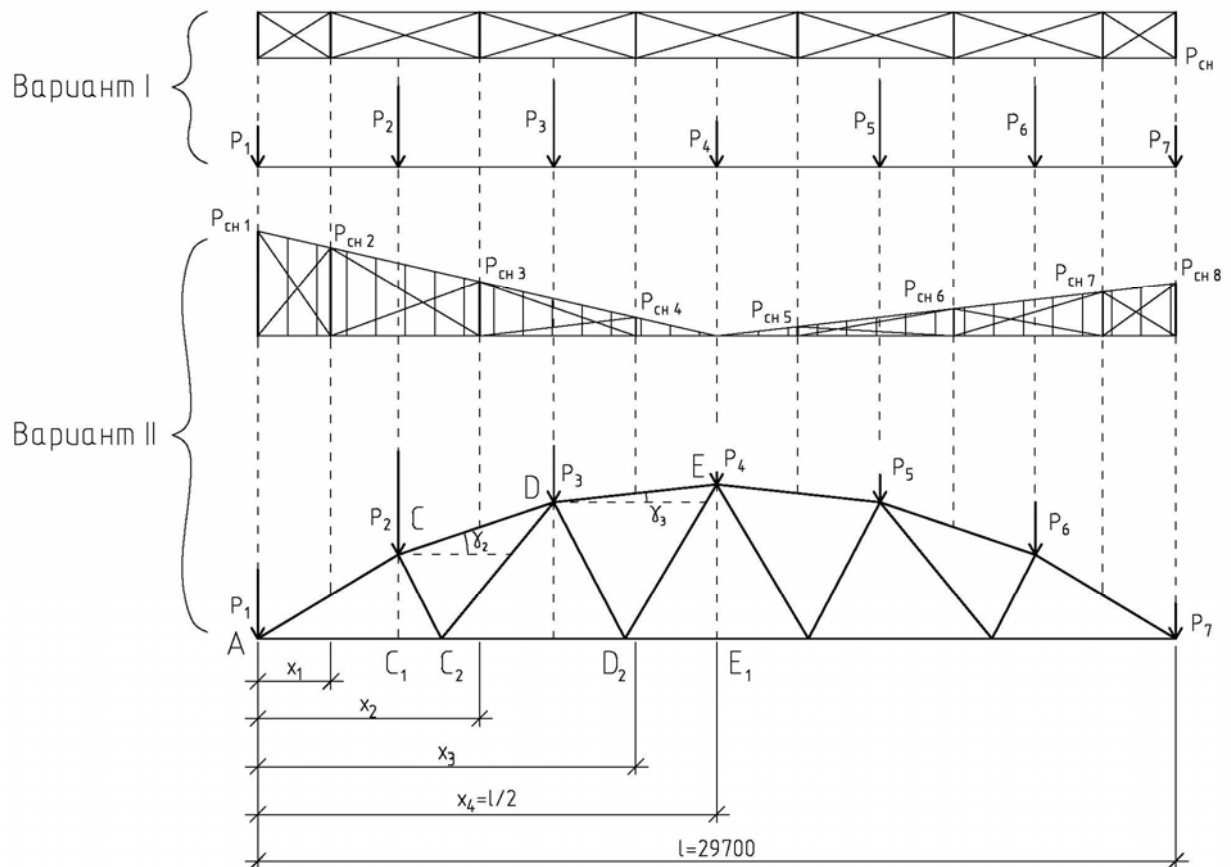


Рис. 6.5. К подсчету узловых снеговых нагрузок

Для другой половины фермы эти координаты зеркально отразятся. При этих значениях x_i подсчитаем величины распределённой по треугольнику снеговой нагрузки $P_{снi}$ (из подобия треугольников):

$$P_{сн1} = \mu_2 \cdot P_{сн}^{\circ} = 1,893 \cdot 1,8 = 3,407 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$P_{сн2} = P_{сн1} \cdot \frac{\frac{l}{2} - x_1}{\frac{l}{2}} = 3,407 \cdot \frac{14,85 - 2,36}{14,85} = 2,865 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$P_{сн3} = P_{сн1} \cdot \frac{\frac{l}{2} - x_2}{\frac{l}{2}} = 3,407 \cdot \frac{14,85 - 7,179}{14,85} = 1,760 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$P_{сн4} = P_{сн1} \cdot \frac{\frac{l}{2} - x_3}{\frac{l}{2}} = 3,407 \cdot \frac{14,85 - 12,232}{14,85} = 0,600 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$P_{\text{сн5}} = 0,300 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$P_{\text{сн6}} = 0,880 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$P_{\text{сн7}} = 1,432 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$P_{\text{сн8}} = 1,704 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

При найденных величинах $P_{\text{сн}i}$ найдём узловые нагрузки с учётом шага ферм

$$B = 6 \text{ м};$$

$$P_1 = \frac{P_{\text{сн1}} + P_{\text{сн2}}}{2} \cdot x_1 \cdot B = \frac{3,407 + 2,865}{2} \cdot 2,36 \cdot 6 = 44,405 \text{ кН};$$

$$P_2 = \frac{P_{\text{сн2}} + P_{\text{сн3}}}{2} \cdot (x_2 - x_1) \cdot B = \frac{2,865 + 1,76}{2} \cdot (7,179 - 2,36) = 66,849 \text{ кН};$$

$$P_3 = \frac{P_{\text{сн3}} + P_{\text{сн4}}}{2} \cdot (x_3 - x_2) \cdot B = \frac{(1,76 + 0,60)}{2} \cdot (12,232 - 7,179) \cdot 6 = 35,775 \text{ кН};$$

$$P_4' = \frac{1}{2} P_{\text{сн}} \cdot (x_4 - x_3) \cdot B = \frac{1}{2} \cdot 0,60 \cdot (14,85 - 12,232) \cdot 6 = 4,712 \text{ кН} - \text{слева и справа};$$

$$P_4'' = 2,356 \text{ кН};$$

$$\text{в сумме: } P_4 = P_4' + P_4'' = 4,712 + 2,356 = 7,668 \text{ кН};$$

$$P_5 = 17,887 \text{ кН};$$

$$P_6 = 33,424 \text{ кН};$$

$$P_7 = 22,202 \text{ кН}.$$

Действия снеговой нагрузки по варианту I заменим равномерно распределённой нагрузкой интенсивностью

$$p_{\text{сн}} = \mu_1 \cdot p_{\text{сн}}^{\circ} \cdot B = 1,0 \cdot 1,8 \cdot 6 = 10,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Значение μ_1 принято наибольшим, т.е. $\mu_1 = 1$.

Величины узловых сил от действия нагрузки $p_{\text{сн}}$ будут равны:

$$P_1 = p_{\text{сн}} \cdot x_1 = 10,8 \cdot 2,36 = 25,488 \text{ кН};$$

$$P_2 = p_{\text{сн}} \cdot (x_2 - x_1) = 10,8 \cdot (7,179 - 2,36) = 52,045 \text{ кН};$$

$$P_3 = p_{\text{сн}} \cdot (x_3 - x_2) = 10,8 \cdot (12,232 - 7,179) = 54,572 \text{ кН};$$

$$P_4 = p_{\text{сн}} \cdot (x_4 - x_3) = 10,8 \cdot (14,85 - 12,232) = 28,274 \text{ кН}.$$

С правой стороны фермы эти силы будут иметь зеркальное отображение.

6.5. Определение расчетных усилий в элементах фермы

Общая расчётная схема фермы с действующими нагрузками представлена на рис. 6.6. Статический расчёт фермы проведен по программе «Лира», результаты расчёта сведены в табл. 6.5.

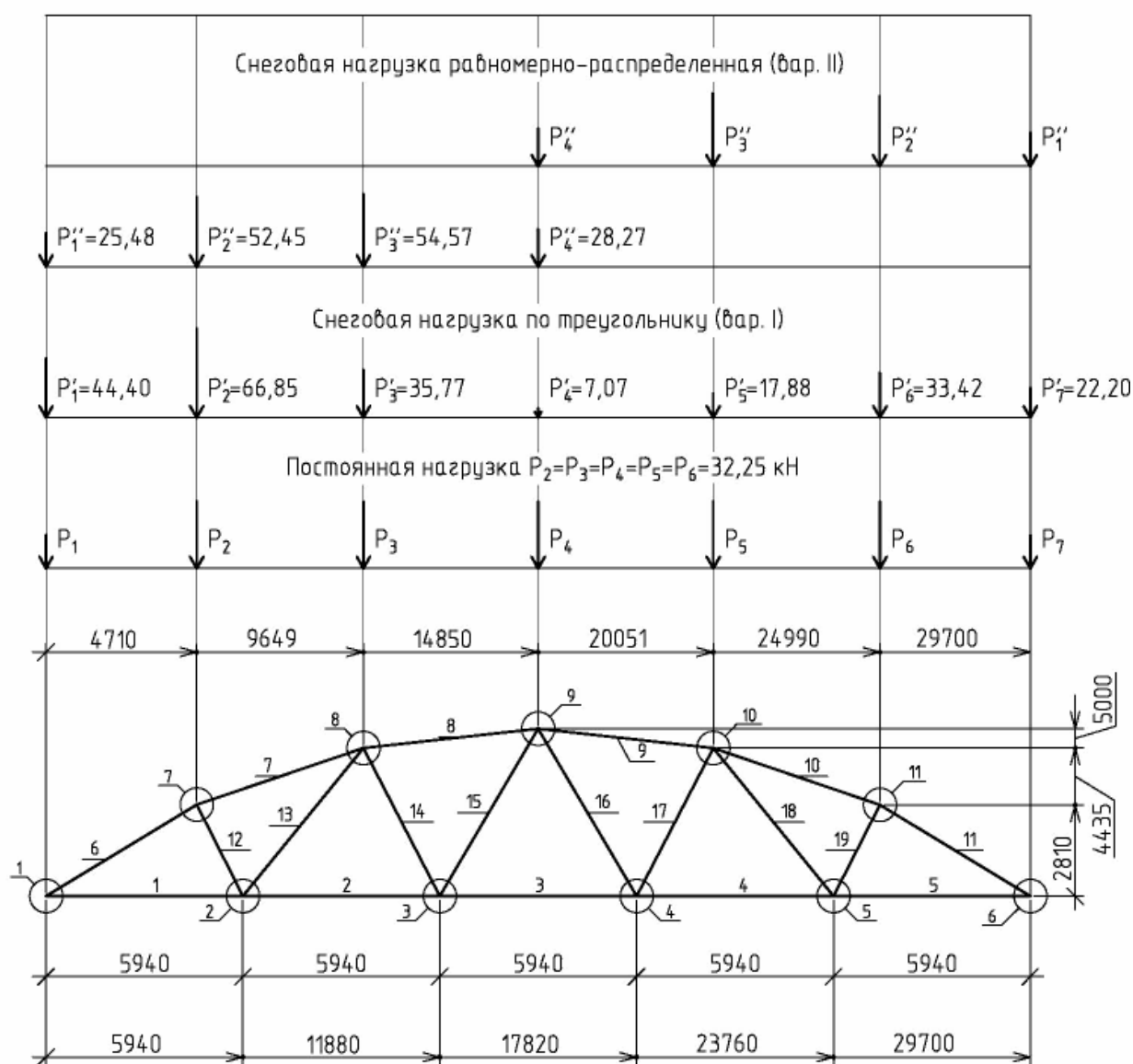


Рис. 6.6. Расчётная схема фермы с действующими нагрузками

Таблица 6.5

Таблица расчетных усилий в элементах фермы

Наименование элемента	Обозначение	Усилия от постоянной нагрузки, кН	Усилия от снега по треугольнику, кН		Усилия от снега распределенного, кН			Расчетные усилия	
			большой слева	большой справа	слева	справа	по всему пролету	+	-
Верхний пояс	1 – 7 (6)	-157,36	-185,5	-128,73	-184,97	-78,30	-263,27	-	420,63
	7 – 8 (7)	-143,84	-157,95	-114,83	-163,38	-78,04	-241,42	-	385,26
	8 – 9 (8)	-140,78	-122,58	-108,39	-135,69	-102,50	-238,19	-	378,97
Нижний пояс	1 – 2 (1)	+135,14	+159,31	+110,55	+158,85	+67,25	+226,10	+361,24	-
	2 – 3 (2)	+139,49	+132,34	+106,27	+148,22	+87,28	+235,50	+374,99	-
	3 – 4 (3)	+140,50	+109,50	+109,50	+119,15	+119,15	+238,30	+378,8	-
Раскосы	2 – 7 (12)	+3,733	-23,11	-3,66	-9,101	+17,17	+8,07	+20,90	-19,377
	2 – 8 (13)	-4,457	+27,59	+4,37	+10,86	-20,51	-9,65	+23,133	-24,967
	3 – 8 (14)	+1,080	-23,30	+3,29	-29,66	+32,52	+2,86	+33,55	-28,63
	3 – 9 (15)	-1,071	+24,21	-3,42	+30,82	-33,79	-2,97	+29,75	-34,86
Опорные реакции	R_A								
	R_B								

Максимальные расчётные усилия в элементах ферм получены от постоянной нагрузки и снеговой нагрузки, дающей наибольшее усилие при алгебраическом сложении величин усилий. В поясах фермы усилия от всех нагрузок имеют одинаковый знак: в верхнем поясе « – » (сжатие), а в нижнем поясе « + » (растяжение). В раскосах подсчитаны значения как растягивающих, так и сжимающих усилий, т.е. со знаком « + » и « – ». Это очень важно, т.к. сразу трудно сказать, какое усиление будет более опасным – сжимающее или растягивающее – для работы раскоса и его крепления к поясам.

6.6. Подбор сечений элементов фермы

Верхний пояс. Является наиболее нагруженным элементом фермы, к тому же он испытывает изгиб от действия внеузловой нагрузки и от кривизны, поэтому рассматриваем его как криволинейную балку с распределённой поперечной нагрузкой, к которой по концам приложены продольные усилия по линии хорды. Каждый элемент верхнего пояса является сжатоизогнутым стержнем, изгибающий момент в котором:

$$M_{\text{расч}} = M_q - M_N = \frac{ql_1^2}{8} - N_i \cdot f_1,$$

где q – расчётная поперечная нагрузка, кН/м;

l_1 – горизонтальная проекция элемента, м;

N_i – продольное усилие в элементе, кН;

$f_1 = 0,137$ – стрела подъёма дуги элемента, м.

Определяющим для подбора сечения пояса является максимальный изгибающий момент $M_{\text{расч}}$; поэтому выясним, при каких сочетаниях нагрузок имеет место $M_{\text{расч}} = M_{\text{max}}$.

1. Действие снеговой нагрузки по варианту 2 на всём пролёте (даёт наибольшие усилия).

Э л е м е н т 8:

$$l_1 = 5,2 \text{ м}; N = 378,97 \text{ кН};$$

$$q = 1,075 \cdot 6 + 10,8 = 17,25 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

(Нагрузки и усилия подсчитаны с учётом постоянных нагрузок.)

$$M_{\text{расч}} = \frac{17,25 \cdot 5,2^2}{8} - 378,97 \cdot 0,137 = 58,305 - 51,92 = 6,386 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Э л е м е н т 7:

$$l_1 = 4,94 \text{ м};$$
$$N = 385,26 \text{ кН};$$
$$q = 17,25 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$M_{\text{расч}} = \frac{17,25 \cdot 4,94^2}{8} - 385,26 \cdot 0,137 = 52,62 - 52,78 = -0,16 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

2. Действие снеговой нагрузки по варианту 2 на левой половине пролёта.

Э л е м е н т 8:

$$l_1 = 5,2 \text{ м}; N = 140,78 + 135,69 = 276,47 \text{ кН};$$
$$q = 1,075 \cdot 6 + 10,8 = 17,25 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$M_{\text{расч}} = \frac{17,25 \cdot 5,2^2}{8} - 276,47 \cdot 0,137 = 58,305 - 37,880 = 20,428 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Э л е м е н т 7:

$$l_1 = 4,94 \text{ м}; N = 143,84 + 163,38 = 307,22 \text{ кН};$$
$$q = 17,25 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$M_{\text{расч}} = 58,305 - 307,22 \cdot 0,137 = 16,21 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3. Действие снеговой нагрузки по варианту 1 (по треугольнику) по всему пролёту, большой треугольник слева.

Э л е м е н т 7:

$$l_1 = 4,94 \text{ м}; N = 143,84 + 157,95 = 301,79 \text{ кН};$$

величины нагрузок по концам элемента 7 будут равны:

$$q_1' = P_{\text{сн}} \cdot \frac{10,14}{14,85} = 3,407 \cdot 0,682 = 2,326 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$
$$q_1 = 2,326 \cdot 6 = 13,958 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

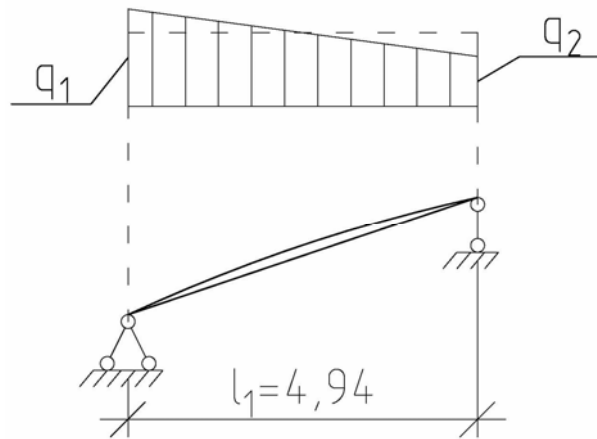


Рис. 6.7. Расчетная схема элемента 7

Приближённо трапециевидную нагрузку заменим равномерно-распределённой интенсивностью

$$q = \frac{q_1 + q_2}{2} = \frac{13,958 + 7,159}{2} = 10,558 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

и подсчитаем от неё максимальный изгибающий момент в середине пролёта:

$$M = \frac{q \cdot l_1^2}{8} = \frac{10,558 \cdot 4,94^2}{8} = 32,206 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчётный изгибающий момент в элементе будет равен:

$$M_p = 32,206 - 301,79 \cdot 0,137 = 9,139 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

4. Действие снеговой нагрузки по варианту 1.

Элемент 6:

$$l_1 = 4,71 \text{ м}; N = 157,36 + 185,5 = 342,86 \text{ кН}.$$

Расчётная схема такая же, как у элемента 7. Величина нагрузок по концам элемента:

$$q_1 = 3,407 \cdot 6 = 20,442 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q_2 = 13,958 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

$$q_{\text{cp}} = \frac{20,442 + 13,958}{2} = 17,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$M = \frac{17,2 \cdot 4,71^2}{8} - 342,86 \cdot 0,137 = 47,695 - 46,971 = 0,723 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Рассмотрим ещё один случай для элемента 8, когда распределённая снеговая нагрузка действует только на одной половине фермы, например «справа». В этом случае усилие в элементе от совместного действия постоянной нагрузки и снега «справа» равно:

$$N = 140,78 + 102,5 = 243,28 \text{ кН.}$$

На пояс действует только постоянная нагрузка, от которой

$$M = \frac{q \cdot l_1^2}{8} = \frac{6,43 \cdot 5,2^2}{8} = 21,733 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Расчётный изгибающий момент в элементе равен:

$$M = 21,733 - 243,28 \cdot 0,137 = -11,596 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Как видно, величина этого момента достаточно большая и имеет отрицательный знак, т.е. способствует уменьшению кривизны пояса.

Были рассмотрены далеко не все случаи по определению M_{max} и не для всех элементов верхнего пояса сделаны расчёты. Однако из всех рассмотренных случаев принимаем вариант с максимальным изгибающим моментом для элемента 8: $M_{расч} = 20,428 \text{ кН} \cdot \text{м}$ и $N = 276,47 \text{ кН}$.

На эти расчётные усилия подбираем размеры поперечного сечения верхнего пояса.

Зададимся шириной верхнего пояса $b = 192 \text{ мм}$ из досок по сортаменту сечением $40 \times 200 \text{ мм}$. Ориентировочное значение высоты полученного сечения h подсчитаем, приняв за основную величину силового воздействия $M_{расч} = 20,428 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Влияние продольной силы и гибкости на поперечное сечение учтём введением произвольного коэффициента, меньшего 1, например 0,5. Тогда из условия прочности изгибаемого элемента получим:

$$h \geq \sqrt{\frac{6M_{расч}}{0,5R_c \cdot b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 20,428 \cdot 10^{-3}}{0,5 \cdot 15 \cdot 0,192}} = 0,313 \text{ м.}$$

Сечение склеиваем из досок толщиной 34 мм (после строжки досок толщиной 40 мм), требуемое количество досок: $n = \frac{0,313}{0,034} \approx 10 \text{ шт.}$

Зададимся сечением верхнего пояса: $b \times h = 192 \times 340 \text{ мм}$. При этом

$$A = b \cdot h = 19,2 \cdot 34 = 652,8 \text{ см}^2; \quad W = \frac{bh^2}{6} = \frac{19,2 \cdot 34^2}{6} = 3699 \text{ см}^3.$$

Уточняем величину расчётного сопротивления древесины сосны второго сорта для принятого сечения: $R'_c = R_c \cdot m_6 \cdot m_{сл} \cdot m_{гн} = 15 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 15 \text{ МПа}$, где $m_6 = 1$ при $h < 50 \text{ см}$; $m_{сл} = 1,0$ при $\delta = 3,4 \text{ см}$; $m_{гн} = 1,0$ при $\frac{r}{\delta} > 250$.

Гибкость элемента в плоскости изгиба

$$\lambda = \frac{S_1}{0,289h} = \frac{528}{0,289 \cdot 34} = 53,73.$$

Коэффициент ξ равен:

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N}{3000 \cdot R'_c \cdot A} = 1 - \frac{53,73^2 \cdot 276,47 \cdot 10}{3000 \cdot 15 \cdot 652,8} = 0,728.$$

Проверка прочности сечения:

$$\frac{N}{A} + \frac{M_{расч}}{\xi \cdot W} = \frac{276,47 \cdot 10}{652,8} + \frac{20,428 \cdot 10^3}{0,728 \cdot 3699} = 4,23 + 7,58 = 8,48 \text{ МПа} < R'_c = 15 \text{ МПа}$$

Принятое сечение имеет запас прочности.

Проверим сечение $b \times h = 168 \times 306 \text{ мм}$, т.е. сечение из 9 досок шириной 168 мм (вчерне 175 мм) и толщиной 34 мм. Для такого сечения:

$$A = 16,8 \times 30,6 = 514 \text{ см}^2; \quad W = \frac{16,8 \cdot 30,6^2}{6} = 2621,8 \text{ см}^3;$$

$$\lambda = \frac{528}{0,289 \cdot 30,6} = 59,7;$$

$$\xi = 1 - \frac{59,7^2 \cdot 276,47 \cdot 10}{3000 \cdot 15 \cdot 514} = 0,574.$$

Проверка прочности:

$$\sigma = \frac{276,47 \cdot 10}{514} + \frac{20,428 \cdot 10^3}{0,574 \cdot 2621,8} = 5,38 + 13,57 = 18,95 \text{ МПа} > R'_c = 15 \text{ МПа}.$$

Сечение не отвечает требованиям прочности.

Принимаем сечение $b \times h = 168 \times 340 \text{ мм}$.

$$A = 16,8 \times 34 = 571,2 \text{ см}^2; \quad W = \frac{16,8 \cdot 34^2}{6} = 3236,8 \text{ см}^3;$$

$$\lambda = 53,73;$$

$$\xi = 1 - \frac{53,73^2 \cdot 276,47 \cdot 10}{3000 \cdot 15 \cdot 571,2} = 0,689;$$

$$\sigma = \frac{276,47 \cdot 10}{571,2} + \frac{20,428 \cdot 10^3}{0,689 \cdot 3236,8} = 4,84 + 9,16 = 14 \text{ МПа} < R_c' = 15 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Принимаем сечение размером $b \times h = 168 \times 340$ мм, склеенное из 10 досок $b \times \delta = 168 \times 34$ мм.

Нижний пояс. Подбираем сечение из двух уголков стали ВСтЗпс2 с сопротивлением $R = 225$ МПа. Расчётное усилие в нижнем поясе $N_{\text{расч}} = 378,8$ кН.

Требуемая площадь сечения:

$$A_{\text{тр}} \geq \frac{N_{\text{расч}}}{R} = \frac{378,8 \cdot 10^{-3}}{225} = 0,00168 \text{ м}^2 = 16,8 \text{ см}^2.$$

Площадь одного уголка: $A_{\text{тр}}' = \frac{A_{\text{тр}}}{2} = 8,4 \text{ см}^2.$

Принимаем уголок 75×7 .

$$A' = 10,1 \text{ см}^2; \quad I_x = 53,3 \text{ см}^4; \quad z_0 = 21 \text{ мм};$$

$$\text{масса 1 пог. м } 7,96 \frac{\text{кгс}}{\text{п.м.}}; \quad r_x = 2,29 \text{ см}; \quad W_x = 25,4 \text{ см}^3.$$

Гибкость нижнего пояса

$$\lambda = \frac{l_0}{r_x} = \frac{5940}{22,9} = 259 < 400.$$

Раскосы. Раскос (по рис. 6.6, №14) имеет наибольшие усилия $N_{\text{расч}} = +33,55$ кН и $N_c = -28,63$ кН, длина раскоса DD_2 $l = 4,879$ м.

Один из размеров раскоса принимаем $b = 168$ мм по ширине верх-

него пояса. Гибкость $\lambda = \frac{l}{0,289 \cdot b} = \frac{4879}{0,289 \cdot 168} = 100,5.$

Из условия равноустойчивости другой размер сечения принимаем тоже 168 м. Проверим устойчивость раскоса:

$$A = 16,8 \times 16,8 = 282 \text{ см}; \quad \varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{100,5^2} = 0,297;$$

$$\frac{N_c}{A} = \frac{28,63 \cdot 10}{282} = 1,01 \text{ МПа} < \varphi R_c' = 0,297 \cdot 15 = 4,45 \text{ МПа}.$$

Устойчивость обеспечена.

Откорректируем сечение раскоса. Ширина сечения $b = 168$ мм получается при фрезеровании по кромке досок толщиной 175 мм. Поэтому желательно раскос выполнять клееным из досок толщиной 34 мм (так же, как и пояс) в количестве 5 шт. Таким образом, сечение раскоса принято размером: 170×168 мм.

Проверяем принятое сечение на растяжение

$$\sigma_p = \frac{N_p}{A} = \frac{33,55 \cdot 10}{17 \cdot 16,8} = 1,18 \text{ МПа} < m_0 \cdot R_p = 0,8 \cdot 9 = 7,2 \text{ МПа},$$

где $R_p = 9$ МПа – для клееных элементов из сосны 2-го сорта.

Прочность обеспечена.

Все другие раскосы принимаем одинакового поперечного сечения 170×168 мм.

Проверим устойчивость раскоса (15), для которого сжимающее усилие $N_c = -34,86$ кН, длина $l = 5,882$ м.

Гибкость:

$$\lambda = \frac{5882}{0,289 \cdot 168} = 121;$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{121^2} = 0,20;$$

$$\frac{N_c}{A} = \frac{34,86 \cdot 10}{17 \cdot 16,8} = 1,22 \text{ МПа} < \varphi R'_c = 0,2 \cdot 15 = 3,0 \text{ МПа}.$$

Устойчивость обеспечена.

6.7. Расчет узлов фермы

Конструкции узлов показаны на рис. 6.8–6.12. Все узлы центрированы по осям элементов.

Опорный узел. Расчетные усилия в верхнем поясе $N_c = 420,63$ кН; в нижнем поясе $N_p = 361,24$ кН. Опорная реакция от постоянной нагрузки:

$$R_{Ag} = \frac{(g + p_{сн}) \cdot l}{2} = \frac{(P_1 + P_2 + P_3) \cdot 2 + P_4}{2} =$$

$$= 16,125 + 32,25 + 32,25 + \frac{32,25}{2} = 96,75 \text{ кН}.$$

Опорная реакция от снега по всему пролету по варианту 1:

$$R_{APсн1} = \frac{44,405 + 66,849 + 35,775 + 7,068 + 17,887 + 33,424 + 22,202}{2} =$$

$$= 113,8 \text{ кН}.$$

Опорная реакция от снега по всему пролету по варианту 2:

$$R_{APCH2} = 25,488 + 52,045 + 54,572 + 28,274 = 160,379 \text{ кН.}$$

Максимальная величина опорной реакции:

$$R_A = 96,75 + 160,379 = 257,129 \text{ кН.}$$

Требуемая площадь опирания верхнего пояса на плиту башмака из условия смятия торца:

$$A_{CM}^{TP} = \frac{N_c}{R_{CM}} = \frac{420,63 \cdot 10^3}{15 \cdot 10^6} = 280,4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 280,4 \text{ см}^2.$$

Длина плиты $l_{пл} = \frac{280,4}{16,8} = 16,69 \text{ см}$. Принимаем $l_{пл} = 200 \text{ мм}$. Плиту

от местного изгиба усиливаем ребрами жесткости в количестве 3 шт. толщиной 10 мм и с шагом между ребрами 60 мм.

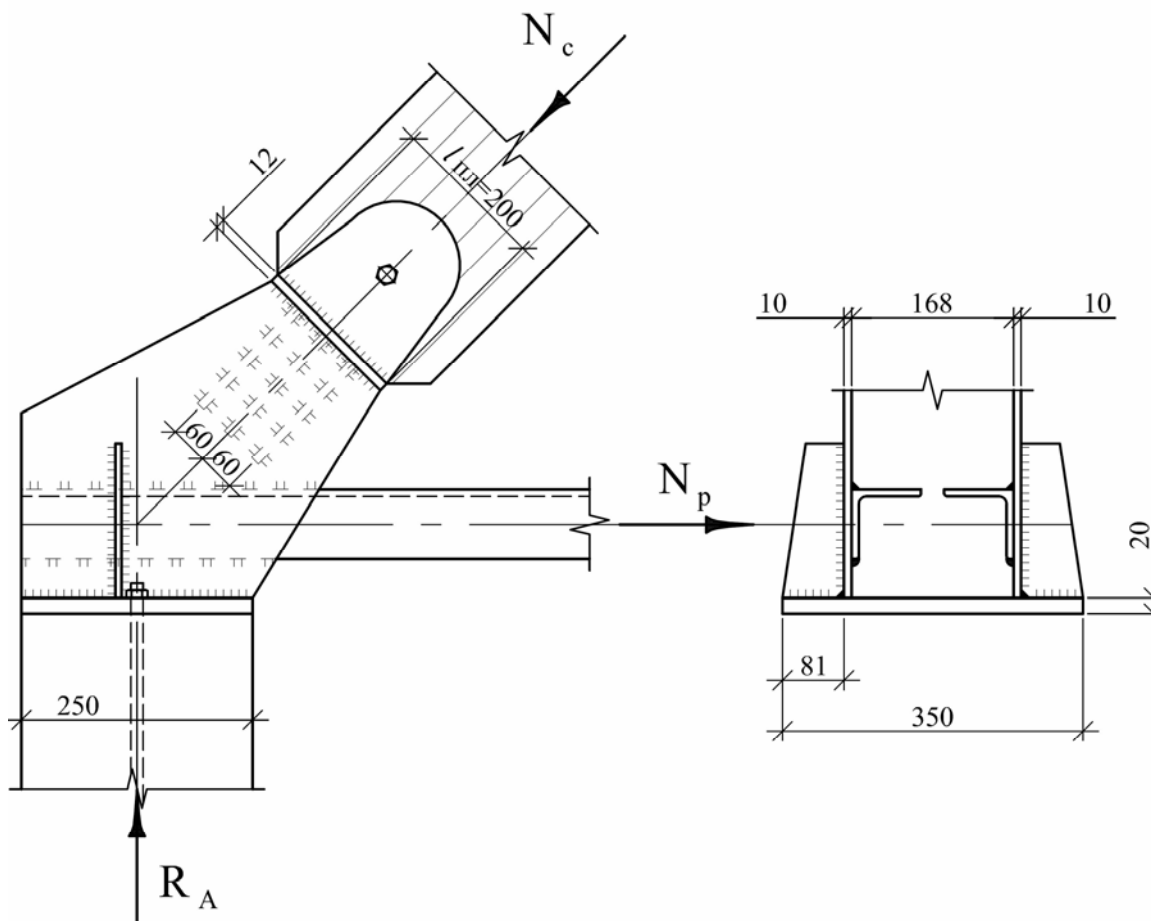


Рис. 6.8. Опорный узел фермы

Определяем толщину упорной плиты. Для этого рассчитываем участок плиты, опертый по контуру со сторонами $b \times a = 168 \times 60 \text{ мм}$. При

отношении $\frac{168}{60} = 2,8$ и $\sigma = \frac{420,63 \cdot 10}{16,8 \cdot 20} = 12,51$ МПа максимальный момент в плите:

$$M = \alpha \cdot \sigma \cdot a^2 = 0,1 \cdot 12,51 \cdot 0,06^2 = 0,0045 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Тогда толщина плиты должна быть не менее:

$$\delta \geq \sqrt{\frac{6M}{R}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,0045}{220}} = 0,011 \text{ м} = 11 \text{ мм},$$

принимаем толщину плиты $\delta = 12$ мм.

Проверяем упорную плиту с тремя подкрепляющими ребрами 10×80 мм как балку пролетом $l_1 = 16,8$ см на изгиб. Максимальный изгибающий момент в ней равен:

$$M = \frac{12,51 \cdot 20 \cdot 16,8^2 \cdot 10^{-1}}{8} = 882,7 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Найдем для сечения плиты, изображенного на рис. 6.9, положение нейтральной оси:

$$y = \frac{S_{x_1}}{A} = \frac{200 \cdot 12 \cdot 6 + 3 \cdot 10 \cdot 80 \cdot 52}{200 \cdot 12 + 3 \cdot 10 \cdot 80} = \frac{14400 + 124800}{2400 + 2400} = \frac{139200}{4800} = 29 \text{ мм}.$$

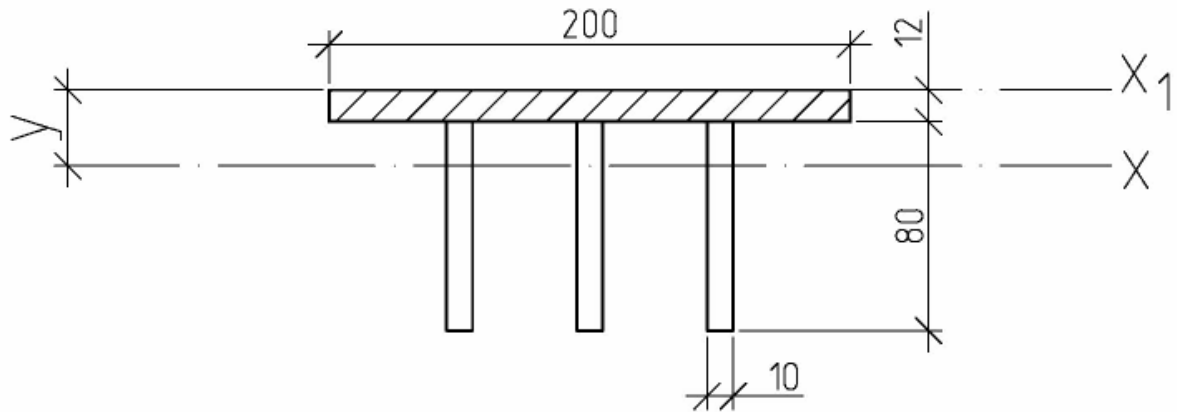


Рис. 6.9. Поперечное сечение упорной плиты.

Момент инерции сечения относительно оси $x-x$:

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{20 \cdot 1,2^3}{12} + 20 \cdot 1,2 \cdot 2,3^2 + 3 \cdot \left[\frac{1 \cdot 8^3}{12} + 1 \cdot 8 \cdot 2,3^2 \right] = \\ &= 2,4 + 126,96 + 3 \cdot [42,6 + 42,32] = 384,12 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Проверка прочности:

$$\sigma = \frac{M}{I_x} \cdot y = \frac{882,7}{384,12} \cdot 2,9 = 6,66 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 66,6 \text{ МПа};$$

$$\sigma = \frac{M}{I_x} \cdot (9,2 - y) = \frac{882,7}{384 \cdot 1,2} \cdot (9,2 - 2,9) = 14,48 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 144,8 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\max} = 144,8 \text{ МПа} < R = 220 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Боковые листы башмака (щёки) принимаем толщиной $\delta = 10$ мм. Элементы башмака свариваем швами $K_f = 8$ мм.

Рассчитываем горизонтальную опорную плиту башмака. Ферма опирается на обвязочный брус шириной 250 мм. Опорная реакция передает на него напряжения, направленные поперек волокон древесины. Принимаем опорную плиту размером 250×350 мм и проверяем обвязочный брус на смятие под плитой поперек волокон:

$$\frac{R_A}{A_{\text{см}}} = \frac{257,129 \cdot 10}{25 \cdot 35} = 2,94 \text{ МПа} < R_{\text{см90}} = 3 \text{ МПа},$$

где $R_{\text{см90}} = 3$ МПа – расчетное сопротивление древесины местному смятию в опорных частях конструкции поперек волокон.

Прочность обеспечена.

Толщину плиты находим из условия изгиба:

✓ консольный участок

$$M_k = \frac{2,94 \cdot 8,1^2 \cdot 10^{-1}}{2} = 9,64 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

✓ средний участок

$$M_{\text{пр}} = \frac{2,94 \cdot 16,8^2 \cdot 10^{-1}}{12} = 6,91 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Тогда толщина опорной плиты равна:

$$\delta_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6M}{R}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 9,64 \cdot 10}{220}} = 1,62 \text{ см} = 16,2 \text{ мм}.$$

Принимаем $\delta = 20$ мм.

Консольные участки плиты дополнительно усиливаем ребрами жесткости.

Длина швов, крепящих уголки нижнего пояса к башмаку при катете шва $K_f = 8$ мм:

$$l_{ш} = \frac{N_p}{2 \cdot R_y^{св} \cdot K_f \cdot 0,7} = \frac{361,24}{2 \cdot 150 \cdot 0,8 \cdot 0,7} = 21,5 \text{ см.}$$

Промежуточный узел верхнего пояса (вариант 1)

Элементы решетки снабжаются стальными планками (наконечниками), прикрепленными болтами к деревянным раскосам. Планки навешиваются на центральный узловой болт, который будет воспринимать равнодействующую двух сил (N_1^p и N_2^p) и передавать её на торцы элементов верхнего пояса под некоторым углом α к волокнам древесины.

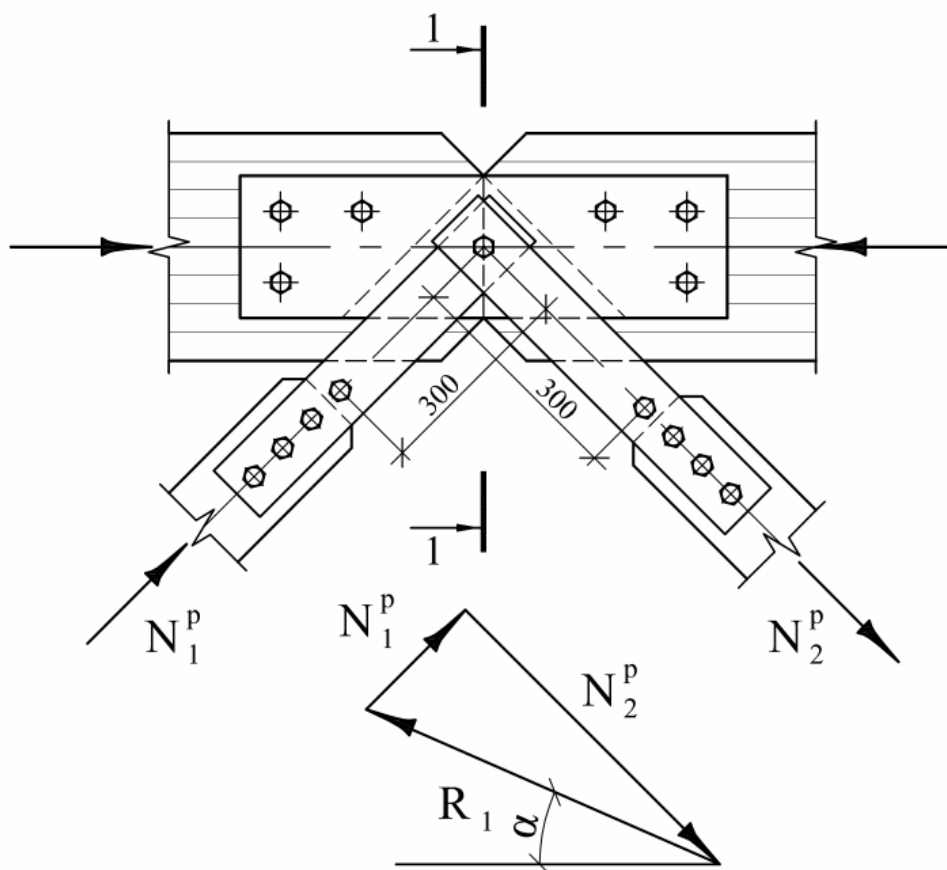


Рис. 6.10. Промежуточный узел верхнего пояса фермы

Усилия в левом 13 (согласно рис. 6.10) и правом 14 раскосах при действии постоянной и снеговой нагрузок (II вариант) равны:

$$N_1^p = -4,457 - 20,51 = -24,967 \text{ кН – сжатие;}$$

$$N_2^p = +1,03 + 32,52 = 33,55 \text{ кН – растяжение.}$$

Равнодействующую получаем (графически): $R_1 = 28$ кН; $\alpha = 34^\circ$.

Из условия достаточной несущей способности болта

$$R_1 \leq m_{cp} \cdot 2,5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{K_\alpha}$$

имеем:

$$d \geq \sqrt{\frac{R_1}{m_{cp} \cdot 2,5 \cdot \sqrt{K_\alpha}}} = \sqrt{\frac{28}{2 \cdot 2,5 \cdot \sqrt{0,88}}} = 2,44 \text{ см},$$

где $K_\alpha = 0,88$ – коэффициент снижения несущей способности болта при угле $\alpha = 34^\circ$.

Принимаем болт диаметром $d = 27$ мм.

Проверим несущую способность болта из условия смятия древесины пояса под углом $\alpha_1 = 34^\circ$:

$$[T_{cm}] = 2 \cdot 0,5 \cdot 16,8 \cdot 0,88 \cdot 2,7 = 40,0 \text{ кН} > 28 \text{ кН}.$$

Оставляем болт $d = 27$ мм.

Для крепления раскосов примем размеры стальных планок 100×8 мм.

С учетом ослабления их отверстием диаметром 30 мм под болт $d = 27$ мм.

Площадь нетто равна:

$$A_{нт} = 2(10 - 3) \cdot 0,8 = 11,2 \text{ см}^2.$$

Условие прочности:

$$2A_{нт} \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot 0,8 = 2 \cdot 11,2 \cdot 220 \cdot 1 \cdot 0,8 = 394 \text{ кН} > N_1^p = 33,55 \text{ кН},$$

где $N_1^p = 33,55$ кН – максимальное усилие в раскосе;

0,8 – коэффициент, учитывающий возможную перегрузку одной из пластин.

Проверим устойчивость стальных пластин. Расчетная длина пластины, равная расстоянию между центральным болтом и болтом, объединяющим пластины у торцов раскосов, составляет 300 мм. Максимальное сжимающее усилие $N_c = -34,86$ кН. Гибкость пластины:

$$\lambda = \frac{30,0}{0,288 \cdot 0,8} = 129,7 < [150].$$

Проверка устойчивости:

$$2A_{бр} \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot 0,8 \cdot \varphi = 2 \cdot 8 \cdot 225 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,398 = 114 \text{ кН} > N_c = 34,86 \text{ кН},$$

где $A_{бр} = 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ см}^2$; $\varphi = 0,398$ при $\lambda = 129,7$.

Устойчивость обеспечена.

Пластины крепятся к деревянным раскосам болтами $d = 16$ мм. Несущая способность болта:

✓ из условия изгиба (на два среза):

$$T_{\text{и}} = 2,5d^2 \cdot 2 = 5 \cdot 1,6^2 = 12,8 \text{ кН};$$

✓ из условия смятия древесины:

$$T_{\text{см}} = 2 \cdot 0,5 \cdot cd = 1 \cdot 16,8 \cdot 1,6 = 26,88 \text{ кН}.$$

Принято $T_{\text{и}} = T^{\text{min}} = 12,8$ кН.

Требуемое количество болтов:

$$n \geq \frac{34,86}{12,8} = 2,72 \text{ шт.}$$

Принимаем 3 болта.

Промежуточный узел верхнего пояса (вариант 2)

Все узлы верхнего пояса выполняются с применением сварных металлических вкладышей. В зависимости от месторасположения вкладыши могут иметь коническую форму. Взаимный контакт вкладыша с деревянным элементом пояса осуществляется под углом 90° к оси панели верхнего пояса.

Один из вариантов узлов верхнего пояса со сварными металлическими вкладышами представлен на рис. 6.11.

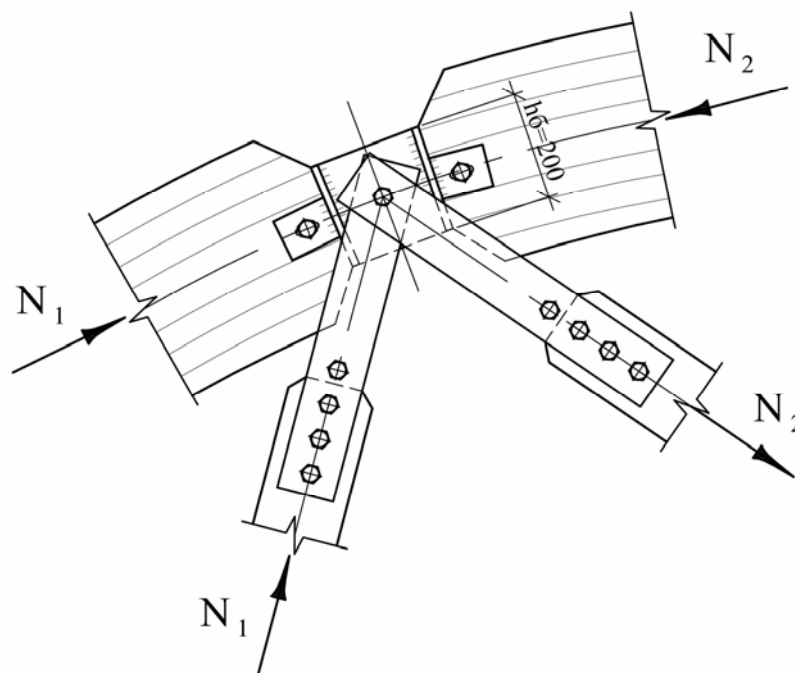


Рис. 6.11. Узел верхнего пояса (вариант 2)

Требуемая площадь контакта:

$$A_{\text{нт}} \geq \frac{N}{R'_c} = \frac{420,63 \cdot 10}{15} = 280,42 \text{ см}^2,$$

где $N = 420,63$ кН – максимальное усилие в верхнем поясе.

При ширине пояса $b = 16,8$ см высота вкладыша должна быть не менее:

$$h_6 = \frac{A_{\text{нт}}}{b} = \frac{280,42}{16,8} = 16,7 \text{ см.}$$

Принимаем высоту вкладышей во всех узлах верхнего пояса $h_6 = 200$ мм.

Вкладыши конструктивно крепим к элементам верхнего пояса болтами М16, при этом отверстия под болты принимаем овальными, т.е. увеличенными в продольном направлении. В центре сварного вкладыша делается отверстие под центровой болт, на который навешиваются стальные наконечники раскосов. Болт работает на срез и на изгиб от действия равнодействующей усилий в раскосах.

Проверяем прочность центрального болта на изгиб как для консольной балки с пролетом $l = 16,8 + 2 = 18,8$ см, нагруженной по концам силой R_1 (равнодействующей усилий в раскосах), по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq \frac{R}{\gamma},$$

где $M = R_1 \cdot 1,5\delta = 28 \cdot 1,5 \cdot 1 = 42$ кН·см;

$W = \frac{\pi d^3}{32}$ – момент сопротивления болта.

Требуемый диаметр центрального болта:

$$d \geq \sqrt[3]{\frac{32M}{\pi R}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 42 \cdot 10}{\pi \cdot 225}} = 2,7 \text{ см.}$$

Принимаем болт диаметром 27,0 мм и проверяем его на срез:

$$\tau = \frac{R_1}{A_{\text{нт}}} = \frac{28}{\frac{\pi d^2}{4}} = 49,0 \text{ МПа} < R_{\text{ср}} = 150 \text{ МПа.}$$

Прочность обеспечена.

Узел по нижнему поясу (вариант 1)

Этот вариант (рис. 6.12, а), являющийся типовым, предпочтителен (с точки зрения простоты изготовления).

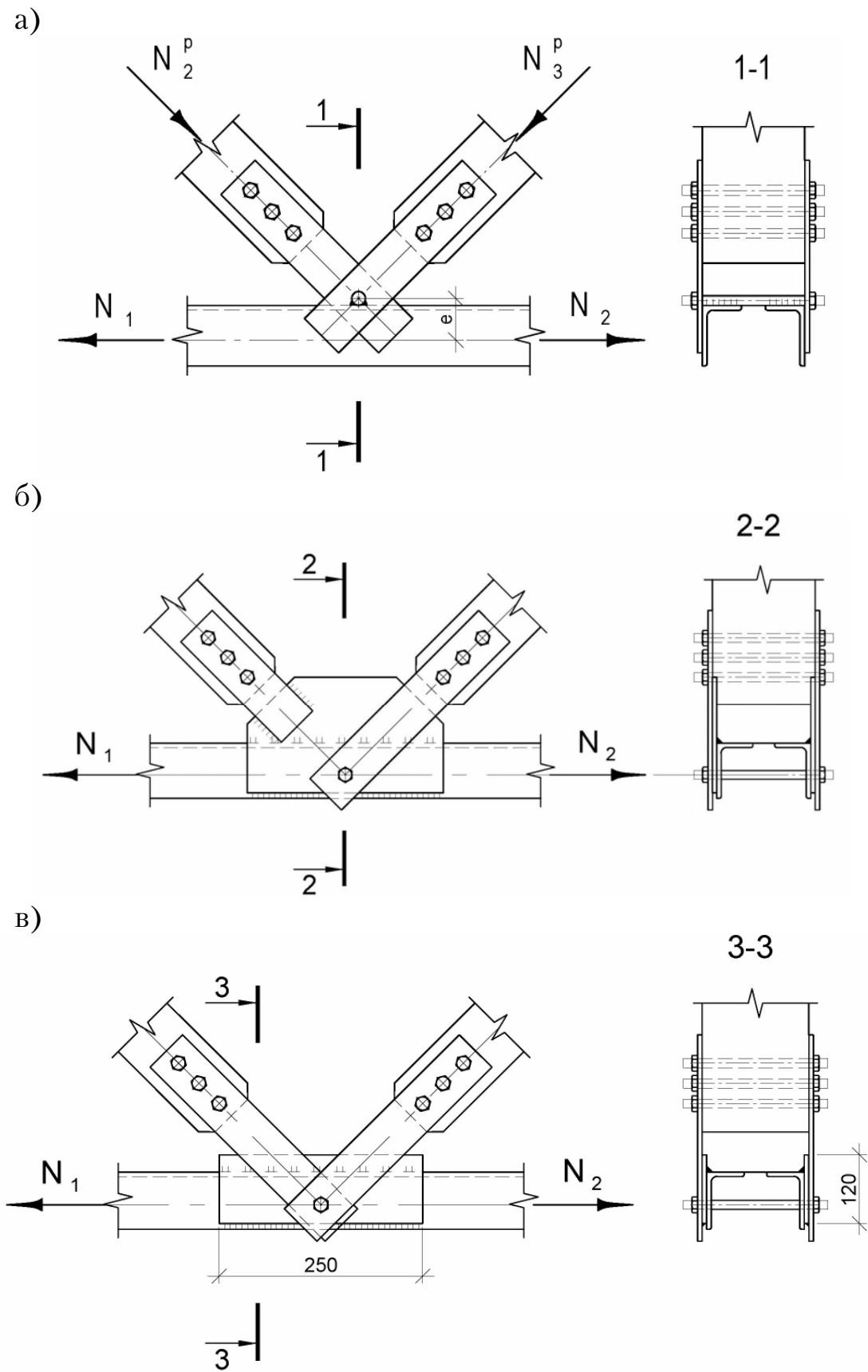


Рис. 6.12. Узел нижнего пояса:
 а – со шпилькой (вариант 1); б – с узловыми фасонками (вариант 2);
 в – с усилением в месте ослабления болтом (вариант 3)

В таком узле раскосы своими наконечниками навешиваются на шпильку, приваренную к металлическому нижнему поясу. Усилия с раскосов передаются на шпильку, что вызывает ее работу на изгиб и на срез.

Усилия в раскосах: $N_2^p = +33,55$ кН; $N_3^p = -34,86$ кН.

Стальные накладки и болты для их крепления рассмотрены выше.

Рассчитаем узловой болт (шпильку), приваренный к уголкам нижнего пояса, на равнодействующую усилий N_2^p и N_3^p . Равнодействующая усилий N_2^p и N_3^p равна: $R_2 = 26$ кН. Плечо усилия R_2 относительно грани уголка $C = \delta = 10$ мм (толщина пластины наконечника).

Изгибающий момент в шпильке:

$$M = \frac{R_2}{2} \cdot c = \frac{26}{2} \cdot 1 = 13 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемый диаметр шпильки найдем из выражения

$$W \geq \frac{M}{R} = \frac{\pi d^3}{32},$$

откуда

$$d \geq \sqrt[3]{\frac{32M}{\pi R}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 13 \cdot 10}{\pi \cdot 210}} = 1,85 \text{ см}.$$

Принимаем диаметр шпильки $d = 20$ мм.

Проверяем шпильку на срез:

$$2 \frac{\pi d^2}{4} \cdot R_{\text{ср}} = 2 \cdot 3,14 \cdot \frac{2^2}{4} \cdot 150 \cdot 10^{-1} = 94,2 \text{ кН} > R_2 = 26 \text{ кН}.$$

Прочность обеспечена.

Шпилька приваривается к нижнему поясу с эксцентриситетом $e = \frac{d}{2} + z = \frac{20}{2} + 2,15 = 3,15$ см (z – расстояние от верхней кромки уголка до центральной его оси).

Максимальный изгибающий момент, создаваемый эксцентричным примыканием шпильки в нижнем поясе

✓ в первом узле

$$M_1 = (N_1 - N_2) \cdot e = (374,99 - 361,24) \cdot 3,15 = 43,31 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

✓ во втором узле

$$M_2 = (N_3 - N_2) \cdot e = (378,8 - 374,99) \cdot 3,15 = 12,0 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Эти моменты поровну распределяются между смежными панелями нижнего пояса, т.е. изгибающий момент во второй панели равен:

$$M' = \frac{43,31}{2} = 21,65 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

а в третьей панели

$$M'' = \frac{12}{2} = 6 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Эти моменты нужно учесть при проверке прочности нижнего пояса. Проверка прочности нижнего пояса во второй панели:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{374,99 \cdot 10}{20,2} + \frac{21,65 \cdot 10}{50,8} = 186 + 4,0 = 190 \text{ МПа} < 225 \text{ МПа.},$$

где $W = 50,8 \text{ см}^3$ – момент сопротивления двух уголков нижнего пояса.

Проверка прочности нижнего пояса в третьей панели:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{378,8 \cdot 10}{20,2} + \frac{6,0 \cdot 10}{50,8} = 187,5 + 1,1 = 188,6 \text{ МПа} < 225 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Узел по нижнему поясу (вариант 2)

Все элементы фермы в узле центрируются, тем самым мы избегаем появления в нижнем поясе изгибающих моментов (см. рис. 6.12, б). Однако при этом не избежать ослабления его отверстием под центральной болт. Ослабление нижнего пояса компенсируем стальными накладками 8×120 мм длиной 250 мм, привариваемыми к каждому уголку пояса в центре узла. Площадь поперечного сечения накладок значительно превышает площадь ослабления уголков центральным болтом, а именно:

$$A_{\text{н}} = 2 \cdot (10 - 2) \cdot 0,8 = 12,8 \text{ см}^2 > A_{\text{осл}} = 2 \cdot 2 \cdot 0,8 = 3,2 \text{ см}^2.$$

Поэтому прочность пояса по ослабленному сечению с учетом дополнительных накладок можно не проверять. Центральной болт и крепление раскосов в узле в данном случае рассчитывается, как в варианте 1. Болт принимаем диаметром 20 мм.

Следует только заметить, что ширина узла в месте приваривания стальных накладок увеличилась на $2 \times 8 = 16$ мм. Для того чтобы наконечники раскосов плотно подходили к узловым накладкам, необходимо под наконечники в местах крепления их болтами к раскосам подложить металлические шайбы толщиной 8 мм.

Чтобы избежать ослабления нижнего пояса центровым болтом, узел можно выполнять с применением узловых фасонок (рис. 6.12, б).

При необходимости (а это всегда имеет место при больших пролетах ферм) выполнения стыков верхнего пояса, их желательно устраивать в узлах нижнего пояса. С этих позиций узлы по нижнему поясу целесообразно выполнять по варианту 2, тогда узел с размещением стыка нижнего пояса можно выполнять согласно рис. 6.13.

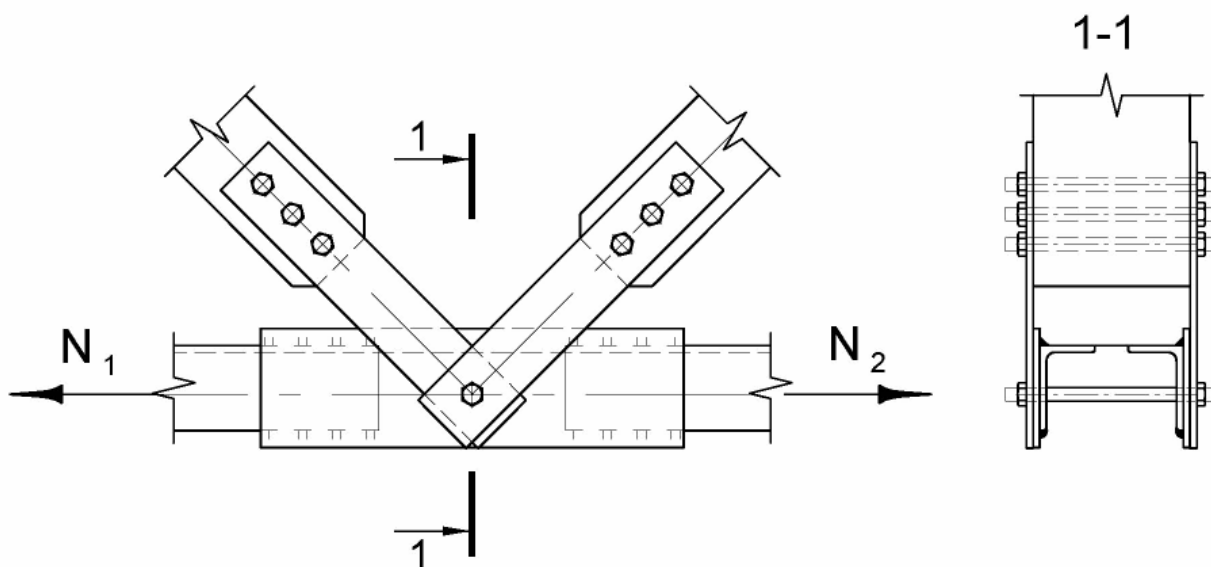


Рис. 6.13. Промежуточный узел нижнего пояса

Стыковые накладочки рассчитываются на прочность как центрально растянутые элементы с учетом ослабления центровым болтом, и сварные швы проверяются на срез, на восприятие усилий N_1 и N_2 .

Все остальные детали узла рассчитываются аналогично рассмотренным выше.

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОПОДГОТОВКИ ПО КОНСТРУКЦИЯМ ФЕРМ

1. Какие типы ферм различают по очертанию? По виду конструкционного материала? По виду узловых соединений?
2. От чего зависит выбор рациональной конструкции ферм?
3. Какие усилия возникают в элементах ферм?
4. Как центрируются элементы ферм в узлах нижнего пояса?
5. Как центрируются элементы сегментных ферм в узлах верхнего пояса?
6. Как характер приложения внешней нагрузки на верхний пояс ферм прямолинейных элементов влияет на конструкцию узлов и центрирование элементов?
7. Какие типы опорных узлов могут быть в металлодеревянных фермах?
8. Как выполняются промежуточные узлы по верхнему поясу сегментных ферм с разрезным и неразрезным поясом?
9. Как рассчитывается верхний пояс треугольных, трапециевидальных и многоугольных ферм?
10. Как рассчитать верхний пояс сегментных ферм при разрезном и неразрезном вариантах?
11. На что рассчитываются металлические наконечники, прикрепляющие решетку ферм к поясам?
12. Как рассчитать необходимое количество болтов (гвоздей), прикрепляющих металлические наконечники к элементам решетки?
13. На какие напряжения работает и рассчитываются болты, на которых навешиваются металлические наконечники решетки ферм?
14. Для каких целей ставятся узловые накладки?
15. В чем преимущества и недостатки сегментных ферм, где целесообразно применять такие фермы?
16. Какие варианты расположения временной нагрузки необходимо рассмотреть при расчете сегментных ферм?
17. Как определяют усилия в элементах сегментных ферм?
18. Какие методы применяют для определения усилий в фермах?
19. На какие усилия рассчитывают несущую способность верхнего пояса?

Вопросы по соединениям деревянных конструкций

1. На какие виды напряжений работает шпонка? Как определить несущую способность шпонки?
2. Какова в соединениях на шпонках эпюра скальвающих напряжений? Как это учитывается в расчетах?
3. Какие виды соединений на нагелях называются симметричными, какие несимметричными?
4. На какие виды напряжений работает нагель?
5. Как определить расчетное число срезов нагелей?
6. Каковы должны быть расстояния между осями нагелей (требования СНиП)?
7. Из какого материала могут быть сделаны цилиндрические нагели? Пластинчатые нагели?
8. Как определяется несущая способность нагеля?
9. Что является опасным в работе нагельных соединений? Как это учитывается при подсчете несущей способности соединения?
10. Как сказываются направления усилия к волокнам древесины на несущую способность цилиндрического нагеля?
11. Назовите отличительные признаки в конструировании гвоздевых соединений и в их расчете по сравнению с соединениями на цилиндрических нагелях.
12. Что такое клей?
13. Назовите основные требования к клеям, применяемым в несущих строительных конструкциях.
14. Какие клеи следует применять в несущих конструкциях?
15. Какие виды клеевых соединений применяются для сращивания досок? Какой из них предпочтительнее?
16. Какие размеры по ширине и толщине досок рекомендуются при изготовлении клеенощитых конструкций?
17. Какая максимальная влажность древесины допускается при склеивании досок?
18. Почему ограничиваются размеры досок и влажность древесины при изготовлении клеенощитых конструкций?
19. Рассчитывают ли клеевое соединение на “зубчатый шип”?
20. Какие клеи применяются для склеивания пластмассовых материалов: стеклопластика, оргстекла, винилпласта, полиэтилена?
21. Какие виды соединений применяются при склеивании пластмассовых изделий?
22. Что вызывает внутренние напряжения в клеевых швах? Как они влияют на работу швов?

23. Для каких целей применяют клеёметаллические соединения?
24. Как изменяется прочность клеевинтового соединения при изменении диаметра винтов? Шага расстановки винтов?
25. Какие механические связи в соединениях работают на растяжение?
26. Чем обеспечивается несущая способность гвоздей при их выдергивании? То же винтов (шурупов, глухарей) при выдергивании?
27. Почему ненарезанная часть винтов не учитывается в работе их на выдергивание?
28. Назовите шаг расстановки гвоздей и шурупов при работе их на выдергивание.
29. Что принимается за расчетную длину гвоздя или шурупа при расчете на выдергивание?
30. Для каких целей в ДК применяют клеенные стальные стержни?
31. Каков шаг расстановки клеенных стержней?
32. Чем обеспечивается несущая способность клеенных стержней?
33. Как учитывается в расчетах неравномерность распределения напряжений по длине стержня?
34. Какова оптимальная длина вклеивания стержней?
35. Что представляют собою металлические зубчатые пластинки (МЗП)? Для каких целей они применяются?
36. Как подсчитывается несущая способность МЗП?
37. Что такое клеестальная (клеепластмассовая) шайба?
38. Для каких целей применяют клеестальные шайбы?
39. Чем обеспечивается несущая способность клеестальной шайбы?
40. Почему расчет несущей способности клеестальной шайбы ведут по $R_{ск}^{сп}$, а не просто по $R_{ск}$?
41. Какие элементы можно соединять с применением клеестальных шайб?

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Отечественный и зарубежный опыт строительства показал высокую эффективность, а порой и практическую необходимость применения несущих деревянных конструкций. Среди большого разнообразия деревянных несущих конструкций особое место занимают сквозные арки, фермы, рамы. Такие конструкции имеют меньшую материалоемкость, более легкие по сравнению с конструкциями сплошного сечения типа балок. Однако, несмотря на это, решетчатые конструкции (фермы) сегодня мало используются проектировщиками и архитекторами, хотя в середине прошлого столетия в целях широкомасштабного применения деревянных ферм в строительстве были разработаны серии типовых альбомов индустриальных ферм. Фермы использовались в зданиях практически любого назначения: промышленного, общественного, жилищного, спортивного и др.

Сокращение объема применения деревянных ферм в строительстве привело к уменьшению количества выпускаемого материала по курсу «Конструкции из дерева и пластмасс», касающегося вопросов проектирования ферм. Надеюсь, что данное пособие поможет студентам при выполнении курсовых и дипломных проектов, а специалистам-проектировщикам даст необходимый материал и практические рекомендации по разработке реальных проектов с применением сквозных ферм.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Строительные нормы и правила. СНиП II-25–80. Нормы проектирования. Деревянные конструкции [Текст]: утв. и введ. в действие 1 января 1982 г. – М.: Стройиздат, 1982. – 66 с.
2. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) [Текст] / ЦНИИСК им.В.А. Кучеренко. – М.:Стройиздат, 1986. – 215 с.
3. Гапоев, М.М. Конструкции из дерева и пластмасс [Текст]: учеб. / М.М. Гапоев [и др.]. – М.: Издательство АСВ, 2004. – 440 с.
4. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования [Текст]: учеб. пособие / Ю.В. Слицкоухов [и др.]; под ред. Ю.В. Слицкоухова. – М.: Стройиздат, 1991. – 256 с.
5. Проектирование и расчет деревянных конструкций [Текст]: справ. / И.М. Гринь [и др.]; под ред. И.М. Гриня. – Киев : Будивэльник, 1988. – 240 с.
6. Кочетков, Д.А. Деревянные конструкции в жилищно-коммунальном строительстве [Текст] / Д.А. Кочетков. – М.: Изд. Минкомхоза РФ, 1950. – 300 с.
7. Вдовин, В.М. Проектирование ограждающих конструкций из дерева и пластмасс [Текст]: учеб. пособие. – 3-е изд., доп. – Пенза: ПГУАС, 2009. – 175 с.
8. Шмидт, А.Б. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры [Текст]: учеб. пособие. / А.Б. Шмидт, П.А. Дмитриев. – М.: Изд-во АСВ, 2002. – 292 с.
9. Вдовин, В.М. Сборник задач, практические методы их решения и контрольные вопросы для самоподготовки по курсу «Конструкции из дерева и пластмасс» [Текст]: учеб. пособие / В.М. Вдовин, В.Н. Карпов – М. : Издательство Ассоциация строительных вузов, 20012. – 212 с.
10. Вдовин, В.М. Вклеенные металлические шайбы в соединениях деревянных конструкций [Текст] / В.М. Вдовин, М.В. Арискин, Д.Д. Ишмаева. – Пенза, ПГУАС 2012. – 184 с.
11. Вдовин, В.М. Вклеенные кольцевые шпонки в соединениях деревянных конструкций [Текст] / В.М. Вдовин, В.Н. Карпов, М.С. Галахов. – Пенза, ПГУАС 2011. – 172 с.
12. Справочник проектировщика. Деревянные конструкции [Текст] / Л.И. Отрешко. –М.: Госстройиздат, 1957. – 263 с.
13. Серов, Е.Н. Проектирование деревянных конструкций [Текст] / Е.Н. Серов, Ю.Д. Сонников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н.Серова. – Спб., 2011. –534 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Т а б л и ц а 1 П

Сортамент пиломатериалов (ГОСТ 8486–86*Е)

Толщина, мм	Ширина, мм								
	75	100	125	150	—	—	—	—	—
16	75	100	125	150	—	—	—	—	—
19	75	100	125	150	175	—	—	—	—
22	75	100	125	150	175	200	225	—	—
25	75	100	125	150	175	200	225	250	275
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 е . При необходимости могут быть изготовлены брусковые заготовки с размерами, получаемыми путем распиловки досок на несколько равных частей, согласно ГОСТ 9685–61*.

Т а б л и ц а 2 П

Сортамент и плотность фанеры

Наименование материала	Размеры, мм			Плотность, кгс/м ³	ГОСТ
	длина	ширина	толщина		
Строительная фанера марки ФСФ и ФК	2440	1525	1,5; 2; 2,5	березовая – 700; лиственничная – 650	3916–69*
	2440	1220	3		
	2135	1525	4		
	1830	1220	5		
	<u>1525</u>	<u>1525</u>	6,7,8,9,10		
		<u>1220</u>	12		
		<u>725</u>			
	<u>1220</u>	<u>1220</u>	15,18,19		
		<u>725</u>			
	1500	1200	5		
	1500	7			
Бакелизованная фанера марки ФБС	4400	1500	10	1200	11539-83
	4900	1250	12		
	5000	1200	14		
	5600	1500	16		
		1200			

П р и м е ч а н и е . Подчеркнутые размеры листов рекомендуются к широкому применению.

Продолжение приложения

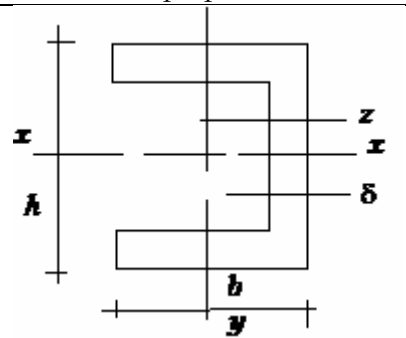
Таблица 3П

Сортамент фанерных труб

Наименование изделия	Внутренний диаметр, мм	Толщина стенки, мм
Фанерные трубы в звеньях длиной 1,4–1,5 м и с укрупнением до 5–7 м	50	6,5
	100	8,0
	150	11,0
	200	11,0
	250	13,0
	300	13,0

Таблица 4П

Сортамент фанерных швеллеров

Поперечное сечение профиля	Геометрические характеристики							
	№ про- филя	h , мм	b , мм	σ , мм	A , см ²	z_0 , см	J_x , см	J_y , см
	10	100	60	10	18,5	2,0	253	62
	12	120	60	10	20,5	1,86	398	67
	12a	120	80	10	24,5	2,65	519	152
	14	140	80	10	22,5	1,65	584	71
	14a	140	80	10	26,5	2,5	753	169
	16	160	80	10	28,5	2,37	1040	171
	19	190	80	10	31,5	2,21	1579	182
	22	220	80	10	34,5	2,06	2259	191
	25	250	80	10	37,5	1,94	3096	199
	30	300	80	12	50,5	1,77	5683	252

Продолжение приложения

Таблица 5П

Рекомендуемый сортамент болтов

Диаметр, мм		Площадь сечения, см ²		Размеры квадратных шайб стяжных болтов, мм	
по стержню	по нарезке	по стержню	по нарезке	ширина	толщина
12	9,7	1,13	0,74	45	4
16	13,4	2,01	1,41	55	4
20	16,7	3,14	2,18	70	5
24	20,1	4,52	3,16	90	7
27	23,1	5,72	4,18	100	8
30	25,4	7,06	5,06	–	–
36	30,8	10,17	7,44	–	–

Рекомендуемый сортамент гвоздей

Диаметр, мм	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6
Длина, мм	70; 80	90	100; 120	125	120; 150	175	150; 200

Рекомендуемый сортамент шурупов
с потайной и полукруглой головкой

Диаметр, мм	Длина, мм
2	7, 10, 13
3	10, 13, 16, 20, 25, 30
4	13, 16, 20, ..., 60 с градаций через 5 мм
5	13, 16, 20, ..., 70 с градаций через 5 мм
6	20, ..., 100 с градаций через 5 мм
8	50, ..., 100 с градаций через 5 мм
10	80, 90, 100 с градаций через 5 мм

Сортамент глухарей (винты для дерева)

Диаметр, мм	6	8	10	12	16	20
Длина, мм	35	–	–	–	–	–
	40	40	40	–	–	–
	50	50	50	–	–	–
	65	65	65	65	–	–
	–	80	80	80	80	–
	–	–	100	100	100	–
	–	–	120	120	120	120
	–	–	–	140	140	140
	–	–	–	–	160	160
	–	–	–	–	180	180
	–	–	–	–	–	200
	–	–	–	–	–	225
	–	–	–	–	–	250

Продолжение приложения

Таблица 6П

Расчетные сопротивления сосны и ели

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см ²) для сортов древесины		
		1	2	3
1	2	3	4	5
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон:				
а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в подпунктах «б», «в») высотой до 50 см	$R_{И}, R_{С}, R_{СМ}$	$\frac{14}{140}$	$\frac{13}{130}$	$\frac{8,5}{85}$
б) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 11 до 13 см при высоте сечения свыше 11 до 50 см	$R_{И}, R_{С}, R_{СМ}$	$\frac{15}{150}$	$\frac{14}{140}$	$\frac{10}{100}$
в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 13 см при высоте сечения свыше 13 до 50 см	$R_{И}, R_{С}, R_{СМ}$	$\frac{16}{160}$	$\frac{15}{150}$	$\frac{11}{110}$
г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	$R_{И}, R_{С}, R_{СМ}$	–	$\frac{16}{160}$	$\frac{10}{100}$
2. Растяжение вдоль волокон:				
а) неклееные элементы	$R_{Р}$	$\frac{10}{100}$	$\frac{7}{70}$	–
б) клееные элементы	$R_{Р}$	$\frac{12}{120}$	$\frac{9}{90}$	–
3. Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	$R_{С90}, R_{СМ90}$	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{1,8}{18}$
4. Смятие поперек волокон местное:				
а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов	$R_{СМ90}$	$\frac{3}{30}$	$\frac{3}{30}$	$\frac{3}{30}$
б) под шайбами при углах смятия от 90 до 60	$R_{СМ90}$	$\frac{4}{40}$	$\frac{4}{40}$	$\frac{4}{40}$
5. Скалывание вдоль волокон:				
а) при изгибе неклееных элементов	$R_{СК}$	$\frac{1,8}{18}$	$\frac{1,6}{16}$	$\frac{1,6}{16}$
б) при изгибе клееных элементов	$R_{СК}$	$\frac{1,6}{16}$	$\frac{1,5}{15}$	$\frac{1,5}{15}$
в) в лобовых врубках для максимального напряжения	$R_{СК}$	$\frac{2,4}{24}$	$\frac{2,1}{21}$	$\frac{2,1}{21}$
г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения	$R_{СК}$	$\frac{2,1}{21}$	$\frac{2,1}{21}$	$\frac{2,1}{21}$

Продолжение приложения

Окончание табл. 6П

1	2	3	4	5
6. Скалывание поперек волокон: а) в соединениях неклееных элементов	$R_{ск90}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{0,8}{8}$	$\frac{0,6}{6}$
б) в соединениях клееных элементов	$R_{ск90}$	$\frac{0,7}{7}$	$\frac{0,7}{7}$	$\frac{0,6}{6}$
7. Растяжение поперек волокон элементов из клееной древесины	R_{p90}	$\frac{0,35}{3,5}$	$\frac{0,3}{3}$	$\frac{0,25}{2,5}$

Таблица 7П

Переходные коэффициенты $m_{п}$

Древесные породы	Коэффициент $m_{п}$ для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон $R_d, R_{из}, R_c, R_{см}$	сжатию и смятию поперек волокон $R_{с90}, R_{см90}$	скалыванию $R_{ск}$
<i>Хвойные</i>			
1. Лиственница, кроме европейской и японской	1,2	1,2	1
2. Кедр сибирский, кроме кедра Красноярского края	0,9	0,9	0,9
3. Кедр Красноярского края, сосна веймутова	0,65	0,65	0,65
4. Пихта	0,8	0,8	0,8
<i>Твердые лиственные</i>			
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
<i>Мягкие лиственные</i>			
10. Ольха, липа, осина, тополь	0,8	1	0,8

Примечание. Коэффициенты $m_{п}$, указанные в таблице для конструкций опор воздушных линий электропередачи, изготавливаемых из не пропитанной антисептиками лиственницы (при влажности $\leq 25\%$), умножаются на коэффициент 0,85.

Продолжение приложения

Таблица 8П

Значение коэффициентов m_B

Условия эксплуатации (по [1, табл.1])	Коэффициент m_B	Условия эксплуатации (по [1, табл.1])	Коэффициент m_B
A1, A2, B1, B2	1	B2, B3, Г1	0,85
A3, B3, B1	0,9	Г2, Г3	0,75

Таблица 9П

Значение коэффициентов m_H

Нагрузка	Коэффициент m_H	
	для всех видов сопротивлений, кроме смятия поперек волокон	для смятия поперек волокон
1. Ветровая, монтажная, кроме указанной в разд. 3	1,2	1,4
2. Сейсмическая Для опор воздушных линий электропередачи	1,4	1,6
3. Гололедная, монтажная, ветровая при гололеде, от тяжения проводов при температуре ниже среднегодовой При обрыве проводов и тросов	1,45 1,9	1,6 2,2

Таблица 10П

Значение коэффициентов m_6

Высота сечения, см	50 и менее	60	70	80	100	120 и более
Коэффициент m_6	1	0,96	0,93	0,90	0,85	0,8

Таблица 11П

Значение коэффициентов $m_{cл}$

Толщина слоя, мм	19 и менее	26	33	42
Коэффициент $m_{cл}$	1,1	1,05	1	0,95

Продолжение приложения

Таблица 12П
 Расчетные характеристики фанерных профилей
 и некоторых конструкционных пластмасс

Наименование и марка материала	Расчетные сопротивления, МПа				Модули, МПа	
	растя- жению R_p	сжатию R_c	изгибу $R_{и}$	скалы- ванию $R_{ск}/R_{ср}$	упру- гости E	сдвига G
1. Фанерные трубы марки Ф-1:						
Ø 50–150	25	25	20	–	8100	–
Ø 200–300	25	25	15	–	7300	–
2. Фанерные профили:						
вдоль волокон наружных слоев	14	11,5	16	0,6/3,5	11000	750
поперек волокон наружных слоев	5	5	–	0,8/5	500	750
3. Стеклопластики:						
КАСТ-В	110	45	55	30	19000	–
СВАМ (1:1)	160	140	250	50	24000	–
АГ-4С (1:1)	220	90	110	–	15000	5,70
полиэфирный	15	15	15	9	3000	–
4. Древесно-слоистый пластик марки ДСП-Б, толщиной 15–60 мм	109	80	130	7	15000	
5. Винипласт	14	14	20	8,5	1600	

Продолжение приложения

Таблица 13П

Коэффициенты продольного изгиба для некоторых материалов

Материал	λ_1	ϕ при $\lambda > \lambda_1$	ϕ при $\lambda < \lambda_1$
Фанера строительная	70	$\frac{2500}{\lambda^2}$	$1 - \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$
Фанерные профили	60	$\frac{2150}{\lambda^2}$	$1 - 1,12 \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$
Фанерные трубы	70	$\frac{2390}{\lambda^2}$	$1 - 1,046 \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$
Стеклопластики: СВАМ (1:1)	40	$\frac{1260}{\lambda^2}$	$1 - \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2 \left(1 - \frac{R_y}{R_\tau}\right)$ R_y – условный предел пропорциональности R_τ – условный предел текучести -
АГ – 4С (1:1)	40	$\frac{1230}{\lambda^2}$	
КАСТ – В	62	$\frac{3120}{\lambda^2}$	
Винипласт	38	$\frac{790}{\lambda^2}$	

Таблица 14П

Предельные деформации (прогибы) элементов зданий и сооружений

Элементы конструкций	Предельные прогибы в долях пролета, не более
1. Балки междуэтажных перекрытий	1/250
2. Балки чердачных перекрытий	1/200
3. Покрытия (кроме ендов):	
а) прогоны, стропильные ноги	1/200
б) балки консольные	1/150
в) фермы, клееные балки (кроме консольных)	1/300
г) плиты	1/250
д) обрешетки, настилы	1/150
4. Несущие элементы ендов	1/400
5. Панели и элементы фахверка	1/250

Примечания: 1. При наличии штукатурки прогиб элементов перекрытий только от длительной временной нагрузки не должен превышать 1/350 пролета. 2. При наличии строительного подъема предельный прогиб клееных балок допускается увеличивать до 1/200 пролета.

Продолжение приложения

Таблица 15П

Расчетная несущая способность для цилиндрических нагелей

Схемы соединений	Напряженное состояние соединений	Расчетная несущая способность T на один шов сплачивания (условный срез), кН (кгс)	
		гвоздя, стального, алюминиевого, стеклопластикового нагеля	дубового нагеля
1. Симметричные соединения	а) Смятие в средних элементах	$0,5cd$ ($50cd$)	$0,3cd$ ($30cd$)
	б) Смятие в крайних элементах	$0,8ad$ ($80ad$)	$0,5ad$ ($50ad$)
2. Несимметричные соединения	а) Смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений	$0,35cd$ ($35cd$)	$0,2cd$ ($20cd$)
	б) Смятие в более толстых средних элементах двухсрезных соединений при $a \leq 0,5c$	$0,24cd$ ($25cd$)	$0,14cd$ ($14cd$)
	в) Смятие в более тонких крайних элементах при $a \leq 0,25c$	$0,8ad$ ($80ad$)	$0,5ad$ ($50ad$)
	г) Смятие в более тонких элементах односрезных соединений и в крайних элементах при $c > a > 0,35c$	$k_{н}ad$	$K_{н}ad$
3. Симметричные и несимметричные соединения	а) Изгиб гвоздя	$2,5d^2+0,01a^2$ ($250d^2+a^2$), но не более $4d^2$ ($400d^2$)	—
	б) Изгиб нагеля из стали С 38/23	$1,8d^2+0,02a^2$ ($180d^2+2a^2$), но не более $2,5d^2$ ($250d^2$)	—
	в) Изгиб нагеля из алюминиевого сплава Д16 – Т	$1,6d^2+0,02a^2$ ($160d^2+2a^2$), но не более $2,2d^2$ ($220d^2$)	—
	г) Изгиб нагеля из стеклопластика АГ – 4С	$1,45d^2+0,02a^2$ ($145d^2+2a^2$), но не более $1,8d^2$ ($180d^2$)	—
	д) Изгиб нагеля из древесно-слоистого пластика ДСПБ	$0,8d^2+0,02a^2$ ($80d^2+2a^2$), но не более d^2 ($100d^2$)	—
е) Изгиб дубового нагеля	—	$0,45d^2++0,02a^2$ ($45d^2+2a^2$), но не более d^2 ($100d^2$)	

Продолжение приложения

Таблица 16П

Значения коэффициентов k_n для односрезных соединений

Вид нагеля	Значение коэффициента k_n соединений при a/c						
	0,35	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Гвоздь, стальной, алюминиевый и стеклопластиковый нагель	$\frac{0,8}{80}$	$\frac{0,58}{58}$	$\frac{0,48}{48}$	$\frac{0,43}{43}$	$\frac{0,39}{39}$	$\frac{0,37}{37}$	$\frac{0,35}{35}$
Дубовый нагель	$\frac{0,5}{50}$	$\frac{0,5}{50}$	$\frac{0,44}{44}$	$\frac{0,38}{38}$	$\frac{0,32}{32}$	$\frac{0,26}{26}$	$\frac{0,2}{20}$

Примечание. В знаменателе указаны значения k_n для T в кгс.

Таблица 17П

Значения коэффициентов k_α для нагельных соединений

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	0,6	0,55	0,5	0,7

Примечания. 1. Значение k_α для промежуточных углов определяется интерполяцией. 2. При расчете односрезных соединений для более толстых элементов, работающих на смятие под углом, значения k_α следует умножать на дополнительный коэффициент 0,9 при $c/a < 1,5$ и на 0,75 при $c/a \geq 1,5$.

Продолжение приложения

Таблица 18 П

Расчетная несущая способность кольцевой (КШ) и клеекольцевой (ККШ) шпонки в соединения из сосны и ели, кН

Размеры шпонки, мм		Толщина элемента, мм	Расчетная несущая способность одной шпонки КШ при угле между направлением усилия и волокон			Расчетная несущая способность одной шпонки ККШ при угле между направлением усилия и волокон	
диаметр $D_{ш}$	ширина $b_{ш}$		0	90	для растянутых элементов вдоль волокон	0	90
50	20	50 и более	–	–		11,0	6,60
60	20	50 и более	–	–		13,2	7,92
75	20	"–"	–	–		16,5	9,90
75	25	"–"	–	–		20,63	12,37
100	20	60 и более	16,0	6,5	12,0–16,0	22,0	13,20
100	25	–	–	–	–	27,5	16,50
120	25	"–"	24,0	9,5	15,0–22,5	33,0	19,80
140	25	60 и более	28,0	11,0	18,5–28,0	38,5	–
160	30	60 80 и более	36,0 38,5	14,5 15,5	21,5 27,0–38,5	–	–
180	35	70 80 и более	46,5 50,0	18,5 20,0	28,5 31,5–46,5	–	–

Примечание. Расчетную несущую способность шпонок в соединениях элементов из других пород древесины и в различных условиях эксплуатации следует умножать на соответствующие коэффициенты, указанные в СНиП II-25-80 для напряжений смятия и скалывания.

Продолжение приложения

Таблица 19 П

Температурно-влажностные условия эксплуатации	Характеристика условий эксплуатации конструкций	Максимальная влажность древесины для конструкций, %	
		из клееной древесины	из неклееной древесины
	Внутри отапливаемых помещений при температуре до 35° С, относительной влажности воздуха		
A1	До 60 %	9	20
A2	Свыше 60 до 75 %	12	20
A3	Свыше 75 до 95 %	15	20
	Внутри неотапливаемых помещений		
B1	В сухой зоне	9	20
B2	В нормальной зоне	12	20
B3	В сухой и нормальной зонах с постоянной влажностью в помещении более 75 % и во влажной зоне	15	25
	На открытом воздухе		
B1	В сухой зоне	9	20
B2	В нормальной зоне	12	25
B3	Во влажной зоне	15	25
	В частях зданий и сооружений		
Г1	Соприкасающихся с грунтом или находящихся в грунте	–	25
Г2	Постоянно увлажняемых	–	не ограничивается
Г3	Находящиеся в воде	–	ТО же

Примечания: 1. Применение клееных деревянных конструкций в условиях эксплуатации А1 при относительной влажности воздуха ниже 45 % не допускается. 2. В неклееных конструкциях, эксплуатируемых в условиях В2, В3, когда усушка древесины не вызывает расстройств или увеличения податливости соединений, допускается применять древесину с влажностью до 40 % при условии ее защиты от гниения.

Графики для определения усилий в стержнях ферм от нагрузок $P = 1$

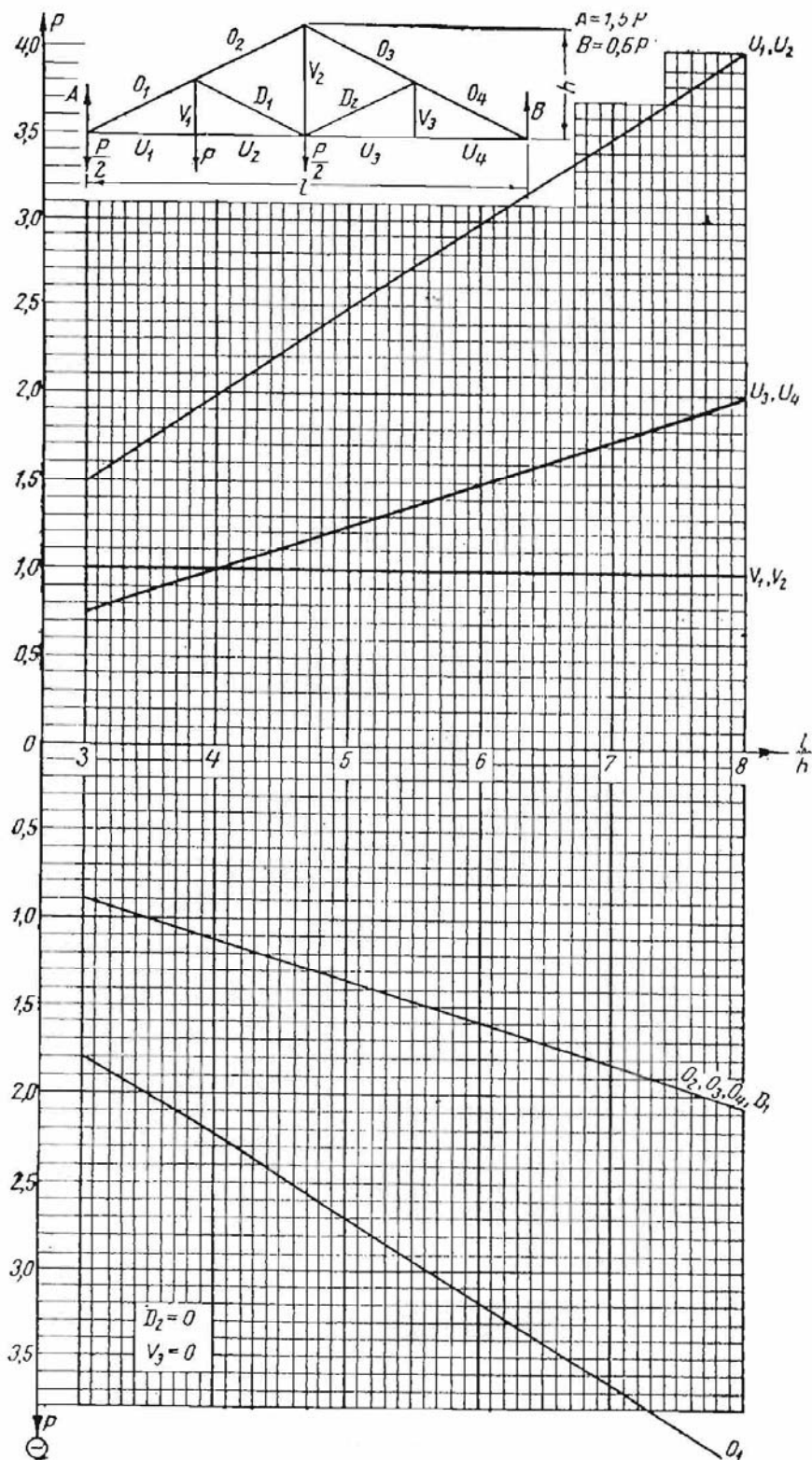


График 1

Продолжение приложения

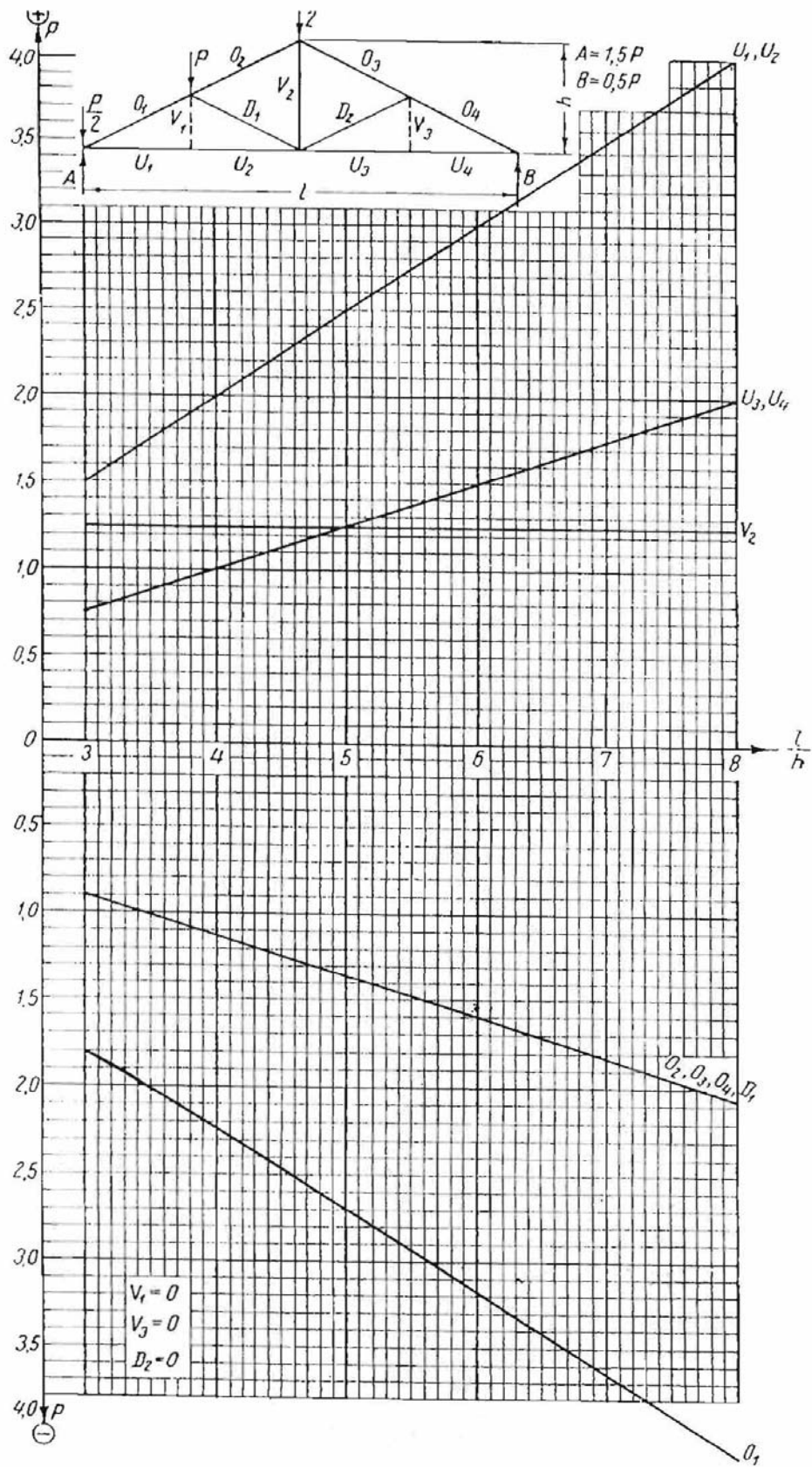


График 2

Продолжение приложения

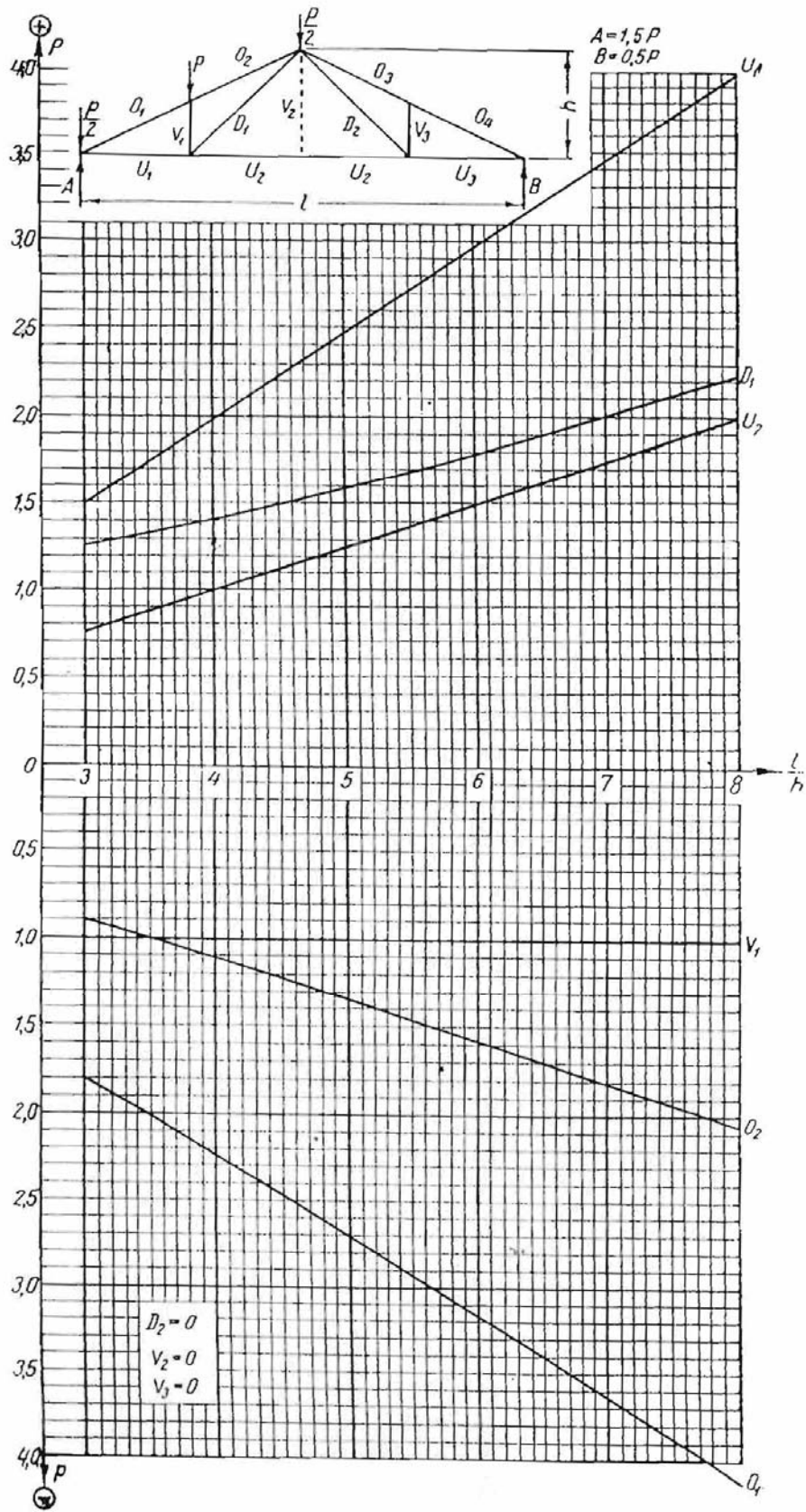


График 3

Продолжение приложения

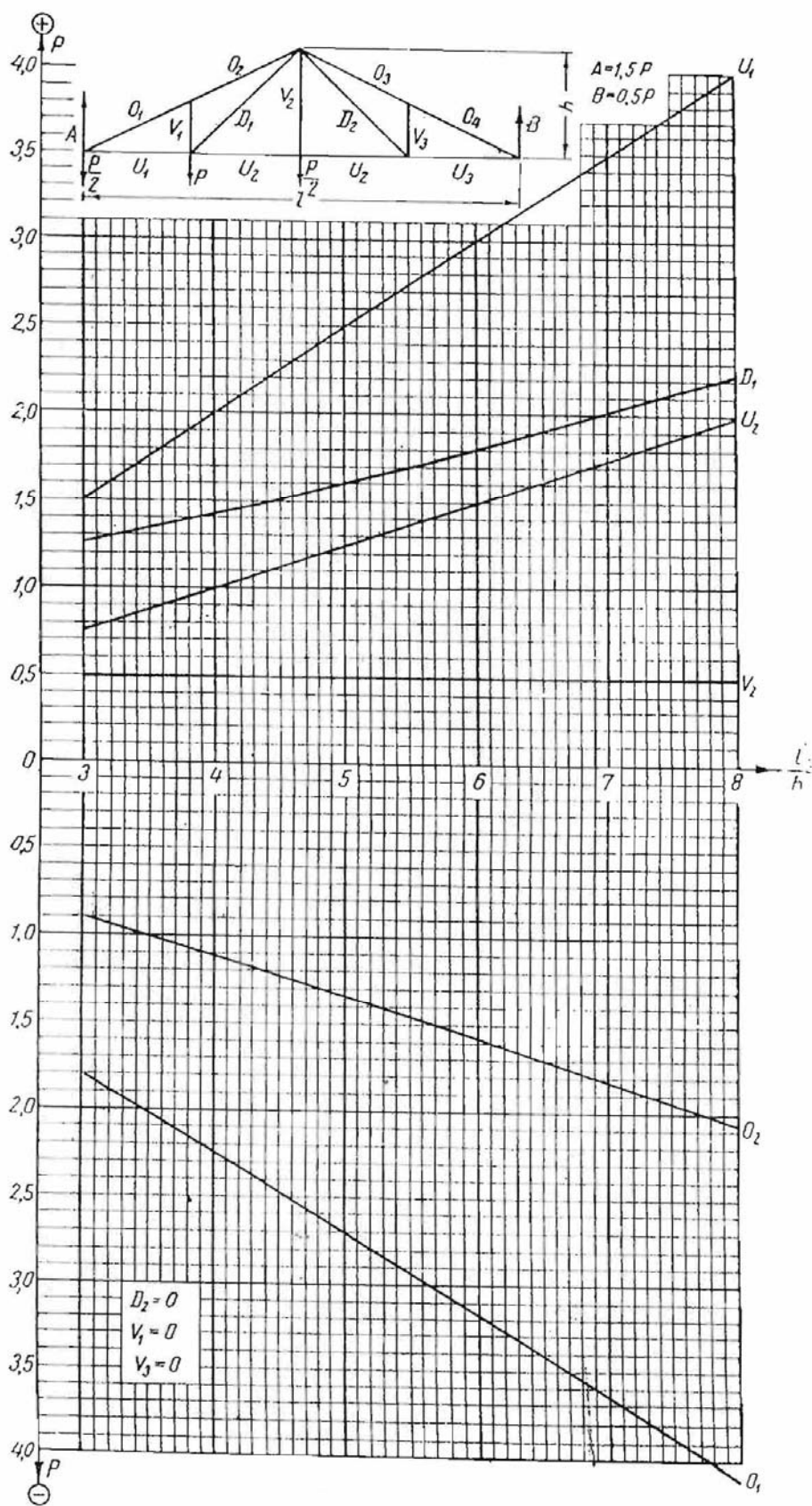


График 4

Продолжение приложения

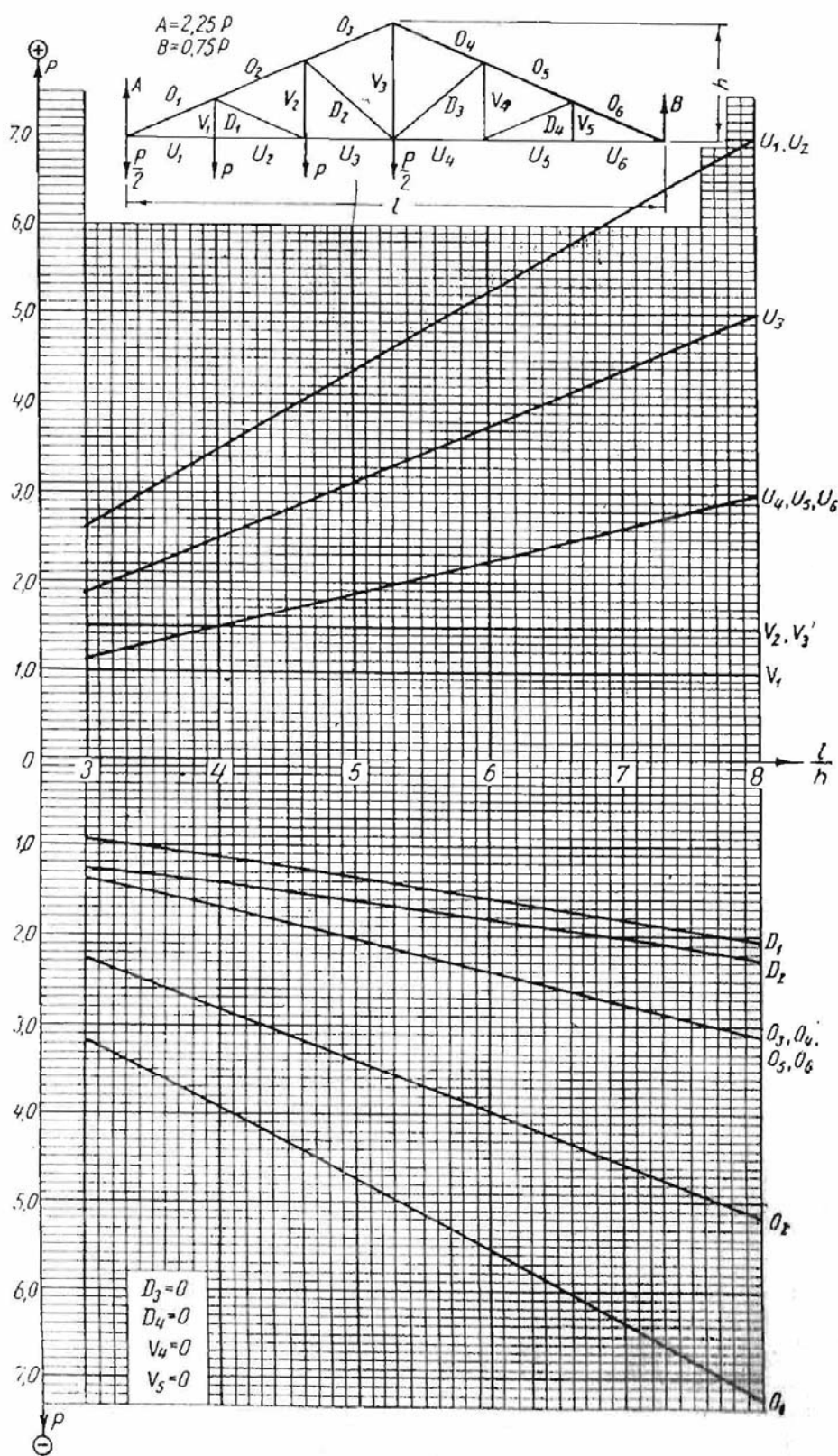


График 5

Продолжение приложения

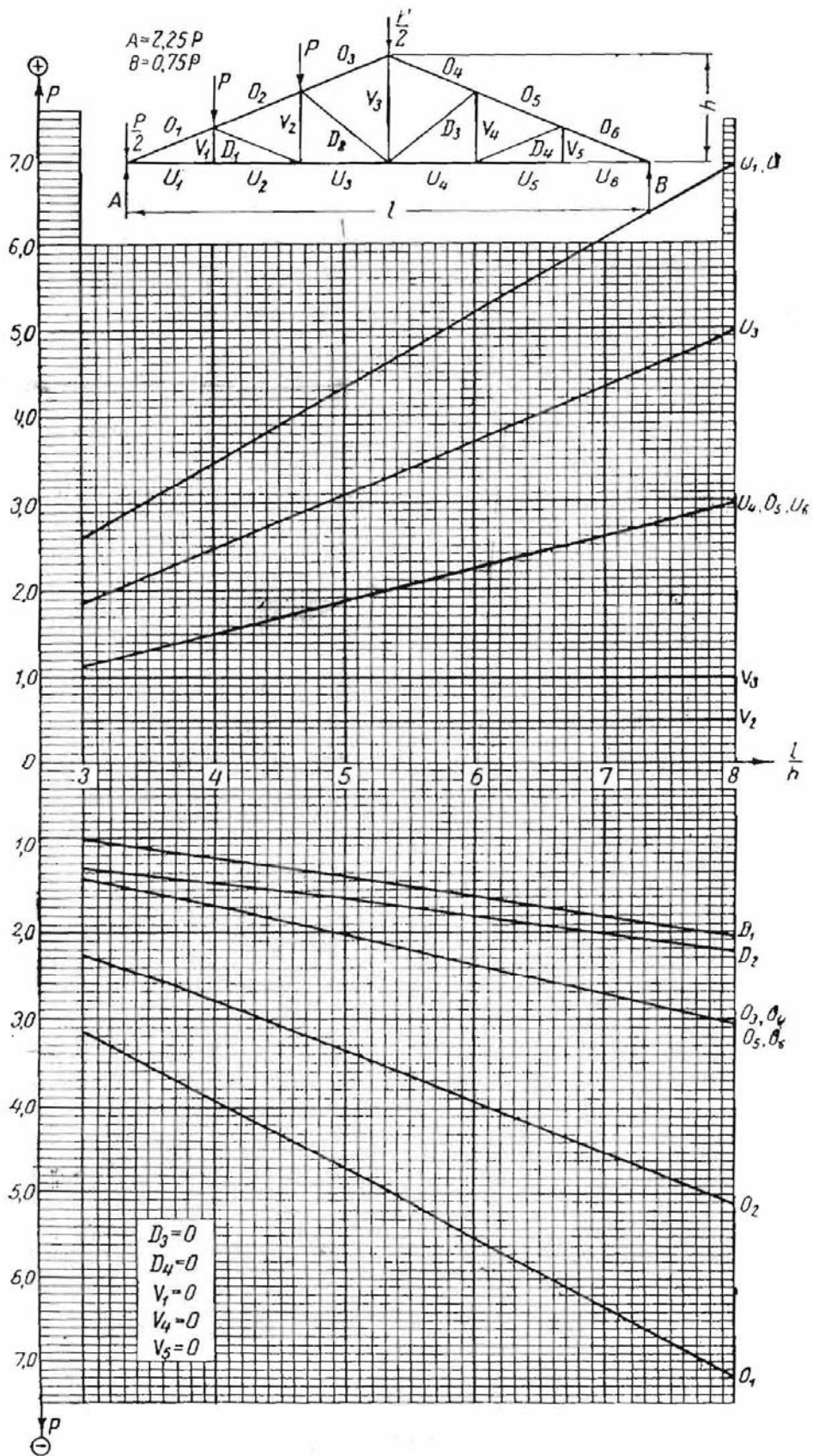


График 6

Продолжение приложения

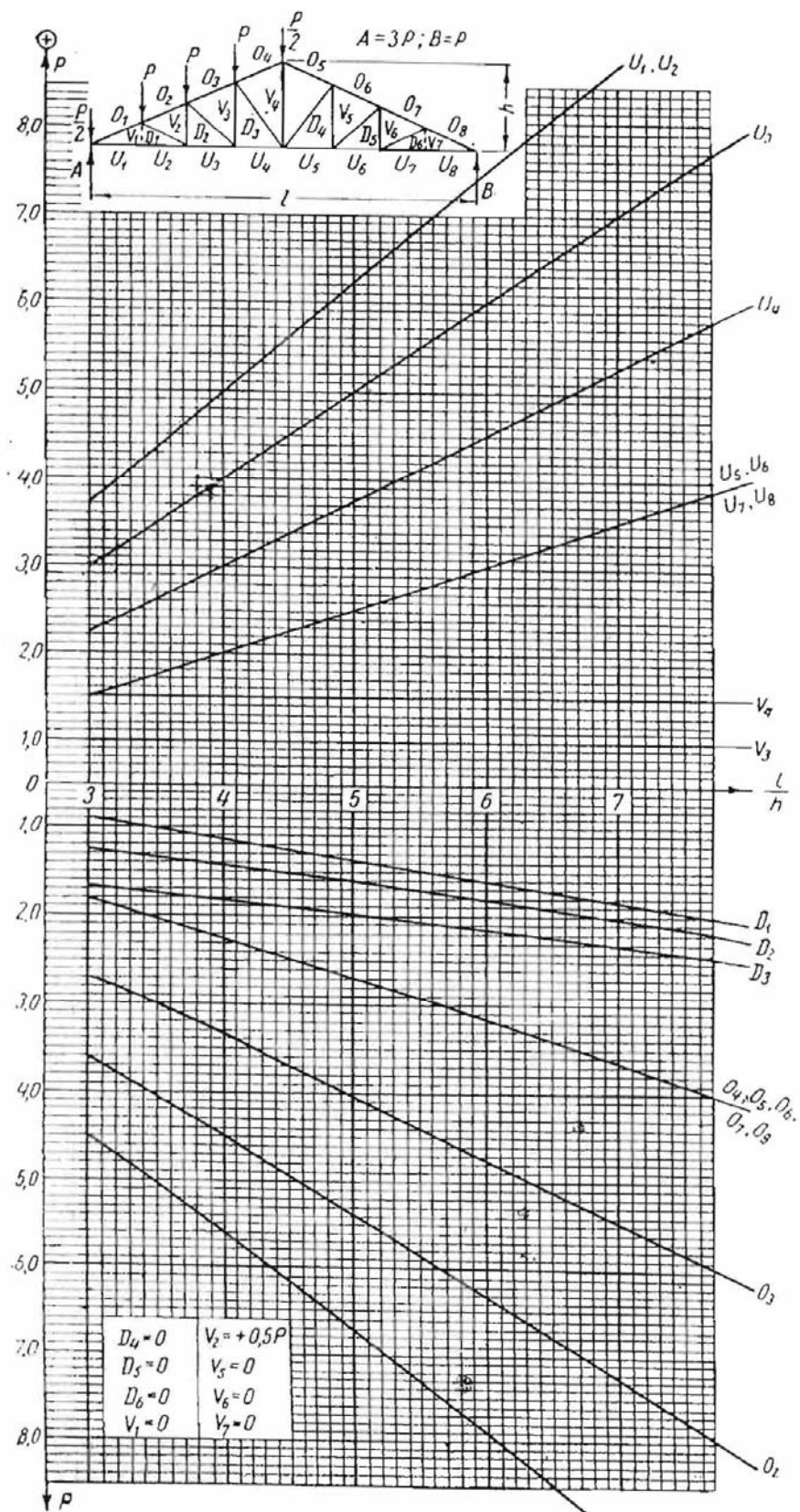


График 7

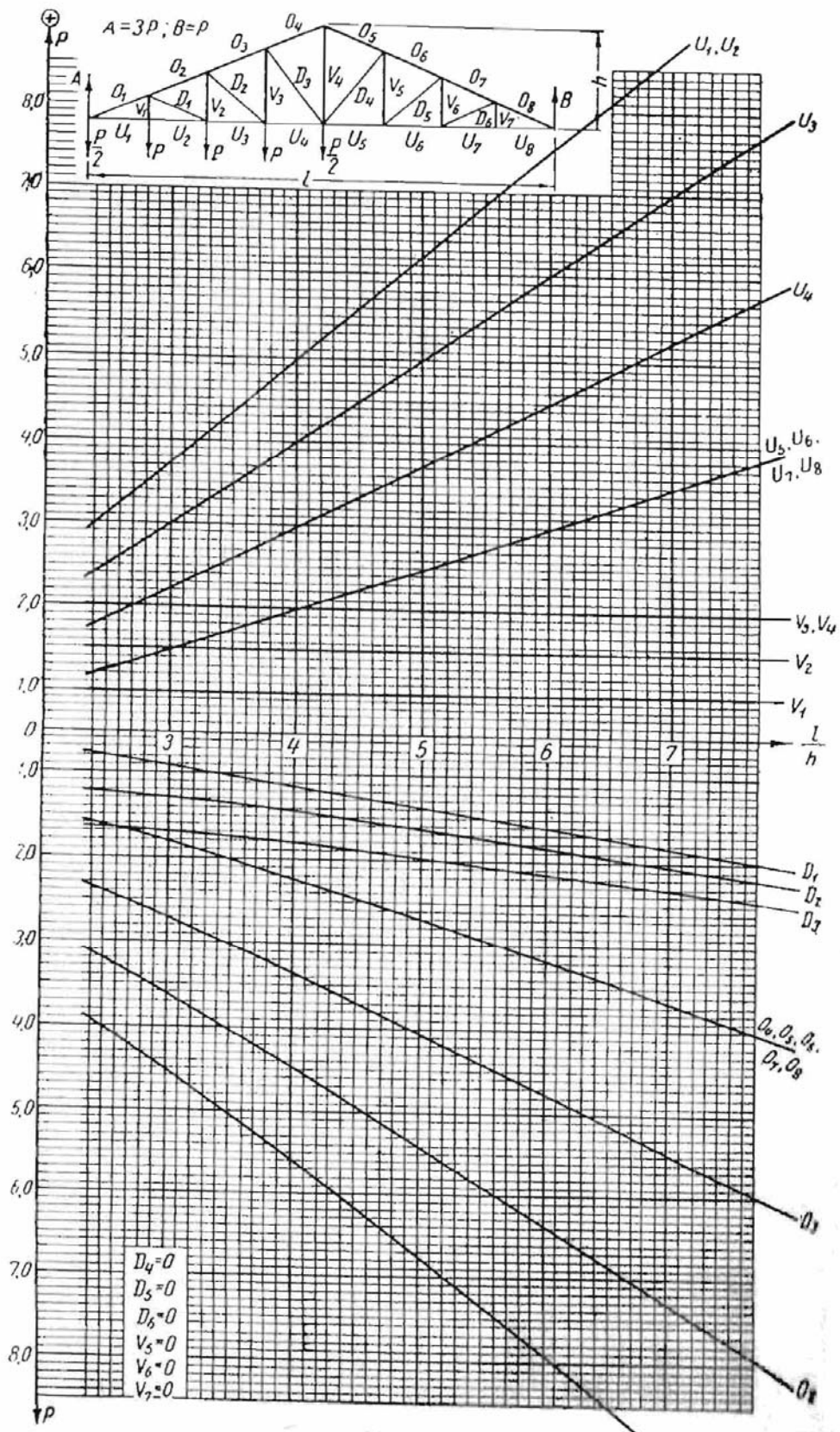


График 8

Продолжение приложения

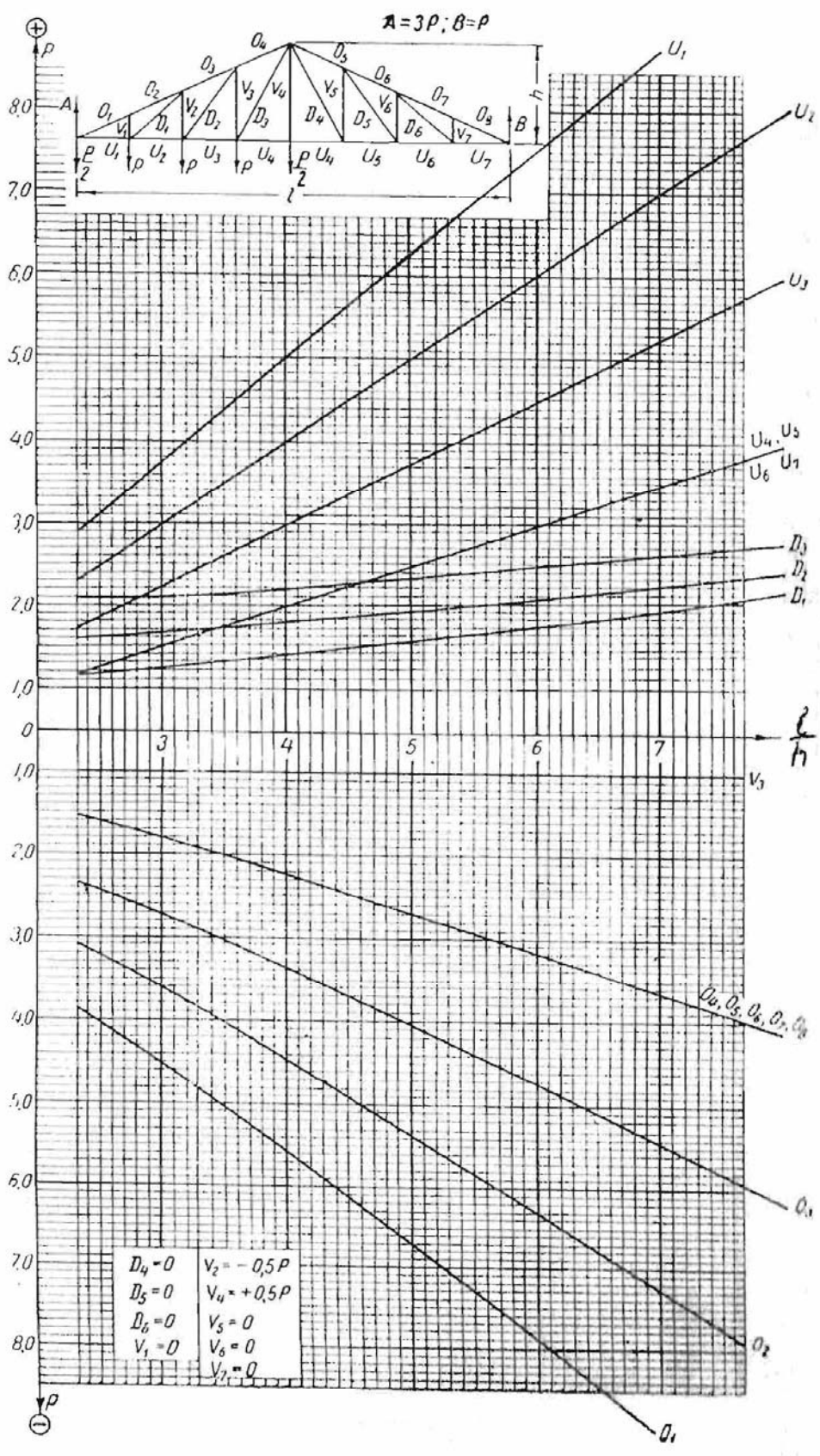


График 9

Продолжение приложения

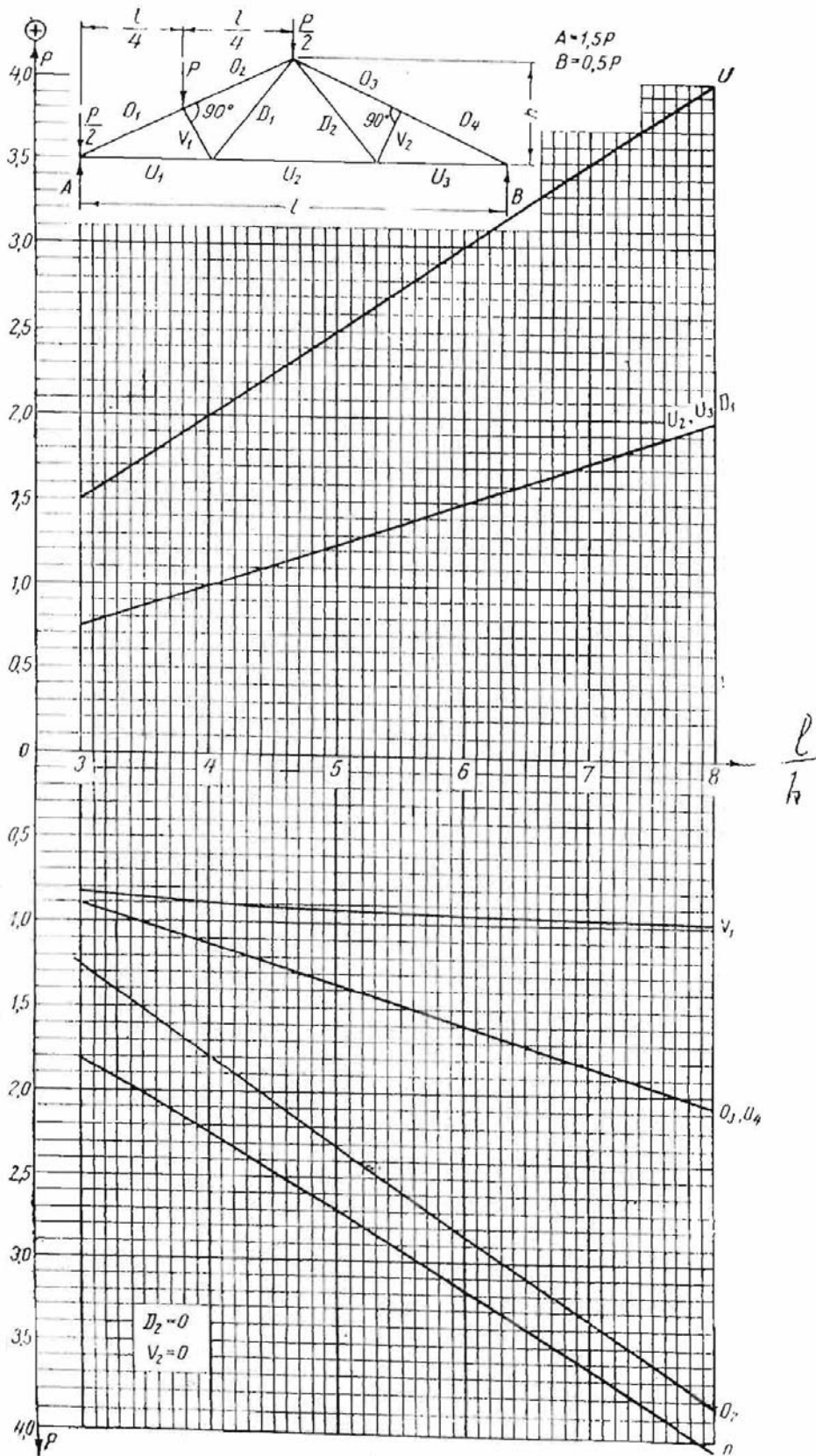


График 10

Продолжение приложения

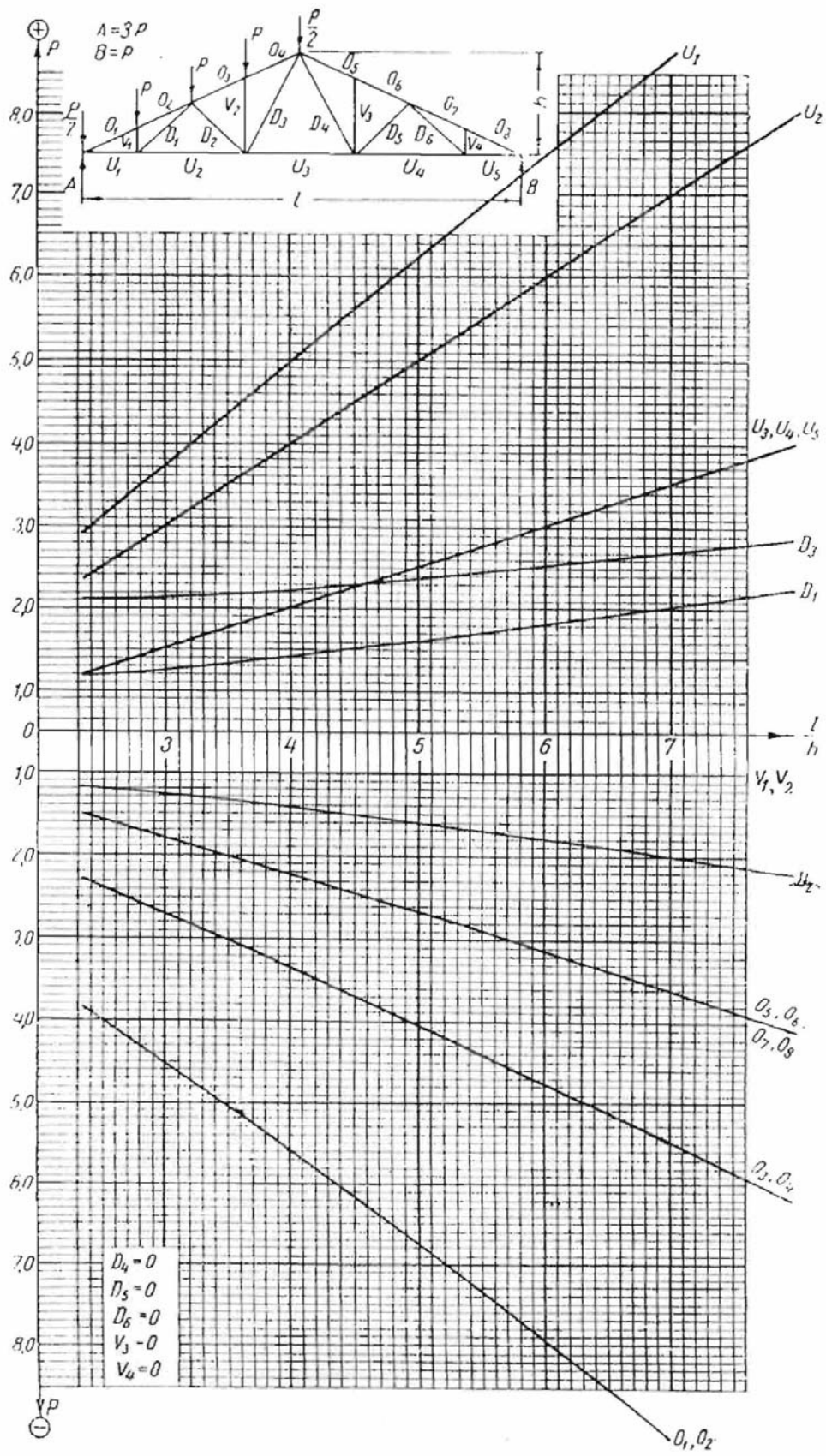


График 11

Продолжение приложения

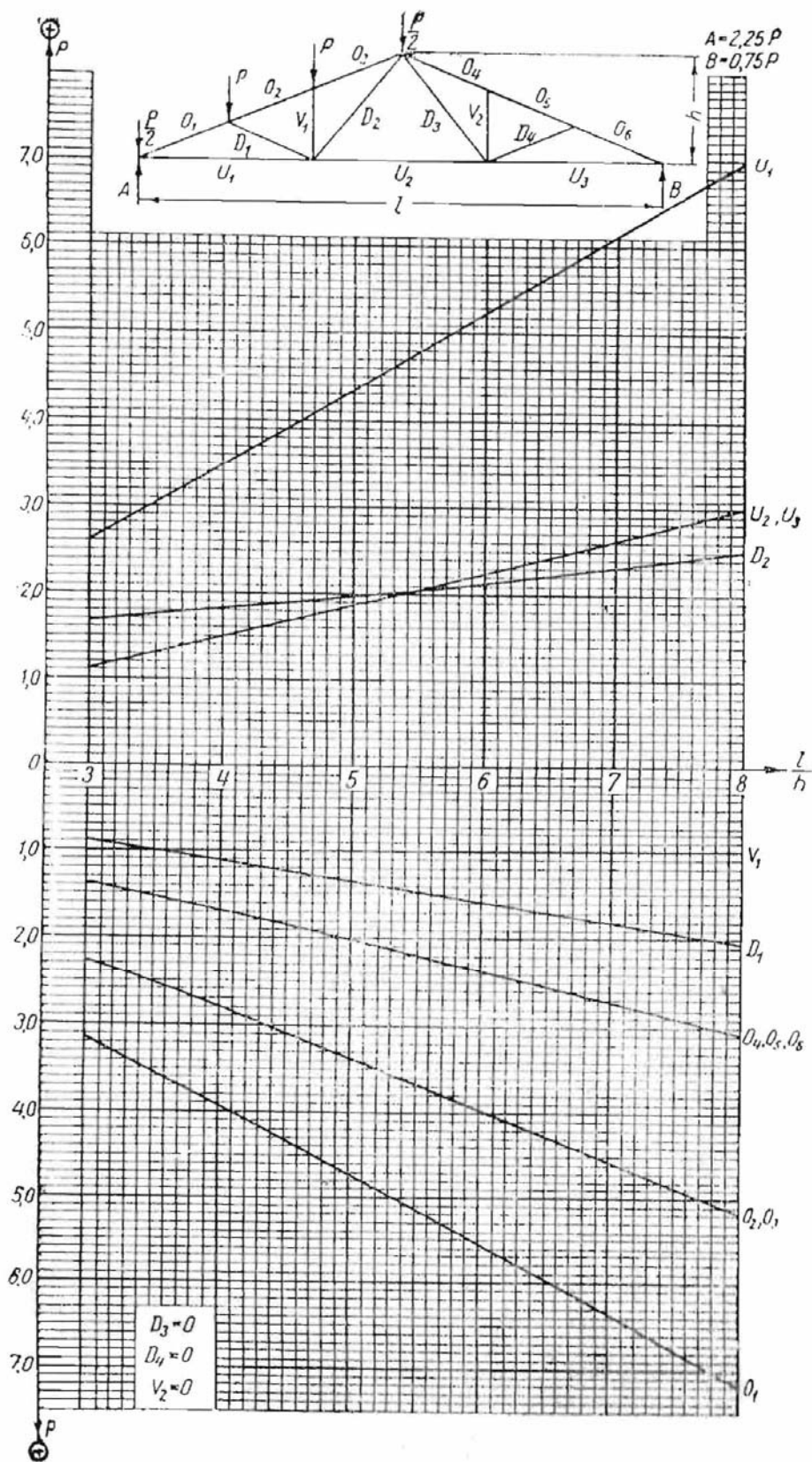


График 12

Продолжение приложения

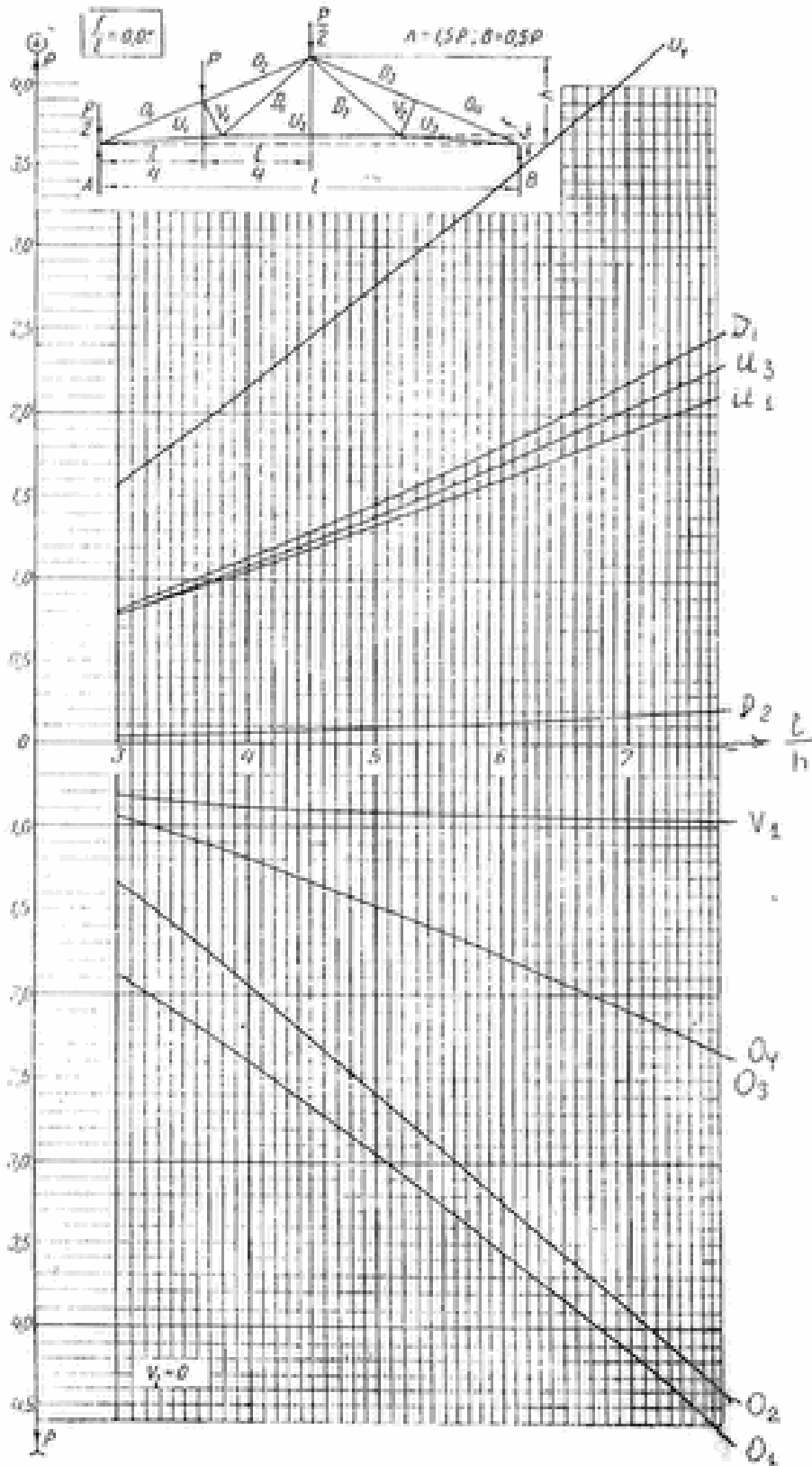


График 13

Продолжение приложения

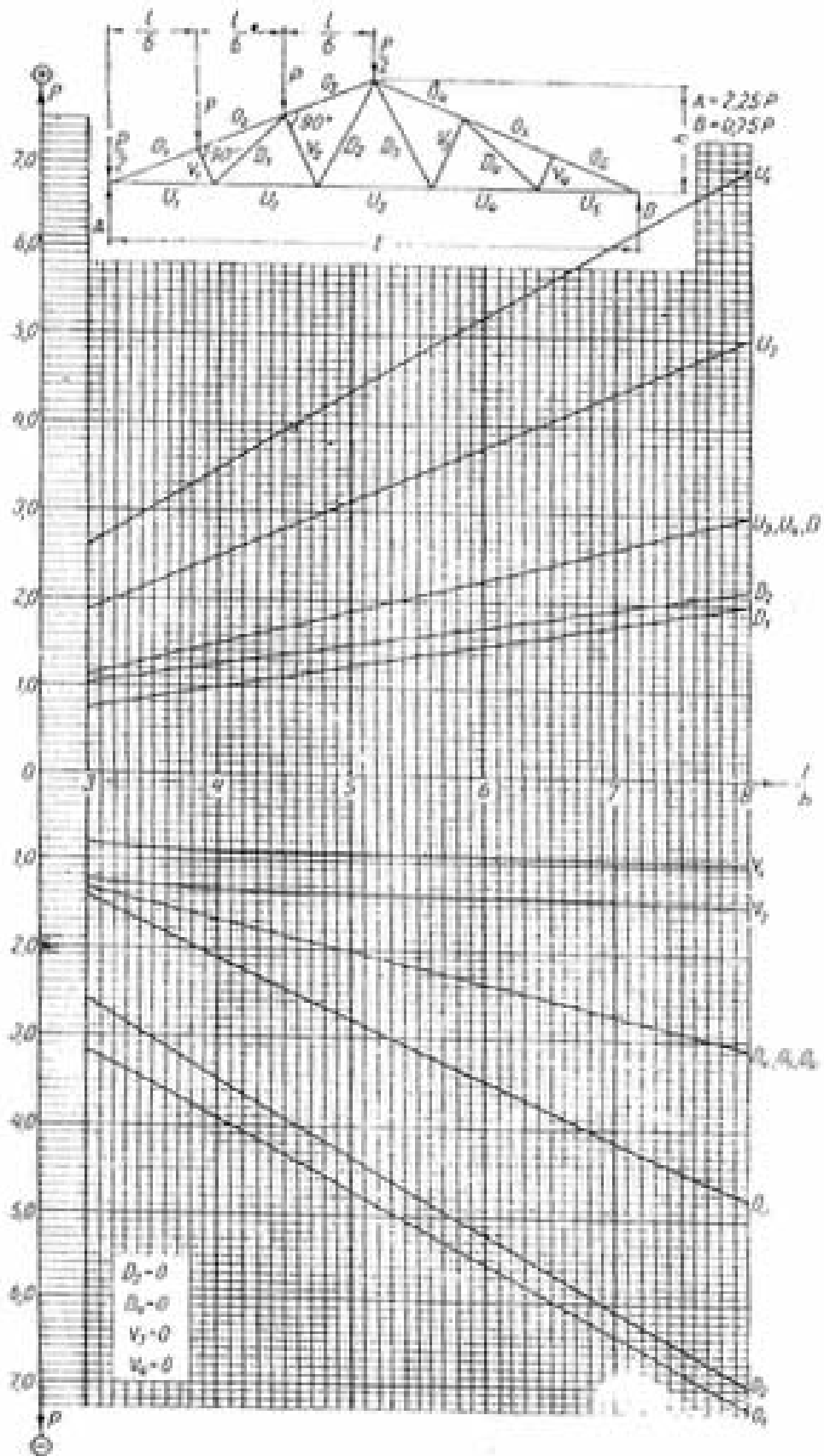


График 14

Продолжение приложения

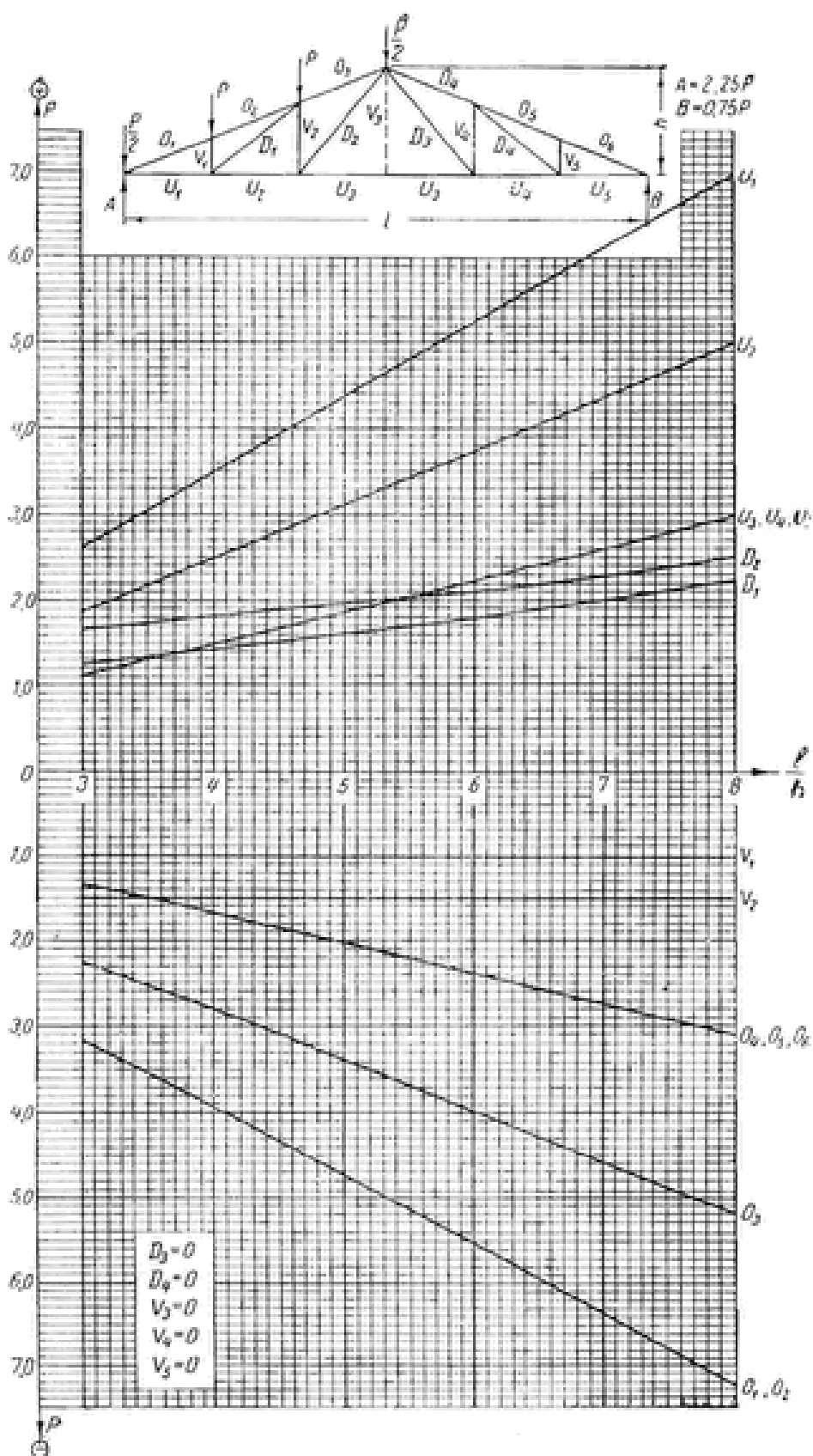


График 15

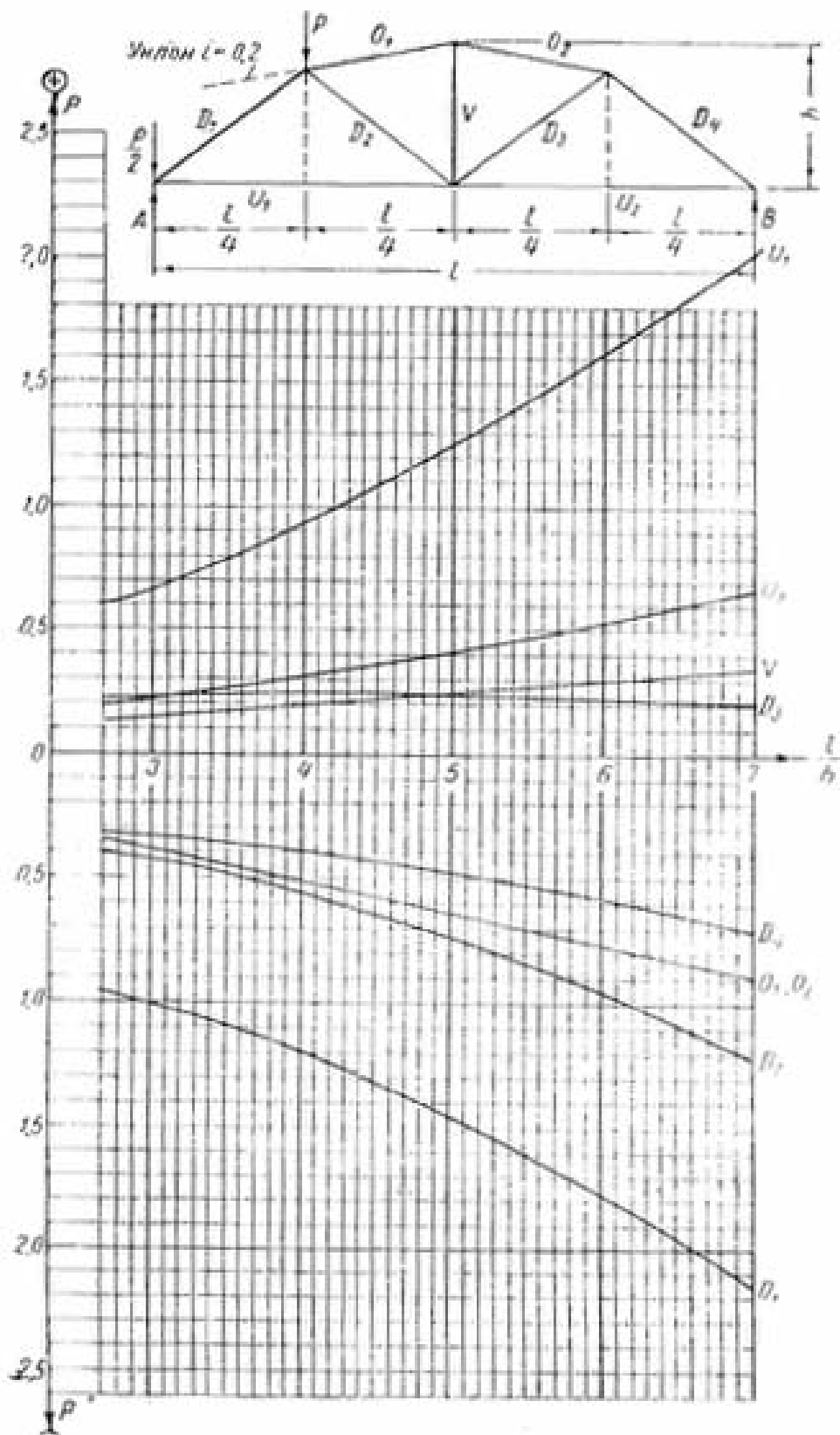


График 16

Продолжение приложения

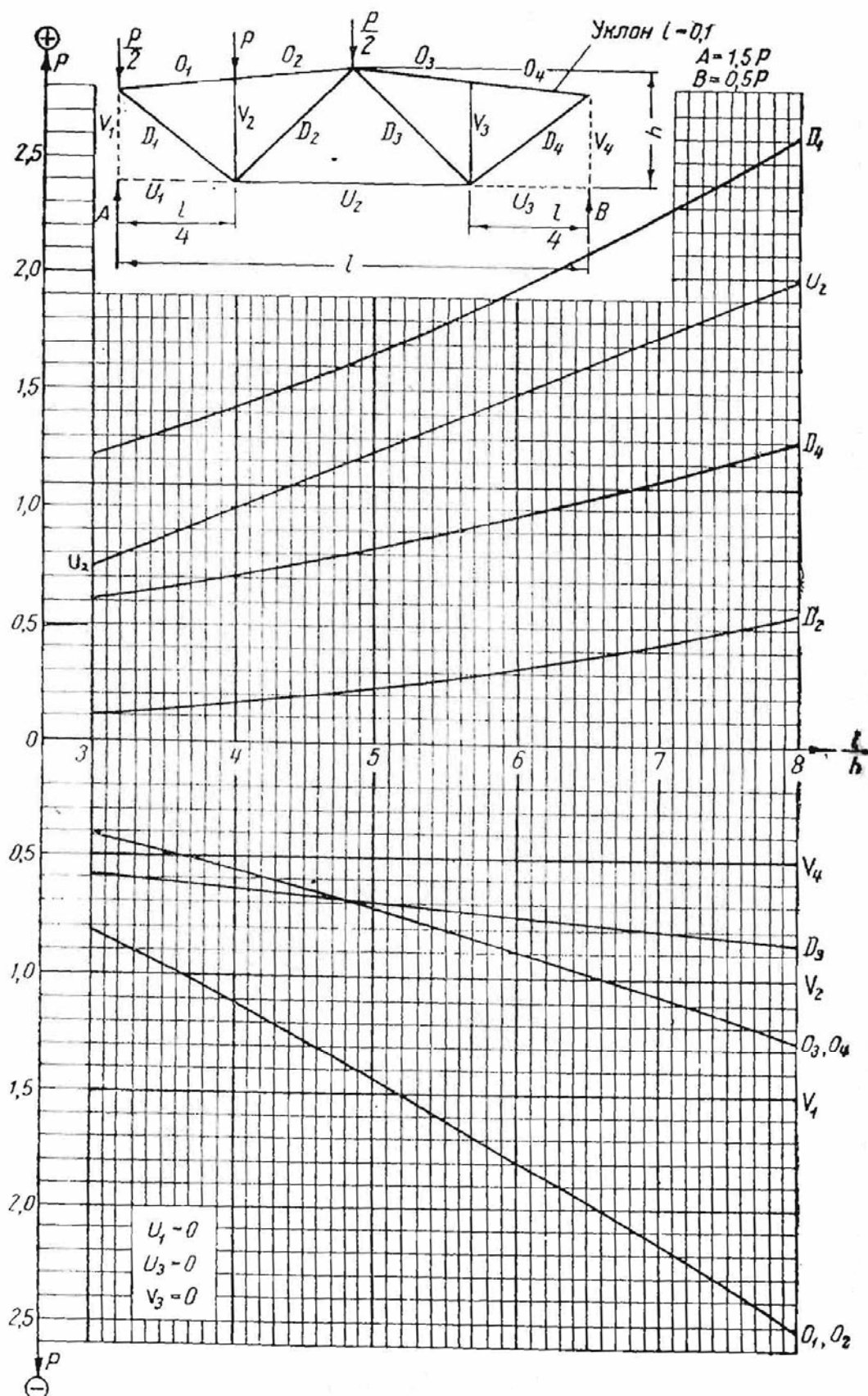


График 17

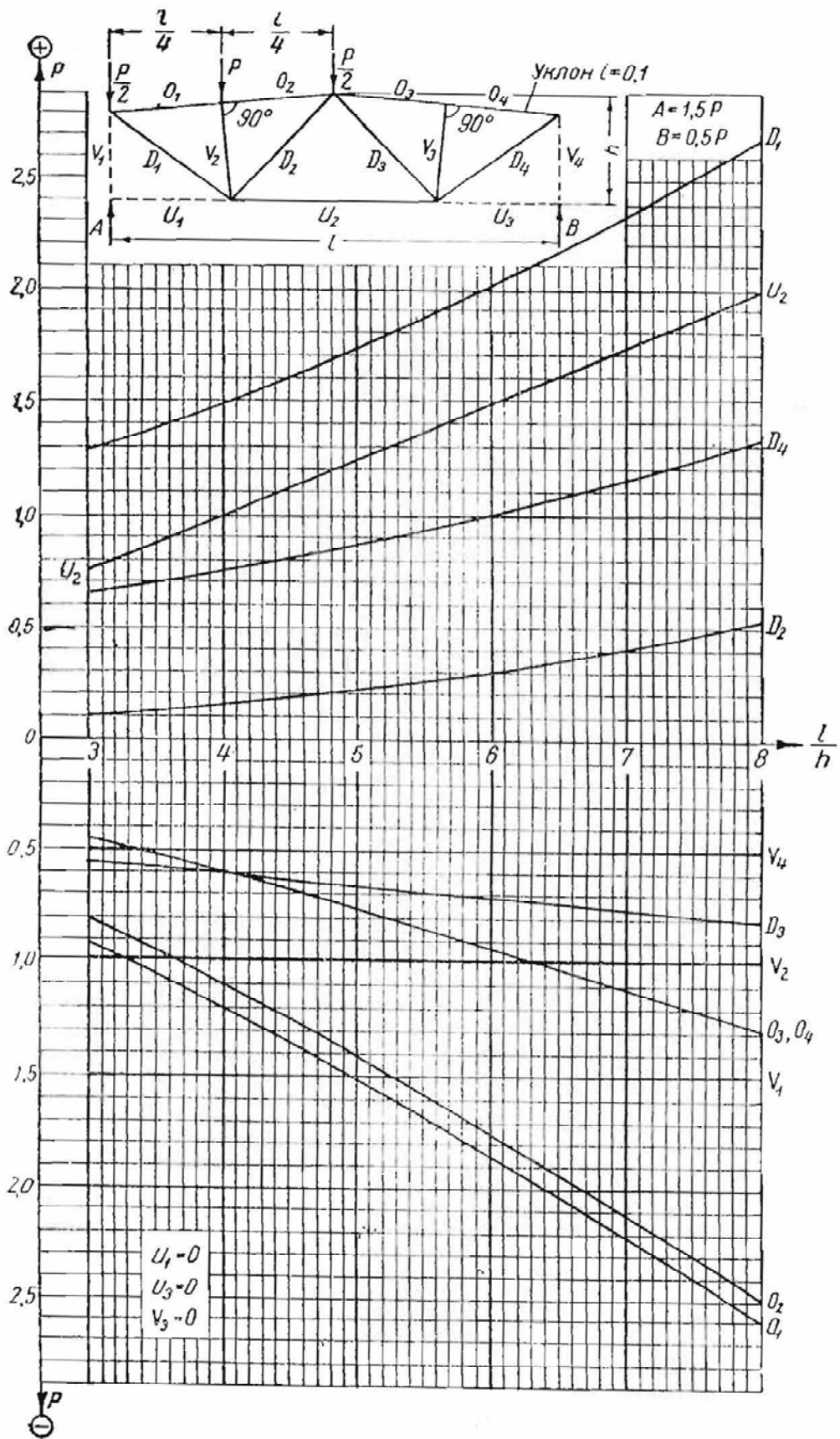


График 18

Продолжение приложения

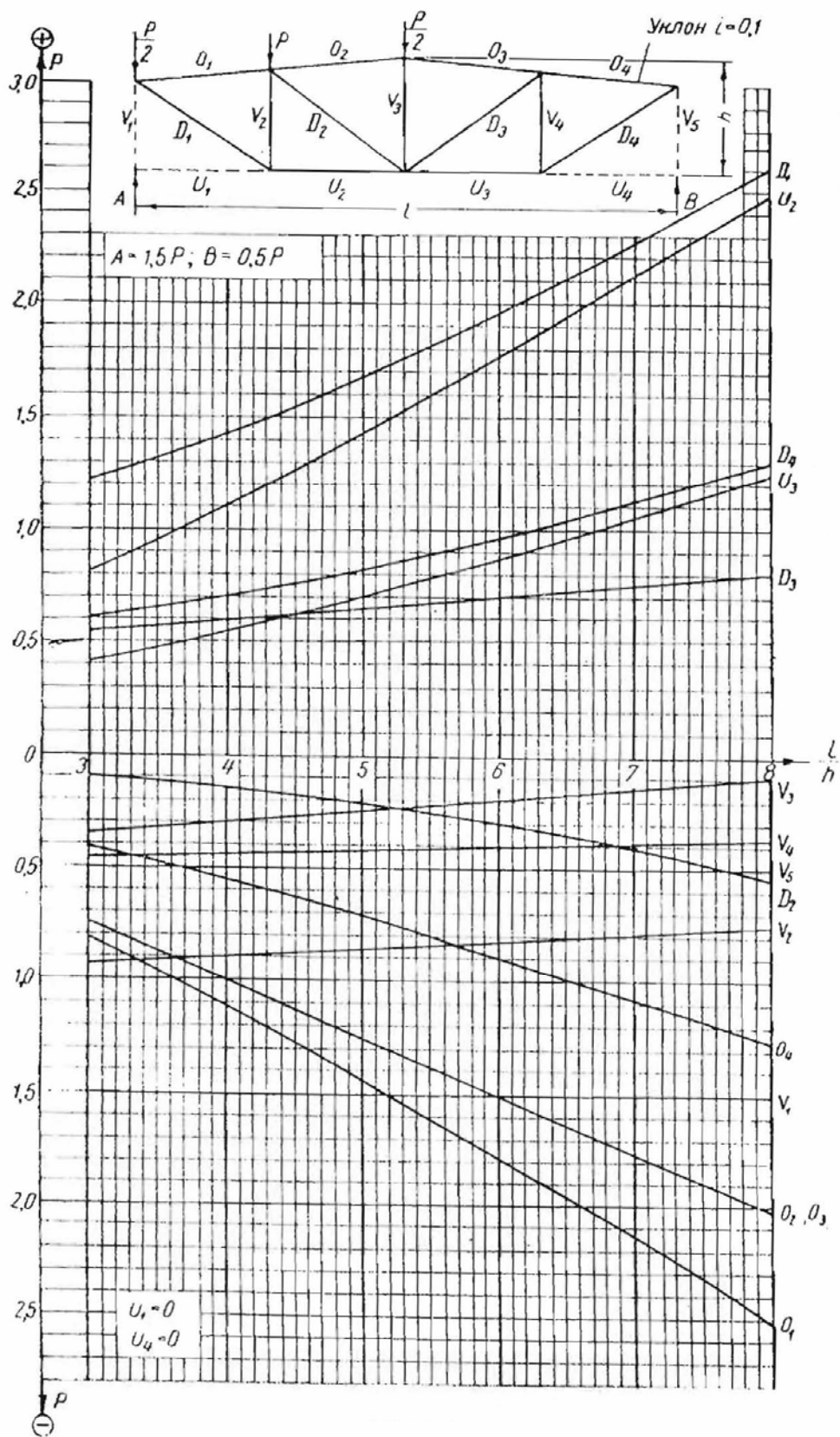


График 19

Продолжение приложения

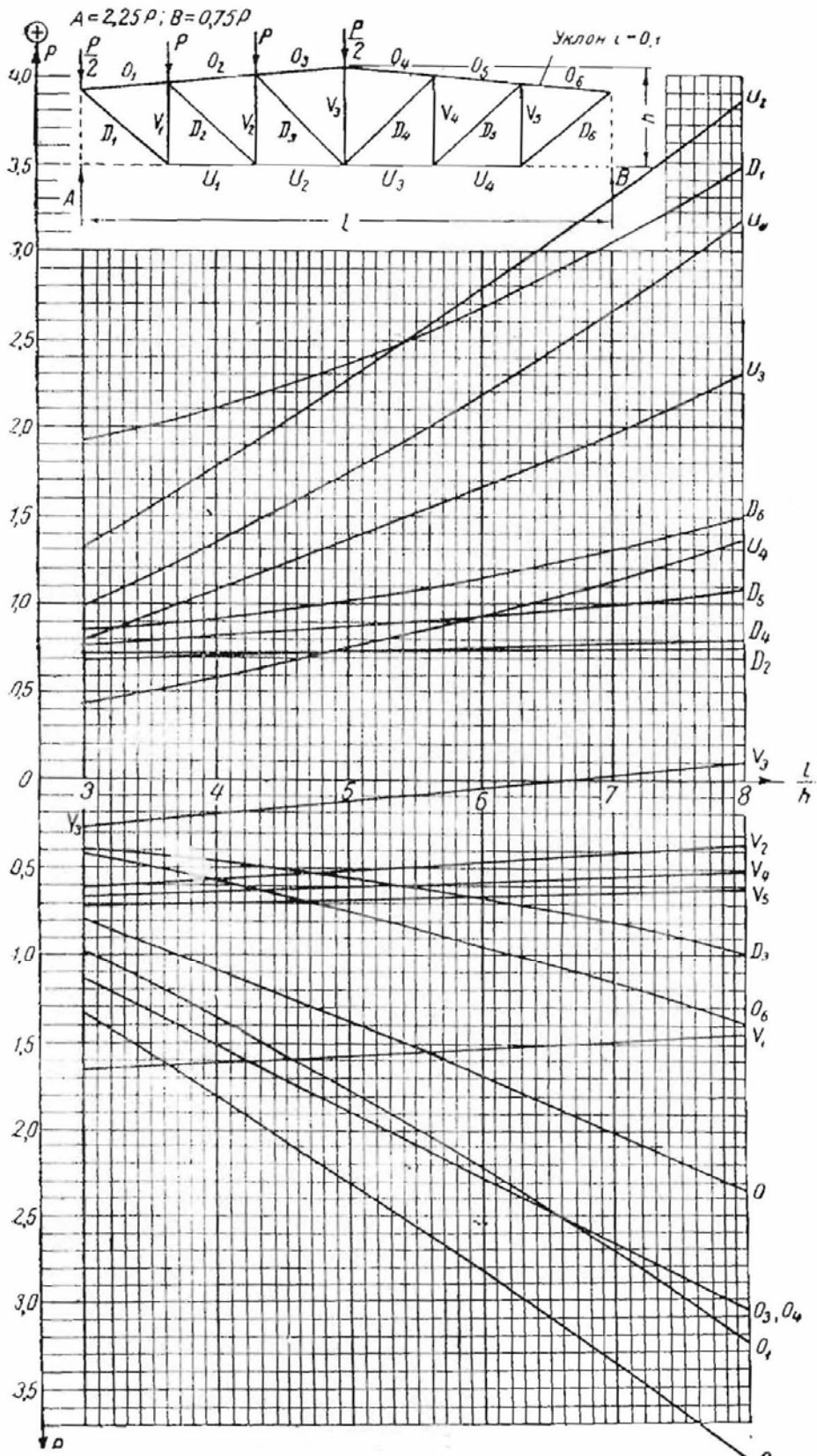


График 20

Продолжение приложения

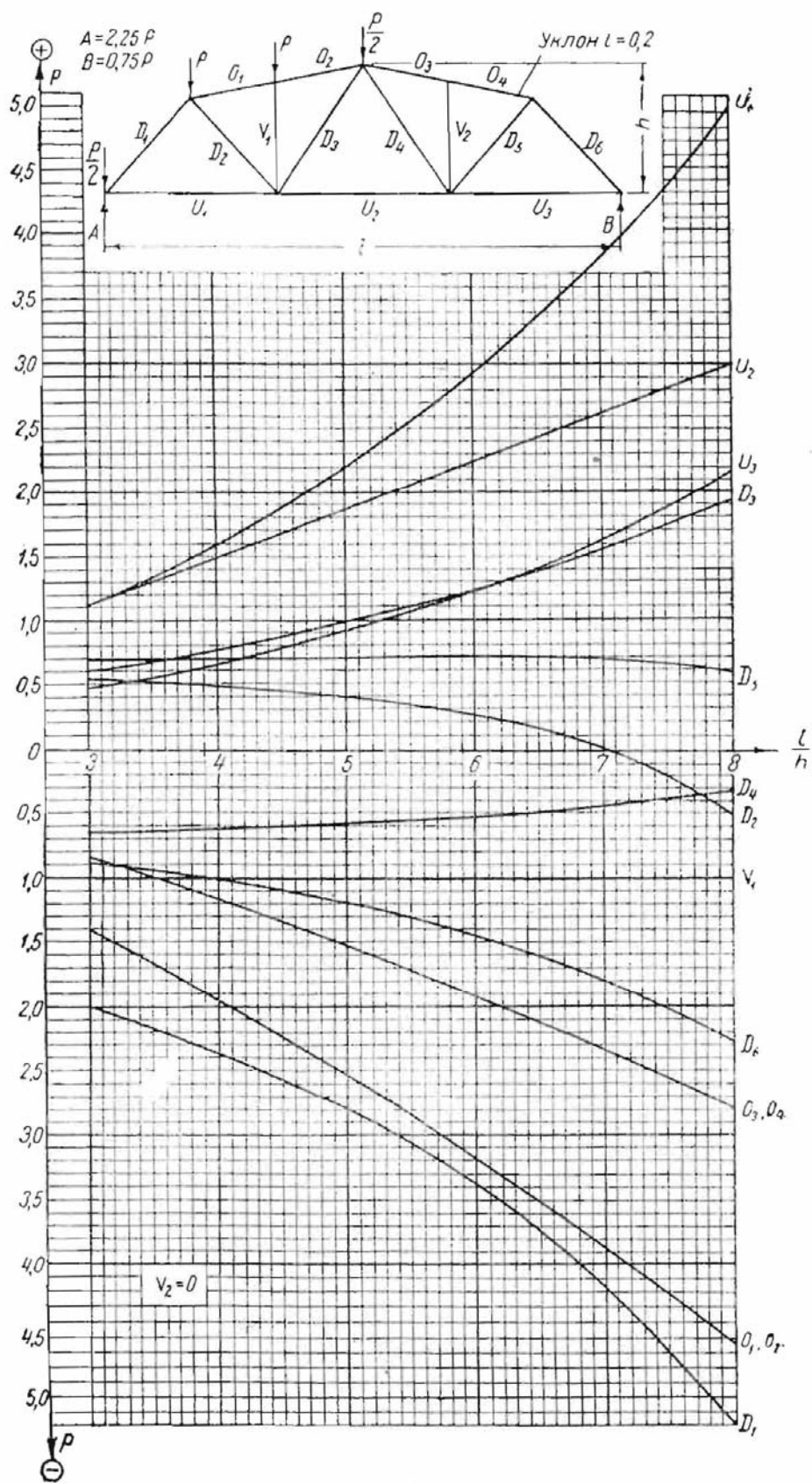


График 21

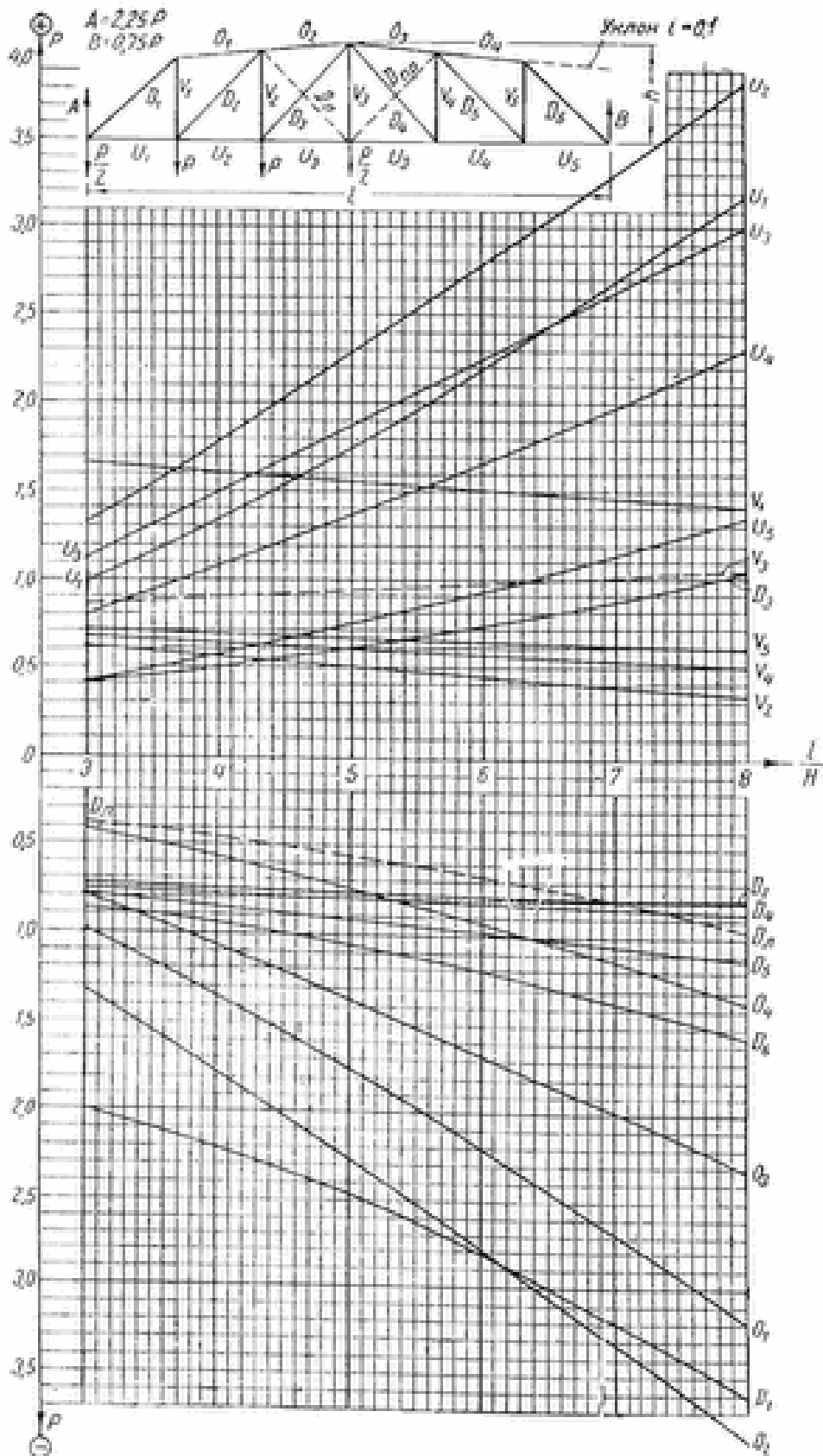


График 22

Продолжение приложения

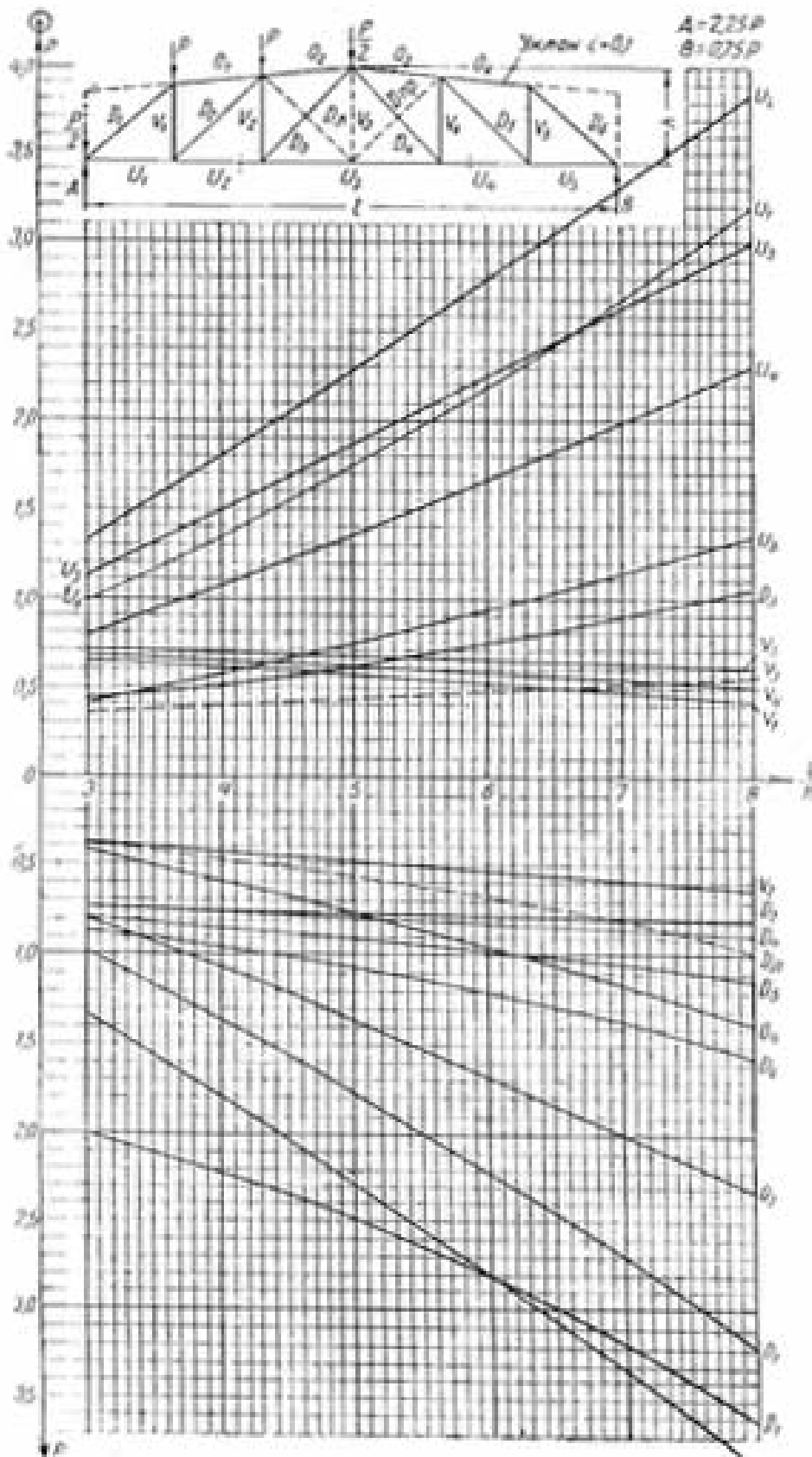


График 23

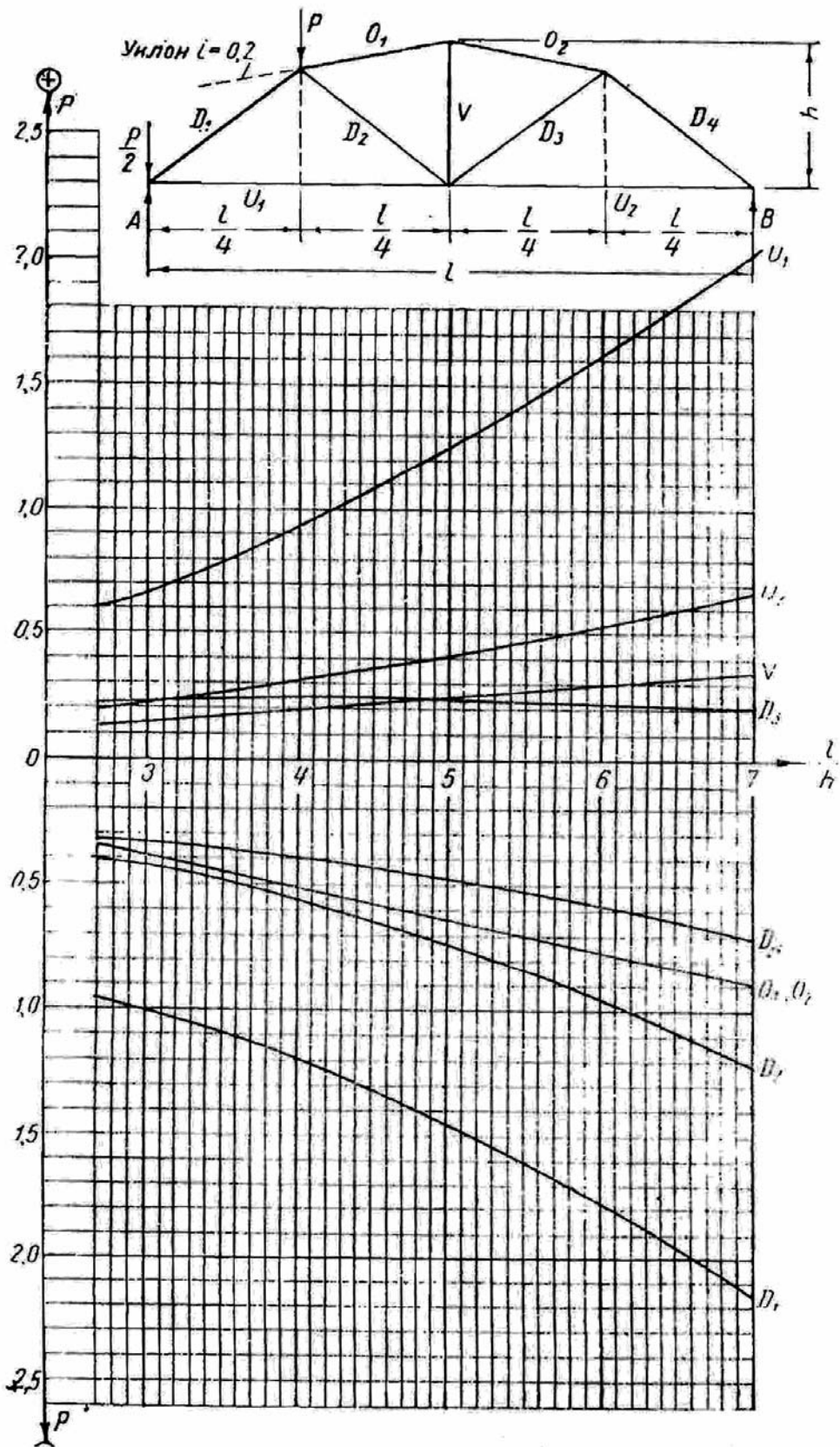


График 24

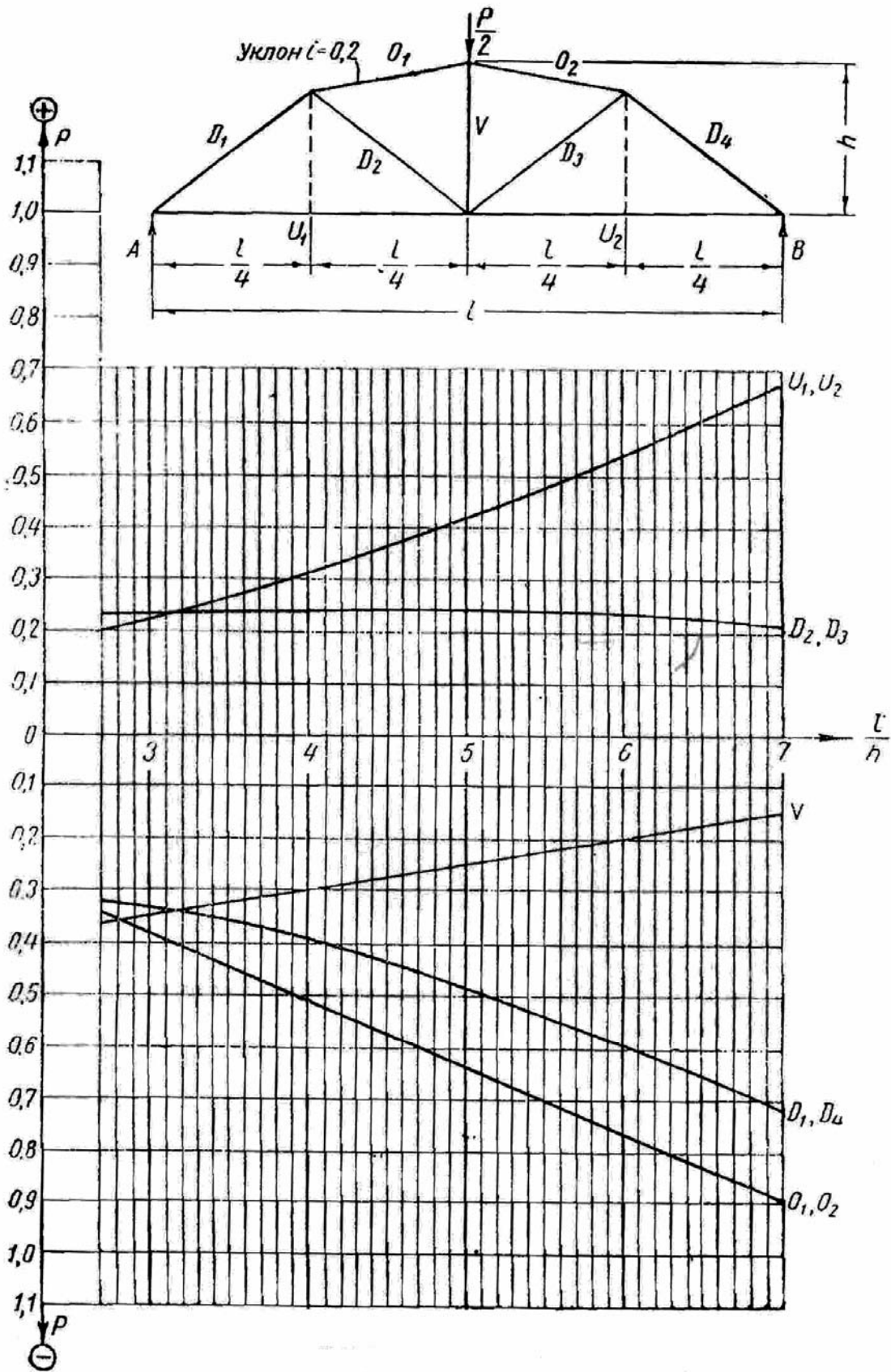


График 25

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ.....	3
ВВЕДЕНИЕ.....	4
1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ФЕРМАХ. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ СОВРЕМЕННЫХ ИНДУСТРИАЛЬНЫХ ФЕРМ	6
1.1. Общие сведения.....	6
1.2. Типы деревянных стропильных ферм	8
2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЯ В СТЕРЖНЯХ ФЕРМ.....	15
2.1. Действующие нагрузки	15
2.2. Выбор расчетной схемы фермы	18
2.3. Аналитический метод определения усилий в стержнях ферм.	19
2.4. Графический метод определения усилий в стержнях ферм	21
2.5. Определение усилий в стержнях фермы с применением компьютерной техники.....	23
2.6. Контрольные приемы при определении усилий в стержнях фермы.....	23
2.7. Определение расчетных усилий в стержнях фермы	25
2.8. Определение усилий от единичной нагрузки	28
3. КОНСТРУКЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ЭЛЕМЕНТОВ ИНДУСТРИАЛЬНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ФЕРМ.....	30
4. СОЕДИНЕНИЯ УЗЛОВЫХ И СТЫКОВЫХ СОПРЯЖЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ ФЕРМ.....	35
4.1. Общие сведения.....	35
4.2. Нагельные и гвоздевые соединения	36
4.3. Соединения на кольцевых шпонках.....	41
4.4. Соединение на клеенных кольцевых шпонках.....	44
4.5. Соединения на шайбах	47
4.5.1. Соединение на когтевых шайбах Леннова.....	47
4.5.2. Соединение на клеестальных шайбах.....	50
4.5.3. Соединения на клеенных металлических шайбах	52
4.5.4. Соединения на клеенных стальных стержнях.....	56
5. КОНСТРУКЦИИ ИНДУСТРИАЛЬНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ФЕРМ63	
5.1. Общие сведения.....	63
5.2. Треугольные фермы системы ЦНИИСК	64
5.3. Многоугольные фермы	73
5.4. Сегментные фермы.....	78
5.5. Трапециевидные фермы	86
5.6. Другие конструкции ферм	89
5.6.1. Фермы из фанерных труб	89

5.6.2. Фермы деревопластмассовые	93
5.6.3. Фермы на гладкокольцевых и вклеенных гладкокольцевых шпонках	96
5.6.4. Фермы на лобовых врубках.....	98
6. ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОКРЫТИЯ ПО СЕГМЕНТНЫМ КЛЕЕНЫМ ФЕРМАМ	105
6.1. Конструктивное решение покрытия.....	105
6.2. Геометрические параметры фермы	105
6.3. Проектирование клеефанерной панели покрытия.....	109
6.3.1. Выбор конструкции и назначение основных размеров панели	110
6.3.2. Определение геометрических характеристик панели.....	112
6.3.3. Нагрузки.....	112
6.3.4. Определение расчетных усилий	113
6.3.5. Проверка несущей способности панели.....	114
6.3.6. Проверка прогибов панели	114
6.4. Подсчёт нагрузок на ферму	115
6.5. Определение расчетных усилий в элементах фермы	119
6.6. Подбор сечений элементов фермы.....	121
6.7. Расчет узлов фермы.....	127
ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОПОДГОТОВКИ ПО КОНСТРУКЦИЯМ ФЕРМ.....	139
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	142
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	143
ПРИЛОЖЕНИЕ.....	144

Учебное издание

Вдовин Вячеслав Михайлович

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ИНДУСТРИАЛЬНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ФЕРМ

Учебное пособие

Под общ. ред. д-ра техн. наук, проф. Ю.П. Скачкова

Редактор М.А. Сухова

Верстка Т.А. Лильп

Подписано в печать 29.05.14. Формат 60×84/16.

Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.

Усл.печ.л. 10,64. Уч.-изд.л. 11,44. Тираж 80 экз.

Заказ № 158.



Издательство ПГУАС.
440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, 28.