

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

Кафедра строительных конструкций

О.В. Колотов, В.В. Пронин

СТАЛЬНАЯ СТРОПИЛЬНАЯ ФЕРМА ПОКРЫТИЯ ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

РАБОЧЕЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ НА СТАДИЯХ КМ И КМД

Утверждено редакционно-издательским советом университета
в качестве учебного пособия

Нижний Новгород
ННГАСУ
2024

УДК 624.014 (075.8)
К60
П78
ББК 38.5

Печатается в авторской редакции

Рецензенты:

Д.В. Жегалов – ведущий научный сотрудник научно-исследовательского института механики ФГАОУ ВО «Национальный исследовательский Нижегородский государственный ун-т им. Н. И. Лобачевского»

Н.А. Горохова – главный инженер проекта ООО «Рубин»

Колотов, О.В. Стальная стропильная ферма покрытия одноэтажного производственного здания. Рабочее проектирование на стадиях КМ и КМД : учебное пособие / О.В. Колотов, В.В. Пронин ; Министерство образования и науки Российской Федерации, Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет. – Нижний Новгород : ННГАСУ, 2024. – 57 с. – ISBN 978-5-528-00581-2. – Текст : непосредственный.

Настоящее учебное пособие предназначено для выполнения расчетно-графической работы по дисциплине «Металлические конструкции» для студентов направления 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство».

ББК 38.5

ISBN 978-5-528-00581-2

© О.В. Колотов, В.В. Пронин, 2024
© ННГАСУ, 2024

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	4
1. Задание на курсовую работу (пример заполнения по шифру 259)	4
2. Конструктивная схема фермы	5
2.1. Пояснение	5
Пример 1. Компоновка фермы	6
3. Система связей по покрытию	6
Пример 2. Схемы связей по покрытию	7
4. Выбор стали для элементов покрытия, назначение необходимых коэффициентов	8
Пример 3. Выбор стали и назначение коэффициентов	10
5. Конструкция кровли	11
5.1. Профилированный настил	12
5.2. Прогоны	12
Пример 4. Расчет стального профилированного настила	14
Пример 5. Расчет прогонов	20
6. Сбор нагрузок на ферму	22
Пример 6. Сбор нагрузок на ферму	23
7. Статический расчет фермы	24
7.1. Расчетная схема фермы	24
7.2. Нагрузки на ферму	25
7.3. Определение расчетных усилий в элементах фермы	25
Пример 7. Определение расчетных усилий в элементах фермы	26
8. Подбор сечения элементов фермы	27
8.1. Расчетные длины элементов и коэффициенты условий работы. Толщина фасонок	27
8.2. Центральнo-сжатые элементы	28
8.3. Центральнo-растянутые элементы	28
Пример 8. Подбор сечения элементов фермы	29
9. Заводские узлы ферм ...	32
Пример 9. Определение размеров сварных швов для элементов, входящих в заводские узлы	33
Пример 10. Конструктивное решение заводских узлов	34
10. Монтажные узлы ферм	40
Пример 11. Конструктивное решение монтажных узлов	40
Список используемой литературы	44
Приложения	46
П.1. Компоновка ферм	46
П.2. Справочные данные по профилированным настилам	47
П.3. Усилия в элементах фермы от единичных нагрузок	51
П.4. Сокращенный сортамент равнополочных уголков	52
П.5. Сортамент фланцевых соединений растянутых элементов из парных равнополочных уголков	53
П.6. Чертеж отправочной марки фермы в стадии КМД	56

Введение

Настоящее учебное пособие предназначено для выполнения расчетно-графической работы по дисциплине «Металлические конструкции» для студентов направления 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство».

Учебное пособие имеет целью помочь студентам глубже понять принципы конструирования и расчета стальных стропильных ферм покрытий и особенности разработки рабочих чертежей на стадиях КМ и КМД. Соответственно этому, каждый раздел работы содержит краткое пояснение и числовой пример, позволяющие каждому студенту самостоятельно выполнить необходимую работу.

Выполнять работу рекомендуется в следующем порядке:

- на второй странице (после титульного листа) расчетно-пояснительной записки изложить ее содержание по оглавлению настоящей записки, исключив введение, пояснения; это должно стать планом дальнейшей работы;
- на следующей странице переписать текст задания, внося числовые данные согласно присвоенному студенту шифру; сроки выполнения и защиты работы - из календарного графика учебного процесса;
- внимательно прочитать пояснения и рекомендуемые разделы учебника;
- выполнить конструирование и расчет фермы в указанной последовательности;
- в конце записки перечислить использованные литературные источники как рекомендованные здесь, так и другие, привлеченные студентом самостоятельно.

На защите расчетно-графической работы студент должен проявить четкое понимание всех выполненных расчетов и конструктивных решений, а также знакомство с нормативными источниками.

1. Задание на курсовую работу (пример заполнения по шифру 259)

Рассчитать и сконструировать на стадиях КМ и КМД стальную стропильную ферму покрытия одноэтажного производственного здания при следующих данных (табл. 1.1):

1. Пролет здания: $L = 30$ м.
2. Длина здания: $S_{mb} = 6 \cdot 13 = 78$ м.
3. Шаг колонн: $B_{fr} = 6$ м.
4. Шаг ферм: $B_{rt} = 6$ м.
5. Снеговой район: IY .
6. Расчетная температура эксплуатации: -38°C .
7. Здание отапливаемое.
8. Пояса и решетка: из парных равнобоких уголков.
9. Крановое оборудование – два мостовых крана $Q_o = 20$ тс.
10. Схема горизонтальных связей: крестовая из прокатных уголков.
11. Кровля: по стальному профнастилу и прогонам из прокатных профилей.
12. Сопряжение ферм с колоннами: шарнирное через надколонник..
13. Класс сооружения: КС-2.

Работа, состоящая из расчетно-пояснительной записки на 10-15 страницах и рабочего чертежа отправочной марки фермы на стадии КМД на листе формата А1, должна быть выполнена и защищена в сроки, установленные графиком учебного процесса.

Табл. 1.1. Варианты заданий

1-я цифра шифра	Пролет здания L , м	Длина здания S_{mb} , м	Мост. краны	2-я цифра шифра	Шаг ферм и колонн B_{r1}, B_{fr} , м	Класс сооруж. ^{х)}	3-я цифра шифра	Снеговой район РФ	Расч. темпер., °С
1	24	$B_{fr} \times 15$	Нет	1	5	КС-1	1	I	- 38
2	30	$B_{fr} \times 13$	$Q_o = 20$ т	2	6	КС-2	2	II	- 48
3	36	$B_{fr} \times 11$	$Q_o = 32$ т	3	7	КС-2	3	III	- 50
4	24	$B_{fr} \times 15$	Нет	4	5	КС-1	4	IV	- 52
5	30	$B_{fr} \times 13$	$Q_o = 20$ т	5	6	КС-2	5	V	- 56
6	36	$B_{fr} \times 11$	$Q_o = 32$ т	6	7	КС-2	6	I	- 30
7	24	$B_{fr} \times 15$	Нет	7	5	КС-1	7	II	- 44
8	30	$B_{fr} \times 13$	$Q_o = 20$ т	8	6	КС-2	8	III	- 54
9	36	$B_{fr} \times 11$	$Q_o = 32$ т	9	7	КС-2	9	IV	- 38
0	24	$B_{fr} \times 13$	Нет	0	6	КС-2	0	V	- 65

^{х)} класс сооружений КС-3 не включен в задания, т.к. в этом случае требуется производить расчет покрытия на прогрессирующее обрушение.

2. Конструктивная схема фермы

2.1. Пояснение

Очертания стропильных ферм определяются принятым уклоном кровли, конструкцией её опорных закреплений, требованиями габаритности отправочных марок. Схема треугольной решетки должна обеспечивать угол между поясами и раскосами, равный $40-50^\circ$ при расстоянии между узлами верхнего пояса 3 м, минимальное количество элементов решетки и однотипность узлов сопряжения решетки с поясами фермы.

При уклоне кровли $i = 2,5\%$, несущем стальном профилированном настиле по прогонам с шагом 3 м и при передаче нагрузки с фермы на колонны каркаса нижними опорными узлами фермы наиболее рациональными являются фермы с параллельными поясами и восходящим опорным раскосом.

Высота сечения таких ферм по обушкам поясных элементов в типовых сериях [8 – 11] принята 3150 мм при пролетах здания 30 и 36 м и 2250 мм при пролетах 18 и 24 м. Это составляет приблизительно (1/10 - 1/12) пролета фермы. Решетка этих ферм треугольная с дополнительными стойками.

Сопряжение стропильных ферм с колоннами в каркасных зданиях может быть жестким или шарнирным. В первом случае ферма крепится к металлической колонне сбоку верхним и нижним опорными узлами. Шарнирное сопряжение может быть достигнуто в этом случае за счет податливого прикрепления к колонне верхнего опорного узла фермы. Чаще шарнирное прикрепление ферм решают опиранием ферм на стальные и железобетонные колонны каркаса сверху. Опирание это осуществляется или непосредственно нижним или верхним опорным узлом фермы или посредством специальной опорной стойки - надколонника. Надколонник крепится к колонне шарнирно. К нему ферма крепится сбоку, как к металлической колонне. В этом случае для ферм принята стандартная привязка к разбивочным осям, равная 200 мм. В курсовой работе рекомендуется применить фермы по приложению П.1 с опиранием на металлические колонны сверху посредством надколонника.

На принятой к расчету схеме фермы должны быть проставлены все необходимые размеры и номера узлов для обозначения элементов фермы в процессе статического и конструктивного расчетов.

Пример 1. Компоновка фермы.

К расчету и конструированию принята ферма с параллельными поясами пролетом

$$L_{рт} = L - 2 \cdot 200 = 30000 - 2 \cdot 200 = 29600 \text{ мм}$$

и высотой сечения по центрам тяжести сечений поясов

$$h_{рт} = 3150 - 100 = 3050 \text{ мм},$$

где 100 мм - усредненное суммарное расстояние от обушков поясных элементов до их центров тяжести, предварительно принимаемое после анализа сечений поясов ферм по серии [8, 9]. Уклон поясов 2,5% принят в соответствии с той же серией.

Изготовлению подлежат две отправочных марки, представляющие из себя половинки фермы.

Схема фермы показана на рис. 2.1.

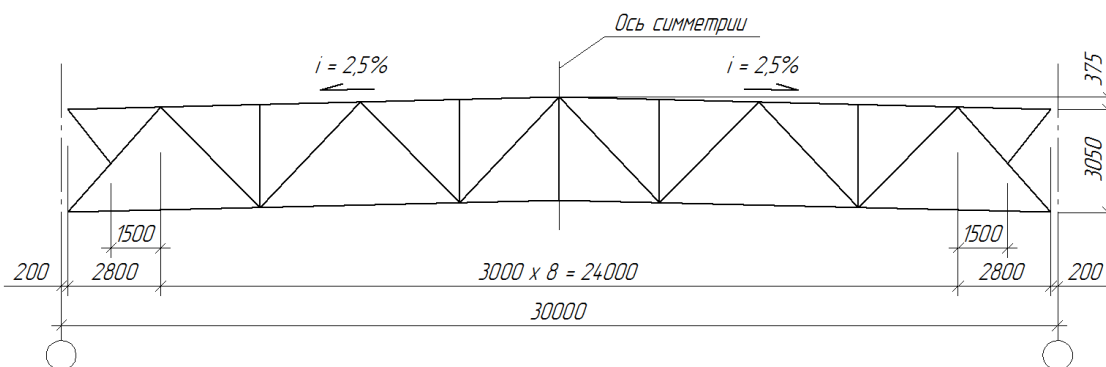


Рис. 2.1. Компоновка фермы $L = 30$ м.

3. Система связей по покрытию

Фермы обладают чрезвычайно малой устойчивостью из своей плоскости. Жесткость ферм из плоскости изгиба обычно меньше жесткости в плоскости в 1000-1500 раз. При закреплении только опорных сечений ферм сжатый верхний пояс легко теряет устойчивость из плоскости фермы. Закрепление узлов пояса фермы достигается устройством связей (п. 15.4 [3]). Кроме того, связи обеспечивают устойчивость конструкций при монтаже, а также воспринимают усилия от бокового давления ветра и от горизонтальных крановых нагрузок.

Конструктивно геометрически неизменяемую систему покрытия образуют созданием нескольких связевых жестких пространственных блоков и присоединения к ним других стропильных ферм распорками (растяжками). Связевые пространственные блоки формируют из двух смежных ферм, объединенных горизонтальными и вертикальными связями.

В соответствии с п. 15.4.6 [3] прогоны покрытия с шарнирным креплением к фермам сверху следует считать элементом связи или распоркой, если оба его конца не имеют возможности поступательного перемещения. Включение прогонов в связевую систему осуществляется в проектных решениях по результатам проверочных расчетов, учитывающих работу прогонов на продольные силы и при выполнении конструктивных мероприятий по креплению прогонов к верхним поясам ферм.

Предельные длины температурных отсеков и расстояния между вертикальными связями назначаются в соответствии с табл. 44 [3]. Так, на пример, для отапливаемых зданий при расчетной температуре воздуха $t \geq -45^\circ\text{C}$ наибольшее расстояние между температурными швами составляет 230 м, а наибольшее расстояние от температурного шва или торца здания до оси ближайшей вертикальной связи – 90 м.

При наличии между температурными швами двух вертикальных связей расстояние между последними в осях не должно превышать для зданий 40–50 м.

Связевые блоки устраивают в торцах здания или температурного отсека, а также и в его средней части с расстояниями между блоками 60–90 м. При конструктивном решении здания без торцевой фермы (с применением балок и фахверковых колонн) связевой блок образуют путем объединения ближайших к торцу двух ферм, передавая горизонтальные нагрузки от торца на этот блок.

Горизонтальные поперечные связи по верхним поясам стропильных ферм включают в себя поперечные связевые фермы и распорки. Роль распорок по верхним поясам могут выполнять прогоны (с учетом п. 15.4.6 [3]). Поперечные связевые фермы устанавливаются в связевых блоках, распорки раскрепляют верхние пояса ферм от смещений из плоскости по всей длине здания и крепятся к связевым блокам. Распорки устанавливают в середине пролета и по его торцам, расстояние между ними назначают так, чтобы гибкость пояса каждой фермы из плоскости рамы на время монтажа не превышала 220.

Горизонтальные поперечные связи по нижним поясам также состоят из поперечные связевых ферм и распорок (растяжек). Распорки (растяжки) по нижним поясам устанавливают для уменьшения гибкости нижнего пояса из плоскости фермы.

Горизонтальные продольные связи по нижним поясам состоят из связевых ферм, располагаемых в крайних панелях нижних поясов однопролетного здания. Такие связи совместно с поперечными связями образуют жесткий контур в плоскости нижних поясов и предусматриваются только для зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью $Q_o = 10$ тс и более, а также при наличии подстропильных ферм(п. 15.4.5 [3]).

Вертикальные связи между фермами служат для устранения сдвиговых деформаций в блоке покрытия вдоль здания. Вертикальные связевые фермы устанавливают в связевых блоках между надколонниками в опорных сечениях, а также в пролете.

Пример 2

Схемы связей по покрытию

Запроектировать систему связей по покрытию (шатровые связи) по исходным данным примера 1.

Схема связей запроектирована в соответствии с разделом 15.4 [3] и по типовой серии 1.460.2-10/88 [8, 9].

Здание длиной 78 м состоит из одного температурного блока (табл. 44 [3]). Общее количество ферм – 14 шт. (Ф1 – 10 шт., Ф1-1 – 4 шт.). Фермы Ф1-1 отличаются от ферм Ф1 узлами примыкания связей. Каждая ферма собирается из 2-х отправочных марок.

Неизменяемость покрытия в горизонтальной плоскости обеспечивается системой поперечных горизонтальных связей ГС1 и ГС2 в уровне верхних и нижних поясов ферм, горизонтальных продольных связей ГС3 в уровне нижних поясов ферм (здание крановое, краны $Q_o > 10$ тс) и вертикальных связей ВС1 и ВС2, а также прогонами П, играющими в данном случае роль распорок. Горизонтальные и вертикальные связи расположены в торцевых блоках. Шаг прогонов соответствует шагу узлов верхнего пояса и равен 3 м. Дополнительную жесткость в горизонтальной плоскости создает

сплошной диск, образованный профилированным настилом, закрепленным на прогонах в каждой гофре самонарезающими болтами.

Нижние пояса стропильных ферм раскреплены из плоскости вертикальными связями ВС2 и распорками Р1.

Схема связей по нижним и верхним поясам ферм показана на рис. 3.1.

4. Выбор стали для элементов покрытия, назначение необходимых коэффициентов.

Согласно п. 5.2 [3] при назначении стали для конструкций следует учитывать группу конструкций, расчетную температуру, требования по ударной вязкости и химическому составу в соответствии с приложением В [3]. Это указание не связывает выбор стали с определенным списком сталей, а позволяет работать с разными ГОСТами и стандартами, в том числе и зарубежными.

Примерный перечень конструкций по группам приведен в приложении В [3], из которого следует, что в фермах все элементы относятся к группе 2; фасонки – к группе 1; прогоны – к группе 3, профилированный настил и связи – к группе 4.

При назначении группы конструкций следует также учитывать наличие в конструкции расчетных сварных соединений. Если таких соединений нет, то конструкции групп 2 и 3 переводятся в группы 3 и 4 соответственно.

Для конструкций зданий и сооружений класса КС-3 по ГОСТ 27751 номера групп 2, 3 и 4 уменьшаются на единицу.

При толщине проката $t \leq 6$ мм номера групп 1, 2 и 3 увеличиваются на единицу; при толщине проката $t > 40$ мм номера групп 2, 3 и 4 уменьшаются на единицу.

Следует также обратить внимание, что в табл. В.3 [3] для листовой стали С235 толщина проката составляет не более 4 мм.

За расчетную температуру в районе строительства следует принимать температуру наружного воздуха наиболее холодных суток с обеспеченностью 0,98, определенную согласно СП 131.13330.2018 «Строительная климатология» [4].

Ударная вязкость определяет склонность стали к хрупкому (без больших деформаций) разрушению и измеряется работой, затраченной на разрушение стандартного образца под действием удара маятникового копра. Эта работа, отнесенная к площади поперечного сечения образца, имеет размерность Дж/см². Для ужесточения условий испытания и повышения концентрации напряжений в образцах делают надрез в соответствии с ГОСТ 9454-78 «Металлы. Методы испытания на ударный изгиб при пониженных, комнатной и повышенных температурах». В зависимости от формы надреза (V-образный, U-образный) различают ударную вязкость KCV, KCU. Верхний индекс означает температуру испытаний, на пример KCV⁻³⁰.

Нормируемые показатели ударной вязкости проката и труб указаны в табл. В.1 [3].

Химический состав стали определяет ее механические свойства. Требования по химическому составу листового и фасонного проката приведены в табл. В.2 [3].

При выборе стали также следует руководствоваться результатами технико-экономических расчётов. Для снижения расхода стали при больших усилиях и нагрузках пояса и опорные раскосы ферм рекомендуется проектировать из стали повышенной прочности, а остальные элементы – из стали обычной прочности.

При выборе материалов для фланцев монтажных узлов следует руководствоваться п. 15.9.10 [3] и п. 12.3 [16]. Сталь для фланцев должна подвергаться испытанию на статическое растяжение в направлении толщины проката. Фланцы подлежат ультразвуковому контролю на заводе-изготовителе металлоконструкций на внутренние раслои, грубые шлаковые включения и пр.

Фланцы следует изготавливать из листовой стали С355 и С390 по ГОСТ 27772 с относительным сужением $\psi_z \geq 35\%$ (с учетом требований 13.3-13.5 [3]). Для фланцев растянутых поясов рекомендуется применять низколегированные стали.

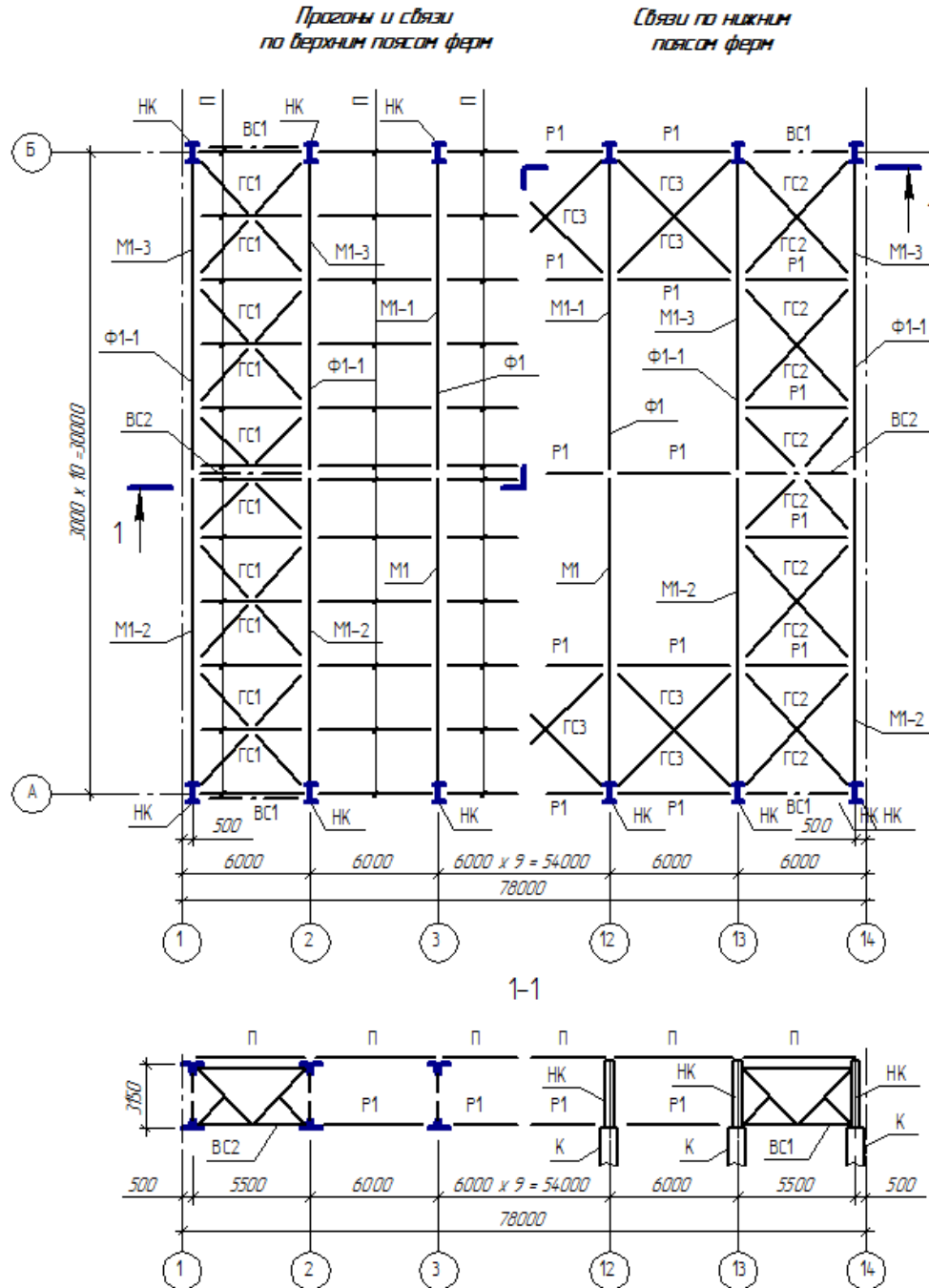


Рис. 3.1. Связи по покрытию.

Для фланцевых соединений растянутых поясов следует применять болты классов прочности 10.9, 12.9 и соответствующие им гайки и шайбы, удовлетворяющие требованиям действующих стандартов.

Для крепления ферм к колоннам, а также для соединения фланцев сжатого пояса следует применять стальные болты согласно табл. Г.3 [3] и соответствующие им гайки и шайбы.

Заводские сварные соединения элементов стальных ферм следует выполнять полуавтоматической (механизированной) сваркой. На монтаже допускается применение ручной сварки. Материалы для сварки принимаются по таблице Г.1 [3]. Рекомендуется применять полуавтоматическую (механизированную) сварку в среде углекислого газа (по ГОСТ 8050) или в его смеси с аргоном (по ГОСТ 10157) и сварочную проволоку марки Св-08Г2С (по ГОСТ 2246).

Профилированный настил рекомендуется прикреплять самонарезающими болтами или дюбелями, а листы между собой соединять с помощью комбинированных заклепок.

При расчете конструкций следует учитывать:

- коэффициент надежности по ответственности γ_n ;
- коэффициент условий работы элементов конструкций γ_c .

Коэффициент надежности по ответственности γ_n принимается по [1] (табл. 2) в зависимости от класса сооружений и уровня ответственности, характеризующих последствия повреждений и разрушения. Для классов сооружений КС-3, КС-2, КС-1 (уровни ответственности «повышенный», «нормальный», «пониженный» соответственно) **минимальные значения** коэффициентов γ_n принимаются равными 1,1; 1,0 и 0,8 соответственно.

Повышенный уровень ответственности присваивают зданиям и сооружениям, отнесенным в соответствии с Градостроительным кодексом Российской Федерации к особо опасным, технически сложным или уникальным объектам.

К зданиям и сооружениям нормального уровня ответственности относятся все здания и сооружения, за исключением зданий и сооружений повышенного и пониженного уровней ответственности.

К зданиям и сооружениям пониженного уровня ответственности относятся объекты временного (сезонного) назначения, а также здания и сооружения вспомогательного использования, связанные с осуществлением строительства или реконструкции здания.

Коэффициент надёжности по ответственности учитывается при сборе нагрузок.

Коэффициент условий работы γ_c следует принимать по таблице 1 [3]. Для элементов ферм из парных уголков $\gamma_c = 1$ для сжатых поясов и опорных раскосов, для всех растянутых элементов $\gamma_c = 0,9$. Для сжатых элементов решетки (стойки и раскосы) при гибкости $\lambda > 60$ $\gamma_c = 0,8$.

Пример 3. Выбор стали и назначение коэффициентов

Требуется выбрать сталь для изготовления всех элементов покрытия, а также назначить коэффициенты γ_n и γ_c по исходным данным примера 1.

За расчетную температуру принимается температура наружного воздуха наиболее холодных суток с обеспеченностью 0,98: по заданию $t = -38$ °С.

Результаты выбора сталей приведены в таблице П.3.1.

Табл. П.3.1

Вид конструкции	Группа конструкций	Сталь по ГОСТ 27772-2015	R_y (кН/см ²)
Пояса и опорные раскосы	2	C245	24 ($t = 4-20$) 23 ($t = 21-40$)
Фасонки	1	C255	24 ($t = 4-20$) 23 ($t = 21-40$)
Раскосы и стойки	2	C245	24 ($t = 4-20$) 23 ($t = 21-40$)
Фланцы растянутого пояса	2	14Г2АФ (ГОСТ 19281)	37,5/1,05* = 35,5
Фланцы сжатого пояса	2	C355	35 ($t = 2-16$)
Ребра растянутых фланцев	2	C345	34 ($t = 2-10$)
Ребра сжатых фланцев	2	C255	24 ($t = 4-20$) 23 ($t = 21-40$)
Связи	4	C245	24 ($t = 4-20$)
Прогон покрытия	3	C245	24 ($t = 4-20$)
Профнастил	4	C235	

*) $\gamma_m = 1,05$ – коэффициент надежности по материалу, табл. 3 [3].

$\gamma_n = 1$; $\gamma_c = 1$ для сжатых поясов и опорных раскосов; $\gamma_c = 0,9$ для растянутых элементов; $\gamma_c = 0,8$ для сжатых элементов решетки при гибкости $\lambda > 60$.

5. Конструкция кровли

Покрытие здания состоит из кровельных (ограждающих) конструкций, несущих элементов (профнастила, прогонов, ферм) и связей.

Рассматриваемое покрытие устраивают с применением прогонов. В этом случае в узлы стропильных ферм устанавливают прогоны, по которым монтируется стальной профнастил.

Настил крепят к прогонам (фермам при беспрогонном решении) самонарезающими болтами в каждую волну. Между собой по длине настил соединяют комбинированными заклепками с шагом 300-500 мм.

На профилированный настил послойно укладываются пароизоляция, плитный легкий утеплитель в один или в два слоя и гидроизоляционный ковер. Утеплитель крепится к профнастилу специальными кляммерами. В кровлях неотапливаемых зданий утеплитель отсутствует.

Паро- и гидроизоляционные материалы используются для защиты строительных конструкций от проникновения водяных паров, конденсата и влаги. Для кровли по металлическому профилированному настилу наиболее выгодным и технологичным будет применение мембранной пароизоляции (пленки). Уложенный материал представля-

ет собой сплошную мембрану, все нахлесты между полотнами пароизоляции тщательно проклеиваются.

Плитный утеплитель (Rockwool, Paroc, Ursa и др.) выполняется, как правило, двухслойным: верхний слой более плотный ($180-200 \text{ кг/м}^3$), нижний слой менее плотный ($100-140 \text{ кг/м}^3$). Независимо от того, какой толщины должен быть утеплитель, верхний слой всегда выполняется толщиной 40 мм. Для изменения теплоизолирующей способности происходит изменение толщины только нижнего слоя (определяется теплотехническим расчетом).

В качестве гидроизоляции применяются разнообразные наплаваемые рулонные материалы или мембранные материалы, которые могут монтироваться непосредственно по теплоизоляции. Гидроизоляционный наплаваемый материал обычно укладывают в несколько слоев.

5.1. Профилированный настил

Профилированный настил для кровель изготавливают из оцинкованной рулонной стали толщиной 0,7–1,5 мм; высота профиля 57–158 мм; ширина 600–1000 мм; длина до 12,6 м. Вес настила составляет 7,5–24,4 кг/м².

Профнастил с высотой гофра 158 мм способен работать в пролетах до 9 м.

Справочные значения расчетных геометрических характеристик профиля и вес 1 м² настилов, выпускаемых в соответствии с [17], принимаются по техническим условиям или стандартам организаций. Основные характеристики настилов приведены в приложении П.2.

При расчете профнастила проверяются: прочность при действии нормальных и касательных напряжений, устойчивость стенки гофра на опоре, жесткость. Методика расчета приведена в [16].

Подбор профилированного настила можно осуществить по предельной равномерно распределенной нагрузке и в зависимости от количества учитываемых пролетов неразрезной схемы (см. приложение П.2 настоящего пособия).

5.2. Прогоны

Прогоны воспринимают нагрузку от кровли и передают ее на стропильные фермы. Конструктивно прогоны могут быть сплошного сечения и решетчатые (сквозные). Прогоны сплошного сечения тяжелее решетчатых, но значительно проще в изготовлении и монтаже. Применение сплошных прогонов рационально для пролетов (шагов ферм) не более 6 м.

Сплошные прогоны могут изготавливаться из прокатных швеллеров и двутавров; из гнутых профилей швеллерного, С-образного и Z-образного сечений; из перфорированных балок и балок с гофрированными или гибкими стенками [6].

Прогоны сплошного сечения выполняют по разрезной и неразрезной схемам. При использовании неразрезных прогонов их сечение уменьшается, однако для упрощения монтажа чаще применяют разрезные прогоны.

Сквозные прогоны рациональны при шаге ферм более 6 м, их компоновка и конструкция могут быть приняты по типовым сериям.

Крепление прогонов к поясам ферм осуществляется на болтах с помощью коротышей из уголков, планок, гнутых элементов из листовой стали.

Расчет прогонов необходимо выполнять на следующие нагрузки:

- собственный вес прогонов и кровли;
- вес оборудования и коммуникаций на покрытии;

- снеговая нагрузка (с учетом дополнительного коэффициента $\mu = 1,1$, см. примеч. 4 к п. 10.4 [2]);
- ветровая нагрузка (при необходимости).

При уклоне кровли до 20° нагрузка от ветра действует снизу вверх (отсос) и разгружает прогоны. Если покрытие имеет фонарные или другие надстройки, а также перепады высот, то в этих местах образуются «снеговые мешки» (местное увеличение снеговой нагрузки), что должно быть учтено при расчете прогонов и профнастила.

Расчетную вертикальную равномерно распределенную линейную нагрузку на прогон определяют по формуле:

$$q_{np} = [(g_{кр} / \cos \alpha + q_s)bk + g_{np}] \gamma_n \text{ (кН/м)}, \quad (5.1)$$

где $g_{кр}$ – расчетная нагрузка от собственного веса кровли, кН/м²;

α – угол наклона кровли к горизонту, град.;

q_s – полное расчетное значение снеговой нагрузки, кН/м²;

b – шаг прогонов, м;

k – коэффициент, учитывающий увеличение реакции профнастила от его неразрезности; при двухпролётной схеме $k = 1,25$; при трёхпролётной схеме $k = 1,1$; при четырёхпролётной схеме $k = 1,143$;

g_{np} – расчетная нагрузка от собственного веса прогона, кН/м.

При малоуклонной кровле (до $1,5^\circ$) работа прогонов ничем не отличается от работы обычных прокатных балок на вертикальную нагрузку.

Принятое сечение проверяют:

- на прочность по нормальным напряжениям в середине пролета (формула (41) [3]) и по касательным напряжениям в опорном сечении (формула (42) [3]);

- на жесткость (по второй группе предельных состояний, п. 15.1.1 [2]).

При неразрезной схеме также выполняется проверка прочности при одновременном действии момента и поперечной силы (формула (44) [3]). Общую устойчивость прогонов допускается не выполнять (п. 8.4.4 [3]), так как передача нагрузки на прогон осуществляется через сплошной жесткий диск (профилированный настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс прогона и связанный с ним с помощью самонарезающих болтов в каждом гофре).

При кровле с большим уклоном прогоны, расположенные на скате, работают на изгиб в двух плоскостях, т.е. на косоу изгиб (рис. 5.1). Их прочность проверяется по формуле (43) [3], в которой бимомент B может не учитываться.

Для экономии стали возможен учет упруго-пластической работы стали. В этом случае проверка прочности производится по формуле (51) [3]. Заметим, однако, что в табл. Е.1 [3] нет сечения в виде швеллера, установленного вертикально.

Вертикальная нагрузка q_{np} раскладывается на составляющие q_x (действующую в плоскости большей жесткости прогона) и q_y (скатную составляющую):

$$q_x = q_{np} \cdot \cos \alpha; \quad q_y = q_{np} \cdot \sin \alpha. \quad (6.2)$$

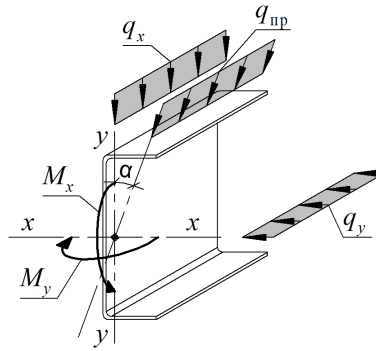


Рис. 5.1. Схема действия нагрузки на прогон.

Т. к. кровля опирается на верхний пояс прогона, то от составляющей q_y возникает еще и крутящий момент. Для того, чтобы уравновесить этот момент, прогоны с сечением из швеллера следует устанавливать стенкой по направлению ската. В этом случае крутящий момент от составляющей q_y почти полностью уравнивается крутящим моментом от составляющей q_x и им можно пренебречь.

Чтобы уменьшить изгибающий момент от скатной составляющей, прогоны раскрепляют тяжами, уменьшающими расчетный пролет прогона в плоскости ската. Тяжи крепятся к двойному коньковому прогону, реакция которого передается в коньковый узел фермы.

Если кровельный настил крепится ко всем прогонам, включая коньковые, жестко и образует сплошное полотнище, то можно считать, что скатная составляющая будет восприниматься самим полотнищем кровли. В этом случае необходимость в тяжах отпадает и прогоны можно рассчитывать только на нагрузку q_x . Общая устойчивость прогонов обеспечивается элементами крепления кровельных плит или настила к прогонам.

Прогиб прогонов проверяют только в плоскости, нормальной к скату, он не должен превышать предельного, регламентируемого нормами (п. 15.1.1 [2]). При определении прогиба учитывается нормативное значение постоянной нагрузки и длительно действующая часть нормативной временной (в данном случае снеговой) нагрузки.

Сквозные (решетчатые) прогоны обоснованы при шаге стропильных ферм более 6 м. Они могут иметь различные конструктивные решения. Разновидностью решетчатых прогонов являются прутковые прогоны, в которых элементы решетки и нижний пояс могут быть выполнены из круглых стержней или одиночных уголков.

Недостаток решетчатых прогонов – большое число элементов и узловых деталей и связанная с этим пониженная надежность и более высокая трудоемкость изготовления.

Решетчатые прогоны рассчитывают как фермы с неразрезным верхним поясом. Верхний пояс при этом работает на сжатие с изгибом (в одной плоскости, если отсутствует скатная составляющая нагрузки, или в двух плоскостях), остальные элементы испытывают продольные усилия.

Пример 4.

Расчет стального профилированного настила

Необходимо рассчитать стальной профилированный настил по исходным данным примера № 1

П.4.1. Нагрузки от веса кровли и профилированного настила

В качестве гидроизоляции выбран материал Рубитекс – рулонный кровельный битумный наплавленный материал нового поколения на основе каркасной жесткой стеклоткани. Верхний слой кровельного ковра имеет крупнозернистую посыпку.

Утеплитель выбран марки Rockwool. Толщина утеплителя подобрана с помощью рекомендаций производителя на сайте www.rockwool.ru.

Данная конструкция кровли принимается для всех вариантов заданий.

Сбор нагрузок сведен в табл. П.4.1.

Табл. П.4.1

№№ п.п.	Составляющие покрытия	Нормативное значение нагрузки, кН/м ²	γ_f	Расчетное значение нагрузки, кН/м ²
1	Гидроизоляция - 2 слоя Рубитекса	$0,05 \cdot 2 = 0,1$	1,2	0,12
2	Утеплитель Rockwool Руф Баттс, $t = 40$ мм, $\rho = 190$ кг/м ³	0,076	1,2	0,091
3	Утеплитель Rockwool Руф Баттс, $t = 120$ мм, $\rho = 115$ кг/м ³	0,138	1,2	0,166
4	Пароизоляция	0,01	1,2	0,012
5	Профнастил Н57-750-0,7	0,087	1,05	0,091
	Итого	0,411		0,480

П.4.2. Снеговая нагрузка

Снеговая нагрузка принимается в соответствии с [2]. Проектируемое сооружение находится в IV снеговом районе. Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле

$$S_o = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g,$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов; принимается в соответствии с п.п. 10.5–10.9 [2]; в запас этот коэффициент принимается равным единице;

c_t – термический коэффициент, принимаемый в соответствии с п. 10.10 [2]; в данном случае этот коэффициент также принимается равным единице;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие; принимается в соответствии с п. 10.4 [2]. Согласно приложению Б.1 [2] для двускатных покрытий принимается вариант 1 ($\alpha < 15^\circ$), по которому $\mu = 1$;

S_g – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с п. 10.2 [2]; в данном случае $S_g = 2$ кН/м² (кПа), (для Нижнего Новгорода $S_g = 2,1$ кН/м²).

Расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле

$$S = S_o \cdot \gamma_f \cdot \mu_1,$$

где $\gamma_f = 1,4$ (п. 10.12 [2]);

$\mu_1 = 1,1$ (учет локальной неравномерности снегоотложений при расчете прогонов – см. примеч. 4 к п. 10.4 [2]; при расчете профнастила $\mu_1 = 1$).

Получим: $S_o = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2 = 2$ кН/м².

Пониженное нормативное значение снеговой нагрузки (длительно действующая часть снеговой нагрузки) для районов со средней температурой января минус 5°C и ниже (табл. 5.1 [4], $t = -10,1^\circ\text{C}$ – для Н. Новгорода) определяется умножением ее нормативного значения на коэффициент не ниже 0,5, значение которого согласно изменению № 5 к [2] устанавливается в зависимости от рассматриваемой ситуации.

Получим: $S_{0, \text{пони.}} = 2 \cdot 0,5 = 1 \text{ кН/м}^2$. Эта нагрузка учитывается при определении прогиба конструкций.

Расчетное значение снеговой нагрузки

$$S = S_0 \cdot \gamma_f \cdot \mu_I = 2 \cdot 1,4 \cdot 1 = 2,8 \text{ кН/м}^2.$$

П.4.3. Суммарная нагрузка на профилированный настил

Величина полной равномерно распределенной нагрузки определяется суммированием нагрузок, найденных ранее:

- нормативное значение

$$q_{\text{н}}^{\text{н}} = (g_{\text{покр}}^{\text{н}} + S_0) \gamma_n = (0,411 + 2) \cdot 1 = 2,411 \text{ кН/м}^2;$$

- нормативное значение с учетом длительно действующей части снеговой нагрузки

$$q_{\text{н,пони.}}^{\text{н}} = (g_{\text{покр}}^{\text{н}} + S_{0, \text{пони.}}) \gamma_n = (0,411 + 1) \cdot 1 = 1,411 \text{ кН/м}^2;$$

- расчетное значение

$$q_{\text{н}} = (g_{\text{покр}} + S) \gamma_n = (0,480 + 2,8) \cdot 1 = 3,28 \text{ кН/м}^2.$$

П.4.4. Расчет профилированного настила

Расчет производим по методике, приведенной в разделе 23 [16]. В справочной литературе геометрические характеристики профилированного настила приводятся для полосы шириной $b = 1 \text{ м}$, поэтому вычисленная выше нагрузка на 1 м^2 настила численно будет равна линейной нагрузке на полосу настила шириной $b = 1 \text{ м}$.

Прочность настила проверяется по нормальным напряжениям (в упругой стадии):

$$\frac{M}{W_{\text{min}} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (\text{П.4.1})$$

где M – расчетное значение изгибающего момента;

W_{min} – минимальный момент сопротивления сечения профилированного листа.

Для изготовления профнастила принимаем стальной оцинкованный прокат в виде рулонной стали по ГОСТ Р 52246-2004 [18]. Марка проката – 250, для которой временное сопротивление $R_{\text{тн}} \geq 330 \text{ МПа}$, предел текучести $R_{\text{yn}} \geq 250 \text{ МПа}$ (табл. 13 [18]).

Минимальное расчетное сопротивление стали при растяжении, сжатии и изгибе $R_y = R_{\text{yn}} / \gamma_m = 250 / 1,05 = 238 \text{ МПа} = 23,8 \text{ кН/см}^2$, расчетное сопротивление срезу $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 23,8 = 13,8 \text{ кН/см}^2$.

Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$.

Максимальный изгибающий момент при однопролетной схеме настила действует в середине пролета:

$$M_l = 0,125 q_{\text{н}} l^2. \quad (\text{П.4.2})$$

При двух-, трех- и четырехпролетных схемах работы настила максимальный изгибающий момент возникает на промежуточных опорах и определяется по формулам:

$$M_2 = -0,125 q_n l^2; \quad M_3 = -0,1 q_n l^2; \quad M_4 = -0,107 q_n l^2, \quad (\text{П.4.3})$$

где $l = 3 \text{ м}$ – пролет настила, равный шагу прогонов.

Для фермы пролетом $L = 30 \text{ м}$ с шагом прогонов 3 м настил работает по двух- и трехпролетной схемам (рис. П.4.1).

Для расчета по прочности рассматриваем настил с двухпролетной разрезкой, как более невыгодную схему:

$$M = M_2 = 0,125 \cdot 3,28 \cdot 3^2 = 3,69 \text{ кНм (знак момента не учитывается).}$$

Проверка прочности:

$$\frac{M}{W_x R_y \gamma_c} = \frac{3,69 \cdot 100}{14,8 \cdot 23,8 \cdot 1} = 1,05 > 1,$$

где $W_{min} = 14,8 \text{ см}^3$ - минимальное значение момента сопротивления (сжаты узкие полки) для предварительно принятого профилированного настила Н57-750-0,7 (приложение П.2).

Прочность настила по нормальным напряжениям **не обеспечена**.

Принимаем профнастил Н57-750-0,8, у которого $W_{min} = 17,9 \text{ см}^3$, вес $1 \text{ м}^2 \text{ } g = 9,8 \text{ кг/м}^2$.

Проверка прочности:

$$\frac{M}{W_{min} R_y \gamma_c} = \frac{3,69 \cdot 100}{17,9 \cdot 23,8 \cdot 1} = 0,866 < 1,$$

Прочность настила по нормальным напряжениям **обеспечена** с коэффициентом использования материала $0,866$.

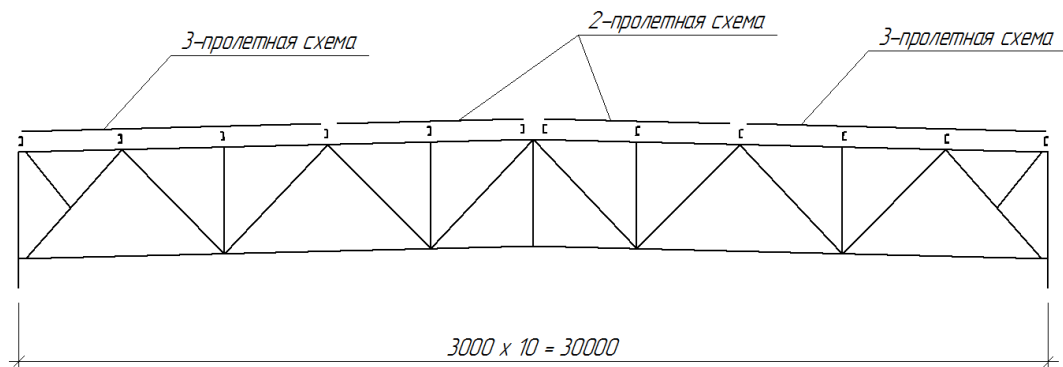


Рис. П.4.1. Схема разрезки профилированного настила.

Жесткость настила проверяется по формуле:

$$f \leq f_u, \text{ где} \quad (\text{П.4.4})$$

f – прогиб настила от нормативной нагрузки с учетом длительно действующей части снеговой нагрузки; определяется в зависимости от схемы разрезки:

$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{н.п.н.} \cdot l^4}{EI_x}$ - однопролетная схема; $f_2 = \frac{1}{192} \cdot \frac{q_{н.п.н.} \cdot l^4}{EI_x}$ - двухпролетная схема;

$f_3 = \frac{1}{148} \cdot \frac{q_{н.п.н.} \cdot l^4}{EI_x}$ - трехпролетная схема; $f_4 = \frac{1}{158} \cdot \frac{q_{н.п.н.} \cdot l^4}{EI_x}$ - четырехпролетная схема;

$E = 2,06 \cdot 10^4$ кН/см² – модуль упругости для всех сталей (таблица Б.1 [3]);
 $I_x = 61,2$ см⁴ – момент инерции профилированного листа Н57-750-0,8 (прил.2);
 f_u – предельный прогиб, определяемый по таблице Д.1 [2].

Получим с учетом разрезки настила по рис. П.4.1:

$$f_2 = \frac{1}{192} \cdot \frac{q_{н.п.н.} \cdot l^4}{EI_x} = \frac{1}{192} \cdot \frac{1,411 \cdot 10^{-2} \cdot 300^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 61,2} = 0,47 \text{ см} - \text{двухпролетная схема};$$

$$f_3 = \frac{1}{148} \cdot \frac{q_{н.п.н.} \cdot l^4}{EI_x} = \frac{1}{148} \cdot \frac{1,411 \cdot 10^{-2} \cdot 300^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 61,2} = 0,62 \text{ см} - \text{трехпролетная схема};$$

$$f_u = l/150 = 300/150 = 2 \text{ см};$$

$$f_{max} = f_3 = 0,62 \text{ см} < f_u = 2 \text{ см}.$$

Жесткость настила обеспечена.

Устойчивость плоских стенок гофров (высота настила не более 60 мм) над средними опорами неразрезного настила проверяется по формуле:

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_o} \right) + \left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{cr}} \right) \leq m, \quad (\text{П.4.5})$$

где σ – нормальное напряжение от изгиба;

σ_{loc} – местное напряжение от реакции средней опоры;

σ_o – нормальное критическое напряжение;

σ_{cr} – местное критическое напряжение;

m – коэффициент, зависящий от сечения прогона, на который опирается настил; для прогона из двутавра, двух швеллеров или гнутосварного замкнутого профиля $m = 1$; для прогона из одиночного швеллера $m = 0,9$.

При проверке устойчивости стенок ступенчатого поперечного сечения (высотой 75 мм и более) следует руководствоваться пунктами 23.3.5; 23.3.6 [16].

Произведем расчеты.

Нормальное напряжение от изгиба

$$\sigma = \frac{M}{W_{min}} = \frac{3,69 \cdot 100}{17,9} = 20,6 \text{ кН/см}^2 = 206 \text{ МПа}.$$

Местное напряжение от реакции средней опоры σ_{loc} определяется по формуле:

$$\sigma_{loc} = \frac{2B_o}{tz}, \quad (\text{П.4.6})$$

где $B_o = B/n$ – опорная реакция на одну стенку гофра;

B – расчетное значение опорной реакции настила, зависящее от расчетной схемы настила:

$$B_1 = q_n \cdot l \text{ (однопролетная схема);}$$

$$B_2 = 1,25q_n \cdot l \text{ (двухпролетная схема);}$$

$$B_3 = 1,1q_n \cdot l \text{ (трехпролетная схема);}$$

$$B_4 = 1,143q_n \cdot l \text{ (четырёхпролетная схема);}$$

n – количество стенок гофр на 1 м ширины настила; для профилированного листа Н57-750-0,8 $n = 8 \cdot 1000/750 = 10,7$ (здесь 8 – количество стенок гофра при фактической ширине профлиста 750 мм, приложение 2);

$z = b + 2r \leq 1,5h$ – ширина расчетного участка стенки гофра (h – высота сечения профнастила);

b – ширина полки прогона или другого элемента несущих конструкций покрытия, на который опирается настил;

r – радиус сопряжения стенок гофров с полками профиля.

Получим: $B_{max} = B_2 = 1,25 \cdot 3,28 \cdot 3 = 12,3$ кН; $B_o = 12,3 / 10,7 = 1,15$ кН;

$b = 10$ см (уточняется после подбора сечения прогона), $r = 0,4$ см [17];

$z = 10 + 2 \cdot 0,4 = 10,8$ см $> 1,5 \cdot 5,7 = 8,55$ см, поэтому принимаем $z = 8,55$ см.

$$\sigma_{loc} = \frac{2 \cdot 1,15}{0,08 \cdot 8,55} = 3,36 \text{ кН/см}^2 = 33,6 \text{ МПа.}$$

Нормальное критическое напряжение σ_o определяется по формуле:

$$\sigma_o = k_o \cdot k_{o1} \left(\frac{1000t}{h_o} \right)^2, \text{ МПа} \quad (\text{П.4.7})$$

где k_o – коэффициент, зависящий от характера напряжений в участке и принимаемый по таблице 60 [16];

$$k_{o1} = 0,9 - 0,2 \frac{t}{h} \left(1 - 2,45 \frac{z}{h} \right);$$

при $\frac{z}{h} \leq 0,9$ или $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} < 0,4$ $k_{o1} = 1,0$;

$h_o = h - 2(r + t)$ – расчетная высота гофра.

Получим: $k_o = 3,19$; $h_o = 5,7 - 2(0,4 + 0,08) = 4,74$ см;

$k_{o1} = 1,0$, т.к. $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = \frac{33,6}{206} = 0,16 < 0,4$.

$$\sigma_o = 3,19 \cdot 1 \cdot \left(\frac{1000 \cdot 0,08}{4,74} \right)^2 = 909 \text{ МПа.}$$

Местное критическое напряжение σ_{cr} определяем по формуле:

$$\sigma_{cr} = A \cdot k \cdot \sqrt{R_y}, \text{ МПа} \quad (\text{П.3.9})$$

где $R_y = 238$ МПа – расчетное сопротивление стали в МПа;

A – коэффициент, зависящий от размеров сечения стенки и определяемый по таблице 60 [16];

k – коэффициент, определяемый по таблице 61 [16] в зависимости от ширины опоры настила при условии, что $b \leq (1,5h - 2r) = 1,5 \cdot 57 - 2 \cdot 4 = 77,5$ мм.

Получим: $A = 26,6$; $k = 0,144$ (по интерполяции при $b = 7,75$ см, т.к. принятая ранее величина $b = 10$ см $> (1,5 \cdot 5,7 - 2 \cdot 0,4) = 7,75$ см).

$$\sigma_{cr} = 26,6 \cdot 0,144 \cdot \sqrt{238} = 59,1 \text{ МПа.}$$

Проверка устойчивости стенок гофр:

$$\frac{206}{909} + \frac{33,6}{59,1} = 0,227 + 0,568 = 0,795 < m = 0,9.$$

Местная устойчивость стенок гофров обеспечена.

Настил Н57-750-0,8 удовлетворяет требованиям I-ой и II-ой групп предельных состояний.

Пример 5 Расчет прогонов

Требуется подобрать сечение прогонов по исходным данным примеров 1, 2 и 3.

П.5.1. Сбор нагрузок на прогон

На прогон действуют следующие нагрузки: его собственный вес, вес профнастила, вес кровли и снеговая нагрузка. Кроме того, если прогон дополнительно считается элементом связи или распоркой, то учитывается и действие продольной силы, величина которой может быть определена отдельно (ветровая нагрузка в торец здания, продольное торможение кранов, фиктивная поперечная сила Q_{fic} по формуле (18) [3] и т.п.). В данной работе возможное действие продольной силы на прогон не учитывается.

Вес профнастила и кровли определен ранее, нормативное и расчетное значение с учетом изменения веса настила составляют:

$$g_{кр}^n = 0,411 - 0,087^{x)} + 0,098 = 0,422 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_{кр}^p = 0,480 - 0,091^{x)} + 0,098 \cdot 1,05 = 0,492 \text{ кН/м}^2.$$

x) учтенный ранее в табл. П.4.1 вес профнастила Н57-750-0,7.

Вес снегового покрова определяется с учетом дополнительного коэффициента $\mu_1 = 1,1$, учитывающего локальную неравномерность снегоотложений (примеч. 4 к п. 10.4 [2]):

$$S_0 = 2 \cdot 1,1 = 2,2 \text{ кН/м}^2; S_{o,лон.} = 2,2 \cdot 0,5 = 1,1 \text{ кН/м}^2; S = 2,8 \cdot 1,1 = 3,08 \text{ кН/м}^2.$$

Наибольшую нагрузку прогоны получают при двухпролетной схеме нагружения, принимаемой для расчетов.

Нормативная линейная нагрузка на прогон с учетом пониженной снеговой нагрузки:

$$q_{np}^n = (g_{кр}^n / \cos \alpha + S_{o,лон.})bk + g_{np}^n = (0,422 / \cos 1,43^\circ + 1,1) \cdot 3 \cdot 1,25 + 0,24 = 5,95 \text{ кН/м},$$

где $g_{np}^n = 24 \text{ кг/м} = 0,24 \text{ кН/м}$ – нормативный вес 1 п.м прогона из швеллера горячекатаного № 24П по ГОСТ 8240-97;

$\alpha = 1,43^\circ$ - угол наклона кровли при уклоне 0,025 (задано при компоновке фермы).

Расчетная линейная нагрузка на прогон:

$$q_{np} = (g_{кр}^p / \cos \alpha + S)bk + g_{np}^p = (0,492 / \cos 1,43^\circ + 3,08) \cdot 3 \cdot 1,25 + 0,24 \cdot 1,05 = 13,65 \text{ кН/м}.$$

П.5.2. Подбор сечения прогонов

Ввиду малого угла наклона верхнего пояса фермы к горизонту ($\alpha = 1,43^\circ < 5^\circ$) прогон рассчитывается без учета косоугольного изгиба.

Расчётная схема прогона – разрезная шарнирно опертая балка пролетом

$l = 6$ м.

Значения максимального изгибающего момента:

$$M_{\max} = \frac{q_{np} l^2}{8} = \frac{13,65 \cdot 6^2}{8} = 61,42 \text{ кНм};$$

Значения максимальной поперечной силы (опорной реакции):

$$Q_{\max} = \frac{q_{np} l}{2} = \frac{13,65 \cdot 6}{2} = 40,95 \text{ кН}.$$

Выбор стали для прогона сделан в примере 2: сталь С245, $R_y = 24$ кН/см² (табл. В.5 [3], $t = 4-20$ мм).

Коэффициент условий работы для прогона по таблице 1 [3] $\gamma_c = 1$.

Геометрические характеристики предварительно принятого швеллера № 24П по ГОСТ 88240-97:

$I_x = 2910$ см⁴; $W_x = 243$ см³; $b = 9$ см; $g = 24$ кг/м = 0,24 кН/м.

Проверка прочности принятого сечения в упругой стадии производится по формуле 41 [3]:

$$\frac{M_{\max}}{W_{n,\min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (\text{П.5.1})$$

где $W_{n,\min} = W_x$ – момент сопротивления относительно оси X принятого сечения.

Получим: $\frac{61,42 \cdot 100}{243 \cdot 24 \cdot 1} = 1,053 > 1$. Прочность прогона **не обеспечена**.

Принимаем прогон швеллера №27П по ГОСТ 88240-97:

$I_x = 4180$ см⁴; $W_x = 310$ см³; $b = 9,5$ см; $g = 27,7$ кг/м = 0,277 кН/м;

Проверка прочности: $\frac{61,42 \cdot 100}{310 \cdot 24 \cdot 1} = 0,82 > 1$. Прочность прогона **обеспечена**.

Проверка жёсткости выполняется по формуле (15.1) [2]:

$$f \leq f_u, \quad (\text{П.5.2})$$

где $f_u = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3$ см – допустимый прогиб прогона (таблица Д.1 [2]).

f – максимальный прогиб прогона в плоскости нормальной к скату, определяемый по формуле:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_x^H \cdot l^4}{E \cdot I_x}, \quad (\text{П.5.3})$$

Получим: $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{5,95 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 4180} = 1,17$ см $< f_u = 3$ см.

Жёсткость прогона **обеспечена**.

Согласно п. 8.4.4 а [3] общая устойчивость прогона обеспечена, т.к. передача нагрузки происходит через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс прогона и надежно с ним связанный самонарезающими болтами. Крепление настила предусмотрено в каждом гофре.

6. Сбор нагрузок на ферму

При расчете стропильных ферм покрытия учитываются следующие виды нагрузок:

- собственный вес фермы;
- собственный вес кровли и несущих конструкций покрытия;
- снеговая нагрузка;
- ветровая нагрузка (при необходимости);
- нагрузка от подвесных кранов (при их наличии);
- нагрузка от производственной пыли (при возможности её наличия);
- нагрузка от веса подвесных коммуникаций и оборудования, электроосветительных приборов, вентиляторов, галерей, инженерных систем, устанавливаемых на крыше здания и т. п.

Учету подлежат те нагрузки, которые имеют существенное влияние при определении несущей способности фермы. К примеру, нагрузку от пыли необходимо учитывать при больших пылевыделениях, например, на цементных заводах.

Нагрузка от ветра над покрытием вызывает в элементах фермы, как правило, усилия противоположного знака по сравнению с усилиями от веса покрытия и снега. Поэтому при расчете ферм ветровую нагрузку следует учитывать только в том случае, если ее величина превышает вес покрытия (при легких кровлях и в районах с повышенной ветровой нагрузкой).

Нагрузка от ветра на торец здания учитывается всегда, т.к. она передается на горизонтальные связи, поясами которых являются пояса ферм в связевых блоках.

Снеговые нагрузки часто являются определяющими при расчете ферм, а элементы решетки ферм весьма чувствительны к неравномерному распределению снеговой нагрузки. Поэтому в расчетах необходимо рассматривать схемы как равномерно распределенных, так и неравномерно распределенных снеговых нагрузок, образуемых на покрытиях вследствие перемещения снега под действием ветра или других факторов, в их наиболее неблагоприятных расчетных сочетаниях (п. 10.3 [2]). Если покрытие имеет фонарные или другие надстройки или здание имеет перепады высот, то в этих местах образуются «снеговые мешки», что должно быть учтено при расчете.

В кровлях с применением прогонов нагрузка от вышележащих конструкций и снега передается в узлы ферм в виде сосредоточенных сил. При беспрогонном покрытии (при укладке профнастила непосредственно на верхний пояс фермы) нагрузка прикладывается непосредственно к верхнему поясу в виде распределенной нагрузки, приводя к появлению в нем изгибающих моментов.

Нагрузка от подвесных кранов прикладывается в узлы нижнего пояса ферм в виде сосредоточенных вертикальных и горизонтальных сил. Схема приложения таких сил и их величина зависят от компоновки подвесного крана, его грузоподъемности и могут быть взяты из типовых серий.

Нагрузки от бортовых стенок фонаря и остекления учитываются в виде сосредоточенных сил, приложенных в узлах опирания крайних стоек фонаря.

Пример 6. Сбор нагрузок на ферму

Требуется собрать все действующие на ферму нагрузки по исходным данным предыдущих примеров.

П.6.1 Постоянные нагрузки

П.6.1.1 Собственный вес элементов фермы

Собственный вес конструкций определяется автоматически в программном комплексе SCAD по объемному весу металла $\gamma = 7850 \text{ кг/м}^3$ с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,05$ (таблица 7.1 [2]). То же самое выполняется и в других программных комплексах.

П.6.1.2 Вес кровли

Постоянная равномерно распределенная нагрузка от веса кровли (гидроизоляция, утеплитель, пароизоляция, профнастил) приведена в таблице П.4.1:

$$g_{кр}^H = 0,422 \text{ кН/м}^2; \quad g_{кр} = 0,492 \text{ кН/м}^2 \text{ (с учетом профнастила Н57-750-0,8)}.$$

Нагрузка от веса кровли распределяется в узлы фермы через реакции прогонов. Если не учитывать эффект неразрезности работы профнастила, то величина i -ой расчетной узловой нагрузки составит:

$$G_{i,кр} = g_{кр} / \cos \alpha \cdot a_i \cdot B_{гт} ,$$

где a_i – ширина и длина грузовой площади для i -го узла фермы;

$B_{гт}$ - шаг ферм;

$\alpha = 1,43^\circ$ - угол наклона верхнего пояса фермы.

Получим: $G_{i,кр} = 0,492 / \cos 1,43^\circ \cdot 3 \cdot 6 = 8,86 \text{ кН}$.

В крайние узлы фермы будут приложены силы $G_{i,кр} / 2 = 4,43 \text{ кН}$.

П.6.1.3. Вес прогонов и связей по покрытию

Расчетная нагрузка в i -й узел рядовой фермы от собственного веса прогона:

$$G_{I,пр} = g_{пр} \cdot \gamma_f \cdot B_{гт} = 0,277 \cdot 1,05 \cdot 6 = 1,75 \text{ кН}.$$

Для ферм в связевых блоках учитывается нагрузка от собственного веса связей по покрытию. Схема связей приведена на рис. 3.1.

Расчетный вес связей для однопролетного здания принимается равным $g_{св} = 0,16 \text{ кН/м}^2$ (серии [8, 9]).

Расчетная нагрузка в i -й узел фермы от веса связей

$$F_{св} = g_{св} \cdot a_i \cdot B_{гт} = 0,16 \cdot 3 \cdot 6 = 2,88 \text{ кН}.$$

Эта величина будет постоянной для всех вариантов заданий.

П.6.1.4. Сумма всех постоянных нагрузок

Просуммируем все постоянные нагрузки.

Величина i -ой расчетной узловой нагрузки составит:

$$G = G_{i,кр} + G_{I,пр} + F_{св} = 8,86 + 1,75 + 2,88 = 13,49 \text{ кН}.$$

В крайние узлы фермы будут приложены силы

$$G/2 = 4,43 + 1,75 + 1,44 = 7,62 \text{ кН.}$$

П.6.2 Кратковременные нагрузки

П.6.2.1 Снеговая нагрузка

Расчетное значение равномерно распределенной снеговой нагрузки определено в примере: $S = 2,8 \text{ кН/м}^2$.

Снеговая нагрузка распределяется в верхние узлы фермы через реакции прогонов подобно постоянной нагрузке.

Величина i -ой расчетной узловой нагрузки составит:

$$F_{i,s} = S \cdot \cos\alpha \cdot a_i \cdot B_{rt} = 2,8 \cdot 0,9997 \cdot 3 \cdot 6 = 50,4 \text{ кН.}$$

В крайние узлы фермы будут приложены силы $F_{i,s} / 2 = 25,2 \text{ кН}$.

В соответствии с п. 10.3 [2] необходимо рассмотреть схемы равномерно распределенных и неравномерно распределенных снеговых нагрузок, образуемых на покрытии вследствие перемещения снега под действием ветра или других факторов. Рассматриваются два варианта загрузки:

- равномерно распределенная по пролету снеговая нагрузка (вариант 1);
- снеговая нагрузка, действующая на половине пролета (вариант 2) – для получения расчетных усилий в раскосах средней зоны фермы.

7. Статический расчет фермы

Усилия в стержнях фермы могут быть получены графоаналитическими методами или с помощью современных вычислительных комплексов, основанных на методе конечных элементов (*SCAD, Lira, Autodesk Robot Structural Analysis, Visual Analysis, SAAP 2000* и др). Результатом расчетов в вычислительных комплексах являются также перемещения узлов и элементов.

В данном случае воспользуемся результатами готовых расчетов ферм на единичные узловые нагрузки. Рассматриваемые фермы являются статически определимыми, поэтому усилия в элементах не зависят от их сечения.

Усилия в фермах пролетом 24, 30 и 36 м от единичных нагрузок в двух вариантах загрузки приведены в приложении П.3.

7.1. Расчетная схема фермы

Расчетная схема – идеализированная и упрощенная модель реальной конструкции, в которой отброшены все малозначительные факторы.

По п. 4.2.4 [3] расчетную схему фермы можно принять в виде плоской нераскрепленной в вертикальной плоскости системы.

В соответствии с п. 15.2.2 [3] (изм. № 1) при расчете плоских ферм из уголков соединения всех элементов в узлах ферм принимаются шарнирными. С этим обстоятельством трудно согласиться, особенно относительно шарниров в поясах. Однако требования СП обязательны для выполнения.

Для выполнения статического расчета с помощью вычислительных комплексов принимается тип схемы 1 - «Плоская ферма». В этом случае не учитывается жесткость всех узловых соединений, ферма изгибается только в своей плоскости.

Для обеспечения свободного изгиба одна из опор фермы принимается шарнирно-неподвижной, а другая – шарнирно-подвижной. В этом случае нижний пояс фермы работает на растяжение в полной мере.

В настоящей работе ферма шарнирно сопряжена с колоннами и входит в состав рамы, колонны которой препятствуют свободному растяжению нижнего пояса. При бесконечной горизонтальной жесткости колонн, т.е. когда оголовки колонн не перемещаются в горизонтальном направлении, в крайних панелях нижнего пояса фермы возникают сжимающие усилия. Конечная горизонтальная жесткость колонн может быть учтена только при расчете рамы в целом, что не предусмотрено в данной работе.

В серии [8, 9] это обстоятельство учитывается тем, что назначенное сечение нижнего пояса имеет несущую способность с учетом возможного дополнительного сжатия, равного, как минимум, 200 кН.

Для того, чтобы ферма могла работать и не в составе рамы, основной расчет ведется при одной из опор, подвижной в горизонтальном направлении, но сечение нижнего пояса проверяется на возможность восприятия указанного выше усилия.

7.2. Нагрузки на ферму

В связи с тем, что основой расчета является проверка ненаступления первого предельного состояния (ПС 1), все нагрузки задаются своими расчетными значениями.

Рассматриваются следующие виды нагрузок на ферму:

- постоянные (собственный вес фермы, прогонов и связей покрытия, кровли);
- кратковременные (снеговая нагрузка в двух вариантах).

Нагрузки прикладываются к узлам верхнего пояса в виде сосредоточенных сил (сумма реакций двух смежных прогонов).

7.3. Определение расчетных усилий в элементах фермы

Расчет элементов ферм выполняют с учетом комбинаций усилий от неблагоприятных сочетаний нагрузок.

При рассмотрении нагрузок от собственного веса и снега основное сочетание усилий будет выглядеть следующим образом (п.п. 6.1 - 6.4 [2]):

$$S_m = P_d + \psi_{t1} \cdot P_{t1}, \quad (7.1)$$

где S_m – нагрузка для основного сочетания;

P_d – постоянная нагрузка (собственный вес фермы и покрытия);

P_{t1} – основная по степени важности кратковременная нагрузка;

$\psi_{t1} = 1$ – коэффициент сочетания для основной по степени важности кратковременной нагрузки (в данном случае – одна кратковременная нагрузка).

Степень важности кратковременных нагрузок определяется по величинам усилий от них. В данном случае рассматриваются два варианта снеговой нагрузки:

- снег на всем пролете;
- снег на половине пролета.

Комбинация нормативных нагрузок для проверки фермы по второй группе предельных состояний (ПС 2) получается путем введения коэффициентов перехода от расчетных нагрузок к нормативным ($1 / \gamma_f$).

По результатам статического расчета составляется выборка максимальных значений усилий в стержнях стропильной фермы.

Следует обратить внимание на усилия в раскосах средней части фермы от снега на половине фермы, т.к. по сравнению со снегом на всей ферме меняется не только величина усилия, но и его знак.

Пример 7. Определение расчетных усилий в элементах фермы

Из примера 6 следует, что величины расчетных узловых нагрузок на ферму составляют:

- от собственного веса покрытия $G = 13,49$ кН;
- от снега $F_s = 50,4$ кН.

Определение расчетных усилий выполним в табличной форме (табл. П.7.1) путем умножения величин узловых нагрузок на усилия от единичных нагрузок, приведенных в приложении П.3 .

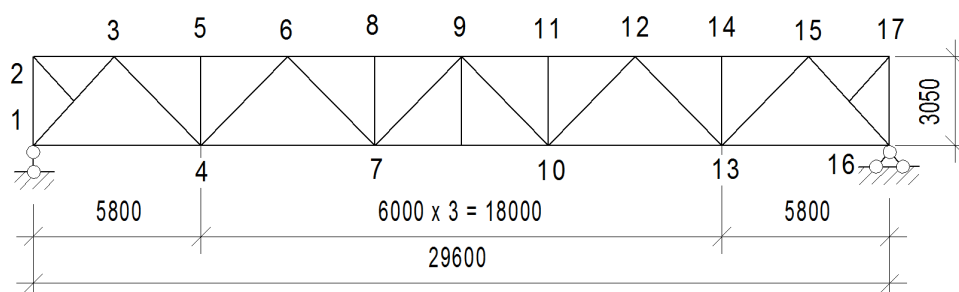


Табл. П.7.1. Расчетные усилия в элементах фермы

Элемент		Усилия от единичн. нагрузки	Усилия от собств. веса, кН $G = 13,49$ кН	Усилия от снега, кН $F_s = 50,4$ кН	Расчетное усилие, кН
Верхний пояс	2-3	0	0	0	0
	3-5	- 7,57	- 102,1	- 381,5	- 483,6
	5-6	- 7,57	- 102,1	- 381,5	- 483,6
	6-8	- 11,51	- 155,3	- 580,1	- 735,4
	8-9	- 11,51	- 155,3	- 580,1	- 735,4
Ниж. пояс	1-4	4,13	55,7	208,2	263,9
	4-7	10,03	135,3	505,5	640,8
	7-10	12,0	161,9	604,8	766,7
Стойки	1-2	- 0,5	- 6,8	- 25,2	- 32,0
	4-5	- 1	- 13,5	- 50,4	- 63,9
	7-8	- 1	- 13,5	- 50,4	- 63,9
	10-11	- 1	- 13,5	- 50,4	- 63,9
Раскосы	1-3	- 6,11	- 82,4	- 307,9	- 390,3
	3-4	4,91	66,2	247,5	313,7
	4-6	- 3,51	- 47,3	- 176,9	- 224,2
	6-7	2,10	28,3	105,8	134,1
	7-9	- 0,70 (1,04)	- 9,4 (14,0)	- 35,3 (52,4)	- 44,7 (66,4)
	9-10	- 0,70 (- 1,73)	- 9,4 (- 23,3)	- 35,3 (- 87,2)	- 44,7 (- 110,5)

8. Подбор сечения элементов фермы.

Рассматриваются два типа элементов фермы:

- центрально-сжатые элементы;
- центрально-растянутые элементы.

8.1. Расчетные длины элементов и коэффициенты условий работы. Толщина фасонок.

Расчетные длины сжатых элементов плоских ферм в их плоскости l_{ef} и из плоскости $l_{ef,l}$ за исключением элементов, указанных в п.п. 10.1.2 и 10.1.3 [3], следует принимать по табл. 24 [3].

Для рассматриваемой фермы:

$l_{ef} = l$ - для поясов и опорных раскосов;

$l_{ef} = 0,8 \cdot l$ - для элементов решетки (раскосы и стойки);

$l_{ef,l} = l_l$.

Расчетные длины растянутых элементов плоских ферм в их плоскости l_{ef} и из плоскости $l_{ef,l}$:

$l_{ef} = l$ - для всех элементов;

$l_{ef,l} = l_l$.

Здесь l – геометрическая длина элементов;

l_l – расстояние между узлами, закреплёнными от смещения из плоскости фермы.

Раскосы и стойки считаются раскрепленными из плоскости фермы её поясами.

Коэффициенты условий работы γ_c для элементов фермы принимаются в соответствии с табл. 1 [3]. Для рассматриваемой фермы:

$\gamma_c = 1$ – для сжатых поясов и сжатых опорных раскосов;

$\gamma_c = 0,9$ – для растянутых элементов при расчете на прочность по неослабленному сечению (п. 5);

$\gamma_c = 0,8$ – для сжатых элементов решетки из парных уголков при расчете на устойчивость указанных элементов с гибкостью $\lambda \geq 60$.

Толщина фасонок зависит от максимального усилия в элементах решетки фермы (это, как правило, опорный раскос) и может быть принята по табл. № 8.1 (табл. 7.3 [6]).

Табл. № 8.1. Рекомендуемая толщина фасонок.

Максимальное усилие в элементах решетки, кН	< 150	150 - 255	260 - 405	410 - 605	610 - 1005	1010 - 1405	1410 - 1800	> 1800
Толщина фасонки, мм	6	8	10	12	14	16	18	20

8.2. Центральнo-сжатые элементы.

Центральнo-сжатые элементы рассчитываются из условия предельного состояния по потере устойчивости и обеспечения гибкости, не превышающей предельной величины.

На первом этапе подбора сечения центрально-сжатых элементов необходимо задаться коэффициентом устойчивости φ , зависящим от максимальной условной гибкости элемента $\bar{\lambda}$.

Требуемая площадь сечения из формулы (7) [3]:

$$A_{np} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c},$$

где φ' – коэффициент устойчивости в зависимости от предварительно задаваемой гибкости λ (табл. Д.1 [3], где $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$); для поясов и опорных раскосов рекомендуется $\lambda = 90 \div 100$; для элементов решетки $\lambda = 110 \div 130$.

Разделив требуемую площадь пополам, из сортамента уголков принимают ближайшее сечение (приложение П.4). Элемент из двух уголков проверяется на устойчивость в плоскости и из плоскости фермы по фактическим параметрам с одновременным контролем предельной гибкости.

Устойчивость элементов сплошного сечения при центральном сжатии проверяется по формуле (7) [3]:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где φ – коэффициент устойчивости (коэффициент продольного изгиба) при центральном сжатии, определяемый по табл. Д.1 [3] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}_{max} = \lambda_{max} \sqrt{R_y / E}$ и типа сечения «с» (табл. 7 [3]; гибкость $\lambda_{max} = l_{ef} / i$).

Наряду с проверкой устойчивости контролируется максимальная гибкость стержня λ_{max} , которая не должна быть больше предельной величины λ_u . Значения λ_u для сжатых элементов приведены в табл. 32 [3]:

- для поясов, опорных раскосов и стоек $\lambda_u = 180 - 60\alpha$;
- для сжатых элементов решетки $\lambda_u = 210 - 60\alpha$.

Здесь $\alpha = N \gamma_n / (\varphi A R_y \gamma_c) \geq 0,5$; эту величину можно назвать коэффициентом использования сечения.

Критерием экономичности подбора прокатного сечения является то, что меньшее сечение принять нельзя (при условии не превышения предельной гибкости).

Прочность центрально-сжатых элементов фермы, как правило, не проверяется, т.к. она заведомо обеспечена.

8.3. Центральнo-растянутые элементы.

Центральнo-растянутые элементы рассчитываются из условия прочности и обеспечения гибкости, не превышающей предельной величины.

Прочность элементов из стали с $R_{yn} \leq 440$ Н/мм² при центральном растяжении или сжатии проверяется по формуле (5) [3]:

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1.$$

Из этой формулы можно получить минимально необходимое значение площади сечения элемента A_{mp} для выполнения условия прочности:

$$A_{mp} = \frac{N}{R_y \gamma_c}.$$

По сортаменту уголков по ГОСТ 8509-93 (приложение П.4) принимаем уголок, для которого $A \geq A_{mp} / 2$ (для учета двух уголков).

Элемент принятого сечения из двух уголков проверяется по гибкости:

$$\lambda_{max} \leq \lambda_u,$$

где λ_u – предельное значение гибкости растянутых элементов, определяемое по табл. 33 [3]; при статической нагрузке для всех растянутых элементов ферм $\lambda_u = 400$.

Пример 8. Подбор сечений элементов фермы.

Подбор сечений произведем в табличной форме (табл. № П.8.1). Максимальное усилие в элементах решетки составляет – 390,3 кН (опорный раскос 1-3). В соответствии с табл. № 8.1 принимаем толщину фасонок $t_\phi = 10$ мм.

Максимальная опорная реакция фермы составляет 319,5 кН.

Сечение надколонника (элемент 1-2) принимается по серии [8, 9] в зависимости от суммарных рамных усилий, прикладываемых к нему. В данной работе эти усилия не определяются, поэтому принимаем один из предлагаемых в серии [8, 9] типов сечения, а именно прокатной двутавр № 45Б2 по ГОСТ Р 57837-2017.

Для обеспечения совместной работы двух уголков во всех элементах фермы предусмотрены равномерно распределяемые прокладки («сухари»), выполняемые из листовой стали толщиной, равной толщине фасонок, т.е. 10 мм. Ширина прокладок по традиции принимается равной 60 мм, а длина определяется шириной полки уголков из условия размещения сварных швов (рис. П.8.1).

Расстояние между осями прокладок l_l не должно превышать $40i$ и $80i$ для сжатых и растянутых элементов соответственно, где i – радиус инерции одного уголка относительно вертикальной центральной оси. При этом в сжатых элементах количество прокладок должно быть не менее двух. При таком количестве прокладок считается, что элемент из двух уголков работает как единый стержень.

В табл. № П.8.2 приведены предельные расстояния l_l для элементов, подобранных в табл. № П.8.1.

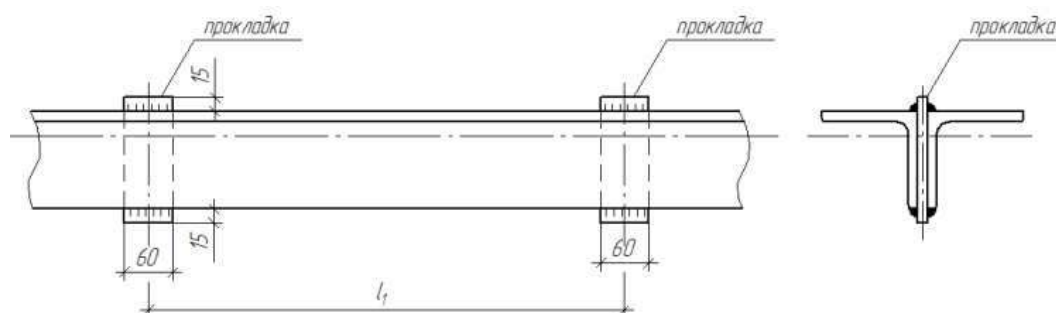


Рис. П.8.1. Соединительные прокладки («сухари»).

Табл. № П.8.2. Предельные расстояния между осями соединительных прокладок.

Сечение	i , (см)	$40 i$, (см)	$80 i$, (см)
2L 50x5	1,53	61,2	122,4
2L 63x5	1,94	77,6	155,2
2L 63x6	1,93	77,2	154,4
2L 80x6	2,46	98,4	196,8
2L 100x10	3,05	122	244
2L 125x8	3,87	154,8	309,6
2L 125x10	3,85	154	308
2L 140x12	4,31	172,4	344,8

При подборе сечений наибольшие вопросы вызывает элемент нижнего пояса 1-4. Если не учитывать возможность работы фермы в составе рамы, то расчетное усилие в этом элементе составляет + 263,9 кН (растяжение). В этом случае минимально необходимое сечение элемента – два уголка 63x5, максимальная гибкость которого $\lambda_{max} = 300 < \lambda_u = 400$.

В случае учета возможности работы фермы в составе рамы расчетное усилие складывается из алгебраической суммы возможной рамной составляющей - 200 кН (сжатие) и растягивающего усилия + 263,9 кН (растяжение). В итоге получим + 63,9 кН < + 263,9 кН, поэтому влияние рамной составляющей не учитывается.

Ненагруженный элемент верхнего пояса 2-3 для упрощения узла 3 принимается таким же, как элемент 3-5, т.е. два уголка 125x10.

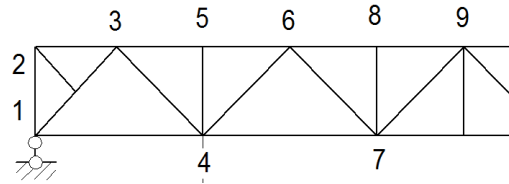


Табл. № П.8.1. Подбор сечений

Элемент	Сечение	Площадь сечения, см ²	Расч. усилие, кН	Геом. длина, см	Расч. длины, см		Радиусы инерции, см		Гибкости				φ	γ_c	$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}$	$\frac{N}{A R_y \gamma_c}$	Примечание					
					$l_{ef,x}$	$l_{ef,l}$	i_x	i_y	λ_x	λ_y	$\bar{\lambda}_{max}$	λ_u										
Верхний пояс	2-3	2L 50x5	9,6	0	280	280	580	1,53	2,45	183	237	-	400	-	1	-	-	Минимум				
		2L 125x10	48,66					2,85	5,54	98	105	-	-	-		-	-	Конструктивно				
	3-5	2L 125x10	48,66	- 483,6	300	300	600	3,85	5,54	78	109	3,72	123	0,442		0,94	-					
	5-6																					
	6-8	2L 140x12	64,98					- 735,4	300	300	300	4,31	6,15	70		98	3,34	123	0,503	0,94	-	
	8-9																					
Ниж. пояс	1-4	2L 63x5	12,26	263,9	580	580	580	1,94	2,96	299	196	-	400	-	0,9	-	1,00					
	4-7	2L 125x8	39,38	640,8	600	600	900	3,87	5,46	155	165	-	400	-	0,9	-	0,75					
	7-10			766,7														-	400	-	0,9	-
Стойки	1-2	Двутавр 45Б2		- 32,0	310	310									1			Надколонник				
	4-5	2L 63x5	12,26	- 63,9		310													По пред. гибк.			
	7-8			248		1,94	2,96	128	105	4,37	189	0,355	0,8	0,76	-							
	9																		Конструктивно			
Раскосы	1-3	2L 100x10	38,48	- 390,3	423	227	423	3,05	4,52	74	94	3,21	131	0,529	1	0,80	-					
	3-4	2L 63x6	14,56	313,7	426	426	426	1,93	2,98	221	143	-	400	-	0,9	-	1,00					
	4-6	2L 100x10	38,48	- 224,2	437	350	437	3,05	4,52	115	97	3,92	164	0,414	0,8	0,73	-					
	6-7	2L 50x5	9,6	134,1	426	426	426	1,53	2,45	278	174	-	400	-	0,9	-	0,65	Минимум				
	7-9	2L 80x6	18,76	- 110,5	437	350	437	2,46	3,57	142	122	4,85	150	0,303	0,8	1,00	-					

9. Заводские узлы ферм.

Все заводские узлы отправочной марки фермы выполняются сварными с применением, как правило, механизированной сварки в среде углекислого газа. Возможно применение ручной сварки.

При конструировании узлов необходимо, чтобы оси всех входящих элементов по возможности пересекались в одной точке. Такая центровка элементов исключает появление в узлах дополнительных изгибающих моментов.

Сварные швы располагаются на фасонках – листовых деталях, размеры которых в плане определяются необходимой по расчету или конструктивно длиной сварных швов. Форма фасонки должна быть простой, без входящих углов. Целесообразно унифицировать размеры фасонки и иметь на ферму не более двух-трех типоразмеров.

Резка стержней решетки производится нормально к оси стержня, косая резка допускается для крупных уголков с целью уменьшения размеров фасонки.

Для снижения сварочных напряжений в фасонках стержни решетки не доводятся до поясов на расстояние $a = 6t - 20$ мм, но не более 80 мм (здесь t – толщина фасонки). Между торцами стыкуемых элементов, перекрываемых накладками, делается зазор не менее 50 мм.

Расчетные длины сварных швов определяются в зависимости от воспринимаемого ими усилия и от высоты катета швов, а также от сварочного материала (электроды или сварочная проволока).

Для угловых швов, размеры которых установлены расчетом, следует применять сварочные материалы, удовлетворяющие условиям (п. 14.1.8 [3]):

$$\begin{aligned} R_{wf} > R_{wz} & - \text{при механизированной сварке;} \\ 1,1 R_{wz} < R_{wf} \leq R_{wz} \beta_z / \beta_f & - \text{при ручной сварке;} \\ R_{wz} < R_{wf} < R_{wz} \beta_z / \beta_f & - \text{при автоматизированной сварке,} \end{aligned}$$

где β_f и β_z – коэффициенты глубины проплавления при расчете по металлу шва и металлу границы сплавления соответственно, определяются по табл. 39 [1] в зависимости от вида сварки, положения шва в пространстве и высоты катета шва.

Размеры сварных угловых швов должны удовлетворять требованиям п. 14.1.7 [3].

Главной характеристикой углового шва является высота его катета k_f .

Для компактности соединения длины швов должны быть как можно короче, что достигается увеличением k_f . Однако значение $k_{f,max}$ ограничено величиной $1,2 t_{min}$, где t_{min} – минимальная толщина свариваемых элементов. Превышение $k_{f,max}$ может привести к пережогу более тонкой детали.

Нерасчетные и малонагруженные соединения для предотвращения коробления деталей при сварке выполняются швами минимальной высоты $k_{f,min}$. Значения $k_{f,min}$ принимаются по табл. 38 [1] в зависимости от типа соединения и толщины более толстого из свариваемых элементов t_{max} . Снижение k_f по сравнению с $k_{f,min}$ приведет к непровару соединения.

Дополнительно существует ограничение высоты катета шва по перу уголка $k_{f,II}$. Шов не может быть выше толщины полки уголка t , а с учетом радиуса закругления кромки – еще меньше: $k_{f,II} \leq 0,9 t$. В связи с этим катеты швов по обушку и по перу могут различаться.

Назначенные высоты швов должны быть кратны 1 мм.

Накладываются ограничения и на длину углового сварного шва.

Минимальная длина шва ограничивается величиной $4 k_f$ или 40 мм (что больше). При меньшей длине это не шов, а прихватка (временное нерасчетное соединение).

Максимальная длина флангового углового шва равна $85 \beta k_f$, за исключением случаев, когда усилие действует на всем протяжении шва (на пример, поясные швы сварных двутавров). В случае превышения этой величины следует увеличить k_f .

После назначения сварочных материалов, катетов швов по обушку и по перу, а также определения расчетных сопротивлений R_{wf} и R_{wz} можно определить расчетную длину швов по обушку и по перу.

Уголок – несимметричный профиль, у которого центр тяжести смещен к обушке; поэтому на шов по обушку будет действовать усилие больше, а на шов по перу – меньше. Доли полного усилия составят $(b - z_o) / b$ (на обушок) и z_o / b (на перо), где z_o – расстояние от обушка до центра тяжести уголка (см. сортамент уголков по ГОСТ 8509-93). Для инженерных расчетов при применении равнобоких уголков эти величины округлены до 0,7 и 0,3 соответственно.

Длина шва по обушку для каждого из двух уголков при расчетах по металлу шва и по металлу границы сплавления

$$l_{wf(z),Ob} = \frac{0,7N\gamma_n}{2\beta_{f(z)}k_{f,Ob}R_{f(z)}\gamma_c} + 1 \text{ см.}$$

Длина шва по перу для каждого из двух уголков при расчетах по металлу шва и по металлу границы сплавления

$$l_{wf(z),П} = \frac{0,3N\gamma_n}{2\beta_{f(z)}k_{f,П}R_{f(z)}\gamma_c} + 1 \text{ см.}$$

Добавление 1 см компенсирует дефекты шва в начале и в конце сварки.

Вычисление по каждой формуле производится дважды, в расчет берется большая величина.

Окончательно длины швов округляются в большую сторону кратно 10 мм.

Пример 9. **Определение размеров сварных швов для элементов,** **входящих в заводские узлы.**

Для выполнения сварных соединений принимаем механизированную сварку проволокой Св-08Г2С диаметром 2 мм в среде углекислого газа, положение шва – нижнее.

Свариваемый материал: сталь С245 (уголки – фасонный прокат), $R_{un} = 370 \text{ Н/мм}^2$; $R_{yn} = 245 \text{ Н/мм}^2$, $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$, $t = 4-20 \text{ мм}$; сталь С255 (фасонки – листовой прокат), $R_{un} = 380 \text{ Н/мм}^2$; $R_{yn} = 245 \text{ Н/мм}^2$, $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$, $t = 4-10 \text{ мм}$.

Проверим условие применимости сварочных материалов для данных условий:

$R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2 > R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 380 = 171 \text{ Н/мм}^2$ – условие выполняется (значения R_{wf} и R_{un} приняты по табл. Г.2, В.3 и В.5 [3]).

Результаты расчетов сведем в табл. П.9.1. Коэффициенты глубины проплавления β_f и β_z принимаются по табл. 39 [3]. Значения этих коэффициентов зависят от катета шва k_f , который по обушку и перу уголка могут иметь разную величину. В запас принимается меньшая величина коэффициентов.

Табл. № П.9.1

Сечение элемента	Расч. усилие, кН	γ_c	Катеты швов, мм		Коэф-ты глубины проплавл.		Минимальные длины швов (см)					
			по обушке $k_{f,об}$	по перу $k_{f,п}$	β_f	β_z	по обушке			по перу		
							l_{wf}	l_{wz}	$l_{w,об}$	l_{wf}	l_{wz}	$l_{w,п}$
2L 140x12	- 735,4	1	10	8	0,8	1	16	16	16	8	10	10
2L 125x10	- 483,6	1	10	8	0,8	1	11	11	11	6	7	7
2L 125x8	766,7	0,9	10	6	0,8	1	19	19	19	14	14	14
2L 100x10	- 390,3	1	10	8	0,8	1	9	9	9	5	6	6
2L 100x10	640,8	0,9	10	8	0,8	1	17	17	17	10	11	11
2L 100x10	- 224,2	1	10	8	0,8	1	6	6	6	4	4	4^{x)}
2L 80x6	- 110,5	0,8	6	5	0,9	1,05	5	5	5	4	4	4
2L 63x6	313,7	0,9	6	5	0,9	1,05	12	13	13	6	6	6
2L 63x5	- 63,9	0,8	6	4	0,9	1,05	4	4	4	3	3	4^{x)}
2L 50x5	134,1	0,9	6	4	0,9	1,05	6	6	6	4	5	5

Примечание. При определении длин швов производилось округление в большую сторону до целых.

^{x)} минимально возможная длина шва.

Пример 10. Конструктивное решение заводских узлов.

Заводскими являются узлы № 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 (рис. П.10.1). Узлы № 9 и 9-1 – монтажные.

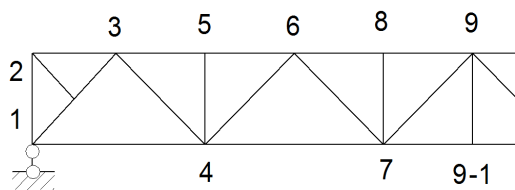


Рис. П.10.1. Нумерация узлов фермы.

Узел 1. Конструкция узла показана на рис. П.10.2.

Толщина опорного ребра определится из условия смятия его торца опорной реакцией $Q = 319,5$ кН. При ширине ребра $b = 200$ мм минимальная толщина составит

$$t \geq \frac{Q}{bR_p} = \frac{319,5}{20 \cdot 36} = 0,44 \text{ см} \approx 5 \text{ мм (здесь } R_p = R_u = 36 \text{ кН/см}^2 \text{ для листовой стали}$$

C255 при её толщине до 20 мм).

Конструктивно принимаем толщину ребра 20 мм.

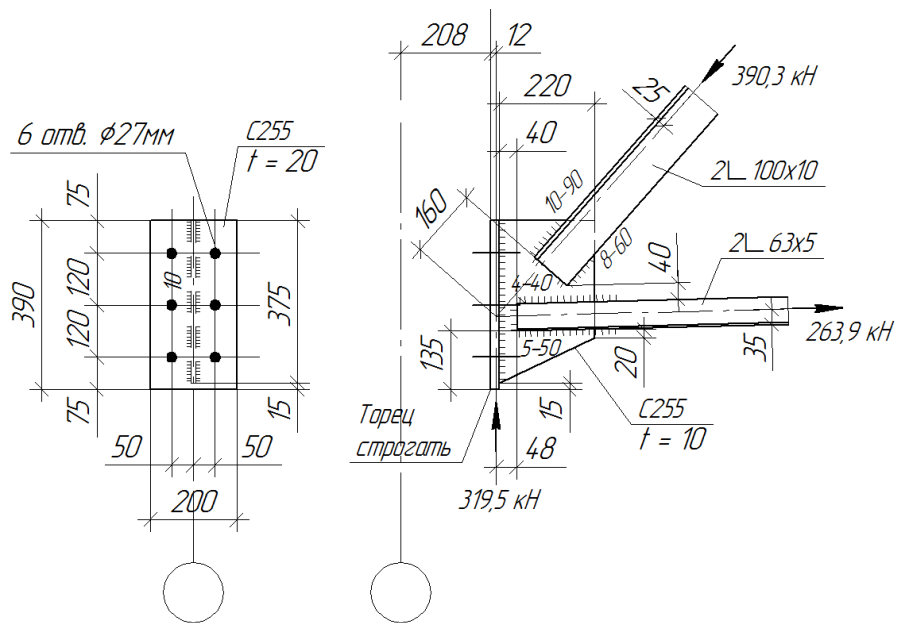


Рис. П.10.2. Узел № 1.

Размер фасонки определяется длинами швов крепления опорного раскоса, при этом длины швов крепления нижнего пояса получаются больше расчетных величин, указанных на узле.

В соответствии с типовыми сериями [8 – 11] центровка узла производится на оси опорного фланца, расположенной на расстоянии 12 мм от его внутренней грани.

Узел 2. Конструкция узла показана на рис. П.10.3.

Элементы верхнего пояса и вспомогательного раскоса приняты конструктивно, т.к. усилия в них отсутствуют. Длины швов приняты минимально возможными.

Привязка элемента верхнего пояса к оси фермы, равная 40 мм, принята по самому крупному уголку верхнего пояса 140x12 для выравнивания верхней плоскости всех элементов верхнего пояса.

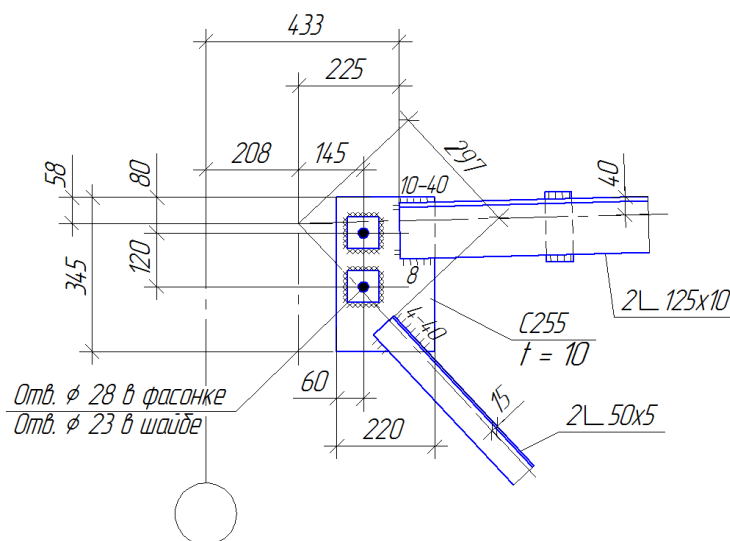


Рис. П.10.3. Узел № 2.

Узел 3. Конструкция узла показана на рис. П.10.4.

На этот узел опираются кровельные прогоны. Крепление каждого прогона производится с помощью двух болтов М16 через обрезок уголка 180x110x10, приваренного меньшей полкой к верхнему поясу фермы.

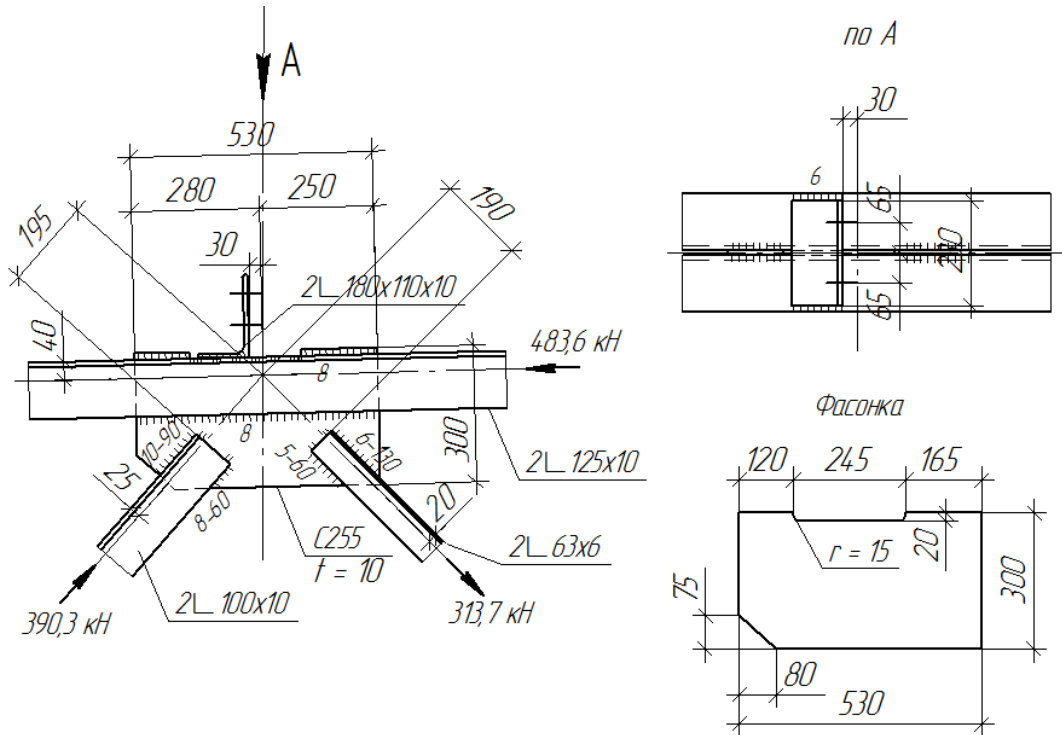


Рис. П.10.4. Узел № 3.

Узел 4. Конструкция узла показана на рис. П.10.5.

В этом узле происходит изменение сечения нижнего пояса. Кроме того, к этому узлу примыкают элементы горизонтальных продольных связей по нижнему поясу фермы.

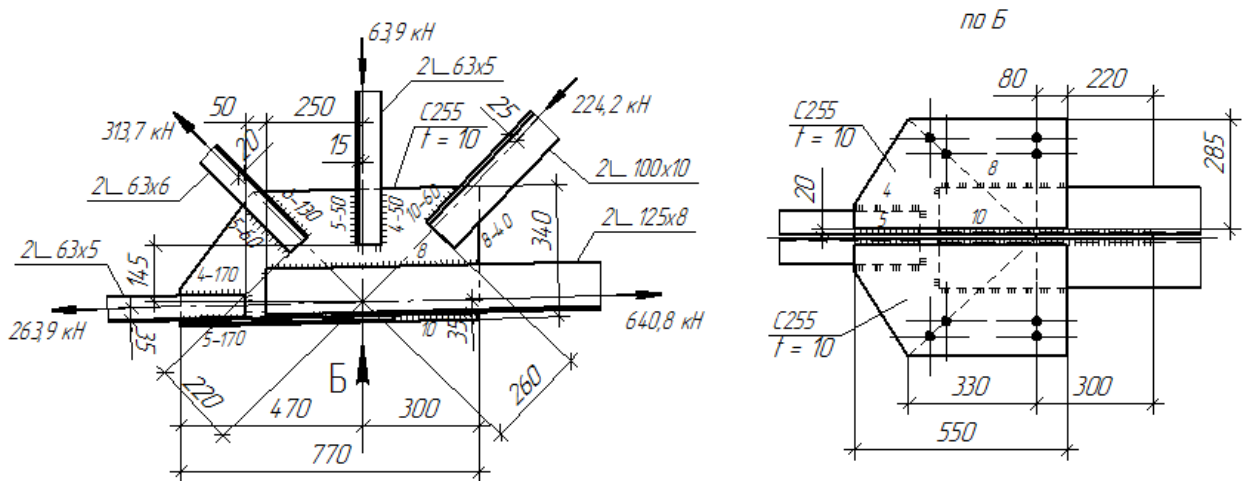


Рис. П.10.5. Узел № 4.

Узел 5. Конструкция узла показана на рис. П.10.6.

В этом узле происходит опирание прогонов. Кроме того, к этому узлу примыкают элементы горизонтальных связей по верхнему поясу в связевом блоке. Т.к. данная ферма не входит в связевой блок, то фасонка для крепления связей не показана.

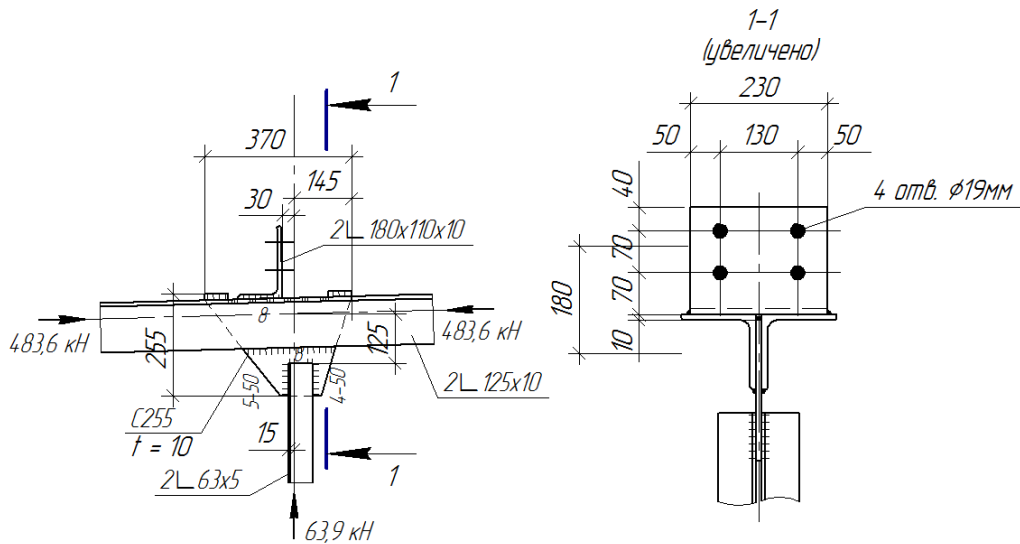


Рис. П.10.6. Узел № 5.

Узел 6. Конструкция узла показана на рис. П.10.7.

В этом узле происходит опирание прогонов и смена сечения верхнего пояса.

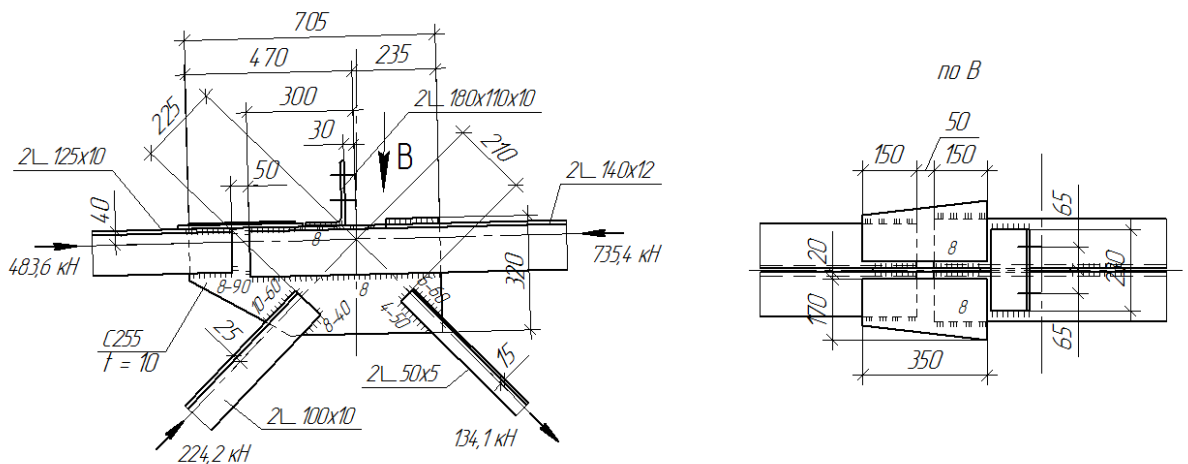


Рис. П.10.7. Узел № 6.

Узел 7. Конструкция узла показана на рис. П.10.8.

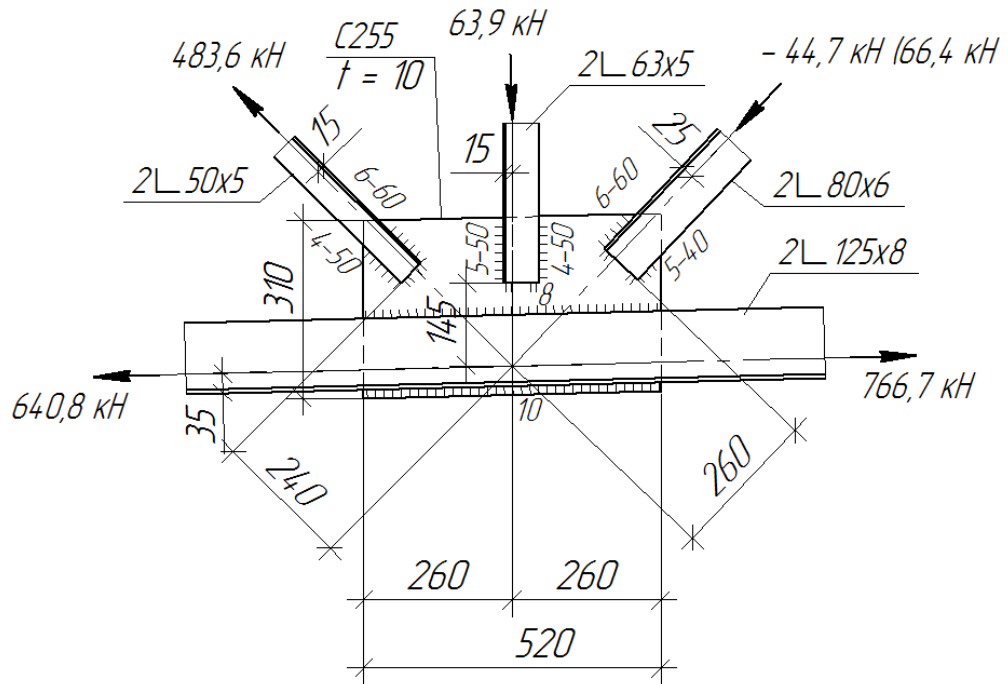


Рис. П.10.8. Узел № 7.

Узел 8. Конструкция узла показана на рис. П.10.9.

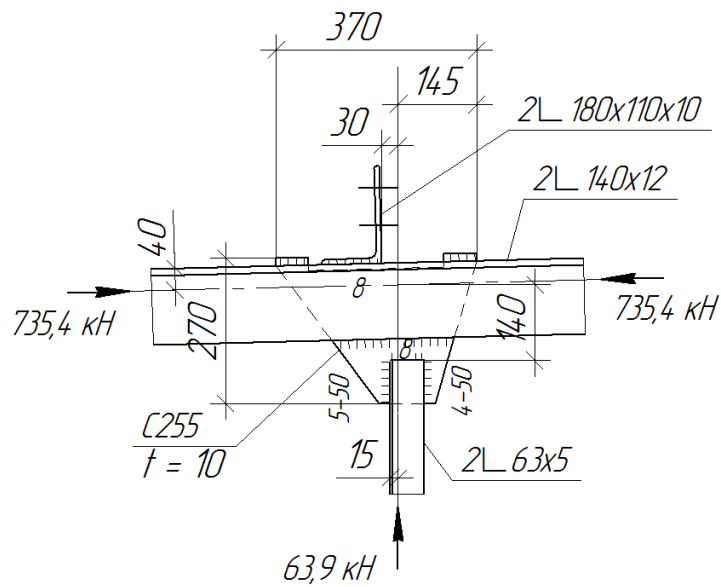


Рис. П.10.9. Узел № 8.

Узел 9. Конструкция узла показана на рис. П.10.10.

Конструкция этого узла должна обеспечивать возможность устройства монтажного стыка двух отправочных элементов, составляющих ферму в целом. Зазор в 5 мм между внешней плоскостью фланца и осью симметрии фермы необходим для размещения фасонки, к которой крепятся распорки между фермами или элемент вертикальной связи.

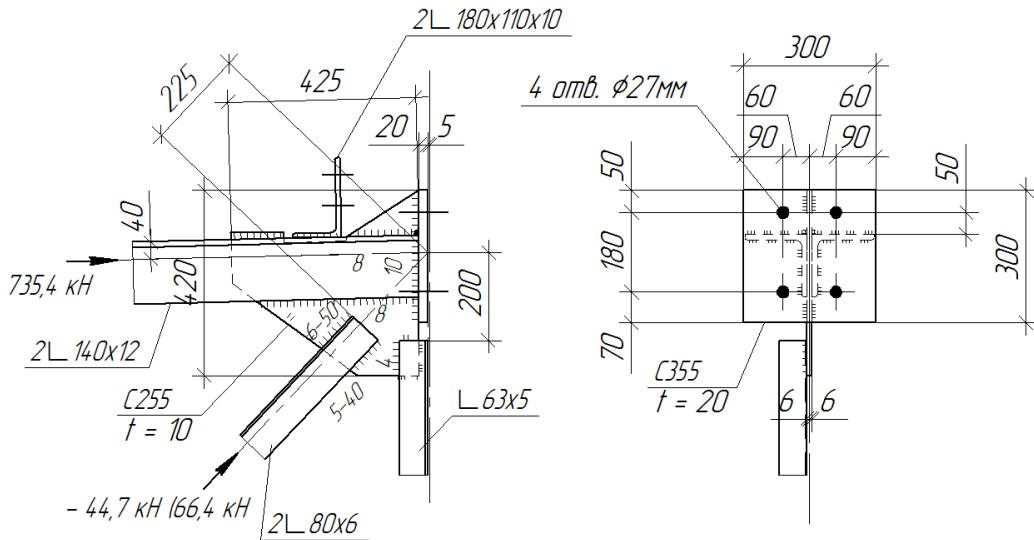


Рис. П.10.10. Узел № 9.

Узел 9-1. Конструкция узла показана на рис. П.10.11.

Конструкция этого узла также должна обеспечивать возможность устройства монтажного стыка двух отправочных элементов, составляющих ферму в целом. По аналогии с узлом 9 зазор в 5 мм между внешней плоскостью фланца и осью симметрии фермы необходим для размещения фасонки, к которой крепятся распорки между фермами или элемент вертикальной связи.

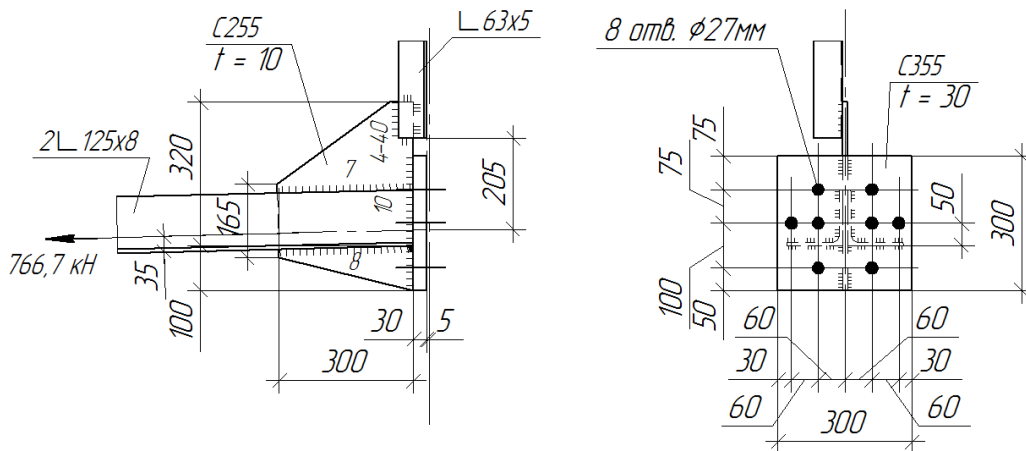


Рис. П.10.11. Узел № 9-1.

10. Монтажные узлы ферм.

С помощью **монтажных узлов** отправочные марки фермы, изготовленные на заводе и имеющие провозной габарит, собираются в монтажные элементы, которые являются частями собираемого каркаса здания.

Конструктивно монтажные узлы могут быть сварными или болтовыми.

В сварных узлах применяют соединительные накладки в виде отрезков уголков и плоских листов, которыми перекрывают стык. Размеры накладок определяются размерами поясных элементов фермы и длиной сварных швов, необходимых для восприятия действующих в стыке усилий. В целом такой стык достаточно трудоёмок и сложен.

В болтовых узлах возможно два варианта.

В первом соединительные элементы остаются такими же, как в сварных узлах, а вместо сварки применяют обычные или сдвигоустойчивые (высокопрочные) болты. В этом случае узлы остаются сложными, но менее трудоёмкими в монтаже.

Во втором варианте применяются фланцевые соединения на болтах (высокопрочных или обычных), которые имеют минимальное количество вспомогательных деталей и меньшее количество болтов.

В настоящей работе рассматривается конструкция монтажных фланцевых узлов с применением сдвигоустойчивых болтов. За основу принимаются решения, приведенные в типовых сериях [8-11] и в рекомендациях [15] – см. приложение П.5.

В соответствии с разделом 15.9 [3] имеем фланцевые соединения (ФС):

- Iб – по условиям работы для конструкций 2 и 3 групп;
- IIб – по действующим напряжениям в околофланцевой зоне с однозначной эпюрой растягивающих нормальных напряжений (растянутое ФС);
- IIIб – с предварительным натяжением болтов.

Также монтажными являются узлы сопряжения ферм с колоннами. Принятое в настоящей работе шарнирное сопряжение ферм с колоннами (см. раздел 2.1) решают с применением специальной опорной стойки - надколонника. Надколонник крепится к колонне шарнирно. К нему ферма крепится сбоку, как к металлической колонне. В этом случае для ферм принята стандартная привязка к разбивочным осям, равная 200 мм. В курсовой работе рекомендуется применить фермы по приложению П.1 с опиранием на металлические колонны сверху посредством надколонника из прокатного двутавра типа Б по ГОСТ Р 57837-2017.

Пример 11.

Конструктивное решение монтажных узлов.

Узел 9-1. Конструкция узла показана на рис. П.11.1. С помощью этого узла отправочные марки М1 и М1-1 собираются в монтажный элемент фермы Ф1.

Усилие растяжения в узле составляет $N = 766,7$ кН. Сечение нижнего пояса – два уголка 125x8. По приложению П.5 настоящей работы следует принимать конструкцию узла по п. 3 (за основу принимаем сечение элемента). Диаметр болтов $d = 24$, класс прочности 12.9, количество болтов – 8 шт. Усилие предварительного натяжения каждого болта 239 кН.

Рекомендуемая толщина фасонки $t_f = 14$ мм, что больше принятой толщины фасонки 10 мм для остальных узлов. Однако усилие в узле значительно меньше $N = 1579$ кН, указанного в приложении П.5, поэтому оставляем толщину фасонки 10 мм.

Толщина фланцев – 30 мм, сталь С355 по ГОСТ 27772 с гарантированными механическими свойствами в направлении толщины проката (относительное сужение стали $\psi \geq 35\%$) [16].

Между фланцами размещается фанонка толщиной 10 мм для крепления распорок по нижним поясам ферм или вертикальной связи.

Высота катета сварных швов, соединяющих уголки с фланцем, равна 10 мм.

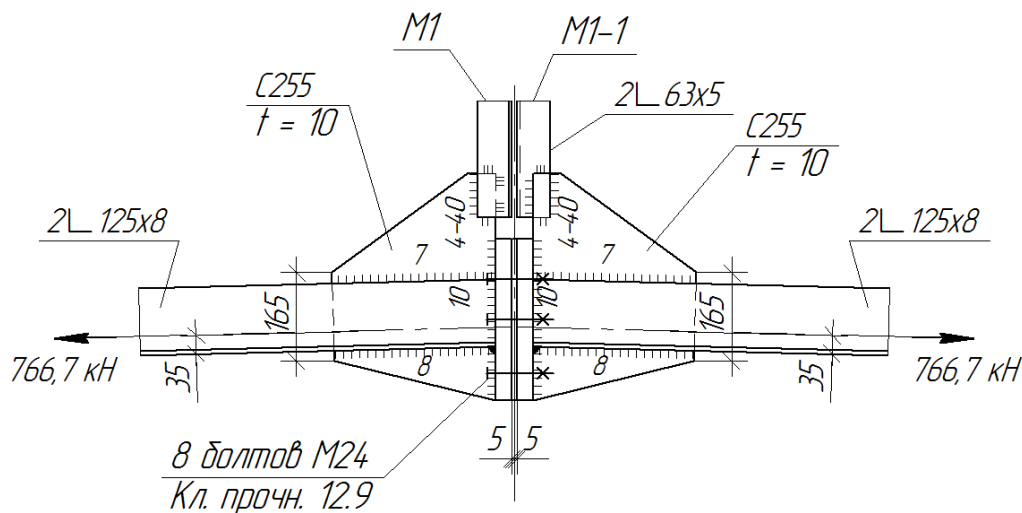


Рис. П.11.1. Узел 9-1.

Узел 9. Конструкция узла показана на рис. П.11.2. С помощью этого узла отправочные марки М1 и М1-1 собираются в монтажный элемент фермы Ф1.

Усилие сжатия в узле составляет $N = 735,4$ кН. Сечение нижнего пояса – два уголка 140x12.

Фланец не работает на изгиб, поэтому его толщина принимается $t = 20$ мм. конструктивно.

В учебной литературе приведено мнение о том, что в силу сжатия фланцев болты в соединении не работают, поэтому их количество может быть минимальным, а сами болты – обычные, без контролируемого натяжения.

При этом не учитываются не предусмотренные проектом и качеством изготовления возможные эксцентриситеты сжимающего усилия, особенно из плоскости фермы. В этом случае рекомендуется применять болты с контролируемым натяжением, причем суммарная величина их натяжения должна быть равна усилию сжатия.

Принимаем болты с контролируемым натяжением диаметром $d_b = 24$ мм класса прочности 10.9 ($A_b = 4,52$ см², $A_{bn} = 3,53$ см²), класса точности В по ГОСТ Р 52643 (климатическое исполнение ХЛ). Диаметр отверстий $d = 27$ мм. Расчетное сопротивление растяжению болтов класса прочности 10.9 $R_{bt} = 728$ Н/мм² (таблица Г.5 [3]). Минимальное количество болтов определяем по формуле (189) [3]:

$$n \geq \frac{N}{R_{bt} A_{bn} \gamma_c} = \frac{735,4}{72,8 \cdot 3,53 \cdot 1} = 3 \text{ шт.}, \text{ конструктивно принимаем } n = 4 \text{ шт.}$$

Усилие натяжения болтов

$$B_o = R_{bt} A_{bn} = 72,8 \cdot 3,53 = 257 \text{ кН.}$$

Контролируемый момент закручивания болтов

$$M_{кр} = n K B_o d_b = 1,06 \cdot 0,18 \cdot 257 \cdot 2,4 = 118 \text{ кНсм} = 1,18 \text{ кНм},$$

Проверим прочность сварных швов, прикрепляющих фланец к поясу фермы. Свариваются полки уголков толщиной 12 мм (сталь С240, $R_{un} = 370 \text{ Н/мм}^2$) с фланцем толщиной 20 мм (сталь С355, $R_{un} = 490 \text{ Н/мм}^2$).

Максимальный катет шва $k_{fmax} = 1,2 t_{min} = 1,2 \cdot 1,2 = 1,44 \text{ см}$. Принимаем для всех швов в узле $k_f = 1 \text{ см} = 10 \text{ мм}$.

Сварка механизированная (полуавтоматическая) сварочной проволокой Св-08Г2С (диаметр сварочной проволоки сплошного сечения $d = 1,6 \text{ мм}$) в среде углекислого газа.

Расчетное сопротивление по металлу шва по таблице Г.2 [3] $R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2$.

Расчетное сопротивление по металлу границы сплавления (табл. 4 [3]) $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 490 = 220 \text{ Н/мм}^2$.

Коэффициенты глубины проплавления β_f и β_z принимаем по таблице 39 [3]: $\beta_f = 0,8$; $\beta_z = 1,0$.

Коэффициент условий работы для верхнего пояса $\gamma_c = 1$.

В плоскости фланца усилие сжатия $N = 735,4 \text{ кН}$ воспринимается швом по периметру профиля. Расчетная длина шва

$$l_w = 2(12,5 - 1) + 2 \cdot 2(11,5 - 1) = 65 \text{ см}.$$

Расчетная площадь шва

$$A_{wf} = \beta_f k_f l_w = 0,8 \cdot 1 \cdot 65 = 52 \text{ см}^2; A_{wz} = \beta_z k_f l_w = 1 \cdot 1 \cdot 65 = 65 \text{ см}^2.$$

Сварной шов проверяется на условный срез по формулам

$$\frac{N}{A_{wf} R_{wf} \gamma_c} = \frac{735,4}{52 \cdot 215 \cdot 1} = 0,66 < 1; \quad \frac{N}{A_{wz} R_{wz} \gamma_c} = \frac{735,4}{65 \cdot 220 \cdot 1} = 0,51 < 1.$$

Сварной шов проходит проверку по прочности.

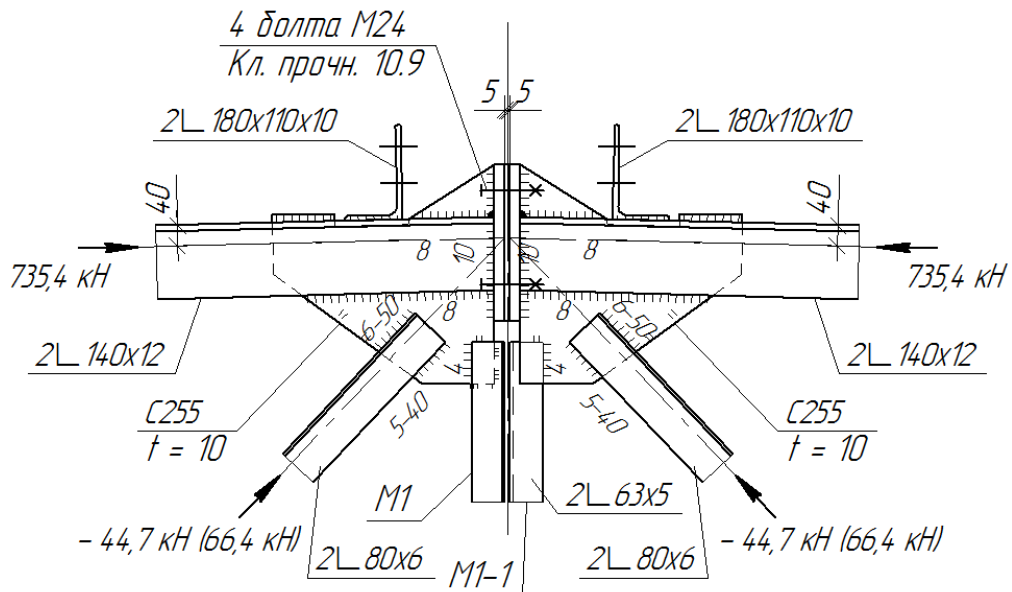


Рис. П.11.2. Узел 9.

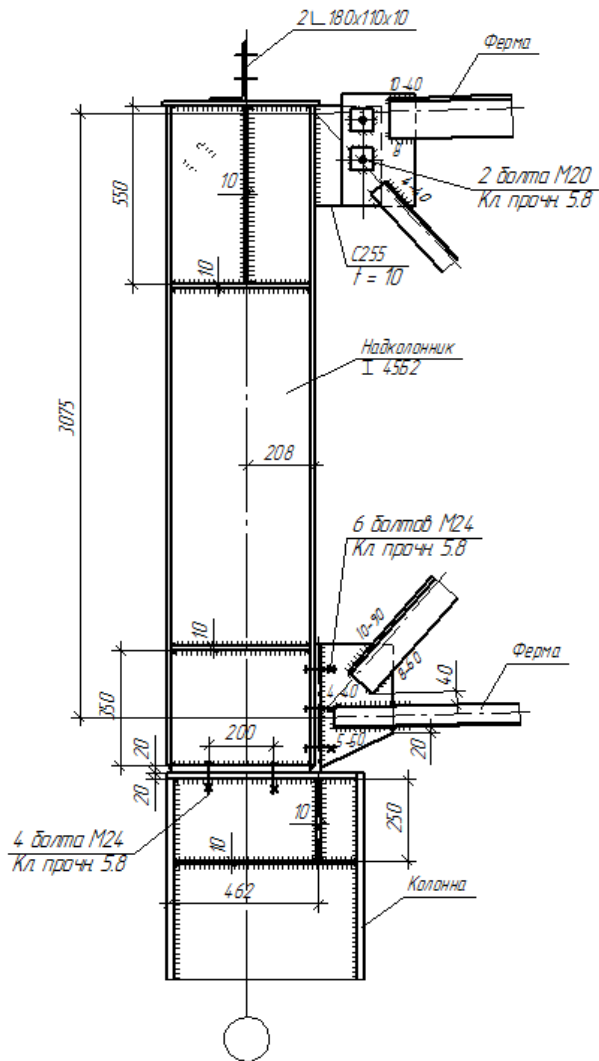


Рис. П.11.3. Узел сопряжения фермы с колонной.

Узел сопряжения фермы с колоннами.

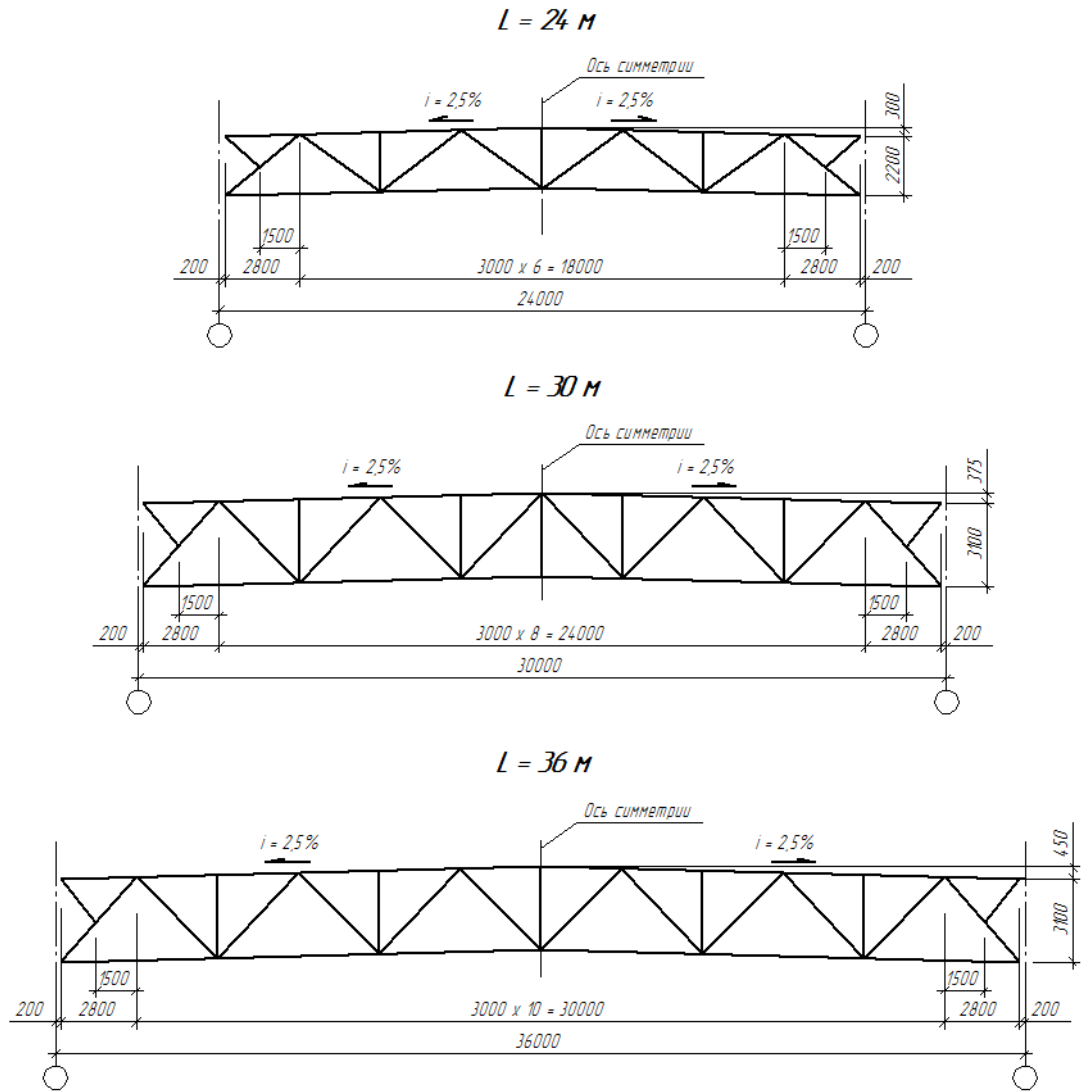
Конструкция узла показана на рис. П.11.3. Надколонник изготавливается из прокатного двутавра № 45Б2 по ГОСТ Р 57837-2017. Шарнирное сопряжение с колонной происходит в плоскости опорной плиты надколонника.

Список используемой литературы

1. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. – Москва : Стандартинформ, 2015. – 13 с. – Текст : непосредственный.
2. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия : свод правил : издание официальное : актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* : дата введения 04.06.17 / Минстрой России. – Москва : Стандартинформ, 2018. – IV, 74 с. – Текст : непосредственный.
3. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции : свод правил : издание официальное : актуализированная редакция СНиП II-23-81* : дата введения 28.08.17 / Минстрой России. – Москва : Стандартинформ, 2017. – IV, 145 с. – Текст : непосредственный.
4. СП 131.13330.2020. Строительная климатология : свод правил : издание официальное : актуализированная редакция СНиП 23-01-99* : дата введения 25.06.2021 / Минстрой России. – Москва : ФГУП Стандартинформ, 2021. – 149 с. – Текст : непосредственный.
5. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции : свод правил : издание официальное : актуализированная редакция СНиП II-23-81 : дата введения 20.05.2011 / Минрегион России. – Москва : ОАО ЦПП, 2010. – 172 с. – Текст : непосредственный.
6. Металлические конструкции : учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности "Промышленное и гражданское строительство" : в 3 томах. Том 1. Элементы стальных конструкций / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов [и др.] ; под редакцией В. В. Горева. – Москва : Высшая школа, 1997. – 527 с. : ил. – ISBN 5-06-003443-7. – Текст : непосредственный.
7. Проектирование металлических конструкций. Часть 1. Металлические конструкции. Материалы и основы проектирования / С. М. Тихонов, В. Н. Алехин, З. В. Беляева [и др.] ; под общей редакцией А. Р. Туснина. – Москва : Перо, 2021 – 468 с. : ил. – Текст : непосредственный.
8. Серия 1.460.2-10/88. Стальные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий с фермами из парных уголков. Выпуск 1. Покрытия пролетами 18, 24, 30 и 36 м с применением железобетонных плит и стального профилированного настила. Чертежи КМ. Часть 1, книга 1. – Москва : ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – С. 1-66. – Текст : непосредственный.
9. Серия 1.460.2-10/88. Стальные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий с фермами из парных уголков. Выпуск 1. Покрытия пролетами 18, 24, 30 и 36 м с применением железобетонных плит и стального профилированного настила. Чертежи КМ. Часть 1, книга 2. – Москва : ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – С. 67-133. – Текст : непосредственный.
10. Серия 1.460.2-10/88. Стальные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий с фермами из парных уголков. Выпуск 2. Покрытия пролетами 18 и 24 м с фермами высотой 2,25 м. Чертежи КМ. Часть 1. – Москва : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – С. 1-91. – Текст : непосредственный.
11. Серия 1.460.2-10/88. Стальные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий с фермами из парных уголков. Выпуск 2. Покрытия пролетами 18 и 24 м с фермами высотой 2,25 м. Чертежи КМ. Часть 2. – Москва : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – С. 92-159. – Текст : непосредственный.
12. Пронин, В. В. Системы покрытия с применением ферм из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения. Конструирование и расчет : учебное пособие / В. В. Пронин, М. А. Агеева, А. И. Колесов ; Нижегородский государственный ар-

- хитектурно-строительный университет. – Нижний Новгород : ННГАСУ, 2022. – 114 с. – Текст : непосредственный.
13. Пронин, В. В. Практические занятия по курсу металлических конструкций. Задания и примеры выполнения : учебное пособие. 3-е издание, переработанное и дополненное / В. В. Пронин ; Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет. – Нижний Новгород : ННГАСУ, 2021. – 65 с. – Текст : непосредственный.
 14. ГОСТ 8509-93. Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент : межгосударственный стандарт Российской Федерации : утвержден и введен в действие Постановлением Госстандарта РФ от 20 февраля 1996 г. N 85 : дата введения 1997-01-01. – URL: <http://www.consultant.ru>. – Текст : электронный.
 15. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций. – Москва : ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, 1989. – 53 с. – Текст : непосредственный.
 16. СП 294.1325800.2017. Конструкции стальные. Правила проектирования : свод правил : издание официальное : утвержден Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 31 мая 2017 г. N 828/пр : дата введения 2017-12-01. – URL: <http://www.consultant.ru>. – Текст : электронный.
 17. ГОСТ 24045-2016. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия : межгосударственный стандарт Российской Федерации : введен в действие Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 2 ноября 2016 г. N 1569-ст : дата введения 2017-04-01. – URL: <http://www.consultant.ru>. – Текст : электронный.
 18. ГОСТ Р 52246-2004. Прокат листовой горячеоцинкованный. Технические условия : национальный стандарт Российской Федерации : утвержден и введен в действие Постановлением Госстандарта России от 9 марта 2004 г. N 132-ст : дата введения 2005-01-01. – URL: <http://www.consultant.ru>. – Текст : электронный.
 19. ГОСТ 21.502-2016. Правила выполнения рабочей документации металлических конструкций. Система проектной документации для строительства : межгосударственный стандарт Российской Федерации : издание официальное : принят Межгосударственным советом по стандартизации, метрологии и сертификации от 22 ноября 2016 г. № 93-П : введен в действие с 2017-07-01. – Москва : Стандартинформ, 2017. – 24 с. – Текст : непосредственный.
 20. Инструкция по составу и оформлению рабочих чертежей КМД : дата введения 2005.02.01. – Москва, 2005. – 59 с. – URL: http://mkbim.ru/Library/Intruction_KMD.pdf?ysclid=lwapw1ux4z426213973. – Текст : электронный.

Приложение П.1. Компоновка ферм.



Приложение П.2
Справочные данные по профилированным настилам
Расчетные значения предельных нагрузок на профилированный настил

Тип профнастила	Шаг опор, м	Предельная нагрузка, кг/м ² , при расчетной схеме			
		1 - пролётной	2 - пролётной	3 - пролётной	4 - пролётной
Н57-750-0,7	3	290	262	309	295
	4	91	170	199	190
Н57-750-0,8	3	337	365	426	409
	4	106	205	256	245
Н60-845-0,7	3	323	230	269	257
	4	102	172	184	175
Н60-845-0,8	3	388	324	378	360
	4	122	203	254	241
Н60-845-0,9	3	439	427	504	482
	4	138	240	300	286
Н75-750-0,8	3	582	527	659	615
	4	248	296	370	345
Н75-750-0,9	3	645	617	771	720
	4	293	347	434	405
Н114-750-0,8	4	588	588	735	–
	6	193	261	–	–
Н114-750-0,9	4	659	659	824	–
	6	218	293	–	–
Н114-750-1,0	4	733	733	916	–
	6	244	325	–	–
Н114-600-0,8	4	602	612	765	–
	6	201	272	–	–
Н114-600-0,9	4	685	689	862	–
	6	228	306	–	–
Н114-600-1,0	4	771	771	917	–
	6	258	345	–	–
Н126-978-0,7	4	446	446	557	518
	6	198	198	248	230
	9	88	88	110	102
Н126-978-0,8	4	523	523	654	608
	6	233	233	291	270
	9	103	103	129	120
Н126-978-0,9	4	605	605	756	703
	6	269	269	336	312
	9	119	119	149	139
Н126-978-1,0	4	887	887	859	799
	6	305	305	382	355
	9	136	136	170	158
Н135-930-0,7	4	504	504	630	586
	6	224	224	280	261
	9	100	100	125	116
Н135-930-0,8	4	592	592	740	688
	6	263	263	329	306
	9	117	117	146	136
Н135-930-0,9	4	684	684	855	795
	6	304	304	380	354
	9	135	135	169	157
Н135-930-1,0	4	778	778	973	905

	6	346	346	432	402
	9	154	154	192	179
H153-840-1,0	4	839/841 ^{x)}	518/555 ^{x)}	616/663 ^{x)}	-
	6	373/374 ^{x)}	277/293 ^{x)}	333/353 ^{x)}	-
	9	166/166 ^{x)}	142/149 ^{x)}	-	-
H153-840-1,2	4	1037/1023 ^{x)}	692/729 ^{x)}	827/873 ^{x)}	-
	6	461/455 ^{x)}	363/379 ^{x)}	438/458 ^{x)}	-
	9	205/202 ^{x)}	183/190 ^{x)}	-	-
H153-840-1,5	4	1298	982/988 ^{x)}	1181/1188 ^{x)}	-
	6	577	503/505 ^{x)}	610/613 ^{x)}	-
	9	256	248/249 ^{x)}	-	-
H158-750-1,0 H160-750-1,0	4	973/970 ^{x)}	600/653 ^{x)}	714/781 ^{x)}	-
	6	433/431 ^{x)}	321/343 ^{x)}	385/414 ^{x)}	-
	9	192	165/174 ^{x)}	-	-
H158-750-1,2 H160-750-1,2	4	1202/1181 ^{x)}	800/856 ^{x)}	956/1025 ^{x)}	-
	6	534/525 ^{x)}	420/444 ^{x)}	506/537 ^{x)}	-
	9	237/233 ^{x)}	212/222 ^{x)}	-	-
H158-750-1,5 H160-750-1,5	4	1505/1500 ^{x)}	1133/1157 ^{x)}	1362/1392 ^{x)}	-
	6	669/667 ^{x)}	580/590 ^{x)}	704/716 ^{x)}	-
	9	297/296 ^{x)}	287/291 ^{x)}	-	-

^{x)} при сжатых широких полках

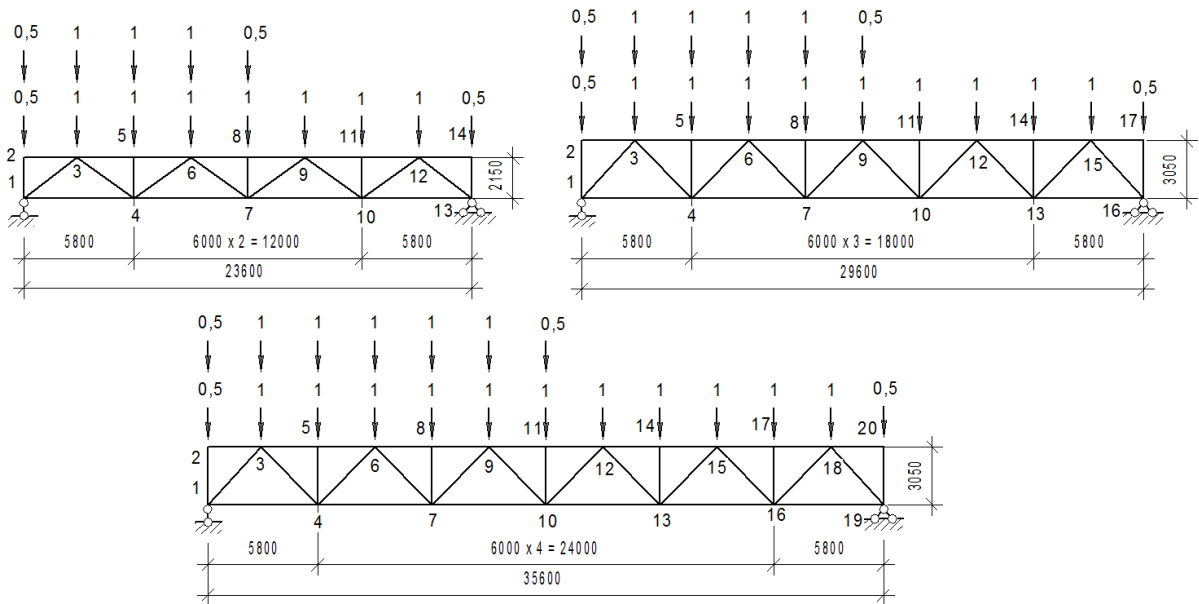
**Геометрические характеристики профилированных настилов
по СТО 0043-2005 и стандарту ООО «Стиллон» (Москва)**

Тип профиля	Кол-во стенок гофр на 1 м ширины настила	Радиус сопряжения стенок гофр с полками r , мм	Площадь сечения листа A_x , см ²	Масса 1 м ² , кг	Справочные величины на 1 м ширины настила при сжатых полках					
					узких			широких		
					момент инерции I_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³		момент инерции I_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³	
						W_{x1}	W_{x2}		W_{x1}	W_{x2}
H57-750-0,7	11	4	7,7	8,7	53,8	14,8	21,1	53,8	16,4	19,7
H57-750-0,8			8,8	9,8	61,2	17,9	24,4	61,2	18,9	24,0
H60-845-0,7	10	3,5	8,8	8,8	62,1	14,6	24,4	59,1	16,5	18,7
H60-845-0,8			10,0	9,9	70,6	17,7	28,1	69,9	19,0	22,7
H60-845-0,9			11,3	11,1	79,0	20,9	31,8	78,7	21,5	27,0
H75-750-0,8	11	5	10,0	11,2	114,9	25,8	32,2	114,9	28,5	33,1
H75-750-0,9			11,3	12,5	129,6	30,2	37,6	129,6	31,6	38,0
H114-750-0,8	8	5	11,2	12,5	307,9	51,2	57,1	307,9	51,2	57,1
H114-750-0,9			12,6	14,0	345,2	57,4	64,0	345,2	57,4	64,0
H114-750-1,0			14,0	15,4	383,6	63,8	71,1	383,6	63,8	71,1
H114-600-0,8	10	5	10,0	14,0	320,9	53,3	59,7	320,9	52,4	55,8
H114-600-0,9			11,3	15,6	361,0	60,0	67,2	361,0	59,6	65,9
H114-600-1,0			12,5	17,2	405,4	67,6	75,0	405,4	67,6	75,0
H126-978-0,7	6,1	5	10,55	8,38	215,3	31,12				
H126-978-0,8			12,06	9,59	251,1	35,54				
H126-978-0,9			13,57	10,78	288,1	39,96				
H126-978-1,0			15,08	11,98	325,6	44,37				
H135-930-0,7	6,4	5	10,49	8,85	292,0	35,71				
H135-930-0,8			11,99	10,12	310,8	37,99				
H135-930-0,9			13,48	11,38	349,7	42,71				
H135-930-1,0			14,98	12,64	388,6	47,43				
H153-840-1,0	7,1	6	15,0	14,51	517,0	57,7	81,5	495,3	57,8	73,6
H153-840-1,2			18,0	17,31	633,2	71,3	98,7	612,7	70,3	93,0
H153-840-1,5			22,5	21,52	791,9	89,2	123,2	791,3	89,2	123,0
H158-750-1,0	8	6	15,0	16,25	620,6	66,9	95,0	588,5	67,7	84,4
H158-750-1,2			18,0	19,39	759,6	82,6	115,0	729,0	81,2	106,8
H158-750-1,5			22,5	24,11	949,9	103,5	143,5	943,6	103,1	141,9

**Основные характеристики поперечного сечения
ряда профилированных настилов (табл. 59 [16])**

Тип профиля	Размеры сечения, мм		Площадь сечения ли- ста A_x , см^2	Масса 1 м^2 , кг	Справочные величины на 1 м ширины настила при сжатых полках					
	t	h			узких			широких		
					момент инерции I_x , см^4	момент сопро- тивления, см^3		момент инерции I_x , см^4	момент сопро- тивления, см^3	
						W_{x1}	W_{x2}		W_{x1}	W_{x2}
НС35-1000-0,6	0,6	35	7,5	6,4	14,9	8,6	8,3	15,4	9,3	8,4
НС35-1000-0,7	0,7		8,75	7,4	17,4	9,95	9,6	17,9	10,7	9,8
НС35-1000-0,8	0,8		10,0	8,4	19,9	11,5	10,9	20,3	12,2	11,1
АК-44-900-0,6	0,6	44	7,5	6,9	22,9	8,36	10,8	18,9	7,9	7,2
АК-44-900-0,7	0,7		8,75	8,0	23,8	10,1	12,8	23,1	9,4	8,7
АК-44-900-0,8	0,8		10,0	9,1	31,5	11,6	14,6	27,6	10,9	9,6
Н57-750-0,7	0,7	57	7,7	8,7	53,8	14,8	21,1	53,8	16,4	19,7
Н57-750-0,8	0,8		8,8	9,8	61,2	17,9	24,4	61,2	18,9	24,0
Н60-845-0,7	0,7	60	8,8	8,8	62,1	14,6	24,4	59,1	16,5	18,7
Н60-845-0,8	0,8		10,0	9,9	70,6	17,7	28,1	69,9	19,0	22,7
Н60-845-0,9	0,9		11,3	11,1	79,0	20,9	31,8	78,7	21,5	27,0
Н75-750-0,8	0,8	75	10,0	11,2	114,9	25,8	32,2	114,9	28,5	33,1
Н75-750-0,9	0,9		11,3	12,5	129,6	30,2	37,6	119,6	31,6	38,0
Н114-600-0,8	0,8	114	10,0	14,0	320,9	53,3	59,7	320,9	52,4	55,8
Н114-600-0,9	0,9		11,3	15,6	361,0	60,0	67,2	361,0	59,6	65,9
Н114-600-1,0	1,0		12,5	17,2	405,4	67,6	75,0	405,4	67,6	75,0
СКН-157-800-1,0	1,0	157	16,0	16,5	723,0	95,9	79,8	723,0	85,3	92,5
СКН-157-800-1,2	1,2		19,2	19,6	862,1	116,4	101,4	862,1	103,4	117,1
СКН-157-800-1,5	1,5		24,0	24,4	1069,5	145,2	128,4	1069,5	128,4	145,2

Приложение П.3. Усилия в элементах фермы от единичных нагрузок



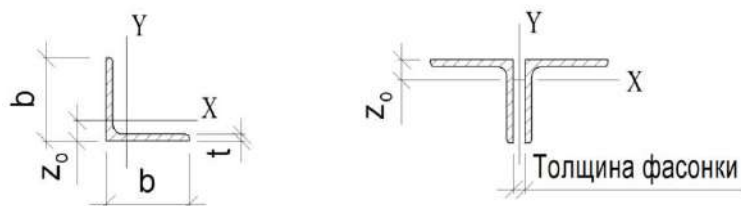
Элемент		Усилия в элементах фермы пролетом (м) от $F = 1 (1/2)^x$		
		24	30	36
Верхний пояс	2-3	0	0	0
	3-5	- 8,05	- 7,57	- 9,48
	5-6	- 8,05	- 7,57	- 9,48
	6-8	- 10,84	- 11,51	- 15,38
	8-9		- 11,51	- 15,38
	9-11			- 17,34
Ниж. пояс	1-4	4,56	4,13	5,05
	4-7	10,14	10,03	12,92
	7-10		12,00	16,85
Стойки	1-2	- 0,5	- 0,5	- 0,5
	4-5	- 1	- 1	- 1
	7-8	- 1	- 1	- 1
	10-11		- 1	- 1
Раскосы	1-3	- 5,75	- 6,11	- 7,47
	3-4	4,29	4,91	6,31
	4-6	- 2,58	- 3,51	- 4,91
	6-7	0,86 (- 0,84)	2,10	3,51
	7-9	0,86 (1,70)	- 0,70 (1,04)	- 2,10
	9-10		- 0,70 (- 1,73)	2,08 (- 1,38)

x) от $F = 1$ на половине пролета слева

Приложение П.4.

Сокращенный сортамент равнополочных уголков (выписка из ГОСТ 8509-93).

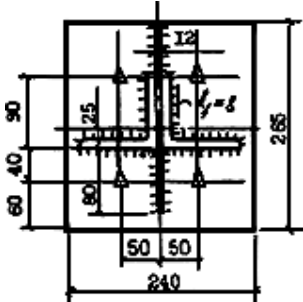
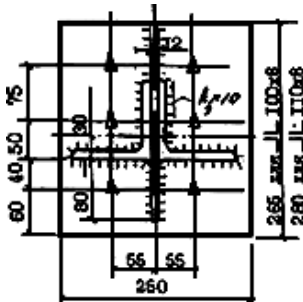
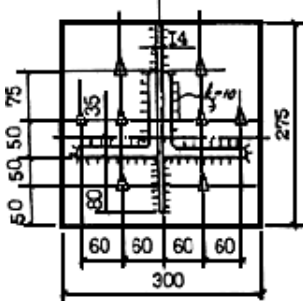
Радиусы инерции двух уголков при разных толщинах фасонки.

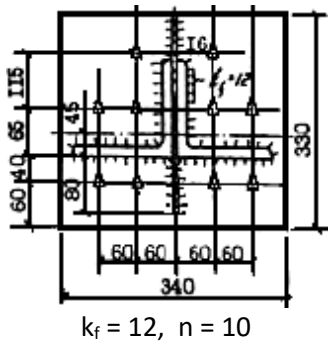
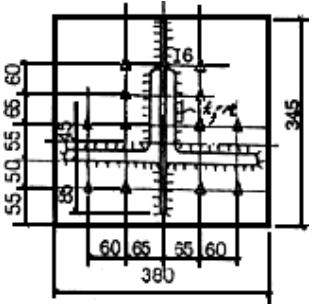
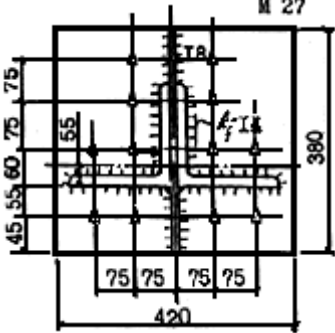


Уголок	Размеры, мм		Площадь сечения, см ²	Масса, кг/м	Радиус инерции i_x , см	z_0 , см	Радиус инерции двух уголков i_y (см) при толщине фасонки (мм)			
	b	t					8	10	12	14
50x4	50	4	3,89	3,05	1,54	1,38	2,35	2,43	2,51	2,59
50x5		5	4,80	3,77	1,53	1,42	2,38	2,45	2,53	2,61
63x5	63	5	6,13	4,81	1,94	1,74	2,88	2,96	3,04	3,11
63x6		6	7,28	5,72	1,93	1,78	2,90	2,98	3,06	3,14
70x5	70	5	6,86	5,38	2,16	1,90	3,15	3,23	3,30	3,38
70x6		6	8,15	6,39	2,15	1,94	3,18	3,25	2,33	3,41
75x6	75	6	8,78	6,89	2,30	2,06	3,37	3,44	3,52	3,60
75x8		8	11,50	9,02	2,28	2,15	3,42	3,49	3,57	3,65
80x6	80	6	9,38	7,36	2,46	2,19	3,57	3,65	3,72	3,79
80x8		8	12,30	9,65	2,44	2,27	3,62	3,69	3,77	3,84
90x6	90	6	10,61	8,33	2,78	2,43	3,97	4,04	4,11	4,19
90x7		7	12,28	9,64	2,77	2,47	3,99	4,06	4,14	4,21
90x8		8	13,93	10,93	2,76	2,51	4,01	4,08	4,16	4,24
100x7	100	7	13,75	10,79	3,08	2,71	4,38	4,45	4,52	4,59
100x8		8	15,60	12,25	3,07	2,75	4,40	4,47	4,54	4,62
100x10		10	19,24	15,10	3,05	2,83	4,44	4,52	4,59	4,67
110x8	110	8	17,20	13,50	3,39	3,00	4,80	4,88	4,95	5,02
125x8	125	8	19,69	15,46	3,87	3,36	5,39	5,46	5,53	5,60
125x9		9	22,00	17,30	3,86	3,40	5,42	5,49	5,56	5,63
125x10		10	24,33	19,10	3,85	3,45	5,44	5,51	5,58	5,65
125x12		12	28,89	22,68	3,82	3,53	5,48	5,55	5,62	5,70
140x9	140	9	24,72	19,41	4,34	3,78	6,02	6,09	6,16	6,23
140x10		10	27,33	21,45	4,33	3,82	6,05	6,12	6,19	6,26
140x12		12	32,49	25,50	4,31	3,90	6,08	6,15	6,23	6,30
160x10	160	10	31,43	24,67	4,96	4,30	6,84	6,91	6,98	7,05
160x12		12	37,39	28,35	4,94	4,39	6,88	6,95	7,02	7,09
160x14		14	43,57	33,97	4,92	4,47	6,89	6,96	7,03	7,10
180x11	180	11	38,80	30,47	5,60	4,85	7,67	7,74	7,81	7,88
180x12		12	42,19	33,12	5,59	4,89	7,69	7,76	7,83	7,90
200x12	200	12	47,10	36,97	6,22	5,37	8,48	8,55	8,62	8,69
200x14		14	54,60	42,80	6,20	5,46	8,52	8,59	8,66	8,73

Приложение П.5

Сортамент фланцевых соединений растянутых элементов из парных равнополочных уголков

№ п/п	Схема фланцевого соединения, катет шва k_f , мм, кол-во болтов n	Сечение элемента	Усилие T , кН (тс)	Толщина фланца t , мм
1	2	3	4	5
1	 <p>$k_f = 8, n = 4$</p>	$\text{L}100 \times 7$	957 (97,6)	20
2	 <p>$k_f = 10, n = 6$</p>	$\text{L}100 \times 8$ $\text{L}110 \times 8$	1224 (124,8)	25
3	 <p>$k_f = 10, n = 8$</p>	$\text{L}125 \times 8$ $\text{L}125 \times 9$	1579* (161,0)	30

4	 <p style="text-align: center;">$k_f = 12, n = 10$</p>	$\angle 140 \times 9$ $\angle 140 \times 10$	1928** (196,5)	40
5	 <p style="text-align: center;">$k_f = 12, n = 12$</p>	$\angle 160 \times 10$ $\angle 160 \times 11$	2156 (219,8)	30
6	 <p style="text-align: center;">$k_f = 14, n = 12$</p>	$\angle 180 \times 11$ $\angle 180 \times 12$	2613 (266,4)	30

* Марка сварочной проволоки - Св-10НМА; Св-10Г2 по ГОСТ 2246-70*.

** Марка сварочной проволоки - Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ по ГОСТ 2246-70*.

Примечания:

1. Типоразмеры и марки стали равнополочных уголков по ГОСТ 8509-72 соответствуют сокращенному сортаменту металлопроката для применения в стальных строительных конструкциях.

2. Сталь листовая горячекатаная для фланцев С355 и С390 по ГОСТ 27772* с гарантированными механическими свойствами в направлении толщины проката (относительное сужение стали $\psi \geq 35\%$).

3. Сталь фасонки назначают в соответствии с указаниями п.2.8 рекомендаций [15]. Длина фасонки определяется конструктивными особенностями соединений, но не менее 200 мм.

4. Все болты (за исключением болтов по схеме 6) М24 класса прочности 12.9. Диаметр отверстий 27. Усилие предварительного натяжения 239 кН (24,4 тс).

5. Болты по схеме 6 - М27 класса прочности 12.9. Диаметр отверстий 30 мм. Усилие предварительного натяжения 312 кН (31,8 тс).

6. Сварка механизированная. Сварочная проволока марки Св-08Г2С по ГОСТ 2246-70.

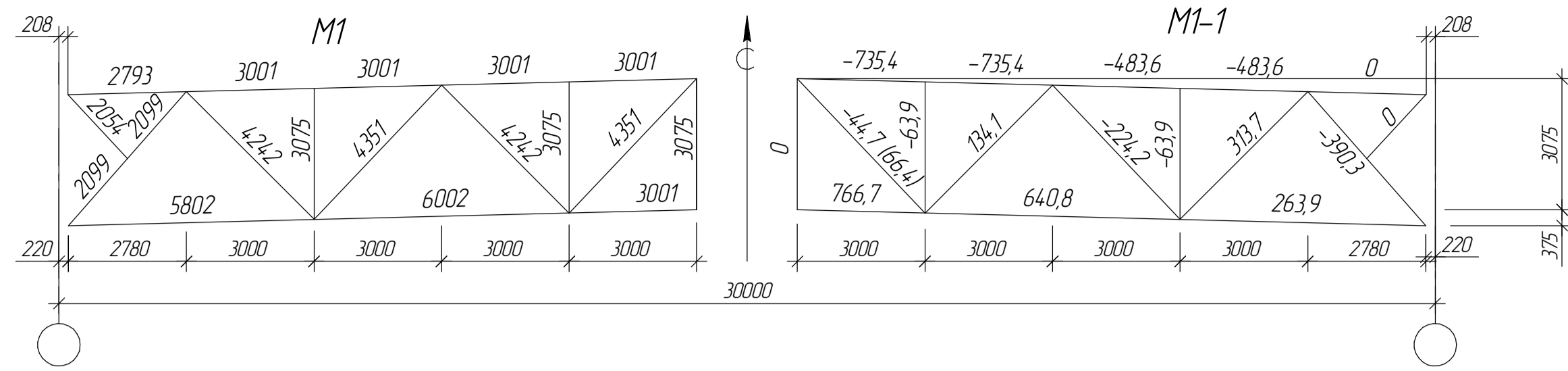
7. Обозначения, принятые в таблице:

T - расчетная продольная сила фланцевых соединений ($T \geq 2 \cdot A \cdot R_y$, где A - площадь сечения уголка с максимальными типоразмерами из указанных в графе 3 для каждого фланцевого соединения; R_y - максимальное расчетное сопротивление стали уголка растяжению по пределу текучести);

t - толщина фланцев;

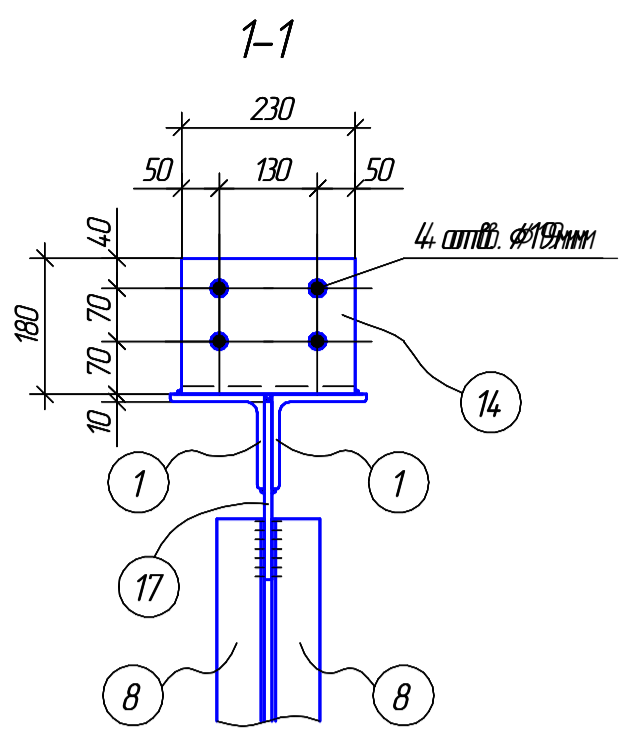
K_f - катет угловых сварных швов.

Геометрическая схема фермы Ф1 и расчетные усилия в элементах, кН

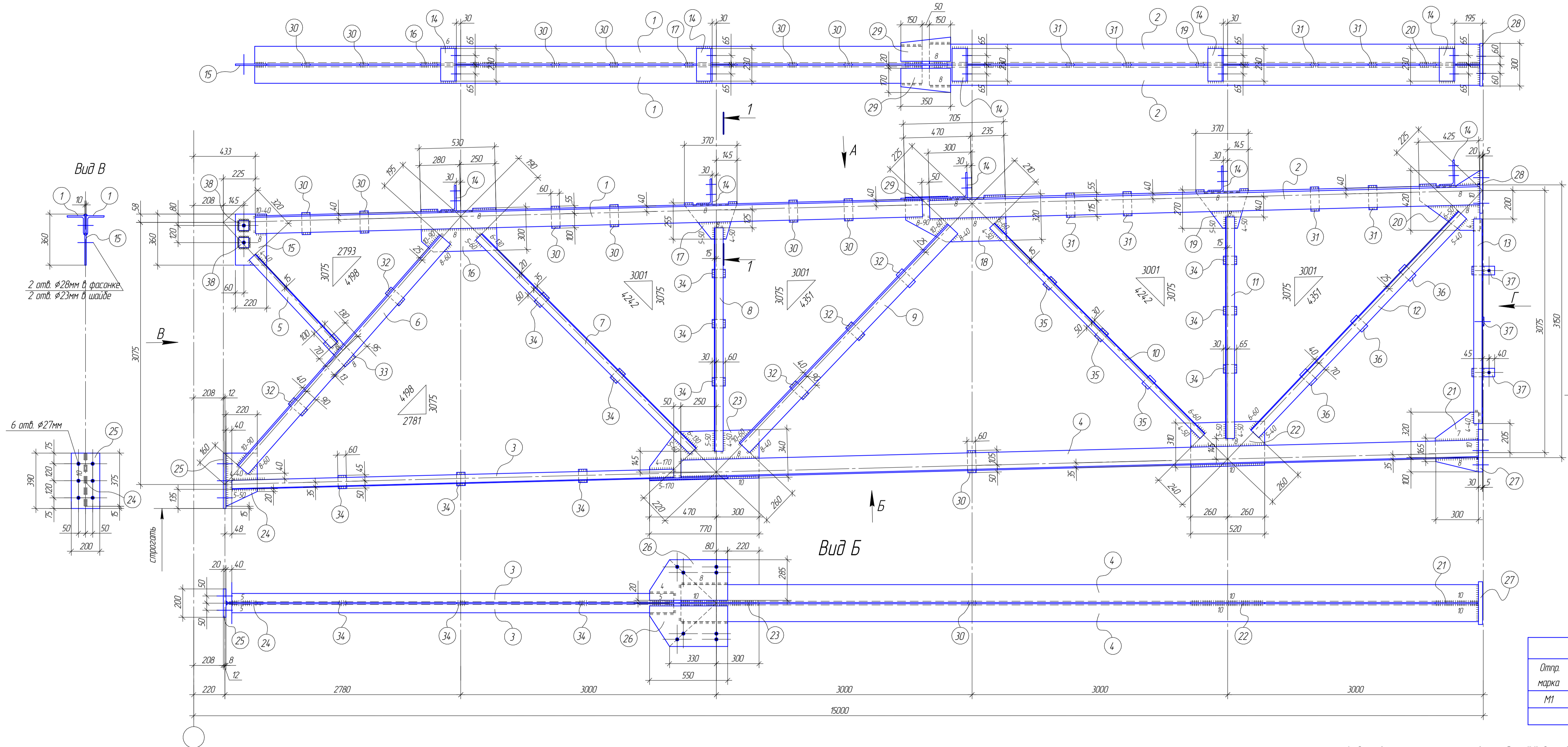
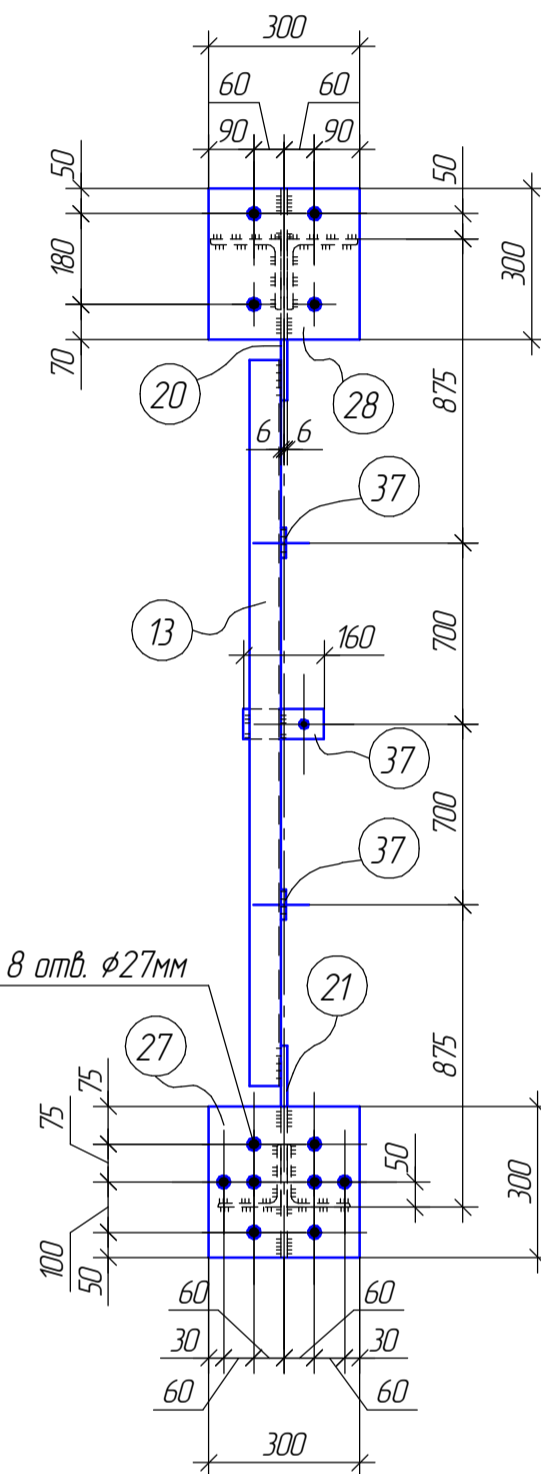


M1

Вид А



Вид Г



Требуется изготовить			
Отпр. марка	Кол. шт.	Масса, кг	
		шт.	общ.
M1	5	1673,9	8369,5
Всего			8369,5

Спецификация на отработочный элемент								
Марка	№ поз.	Кол. шт.	Сечение	Длина, мм	Масса, кг		Марка	Примечание
					Шт.	Всех		
M1	1	2	L 125x10	8220	157,0	314,0	M1	C245
	2	2	L 140x12	6277	160,1	320,2		C245
	3	2	L 63x5	5454	26,2	52,4		C245
	4	2	L 125x8	9218	14,5	285,0		C245
	5	1	L 63x5	1604	7,7	7,7		C245
	6	2	L 100x10	3843	58,0	116,0		C245
	7	2	L 63x6	3832	21,9	43,8		C245
	8	2	L 63x5	2675	12,9	25,8		C245
	9	2	L 100x10	3866	58,4	116,8		C245
	10	2	L 50x5	3792	14,3	28,6		C245
	11	2	L 63x5	2790	13,4	26,8		C245
	12	2	L 80x6	3866	28,5	57,0		C245

13	1	L 63x5	2670	12,8	12,8	M1	1673,9	C245
14	5	L 180x110x10	230	5,1	25,5		C245	
15	1	- 220x10	360	6,2	6,2		C255	
16	1	- 300x10	530	12,5	12,5		C255	
17	1	- 255x10	370	7,4	7,4		C255	
18	1	- 320x10	705	17,7	17,7		C255	
19	1	- 270x10	370	7,8	7,8		C255	
20	1	- 420x12	4,26	16,9	16,9		C255	
21	1	- 300x12	4,20	11,9	11,9		C255	
22	1	- 310x10	520	12,7	12,7		C255	
23	1	- 340x10	770	20,6	20,6		C255	
24	1	- 220x10	375	6,5	6,5		C255	
25	1	- 200x20	390	12,2	12,2		C255	
26	2	- 285x10	550	12,3	24,6		C255	
27	1	- 300x30	300	21,2	21,2		C255	
28	1	- 300x20	300	14,1	14,1		C255	

29	2	- 170x10	350	4,7	9,4	M1		C255
30	7	- 60x10	155	0,7	4,9		C255	
31	4	- 60x10	170	0,8	3,2		C255	
32	5	- 60x10	130	0,6	3,0		C255	
33	1	- 100x10	225	1,8	1,8		C255	
34	11	- 60x10	95	0,4	4,4		C255	
35	3	- 60x10	80	0,4	1,2		C255	
36	3	- 60x10	110	0,5	1,5		C255	
37	3	- 60x10	160	0,8	2,4		C255	
38	2	- 70x10	70	0,4	0,8		C255	
				1 % на сварные швы	16,6			

Таблица заводских швов на 1 марку в м						
Отпр. марка	Катет, вид шва					
	Δ 4	Δ 5	Δ 6	Δ 7	Δ 8	Δ 10
M1	3,7	11,5	2,8	0,6	15,1	7,4

- Отработочным маркам ферм присвоен индекс "М". Отработочные марки M1 и M1-1 замаркированы на схеме расположения несущих элементов (рисунок 3.1 учебного пособия). Марка M1-1 отличается от марки M1 наличием отверстий в поз. 13.
- В размерах деталей не учтены припуски на механическую обработку.
- Заводские сварные швы выполнять механизированной сваркой в среде углекислого газа сварочной проволокой Sv-08Г2С диаметром 2 мм по ГОСТ 2246-70.
- Катеты сварных швов принять по наименьшей толщине свариваемых деталей, кроме оговоренных.
- Изготовление конструкции производить в соответствии с ГОСТ 23118-2019 и СП 53-101-98.
- Предельные отклонения от геометрических размеров принять в соответствии с СП 53-101-98.
- Все отверстия выполнить Ø23мм, кроме оговоренных.
- В монтажных швах поз. 38 выполнить отверстия Ø23мм.
- Контроль качества сварных соединений производить по ГОСТ 23118-2019.
- Защита конструкции от коррозии выполняется грунтовкой ГФ-021 по ГОСТ 25129-82 в один слой. Окраска конструкций производится эмалью ПФ-115 по ГОСТ 6465-76 в два слоя.

Изм.			Лист			Дата		
Изм.	Кол.	Лист	Изд.	Подп.	Дата	Стр.	Лист	Листов
Ферма Ф1						Стр.	Лист	Листов
Отработочная марка M1						КР		1
Геометрическая схема, расчетные усилия, спецификация стали						ННГАСУ		
						Код: ИЖ.кд. 145		

Колотов Олег Васильевич
Пронин Владислав Валериевич

СТАЛЬНАЯ СТРОПИЛЬНАЯ ФЕРМА ПОКРЫТИЯ
ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

РАБОЧЕЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ НА СТАДИЯХ КМ И КМД

Учебное пособие

Подписано в печать Формат 60x90 1/8. Бумага газетная. Печать трафаретная.
Уч. изд. л. 6,9. Усл. печ. л. 7,1. Тираж 100 экз. Заказ №

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»
603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.
Полиграфический центр ННГАСУ, 603950, Н.Новгород, Ильинская, 65
<http://www.nngasu.ru>, srec@nngasu.ru