

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

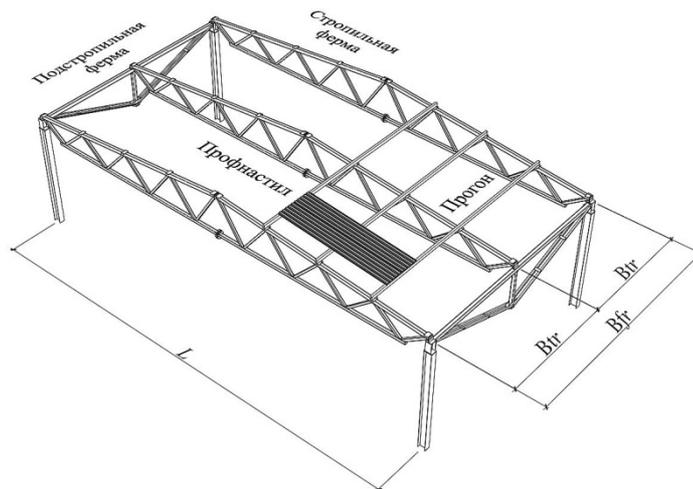
Кафедра строительных конструкций

В. В. Пронин, М. А. Агеева, А. И. Колесов

СИСТЕМЫ ПОКРЫТИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ ФЕРМ ИЗ ЗАМКНУТЫХ ГНУТОСВАРНЫХ ПРОФИЛЕЙ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ

Учебное пособие



Нижний Новгород
2022

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

Кафедра строительных конструкций

В. В. Пронин, М. А. Агеева, А. И. Колесов

СИСТЕМЫ ПОКРЫТИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ ФЕРМ
ИЗ ЗАМКНУТЫХ ГНУТОСВАРНЫХ ПРОФИЛЕЙ
ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ

Утверждено редакционно-издательским советом университета
в качестве учебного пособия

ББК 38.54
П 78
УДК 624.014(075.8)

Печатается в авторской редакции

Рецензенты:

Пестряков В.П. – главный конструктор НПФ «Металлипресс»

Маркин А.А. – главный инженер проекта ООО «Телеком СтройЭксперт»

Пронин В.В. Системы покрытия с применением ферм из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения. Конструирование и расчет [Текст]: учеб. пособ. / В.В. Пронин, М.А. Агеева, А.И. Колесов; Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т – Н. Новгород: ННГАСУ, 2022. – 114 с. ISBN 978-5-528-00502-7

Пособие выпущено для углубленного рассмотрения и усвоения вопросов проектирования одного из современных конструктивных видов покрытий с применением ферм из гнутосварных профилей. Приведены краткие исторические сведения о появлении таких конструкций, даны сведения о действующих в РФ типовых сериях. Каждый раздел проиллюстрирован числовым примером как в традиционном виде, так и с применением современных расчетных комплексов.

Предназначено для студентов специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» и направления 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство» при выполнении выпускных квалификационных работ.

ББК 38.54

ISBN 978-5-528-00502-7

© В.В. Пронин, М.А. Агеева,
А.И. Колесов, 2022
© ННГАСУ, 2022

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	5
1. Покрытие как составная часть здания или сооружения	5
2. Особенности покрытий с использованием ферм из ГСП	5
3. Компоновка стропильной фермы из ГСП	7
4. Система связей по покрытию	9
Пример 1. Компоновка фермы и схемы связей по покрытию	11
5. Выбор стали для элементов покрытия, назначение необходимых коэффициентов	14
Пример 2. Выбор материалов и назначение необходимых коэффициентов	17
6. Конструкция кровли	18
6.1. Профилированный настил	19
6.2. Прогоны	19
Пример 3. Расчет профилированного настила	21
Пример 4. Расчет прогона	27
7. Сбор нагрузок на ферму	29
Пример 5. Сбор нагрузок на ферму	31
8. Статический расчет фермы	36
Пример 6. Создание расчетной схемы фермы в расчетном комплексе ...	39
Пример 7. Статический расчет	44
9. Подбор сечений элементов фермы	48
9.1. Конструирование	48
9.2. Расчет на прочность	48
9.3. Определение расчетных длин	49
9.4. Расчет на устойчивость	50
9.5. Проверка гибкости элементов	51
9.6. Проверка местной устойчивости	51
9.7. Проверка жесткости	53
9.8. Унификация сечений и уточнение расчетной схемы	54
Пример 8. Подбор сечений элементов фермы	54
10. Расчет заводских узловых соединений фермы	72
10.1. Проверка несущей способности стенки пояса, примыкающего к решетке	73
10.2. Проверка несущей способности боковой стенки пояса	76
10.3. Проверка несущей способности элементов решетки	76
10.4. Проверка несущей способности сварных швов	77
11. Расчет монтажных узловых соединений фермы	77
Пример 9. Расчет узловых соединений фермы	81
12. Узел опирания ферм на колонну	100
13. Определение усилий и подбор сечений связевых элементов	

в системе покрытия	102
14. Оформление рабочего чертежа покрытия (КМ и КМД)	106
Библиографический список	107
Приложение 1. Геометрические схемы типовых стропильных и подстропильных ферм	109
Приложение 2. Справочные данные по профилированным настилам	111

Введение

В начале 50-х годов XX века в США была разработана система сборно-разборных складских, производственных зданий, а также сооружений общегражданского назначения. Принятые конструктивные решения позволяли быстро возводить здания, а после завершения бизнес-процесса также быстро их разбирать и перевозить на другое место. Основным отличием таких конструкций от ранее применяемых было широкое применение эффективных гнутосварных профилей прямоугольного сечения (ГСП), стального профилированного настила, а также отсутствие прогонов.

В 70-е годы XX века по решению правительства СССР за рубежом было закуплено оборудование для нескольких новых заводов по производству металлических конструкций для возведения подобных зданий.

Одним из самых успешных стал завод в г. Молодечно Минской обл. БССР (теперь – Республика Беларусь). Для типового применения новых конструкций была разработана типовая серия 1.460.3-14 [17], в которой каркас покрытия был назван конструкциями типа «Молодечно».

В настоящее время в развитие серии 1.460.3-14 разработана типовая серия 1.460.3-23.98 [18].

Конструкции типа «Молодечно» обладают хорошими экономическими показателями, позволяют роботизировать основные технологические процессы по изготовлению и монтажу. Применение возможно на всей территории России.

Типовые решения стали основой для разнообразной модернизации таких систем покрытия, широко применяющихся в настоящее время как в промышленном, так и в гражданском секторах.

Данное учебное пособие разработано для помощи студентам направления «Строительство» в выполнении курсовой работы «Стропильная ферма покрытия», а также может быть использовано при выполнении выпускных квалификационных работ.

1. Покрытие как составная часть здания или сооружения

Покрытие здания или сооружения является его составной частью, выполняя функцию несущей и ограждающей конструкций. Весовая доля покрытия в зданиях без кранов составляет до 50 % всего расхода стали, поэтому совершенствование всего набора конструктивных элементов покрытия приводит к существенной экономии материалов и трудозатрат.

Любую систему покрытия условно можно разделить на кровельные (ограждающие) конструкции, несущие элементы (настил, прогоны, фермы) и связи, обеспечивающие геометрическую неизменяемость, жесткость и устойчивость всего покрытия и его отдельных элементов.

2. Особенности покрытий с использованием ферм из ГСП

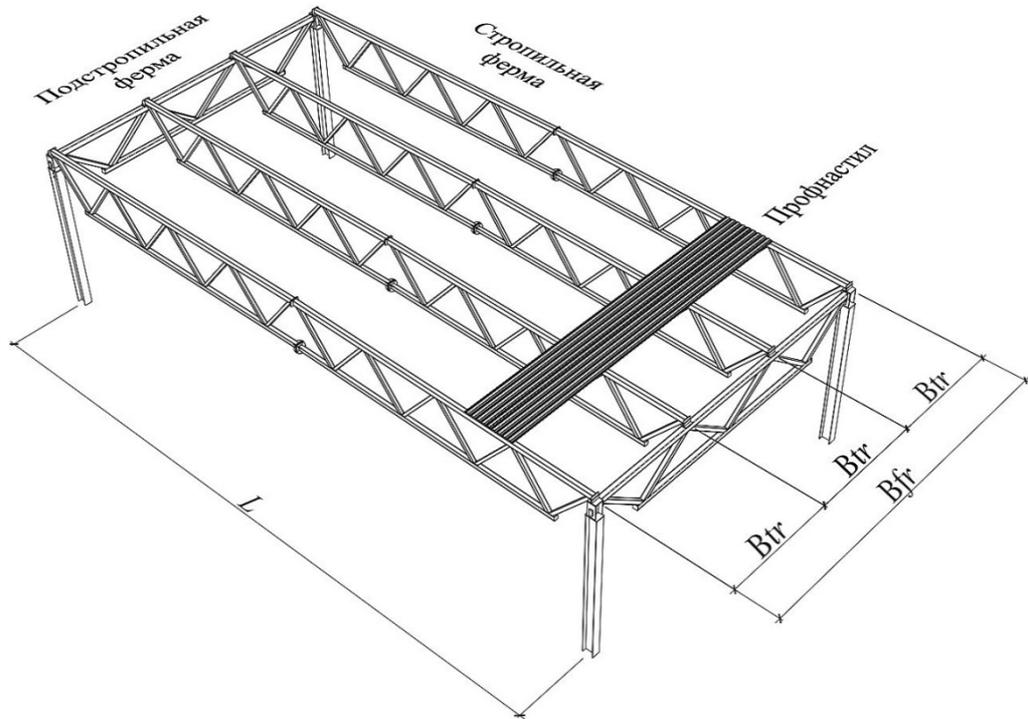
Основными особенностями рассматриваемых покрытий являются:

- увеличенный шаг колонн в продольном направлении;
- наличие подстропильных конструкций;

- применение стропильных ферм из ГСП с опиранием на колонны в уровне верхнего пояса;
- возможность беспрогонного решения кровли.

На рис. 2.1 показаны рядовые ячейки покрытия с размерами $L \times B_{fr} = 24 \times 12$ м по сериям 1.460.3-14 и 1.460.3-23.98. Связи между фермами условно не показаны.

а)



б)

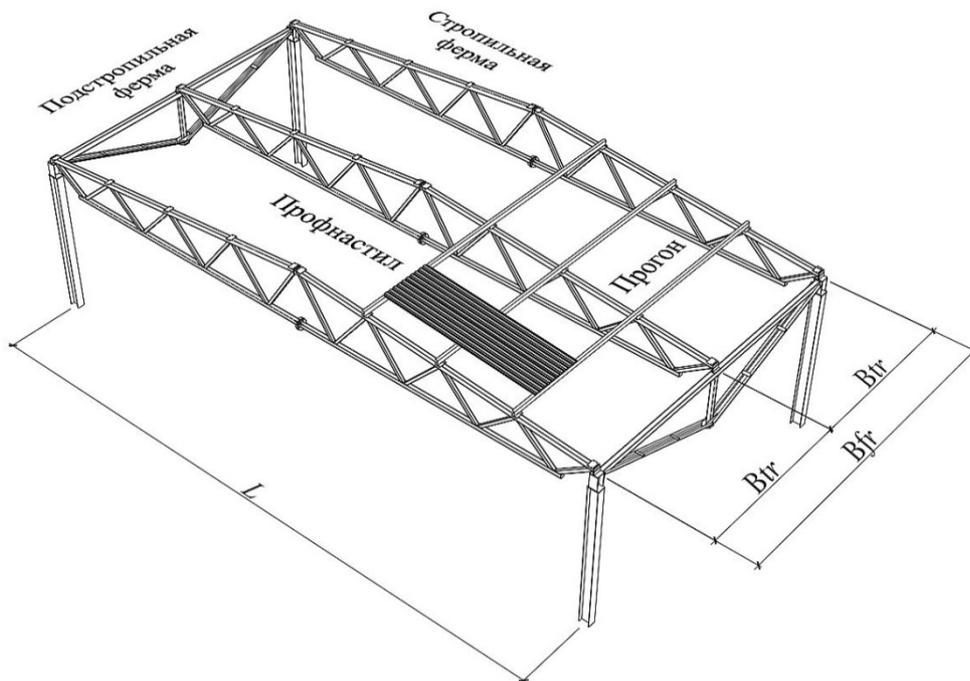


Рис. 2.1. Типовые ячейки покрытия по сериям 1.460.3-14 (а) и 1.460.3-23.98 (б).
(рисунки выполнил инж. Е.А. Котельников)

В серии 1.460.3-14 шаг ферм $B_{tr} = 4$ м, уклон верхних поясов ферм составляет 1,5%, кровельные прогоны отсутствуют, стальной профилированный настил опирается непосредственно на верхние пояса ферм.

В серии 1.460.3-23.98 шаг ферм $B_{tr} = 6$ м, уклон верхних поясов ферм составляет 10 %, кровельные прогоны имеются, на них опирается стальной профилированный настил.

Обе серии предусматривают возможность оборудования здания подвесными кранами грузоподъемностью до $Q_o = 5$ тс, при этом подкрановые пути крепятся к нижним поясам ферм. Подкрановые пути кранов большей грузоподъемности опираются на колонны каркаса.

Нетиповые решения покрытий с применением ферм из ГСП весьма разнообразны. Пролеты и шаги ферм могут назначаться индивидуально, исходя из потребительских требований; отметки опорных узлов ферм могут быть разными (наклонные фермы); фермы могут располагаться не параллельно друг другу (веерообразно) и т.д.

Совершенствуется конструкция узлов сопряжения элементов решетки ферм с поясами, что снимает некоторые ограничения на соотношение габаритных размеров сопрягаемых элементов.

3. Компонировка стропильной фермы из ГСП.

Ферма (от лат. *firmus* – прочный) – это система стержней (обычно прямолинейных), остающаяся геометрически неизменяемой после замены ее жестких узлов шарнирными. В элементах фермы при отсутствии расцентровки стержней и при узловой нагрузке возникают только усилия растяжения или сжатия (осевые усилия).

Англоязычный эквивалент truss происходит от французского *trousse*, что означает «вещи, собранные вместе».

Фермы с жесткими узлами условно можно отнести уже к рамам (англ. frame), при этом значения изгибающих моментов учитываются при подборе сечений.

Фермы бывают плоскими и пространственными. Основными элементами ферм являются пояса и соединяющая их решетка (раскосы и стойки).

Стальные фермы широко применяются в покрытиях промышленных и гражданских зданий. В последнее время все более широкое применение находят фермы из гнутосварных профилей (ГСП) - рис. 3.1.

Изготовление ферм с непосредственным прикреплением элементов решетки к поясам возможно только при специализированном производстве с контролем качества всех операций.

Бесфасоночные узлы сопряжения целесообразны при замкнутом сечении сопрягаемых элементов (трубы круглого и прямоугольного сечений), причем сопряжение именно прямоугольных трубчатых сечений происходит наиболее просто, путем косога реза и последующей сварки. На рис. 3.2 показан такой узел.

Замкнутые гнутосварные профили изготавливают на специализированных станках путем формирования круглого трубчатого сечения с продольным сварным швом и последующим обжатием валками в квадратный или прямоугольный профиль.

Размеры профилей назначаются в соответствии с ГОСТ 30245 [5], ГОСТ 32931 [6].

Преимущества гнутосварных профилей (ГСП):

- высокие показатели радиусов инерции относительно площади, при этом полнее используются прочностные показатели стали;



Рис. 3.1. Фермы из гнутосварных профилей.

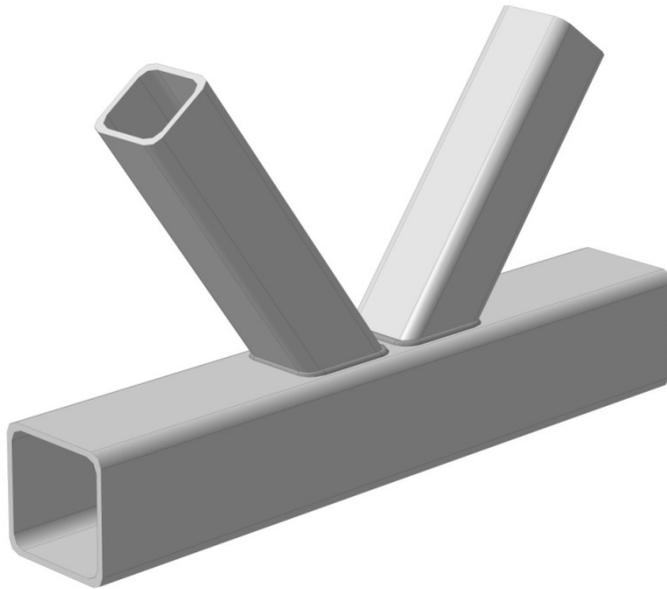


Рис. 3.2. Бесфасоночный узел фермы.

- замкнутые гнутосварные профили эффективно работают на кручение и изгиб в двух плоскостях;
- возможность бесфасоночного соединения узлов фермы, что приводит к уменьшению ее веса и упрощению конструкции узлов;
- гнутосварные профили имеют обтекаемую форму, в них отсутствуют щели и пазухи, в которых скапливается грязь и пыль, они доступны для осмотра, очистки и окраски и менее подвержены коррозионным процессам.

Серийный выпуск ферм из ГСП осуществляется на Молодеченском заводе по серии 1.460.3-23.98 «Стальные конструкции покрытий производственных зданий из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения пролетом 18, 24 и 30 м с уклоном кровли 10%» [18], а ранее - по ГОСТ 27579 «Фермы стальные стропильные из гнутосварных профилей прямоугольного сечения» (уклон верхнего пояса 1,5%).

Уклон верхнего пояса фермы влияет на выбор материалов кровли (таблица 1 [15]).

Как правило, используются схемы ферм с нисходящим опорным раскосом и шарнирным опиранием ферм на колонны в уровне верхнего пояса. Такое решение имеет ряд достоинств: наиболее нагруженный опорный раскос работает на растяжение и поэтому имеет меньшее сечение, упрощается монтаж ферм и улучшается их общая устойчивость.

Опираание профилированного настила происходит непосредственно на верхний пояс (беспрогонное покрытие) или на прогоны.

Для обеспечения транспортировки фермы разбивают на отправочные марки так, чтобы длина таких марок не превышала 18 м.

Углы примыкания раскосов к поясу должны быть не менее 30°, в этом случае обеспечивается плотность примыкания раскоса к поясу.

При проектировании ферм необходимо стремиться к максимальному сокращению видов применяемых сталей и типоразмеров проката.

Расстояние между смежными стенками (носками) раскосов для уменьшения расцентровки должно быть минимальным из условия наложения двух сварных швов и составляет 20-50 мм.

В узлах допускается расцентровка для предотвращения двойного реза раскоса.

В стыках и свободных торцах поясов необходимо устанавливать заглушки, герметично закрывающие внутреннюю полость профиля от проникновения влаги и пыли. В местах приложения к поясам сосредоточенных нагрузок (прогоны, площадки, монорельсы и т.п.) необходимо предусматривать накладки, прокладки, ребра и другие детали, снижающие местные напряжения и предохраняющие профиль от местных деформаций и повреждений.

Примеры схем типовых ферм из замкнутых гнутосварных профилей приведены в Приложении 1.

4. Система связей по покрытию

Фермы обладают чрезвычайно малой устойчивостью плоской формы изгиба. 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 [12]). 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.

Следует отметить, что согласно дополнению к п. 15.4.6 [12] прогоны покрытия с шарнирным креплением к фермам покрытия сверху нельзя считать элементом связи или распоркой, если один из его концов допускает возможность поступательного смещения.

Предельные длины температурных отсеков и расстояния между вертикальными связями назначаются в соответствии с табл. 44 [12]. 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 связевой блок образуют путем объединения ближайших к торцу двух ферм, передавая горизонтальные нагрузки от торца на этот блок.

Геометрия ферм из ГСП по типовым сериям не позволяет конструировать систему связей традиционно. Нижние пояса ферм не примыкают к колоннам, а узлы верхнего и нижнего поясов смещены относительно друг друга по вертикали на половину шага узлов.

Горизонтальные связи по верхним поясам стропильных ферм включают в себя поперечные связевые фермы и распорки. Роль распорок по верхним поясам могут выполнять прогоны (с учетом введения дополнения к п. 15.4.6 [12]). 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 связи по нижним поясам состоят только из распорок (растяжек). Введение поперечных и продольных связевых ферм не имеет смысла, т.к. нижние пояса ферм не примыкают к колоннам. Распорки по нижним поясам устанавливают для уменьшения гибкости нижнего пояса из плоскости фермы; они располагаются в плоскости прогонов, т.е. не в узлах нижнего пояса.

Вертикальные связи между фермами служат для устранения сдвиговых деформаций в блоке покрытия вдоль здания. Вертикальные связевые фермы устанавливают в связевых блоках. В зданиях с подвесными кранами, особенно при большой их грузоподъемности, вертикальные связи целесообразно располагать в плоскостях подвешивания кранов.

Пример 1

Компоновка фермы и схемы связей по покрытию

Запроектировать стропильную ферму покрытия стального каркаса одноэтажного здания при следующих исходных данных:

- тип здания – производственное, крановое, бесфонарное;
- класс сооружения КС-2 (уровень ответственности «нормальный»);
- здание однопролётное, пролет $L = 30$ м;
- длина здания – 66 м;
- шаг ферм $B_{tr} = 6$ м, шаг колонн $B_{fr} = 6$ м;
- опирание ферм – шарнирное на стальные колонны;
- крановое оборудование: два подвесных крана грузоподъемностью $Q_o = 5$ тс по ГОСТ 7890-93, пролет крана $L_{cr} = 15$ м, режим работы 3К;
- стержни ферм из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения (ГСП);
- район строительства – г. Казань;
- температурный режим здания – отапливаемое;
- тип кровли – легкая по прогонам.

В соответствии с заданием на проектирование и с учетом рекомендаций п. 3.4.1 [18] ферма принимается двускатной с уклоном верхнего пояса 10%, горизонтальным нижним поясом и равномерной треугольной решеткой с нисходящими опорными раскосами. Размер панелей 3 м. Геометрическая схема фермы приведена на рисунке П.1.1а. Ферма Ф1 пролетом 30 м состоит из трех отпавочных марок - двух элементов М1 длиной по 12 м и средней вставки М2 длиной 6 м. Схема деления фермы на отпавочные марки представлена на рисунке П.1.1б.

Схема связей запроектирована в соответствии с разделом 15.4 [12] и по типовой серии 1.460.3-23.98 [18].

Здание длиной 60 м состоит из одного температурного блока (табл. 44 [12]).

Неизменяемость покрытия в горизонтальной плоскости обеспечивается системой поперечных горизонтальных связей ГС в уровне верхних поясов ферм и вертикальных связей ВС, а также прогонами П1 и П2, играющими в данном случае роль распорок. Горизонтальные связи расположены в торцевых блоках, а вертикальные связи – во вторых от торцов блока. 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 винтами.

Схема связей по верхним поясам ферм показана на рис. П.1.2.

Нижние пояса стропильных ферм закреплены из плоскости вертикальными связями ВС и распорками С1 и С2.

Подкрановые балки ПБ крепятся у узлам нижнего пояса ферм, а в торцах здания – к балкам Б4. Связевые элементы С5 обеспечивают дополнительную жесткость покрытия в продольном направлении от торможения крана.

Схема связей по нижним поясам ферм показана на рис. П.1.3.

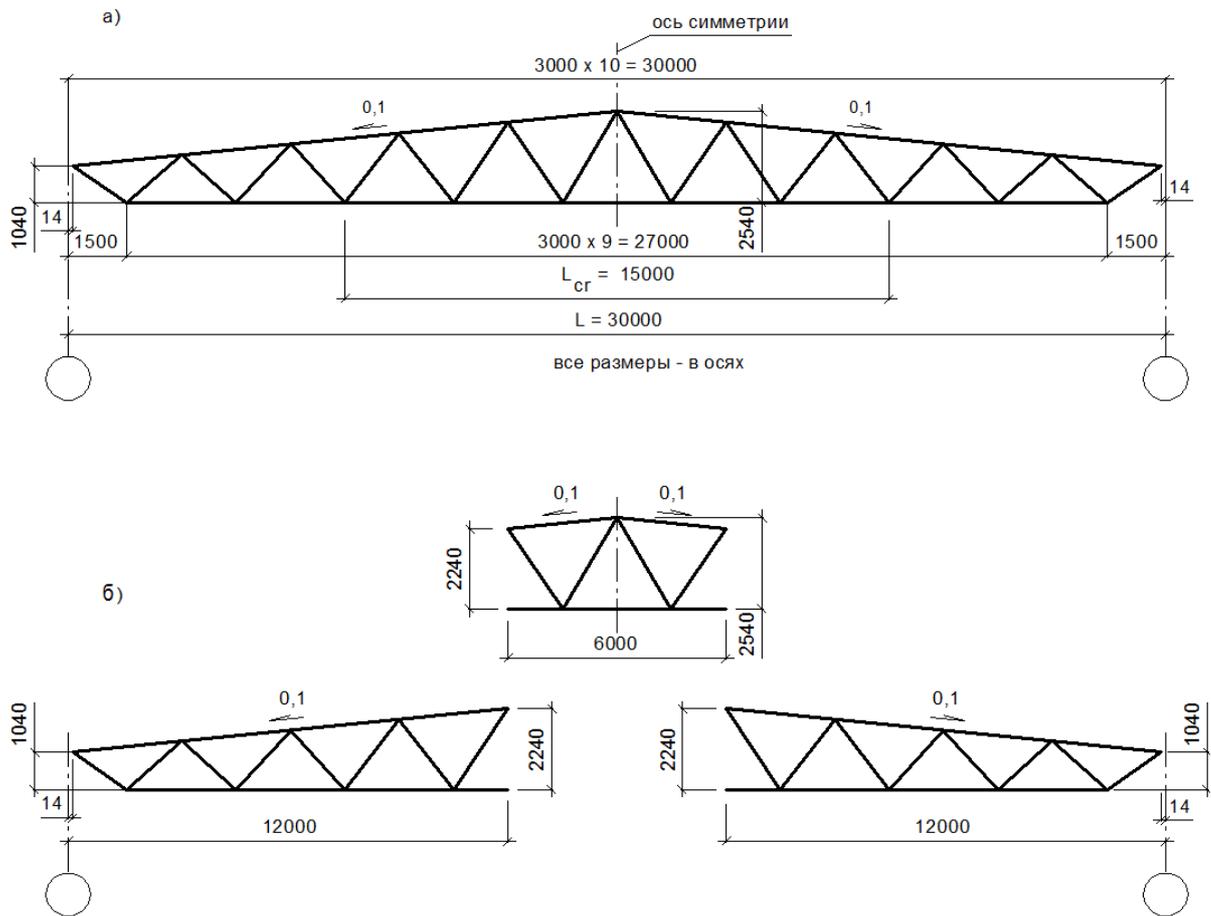


Рис. П.1.1. Геометрическая схема фермы (а); разбивка фермы на отправочные марки (б).

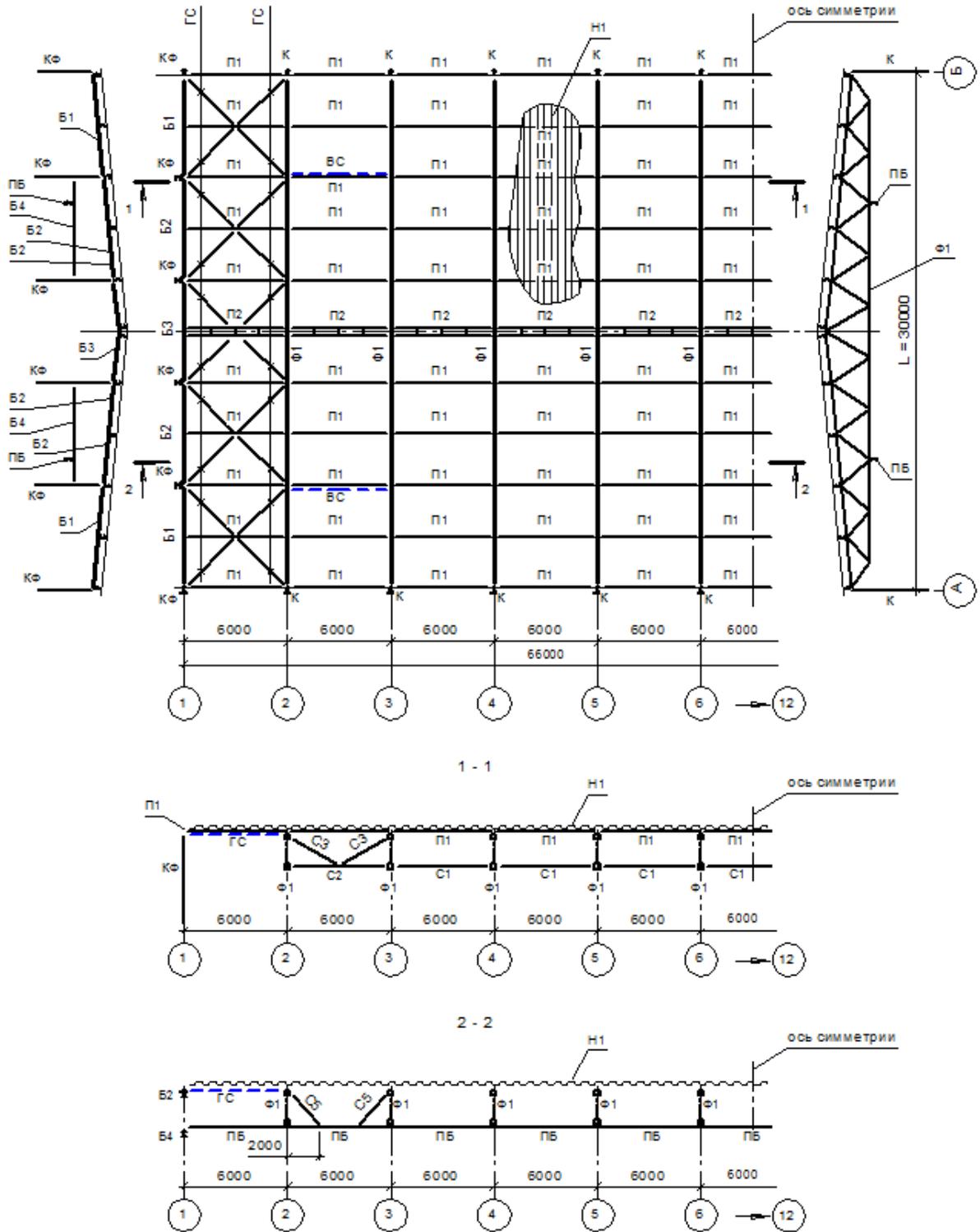


Рис. П.1.2. Схема связей по верхним поясам ферм.

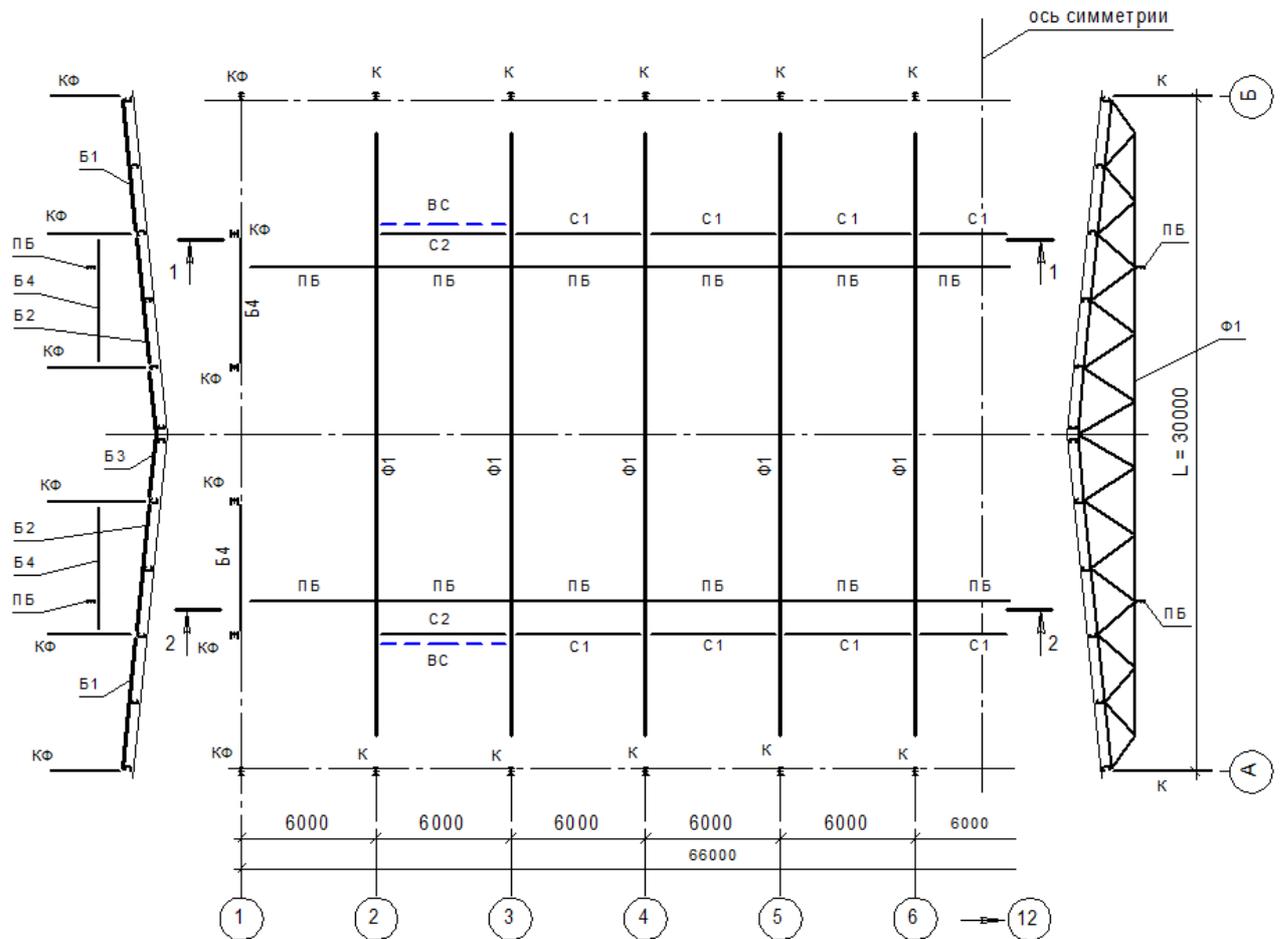


Рис. П.1.3. Схема связей по нижним поясам ферм.

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

Согласно п. 5.2 [12] при назначении стали для конструкций следует учитывать группу конструкций, расчетную температуру, требования по ударной вязкости и химическому составу в соответствии с приложением В [12]. 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 [12], из которого следует, что стропильные и подстропильные фермы относятся к группе 2; прогоны и профилированный настил – к группе 3; 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 [12] для 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» [14].

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 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 [12].

Химический состав стали определяет ее механические свойства. Требования по химическому составу листового и фасонного проката приведены в табл. В.2 [12].

Сталь для гнutosварных профилей при строительстве в районах с расчетной температурой ниже минус 40 °С должна быть термообработана, что ведёт к снижению внутренних напряжений от гнутья профиля.

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 следует руководствоваться п. 15.9.10 [12] и п. 2 [23]. 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 по ГОСТ 27772 наименований С255, С345, С355, С390 с относительным сужением $\psi_z \geq 25$ % (с учетом требований 13.3-13.5 [3]). Для фланцев растянутых поясов рекомендуется применять низколегированные стали.

При выборе сталей для различных элементов покрытия удобно воспользоваться рекомендациями действующей типовой серии 1.464.3-23.98 [18] (раздел 5). Ниже приводится таблица из этой серии (табл. № 5.1), откорректированная с учетом ГОСТ 27772-2015 [3].

Для фланцевых соединений растянутых поясов следует применять болты классов прочности 8.8, 10.9, 12.9 и соответствующие им гайки и шайбы, удовлетворяющие требованиям действующих стандартов.

Для крепления ферм к колоннам и подстропильным конструкциям, а также для соединения фланцев сжатого пояса следует применять стальные болты согласно табл. Г.3 [12] 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 [12]. Рекомендуется применять полуавтоматическую 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).

Табл. № 5.1

Наименование конструкций	Наименование деталей	Сталь в зависимости от температуры наружного воздуха		ГОСТ, ТУ	Примеч.
		$t > -40^{\circ}\text{C}$	$-40^{\circ}\text{C} > t \geq 50^{\circ}\text{C}$		
СТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ	Пояса, опорные раскосы ($t \geq 4$ мм)	С355		ГОСТ 27772-2015	
		Ч33		ТУ14-105-509-87	
		С345Ч		ТУ14-105-534-90	
	Средние раскосы и стойки	С255		ГОСТ 27772-2015	
	Фланцы нижнего пояса	14Г2АФ-15		ТУ14-105-465-89	
		09Г2С-15-3(4)		ТУ14-1-4431-88 ^{*)}	
		14Г2АФ-15-3(4)			
	Опорные ребра и фланцы верхнего пояса	С355		ГОСТ 27772-88	
Ребра фланцев нижнего пояса	С355				
Заглушки нижнего пояса, фасонки	С245	С255			
	С355				
Подстропильные фермы	Верхний пояс ($t \geq 5$ мм)	С355			
	Стойки ($t \geq 4$ мм)	С355			
	Раскосы	С355			
Связи	Квадратные профили ($t = 3$)	С255			
	Заглушки, фасонки, уголки	С245	С255		
Балки кровли	Прокатные двутавры	С245	С255		
Прогоны	С-образные гнутые профили 200x100x15: $t = 4-5$ мм $t = 6$ мм	С255			
		С345			
Доборные и крепежные детали	Детали крепления монорельсов	С245	С345		
	Фасонки связей	С245	С255		

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 [2] (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 уровня 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 или сооружения либо расположенные на земельных участках, предоставленных для индивидуального жилищного строительства.

Коэффициент надёжности по ответственности учитывается при сборе нагрузок.

Коэффициент условий работы γ_c следует принимать по таблице 1 [12]. Для элементов ферм из замкнутых гнутосварных профилей $\gamma_c = 1$ для всех сжатых элементов, кроме сжатых элементов ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ, архивов и т. п. при временной нагрузке, не превышающей вес перекрытий. В этом случае $\gamma_c = 0,9$.

Для растянутых элементов при проверке на прочность по неослабленному сечению $\gamma_c = 0,9$.

Пример 2. 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 по [5] принимается температура наружного воздуха наиболее холодных суток с обеспеченностью 0,98: $t = -41$ °С.

Так как расчетная температура ниже -40 °С, то сталь для гнутосварных профилей должна быть термообработана.

Стали назначаются с учетом рекомендаций [18], [23].

Результаты выбора сталей приведены в таблице П.2.1.

Табл. П.2.1

Вид конструкции	Группа конструкций	Сталь по ГОСТ 27772-2015	R_y (кН/см ²)
Пояса и опорные раскосы	2 при $t > 6$ мм	C355	35 ($t = 8-16$)
	3 при $t \leq 6$ мм	C345	34 ($t = 2-10$)
Средние раскосы	3 при $t \leq 6$ мм	C255	24 ($t = 4-10$)
Фланцы растянутого пояса	-	14Г2АФ (ГОСТ 19281)	$37,5/1,05^* = 35,5$
Фланцы сжатого пояса	-	C355	35 ($t = 8-16$)
Ребра растянутых фланцев	-	C345	34 ($t = 2-10$)
Ребра сжатых фланцев	-	C345	34 ($t = 2-10$)
Заглушки нижнего пояса	-	C245	24 ($t = 2-20$)
Связи	4	C245	24 ($t = 2-20$)
Заглушки и фасонки связей	-	C245	24 ($t = 2-20$)
Прогон покрытия	4 при $t \leq 5$ мм	C245	24 ($t = 2-20$)

*¹) $\gamma_m = 1,05$ – коэффициент надежности по материалу, табл. 3 [3].
 $\gamma_n = 1$; $\gamma_c = 1$ для сжатых элементов, $\gamma_c = 0,9$ для растянутых элементов.

6. Конструкция кровли

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

Покрытие устраивают с применением прогонов или без них. В первом случае на стропильные фермы устанавливают прогоны, по которым монтируются мелкогабаритные кровельные плиты или настил. Во втором случае непосредственно по фермам монтируют крупногабаритные плиты, панели или настил.

Решение о применении прогонной или беспрогонной кровли зависит от несущей способности настила или кровельных панелей, а также других обстоятельств.

Если шаг ферм позволяет обойтись без прогонов, то это упрощает и удешевляет покрытие в целом. С другой стороны, на кровле часто возникает потребность в установке различного тяжелого оборудования, а это невозможно сделать без дополнительной балочной клетки, элементами которой могут быть прогоны.

Оба решения были реализованы в типовых сериях.

В серии 1.460.3-14 [17] применено беспрогонное решение кровли. Шаг ферм $B_{tr} = 4$ м, для перекрытия такого пролета достаточно стального профилированного настила с высотой гофра 60 мм, который с помощью самонарезных винтов крепится непосредственно к верхним поясам стропильных ферм.

В серии 1.460.3-23.98 [18] применена кровля с прогонами. Прогоны изготавливаются из гнутых С-образных профилей высотой 200 мм и устанавливаются в узлы верхнего пояса стропильных ферм. Шаг ферм $B_{tr} = 6$ м, эта величина является пролетом прогонов. Стальной профилированный настил опирается на прогоны, поэтому пролетом настила является шаг прогонов, равный 3 м. Здесь возможно применение стального профилированного настила с высотой гофра 57 мм.

Настил крепят к прогонам (фермам) самонарезающими винтами через волну. Между собой по длине настил соединяют комбинированными заклепками с шагом 500 мм.

На профилированный настил послойно укладываются пароизоляция, плитный легкий утеплитель 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 представляет собой сплошную мембрану, все нахлесты между полотнами пароизоляции тщательно проклеиваются.

Плитный утеплитель (Rockwool, Paroc, Ursa и др.) выполняется двухслойным: верхний слой более плотный (180-200 кг/м³), нижний слой менее плотный (100-140 кг/м³). 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, которые могут монтироваться непосредственно по теплоизоляции. Гидроизоляционный материал обычно укладывают в несколько слоев.

6.1. 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 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 [8], принимаются по техническим условиям или стандартам организаций. Основные характеристики настилов приведены в приложении 2.

При расчете профнастила проверяются: прочность при действии нормальных и касательных напряжений, устойчивость стенки гофра на опоре, жесткость. Методика расчета приведена в [13].

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

6.2. 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 [27].

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 [19, 20].

Крепление прогонов к поясам ферм осуществляется на болтах с помощью корытшей 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 [11]);
- 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:

$$q_{np} = [(g_{кр} / \cos \alpha + q_s)bk + g_{пр}] \gamma_n \text{ (кН/м)}, \quad (6.1)$$

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 $k = 1,143$;
 $g_{пр}$ – расчетная нагрузка от собственного веса прогона, кН/м.

При малоуклонной кровле (до 1,5°) 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) [12]) и по касательным напряжениям в опорном сечении (формула (42) [12]); на жесткость (по второй группе предельных состояний, п. 15.1.1 [11]). При неразрезной схеме также выполняется проверка прочности при одновременном действии момента и поперечной силы (формула (44) [12]). Общую устойчивость прогонов допускается не выполнять (п. 8.4.4 [12]), 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 винтов в каждом гофре).

При кровле с большим уклоном прогоны, расположенные на скате, работают на изгиб в двух плоскостях, т.е. на кривой изгиб (рис. 6.1). Их прочность проверяется по формуле (43) [12], 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) [12].

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

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

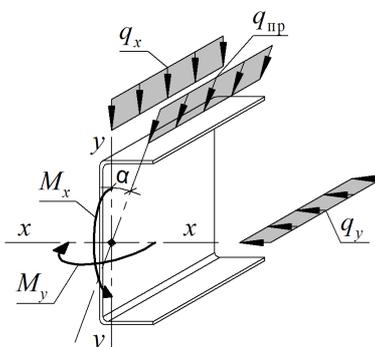


Рис. 6.1. Схема действия нагрузки на прогон.

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 сдвоенному коньковому прогону П2 (рис. П.1.2).

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 и силами трения между ними.

Прогиб прогонов проверяют только в плоскости, нормальной к скату, он не должен превышать предельного, регламентируемого нормами (п. 15.1.1 [11]). 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, поэтому в покрытиях с фермами из ГСП обычно не применяются.

Они могут иметь различные конструктивные решения [19, 20]. 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 расчета решетчатого прогона приведен в [27].

Пример 3.

Расчет стального профилированного настила

Необходимо рассчитать стальной профилированный настил по исходным данным примеров №№ 1 и 2.

П.3.1. 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 [22].

Сбор нагрузок сведен в табл. П.3.1.

Табл. П.3.1

№№ 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.3.2. Снеговая нагрузка

Снеговая нагрузка принимается в соответствии с [11]. Проектируемое сооружение находится в IY снеговом районе (г. Казань). 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 [11]; в запас этот коэффициент принимается равным единице;

c_t – термический коэффициент, принимаемый в соответствии с п. 10.10 [11]; в данном случае этот коэффициент принимается равным единице;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие; принимается в соответствии с п. 10.4 [11]. Согласно приложению Б.1 [11] 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 [11]; в данном случае $S_g = 2,3$ кН/м² (кПа) – см. уточнение S_g для г. Казань по приложению Ж [11].

Кстати, для Нижнего Новгорода $S_g = 2,1$ кН/м², а не 2,0 кН/м², как для всего района IY.

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 [11]);

$\mu_1 = 1,1$ (учет локальной неравномерности снегоотложений при расчете прогонов – см. примеч. 4 к п. 10.4 [11]).

Получим: $S_o = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,3 = 2,3$ 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 [14], $t = -11,6^{\circ}\text{C}$) определяется умножением ее нормативного значения на коэффициент 0,5 (п. 10.11 [11]).

Получим: $S_{0, \text{пони.}} = 2,3 \cdot 0,5 = 1,15 \text{ кН/м}^2$. Эта нагрузка учитывается при определении прогиба конструкций.

Расчетное значение снеговой нагрузки определяется умножением нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_f .

$$\text{Получим: } S = S_0 \cdot \gamma_f \cdot \mu_I = 2,3 \cdot 1,4 = 3,22 \text{ кН/м}^2.$$

П.3.3. Суммарная нагрузка на профилированный настил

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

- нормативное значение

$$q_n^{\text{н}} = (g_{\text{покр}}^{\text{н}} + S_0) \gamma_n = (0,411 + 2,3) \cdot 1 = 2,71 \text{ кН/м}^2;$$

- нормативное значение с учетом длительно действующей части снеговой нагрузки

$$q_{\text{н, пони.}}^{\text{н}} = (g_{\text{покр}}^{\text{н}} + S_{0, \text{пони.}}) \gamma_n = (0,411 + 1,15) \cdot 1 = 1,56 \text{ кН/м}^2;$$

- расчетное значение

$$q_n = (g_{\text{покр}} + S) \gamma_n = (0,480 + 3,22) \cdot 1 = 3,70 \text{ кН/м}^2.$$

П.3.4. Расчет профилированного настила

Расчет производим по методике, приведенной в разделе 23 [13]. 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):

$$\frac{M}{W_{\text{мин}} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (\text{П.3.1})$$

где M – расчетное значение изгибающего момента;

$W_{\text{мин}}$ – минимальный момент сопротивления сечения профилированного листа.

Для изготовления профнастила принимаем стальной оцинкованный прокат в виде рулонной стали по ГОСТ Р 52246-2004 [9]. 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 [9]).

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 возникает в середине пролета:

$$M_1 = 0,125 q_n l^2. \quad (\text{П.3.2})$$

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

$$M_2 = -0,125 q_n l^2; \quad M_3 = -0,1 q_n l^2; \quad M_4 = -0,107 q_n l^2, \quad (\text{П.3.3})$$

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.3.1).

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

$$M = M_2 = 0,125 \cdot 3,70 \cdot 3^2 = 4,16 \text{ кНм (знак момента не учитывается).}$$

Проверка прочности:

$$\frac{M}{W_x R_y \gamma_c} = \frac{4,16 \cdot 100}{14,8 \cdot 23,8 \cdot 1} = 1,18 > 1,$$

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

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:

$$\frac{M}{W_{min} R_y \gamma_c} = \frac{4,16 \cdot 100}{17,9 \cdot 23,8 \cdot 1} = 0,976 < 1,$$

Прочность настила по нормальным напряжениям **обеспечена** с коэффициентом использования материала $0,976$.

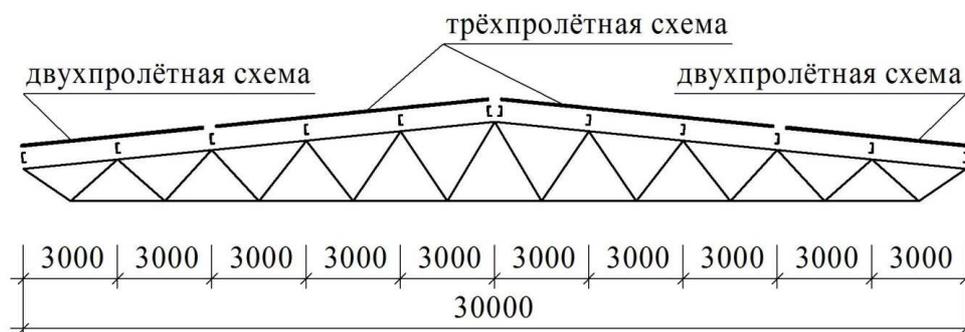


Рисунок П.3.1. Схема разрезки профилированного настила.

Жесткость настила проверяется по формуле:

$$f \leq f_u, \text{ где} \quad (\text{П.3.4})$$

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

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

ма;

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

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 [11].

Получим с учетом разрезки настила по рис. П.3.1:

$$f_2 = \frac{1}{192} \cdot \frac{q_{н.нор.} l^4}{EI_x} = \frac{1}{192} \cdot \frac{1,56 \cdot 10^{-2} \cdot 300^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 61,2} = 0,52 \text{ см - двухпролетная схема;}$$

$$f_3 = \frac{1}{148} \cdot \frac{q_{н.нор.} l^4}{EI_x} = \frac{1}{148} \cdot \frac{1,56 \cdot 10^{-2} \cdot 300^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 61,2} = 0,68 \text{ см - трехпролетная схема;}$$

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

$$f_{max} = f_3 = 0,68 \text{ см} < f_u = 2 \text{ см.}$$

Жесткость настила обеспечена.

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

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_o} \right) + \left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{cr}} \right) \leq m, \quad (\text{П.3.5})$$

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 [13].

Произведем расчеты.

Нормальное напряжение от изгиба

$$\sigma = \frac{M}{W_{\min}} = \frac{4,16 \cdot 100}{17,9} = 23,2 \text{ кН/см}^2 = 232 \text{ МПа.}$$

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

$$\sigma_{loc} = \frac{2B_o}{tz}, \quad (\text{П.3.6})$$

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 гофра на 1 м ширины настила; для профилированного листа Н57-750-0,8 $n = 11$ (приложение 2);

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

b – ширина полки прогона или другого элемента несущих конструкций покрытия, на который опирается настил (пример 5);

r – радиус сопряжения стенок гофров с полками профиля.

Получим: $B_{max} = B_2 = 1,25 \cdot 3,70 \cdot 3 = 13,88$ кН; $B_o = 13,88 / 11 = 1,262$ кН;

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

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

$$\sigma_{loc} = \frac{2 \cdot 1,262}{0,08 \cdot 8,55} = 3,69 \text{ кН/см}^2 = 36,9 \text{ МПа.}$$

Нормальное критическое напряжение σ_o определяется по формуле:

$$\sigma_o = k_o \cdot k_{o1} \left(\frac{1000t}{h_o} \right)^2, \text{ МПа} \quad (\text{П.3.7})$$

где k_o – коэффициент, зависящий от характера напряжений в участке и принимаемый по таблице 60 [13];

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

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. $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = \frac{36,9}{232} = 0,16 < 0,4$.

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

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 [13];

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

Получим: $A = 26,6$; $k = 0,144$ (по интерполяции при $b = 7,75$ см, т.к. $b = 10$ 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:

$$\frac{232}{909} + \frac{36,9}{59,1} = 0,255 + 0,624 = 0,879 < m = 0,9.$$

Местная устойчивость стенок гофров обеспечена.

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

Пример 4 Расчет прогонов

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

П.4.1. Сбор нагрузок на прогон

На прогон действуют следующие нагрузки: его собственный вес, собственный вес кровли и снеговая нагрузка.

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

$$g_{кр}^n = 0,411 + 0,098 = 0,509 \text{ кН/м}^2; \quad g_{кр} = 0,480 + 0,098 \cdot 1,05 = 0,583 \text{ кН/м}^2.$$

$$S_{o,нон.} = 1,18 \text{ кН/м}^2; \quad S = 2,35 \text{ кН/м.}$$

Вес снегового покрова определяется с учетом дополнительного коэффициента $\mu_1 = 1,1$, учитывающего локальную неравномерность снегоотложений (примеч. 4 к п. 10.4 [11]):

$$S_0 = 2,3 \cdot 1,1 = 2,53 \text{ кН/м}^2; \quad S_{o,нон.} = 2,53 \cdot 0,5 = 1,26 \text{ кН/м}^2; \quad S = 3,22 \cdot 1,1 = 3,54 \text{ кН/м}^2.$$

Нормативная линейная нагрузка на прогон (см. формулу (6.1)):

$$q_{np}^n = (g_{кр}^n / \cos \alpha + S_{o,нон.})bk + g_{np}^n = (0,509 / \cos 5,71^\circ + 1,26) \cdot 3 \cdot 1,25 + 0,23 = 6,87 \text{ кН/м,}$$

где $g_{np}^n = 22,97 \text{ кг/м} = 0,23 \text{ кН/м}$ – нормативный вес 1 п.м прогона из гнутого равнополочного швеллера 310×100×6 по ГОСТ 8278.

Расчетная линейная нагрузка на прогон:

$$q_{np} = (g_{кр} / \cos \alpha + S)bk + g_{np} = (0,583 / \cos 5,71^\circ + 3,54) \cdot 3 \cdot 1,25 + 0,23 \cdot 1,05 = 15,71 \text{ кН/м.}$$

П.4.2. Подбор сечения прогонов

Угол наклона верхнего пояса фермы к горизонту при уклоне 10% составляет $\alpha = 5,71^\circ > 1,5^\circ$, поэтому прогон рассчитывается на косоу изгиб от нормальной и скатной составляющих нагрузки.

Нормальная расчетная составляющая $q_x = q_{np} \cdot \cos\alpha = 15,71 \cdot \cos 5,71^\circ = 15,63$ кН/м.

Нормальная нормативная составляющая $q_x^n = q_{np}^n \cdot \cos\alpha = 6,87 \cdot \cos 5,71^\circ = 6,83$ кН/м.

Скатная расчетная составляющая $q_y = q_{np} \cdot \sin\alpha = 15,71 \cdot \sin 5,71^\circ = 1,56$ кН/м.

Расчётная схема прогона – разрезная шарнирно опертая балка пролетом $l = 6$ м.

Значения максимальных изгибающих моментов относительно главных осей:

$$M_x = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{15,63 \cdot 6^2}{8} = 70,34 \text{ кНм}; \quad M_y = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{1,56 \cdot 6^2}{8} = 7,02 \text{ кНм.}$$

Выбор стали для прогона сделан в примере 2: сталь С245, $R_y = 24$ кН/см² (табл. В.3 [12]).

Коэффициент условий работы для прогона по таблице 1 [12] $\gamma_c = 1$.

Геометрические характеристики гнутого равнополочного гнутого швеллера 310×100×6 по ГОСТ 8278:

$I_x = 3948,93$ см⁴; $I_y = 256,39$ см⁴; $h = 31$ см; $b = 10$ см; $g = 22,97$ кг/м = 0,23 кН/м; $y = h/2 = 15,5$ см; $z_0 = 2,23$ см; $x = b - z_0 = 10 - 2,23 = 7,77$ см (для швеллера, установленного стенкой по направлению ската).

Проверка прочности принятого сечения в упругой стадии производится по формуле 43 [12]:

$$\frac{M_x}{I_{xn} R_y \gamma_c} y + \frac{M_y}{I_{yn} R_y \gamma_c} x \leq 1, \quad (\text{П.4.1})$$

где $I_{xn} = I_x$ и $I_{yn} = I_y$ – моменты инерции относительно главных осей принятого сечения.

Получим:

$$\frac{70,34 \cdot 100}{3948,93 \cdot 24 \cdot 1} \cdot 15,5 + \frac{7,02 \cdot 100}{256,39 \cdot 24 \cdot 1} \cdot 7,77 = 1,150 + 0,886 = 2,036 > 1$$

Прочность прогона **не обеспечена**.

Принимаем прогон из гнutosварного прямоугольного профиля 300×100×7 по ГОСТ 30245-2012:

$I_x = 5360$ см⁴; $I_y = 942$ см⁴; $h = 30$ см; $b = 10$ см; $g = 41,1$ кг/м = 0,411 кН/м; $y = h/2 = 15$ см; $x = b/2 = 5$ см.

$$\text{Проверка прочности: } \frac{70,34 \cdot 100}{5360 \cdot 24 \cdot 1} \cdot 15 + \frac{7,02 \cdot 100}{942 \cdot 24 \cdot 1} \cdot 5 = 0,82 + 0,16 = 0,98 < 1.$$

Прочность прогона **обеспечена**.

Проверка жёсткости выполняется по формуле (15.1) [11]:

$$f \leq f_u, \quad (\text{П.4.2})$$

где $f_u = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ см}$ – допустимый прогиб прогона (таблица Д.1 [11]).

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

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_x^H \cdot l^4}{E \cdot I_x}, \quad (\text{П.4.3})$$

$$\text{Получим: } f = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,83 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 5360} = 1,04 \text{ см} < f_u = 3 \text{ см}.$$

Жёсткость прогона обеспечена.

Согласно п. 8.4.4 а [12] 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 (рис. П.4.1).

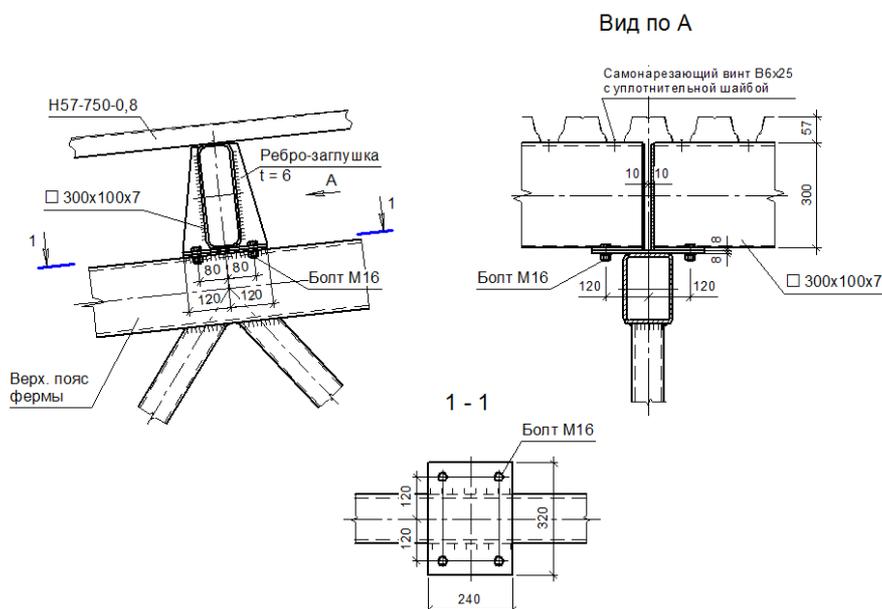


Рис. П.4.1. Узел опирания прогона и профилированного настила.

7. 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;

- 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 [11]). 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 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 5. Сбор нагрузок на ферму

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

П.5.1 Постоянные нагрузки

П.5.1.1 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.5.1.2 Вес кровли

Постоянная равномерно распределенная нагрузка от веса кровли (гидроизоляция, утеплитель, пароизоляция, профнастил) приведена в таблице П.3.1:

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

Принятый состав кровли представлен на рис. П.5.2.

Нагрузка от веса кровли распределяется в узлы фермы (рис. П.5.1) с учетом неразрезности настила. Величина i -ой расчетной узловой нагрузки составит:

$$G_{i,кр} = g_{кр} / \cos \alpha \cdot a_i \cdot b_i \cdot k,$$

где a_i и b_i – ширина и длина грузовой площади для i -го узла фермы;
 k – коэффициент, учитывающий неразрезность настила (схема разрезки профнастила представлена на рисунке П.3.1);

$\alpha = 5,71^\circ$ - угол наклона верхнего пояса фермы.

Определение узловых нагрузок от веса кровли сведено в таблицу П.5.1.

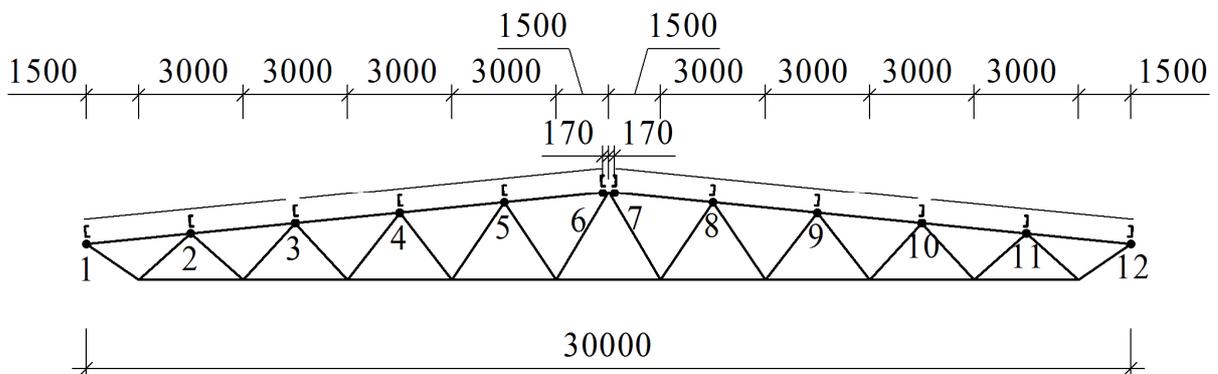


Рис. П.5.1. Нумерация узлов фермы, ширина грузовой площади.

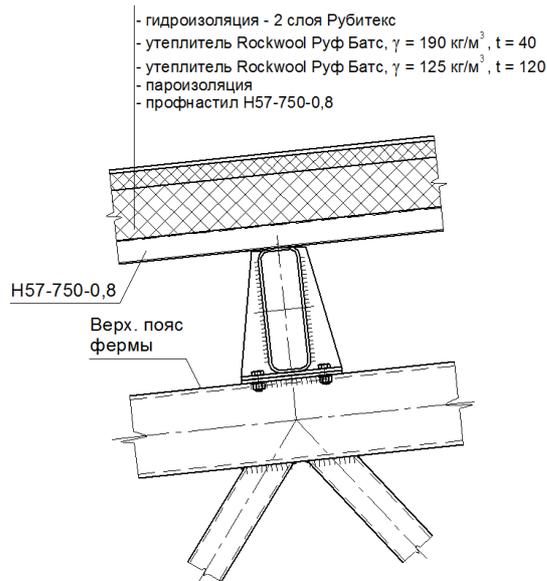


Рис.П.5.2. Состав кровли.

Табл. П.5.1. Узловые нагрузки от веса кровли

№ уз-ла	$g_{кр} / \cos\alpha$, кН/м ²	a_i (м)	b_i (м)	k	$G_{i,кр}$ (кН)
1	0,495	3	6	0,375	3,34
2		3	6	1,25	11,14
3		3	6	$0,375+0,4 = 0,775$	6,91
4		3	6	1,1	9,80
5		3	6	1,1	9,80
6		3	6	0,4	3,56
7		3	6	0,4	3,56
8		3	6	1,1	9,80
9		3	6	1,1	9,80
10		3	6	$0,375+0,4 = 0,775$	6,91
11		3	6	1,25	11,14
12		3	6	0,375	3,34

Проверка: $\sum G_{i,кр} = 89,1 \text{ кН} = 0,495 \cdot 30 \cdot 6 = 89,1 \text{ кН}$.

П.5.1.3. Вес прогонов и связей по покрытию

Расчетная нагрузка в узел рядовой фермы от собственного веса прогона:

$$G_{пр} = g_{пр} \cdot \gamma_f \cdot l = 0,352 \cdot 1,05 \cdot 6 = 2,22 \text{ кН}$$

Для вторых по счету ферм от торцов здания учитывается нагрузка от собственного веса связей по покрытию. Схема связей приведена на рис. П.1.2.

Вес связей для однопролетного здания принимается с учетом $\gamma_f = 1,05$ по серии [18]:

- крестовые связи по верхним поясам $G_{св.кр.} = 27 \text{ кг} = 0,27 \text{ кН}$;
- вертикальные связи по фермам $G_{св.в.} = 61 \text{ кг} = 0,61 \text{ кН}$.

Определение узловых нагрузок от веса прогонов и связей по покрытию сведено в табл. П.5.2.

Табл. П.5.2. Узловые нагрузки от веса прогонов и связей по покрытию

№ узла	Расчетная нагрузка от веса прогона $G_{пр}$ (кН)	Расчетная нагрузка от веса крестовых связей $G_{св.кр.}$ (кН)	Расчетная нагрузка от веса вертикальных связей $G_{св.в.}$ (кН)	$G_{i,пр,св.}$ (кН)
1	2,22	0,27	0	2,49
2		0	0	2,22
3		$0,27 \cdot 2 = 0,54$	$0,61 / 2 = 0,31$	3,07
4		0	0	2,22
5		$0,27 \cdot 2 = 0,54$	0	2,76
6		0	0	2,22
7		0	0	2,22
8		$0,27 \cdot 2 = 0,54$	0	2,76
9		0	0	2,22
10		$0,27 \cdot 2 = 0,54$	$0,61 / 2 = 0,31$	3,07
11		0	0	2,22
12		0,27	0	2,49

П.5.1.4. Сумма всех постоянных нагрузок

В табл. П.5.3 приведены суммарные узловые постоянные нагрузки.

Табл. П.5.3. Суммарные узловые постоянные нагрузки.

№ узла	$\sum G_{i,кр,пр,св.}$ (кН)
1	$3,34 + 2,49 = 5,83$
2	$11,14 + 2,22 = 13,36$
3	$6,91 + 3,07 = 9,98$
4	$9,80 + 2,22 = 12,02$
5	$9,80 + 2,76 = 12,56$
6	$3,56 + 2,22 = 5,78$

7	$3,56 + 2,22 = 5,78$
8	$9,80 + 2,76 = 12,56$
9	$9,80 + 2,22 = 12,02$
10	$6,91 + 3,07 = 9,98$
11	$11,14 + 2,22 = 13,36$
12	$3,34 + 2,49 = 5,83$

П.5.2 Кратковременные нагрузки

П.5.2.1 Снеговая нагрузка

Расчетное значение равномерно распределенной снеговой нагрузки определено в примере 3: $S = 3,22 \text{ кН/м}^2$.

Снеговая нагрузка распределяется в верхние узлы фермы с учетом неразрезности настила подобно постоянной нагрузке. Определение величин узловых нагрузок сведено в таблицу П.5.4.

В соответствии с п. 10.3 [11] необходимо рассмотреть схемы равномерно распределенных и неравномерно распределенных снеговых нагрузок, образуемых на покрытии вследствие перемещения снега под действием ветра или других факторов. Рассматриваются три варианта загрузки:

- равномерно распределенная по пролету снеговая нагрузка (вариант 1);
- снеговая нагрузка, действующая на половине пролета (вариант 2);
- снеговая нагрузка, действующая на четверти пролета у конька (вариант 3).

Таблица П.5.4. Узловые нагрузки от снега

№ узла	Расчетное значение снеговой нагрузки S , кН/м^2	a_i (м)	b_i (м)	k	$F_{i,s}$ от варианта снеговой нагрузки (кН)		
					1	2	3
1	3,22	3	6	0,375	21,74	21,74	0
2		3	6	1,25	72,45	72,45	0
3		3	6	$0,375+0,4 = 0,775$	44,92	44,92	0
4		3	6	1,1	63,76	63,76	63,76
5		3	6	1,1	63,76	63,76	63,76
6		3	6	0,4	23,18	23,18	23,18
7		3	6	0,4	23,18	0	0
8		3	6	1,1	63,76	0	0
9		3	6	1,1	63,76	0	0
10		3	6	$0,375+0,4 = 0,775$	44,92	0	0
11		3	6	1,25	72,45	0	0
12		1,5	6	0,375	21,74	0	0

Проверка: $\sum F_{is} = 579,62 \text{ кН} = 3,22 \cdot 30 \cdot 6 = 579,6 \text{ кН}$.

П.5.2.2. Крановая нагрузка

Узлы, к которым подвешиваются подкрановые балки (монорельсы), показаны на рис. П.1.3. Согласно типовой серии [18] от двух подвесных кранов по ГОСТ 7890 грузоподъемностью $Q_o = 5$ тс (пролет крана $L_c = 15$ м) расчетные нагрузки при крайнем положении тележки крана составят:

$D_{max} = 120$ кН; $D_{min} = 33$ кН (табл. 1 [18]). Эти величины определены с коэффициентом $\gamma_f = 1,1$ и без учета коэффициента сочетания $\psi = 0,85$. В настоящее время согласно [11] $\gamma_f = 1,2$ (п. 9.8 [11]). В связи с этим уточненные значения D_{max} и D_{min} :

$$D_{max} = \frac{120 \cdot 1,2 \cdot 0,85}{1,1} = 111,3 \text{ кН}; \quad D_{min} = \frac{33 \cdot 1,2 \cdot 0,85}{1,1} = 30,6 \text{ кН}.$$

Принимая в качестве расчетной схемы подкранового пути многопролетную неразрезную балку, определим по табл. 3 [18] сечение подкрановых балок и расчетную реакцию для расчета их крепления к фермам.

Для изготовления подкрановых путей принимается прокатный двутавр № 36М по ГОСТ 19425-74 из стали С345.

Расчетная реакция для узла крепления подкрановой балки составляет $Q_{нб} = 142$ кН. Эта величина определена с коэффициентом $\gamma_f = 1,1$, с коэффициентом динамичности $k_d = 1,1$ и без коэффициента сочетания $\psi = 0,85$. В настоящее (см. выше) $\gamma_f = 1,2$, $k_d = 1,2$ (п. 9.10 [11]). В связи с этим уточненное значение $Q_{нб}$:

$$Q_{нб} = \frac{142 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,85}{1,1 \cdot 1,1} = 143,6 \text{ кН}.$$

Разница между $Q_{нб}$ и D_{max} составляет $\delta F = 143,6 - 111,3 = 32,3$ кН, это объясняется дополнительной нагрузкой от веса подкрановых путей, которая должна быть учтена во всех узлах крепления подкрановых путей.

Получим полную расчетную нагрузку в узлы нижнего пояса от двух сближенных подвесных кранов: $F_{c1} = Q_{нб} = 143,6$ кН; $F_{c2} = D_{min} + \delta F = 30,6 + 32,3 = 62,9$ кН.

При работе одного подвесного крана $D_{max} = 71$ кН; $D_{min} = 21$ кН. Уточненные значения D_{max} и D_{min} :

$$D_{max} = \frac{71 \cdot 1,2}{1,1} = 77,4 \text{ кН}; \quad D_{min} = \frac{21 \cdot 1,2}{1,1} = 22,9 \text{ кН}.$$

Расчетная реакция для узла крепления подкрановой балки составляет $Q_{нб} = 80$ кН. Уточненное значение $Q_{нб}$:

$$Q_{нб} = \frac{80 \cdot 1,2 \cdot 1,2}{1,1 \cdot 1,1} = 95,2 \text{ кН}.$$

По аналогии: $\delta F = 95,2 - 77,4 = 17,8$ кН. $F_{c1} = Q_{нб} = 95,2$ кН; $F_{c2} = D_{min} + \delta F = 22,9 + 17,8 = 40,7$ кН.

Нормативные значения: $F_{c1,n} = 95,2 / 1,2 = 79,3$ кН; $F_{c2,n} = 40,7 / 1,2 = 33,9$ кН.

Пониженное значение крановых нагрузок определяется умножением нормативного значения вертикальной нагрузки от одного крана на коэффициент, равный 0,4 для групп режимов работы кранов 1К-3К (п. 9.19 [11]).

Получим: $D_{max,n1} = 79,3 \cdot 0,4 = 31,7$ кН; $D_{min,n1} = 33,9 \cdot 0,4 = 13,6$ кН.

8. 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, TEKLA* и др). Результатом расчетов в вычислительных комплексах являются также перемещения узлов и элементов.

Рассмотрим методику статического расчета стропильной фермы на персональном компьютере с использованием одного из вышеперечисленных комплексов.

8.1. Расчетная схема фермы

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

По п. 4.2.4 [12] расчетную схему фермы можно принять в виде плоской неармированной в вертикальной плоскости системы.

Расчёт ферм с бесфасоночными узлами выполняют, как правило, с учётом жёсткости узлов. В соответствии с п. 15.2.2 [12] допускается принимать соединения элементов шарнирными при соотношении высоты сечения стержня h к его длине l :

- для конструкций, эксплуатируемых в районах с расчетными температурами ниже 45°C , $h / l \leq 1/15$;

- для конструкций, эксплуатируемых в остальных районах, $h / l \leq 1/10$.

Следует сказать, что это допущение сделано только для упрощения ручных расчетов ферм. С применением расчетных комплексов создание модели фермы без шарниров даже проще (и правильнее), чем с шарнирами.

Перепад (несовпадение) осей центров тяжести при соединении стержней поясов принимается во внимание, если смещение осей превышает 1,5 % высоты сечения пояса (п. 15.2.1 [12]).

При наличии эксцентриситетов в узлах элементы ферм следует рассчитывать с учетом соответствующих изгибающих моментов.

Для выполнения статического расчёта с помощью вычислительных комплексов принимается тип схемы 2 - «Плоская рама». В этом случае учитывается жесткость узловых соединений и изгиб всех элементов только в плоскости фермы.

Учет или не учёт изгибающих моментов в элементах решетки (в раскосах) зависит от величины этих моментов.

8.1.1. Геометрическая схема фермы

Геометрия расчетной схемы фермы принимается в соответствии с принятой конструктивной схемой (раздел 3).

Элементы фермы заменяются идеальными стержнями, которые расположены по центру тяжести сечений.

8.1.2. Типы конечных элементов

Для каждого типа схемы возможно применение определенных типов конечных элементов (КЭ) из библиотеки расчетного комплекса. Для плоской системы возможно применение КЭ типа 1 (стержень плоской фермы) и КЭ типа 2 (стержень плоской рамы). КЭ таких типов возможно применять только в плоскости XOZ или XOY (в зависимости от выбранного расчетного комплекса). Нагрузки на такие элементы должны быть также в этой плоскости.

КЭ типа 1 имеет две степени свободы в узле: линейные перемещения X и $Z(Y)$, соединение элементов данного типа может быть только шарнирным.

КЭ типа 2 имеет по три степени свободы в узле: линейные перемещения X , $Z(Y)$ и угловое перемещение $UY(UZ)$, соединение элементов данного типа между собой жесткое, если дополнительно не вводятся шарниры.

Каждый тип КЭ можно применять только в тех типах схем, которые имеют степени свободы, характерные для данного типа элемента. Соответственно в типе схем 1 можно использовать только КЭ типа 1, в типе схем 2 можно использовать КЭ типа 1 и КЭ типа 2.

8.1.3. Типы жёсткости элементов

Для всех элементов расчётной схемы необходимо задать жёсткости. Это можно сделать, если использовать сортамент профилей металлопроката из библиотеки расчетного комплекса. Другим способом задания жесткостей элементов является непосредственный ввод необходимых жесткостных характеристик или формирование параметрических сечений.

Жесткостные характеристики в статически неопределимых системах влияют, в первую очередь, на перераспределение усилий и незначительно на усилия и перемещения от собственного веса конструкций (если он определяется автоматически), поэтому жесткости элементов должны быть максимально приближены к прогнозируемым сечениям. Сечения элементов предварительно принимаются по аналогам, по типовым проектам и из опыта проектирования подобных сооружений и корректируются в результате расчета.

8.1.4. Опорные связи

Опираание ферм принимается шарнирным, одна из опор шарнирно неподвижная (связи по направлению осей X и $Z(Y)$), а другая шарнирно подвижная (связи по направлению оси $Z(Y)$).

Если ферма с элементами из ГСП входит в состав рамы, то её сопряжение с колоннами принимается шарнирным, а сопряжение колонн с фундаментами – жесткое.

8.1.5. Нагрузки

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

Рассматриваются следующие виды нагрузок на ферму:

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

Нагрузки от собственного веса и снега прикладываются к верхнему поясу в виде сосредоточенных сил при наличии прогонов или в виде равномерно распределенной нагрузки при беспрогонном покрытии. Нагрузка от подвесных кранов прикладывается к нижним поясам ферм в соответствии с конструкцией крана.

8.2. Результаты расчета

Расчёт элементов ферм выполняют с учётом комбинаций усилий от неблагоприятных сочетаний нагрузок.

При рассмотрении нагрузок от собственного веса, снега и подвесных кранов основное сочетание усилий будет выглядеть следующим образом (п.п. 6.1 - 6.4 [11]):

$$S_m = P_d + (\psi_{t1} \cdot P_{t1} + \psi_{t2} \cdot P_{t2}), \quad (8.1)$$

где S_m – нагрузка для основного сочетания;
 P_d – постоянная нагрузка (собственный вес фермы и покрытия);
 P_{t1} – основная по степени важности кратковременная нагрузка;
 P_{t2} – вторая по степени важности кратковременная нагрузка.
 $\psi_{t1} = 1$ – коэффициент сочетания для основной по степени важности кратковременной нагрузки;
 $\psi_{t2} = 0,9$ – коэффициент сочетания для второй по степени важности кратковременной нагрузки;

Степень важности кратковременных нагрузок определяется по величинам усилий от них.

Для определения наиболее неблагоприятных усилий в элементах конструкции при действии нескольких загружений можно использовать предлагаемые расчетным комплексом инструменты: комбинации загружений (расчётные сочетания нагрузок, РСН) или расчетные сочетания усилий (PCY).

В первом случае усилие в стержне определяется как сумма усилий от каждого назначенного пользователем загружения, взятого с указанным коэффициентом. Комбинации загружений выбираются пользователем самостоятельно.

При определении PCY учитываются заданные пользователем логические связи между загружениями, и вычислительный комплекс автоматически находит сочетания отдельных загружений, которые наиболее опасны для элементов. Выделяются три типа загружений (независимые, взаимоисключающие, сопутствующие), а также учитывается возможность знакопеременности загружения.

При расчете стропильной фермы связи между загружениями просты, поэтому удобно пользоваться комбинациями загружений.

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 расчёта составляется выборка максимальных значений усилий в стержнях стропильной фермы.

В соответствии с п. 9.2.3 [12] для внецентренно сжатых элементов ферм изгибающий момент определяется как наибольший момент в пределах средней трети длины панели пояса.

Пример 6

Создание расчетной схемы фермы в расчетном комплексе

П.6.1. Создание проекта

В расчетном комплексе создаем «новый проект», задавая информацию «Наименование-Организация-Объект», которая в дальнейшем будет отображаться в выходных данных. Выбираем нормы проектирования. Устанавливаем единицы измерения, в которых будем работать. Выбираем тип расчетной схемы 2 – плоская рама (в расчетной схеме учитываем жесткость узлов).

Файл сохраняем в подготовленной папке.

П.6.2. Построение геометрической схемы

Геометрическую схему фермы можно построить с использованием имеющихся в расчетных комплексах типовых схем, по координатам узлов или с помощью функции «Импорт».

Воспользуемся функцией «Импорт». В любом графическом редакторе (Компас, AutoCAD) необходимо подготовить файл (форматы *dxf*, *dwg*), в котором выполняется схема фермы в стержнях, проходящих по центрам тяжести сечений. Предварительно сечения элементов назначаем по серии 1.460.3-23.98 [18]:

- верхний пояс – гн. □ 180(*h*)×140×8;
- нижний пояс – гн. □ 140×7;
- раскосы крайние – гн. □ 120×6;
- раскосы рядовые гн. □ 100×4; гн. □ 100×3.

Если в расчётном комплексе отсутствует необходимый сортамент профилей, то возможно прямое задание их геометрических характеристик, взятых из [18]. Сделаем это для выбранных профилей и сведем данные в таблицу № П.6.1.

Табл. П.6.1

Сечение	A (см ²)	I _x (см ⁴)	W _x (см ³)	i _x (см)	i _y (см)
180 x 140 x 8	46,44	2071	230,15	6,68	5,50
140 x 7	35,56	1020	145,7	5,36	5,36
120 x 6	26,43	561,8	93,64	4,61	4,61
100 x 4	14,95	225,1	45,02	3,88	3,88
100 x 3	11,41	177	35,4	3,94	3,94

Для получения расчетной схемы с учетом возможной расцентровки осей элементов решетки необходимо в любом графическом редакторе прорисовать ферму. Расцентровка может появиться из-за необходимости обеспечить зазор между смежными стенками раскосов. Величина этого зазора для рядовых раскосов принимается равной 30 мм (см. [18]). На рис. П.6.1 показана половина фермы в реальных габаритах и её расчетная схема с учетом получившейся расцентровки в узлах.

Заметим, что в узле 2 расцентровка незначительна, и ей можно пренебречь, сведя раскосы в центр узла. В узле 3 оба раскоса сводятся практически в одну точку, но

эта точка смещена вправо от центра узла на 9 мм. В узле 4 левый раскос попадает в центр узла, а правый – в точку, смещенную вправо на 19 мм.

Во всех остальных узлах эксцентриситеты очевидны и должны быть учтены в неизменном виде.

В узлах 1 и 6 показаны оси прогонов, смещенные относительно центров узлов на 170 мм. В эти сечения необходимо прикладывать реакции прогонов.

В расчетной схеме учтено также наличие монтажных узлов (узлы сборки от-правочных марок фермы в монтажную марку), выполняемых с помощью высокопрочных болтов через фланцы. В эти узлы вводятся шарниры.

После импорта схемы в вычислительный комплекс получим расчетную схему, готовую для загрузки и расчета. Присвоим наименование файлу - Ferma 1.

П.6.3. Наложение связей в опорных узлах

Устанавливаем связи в опорных узлах: для левого опорного узла по направлениям X и $Z(Y)$, для правого опорного узла по направлению $Z(Y)$.

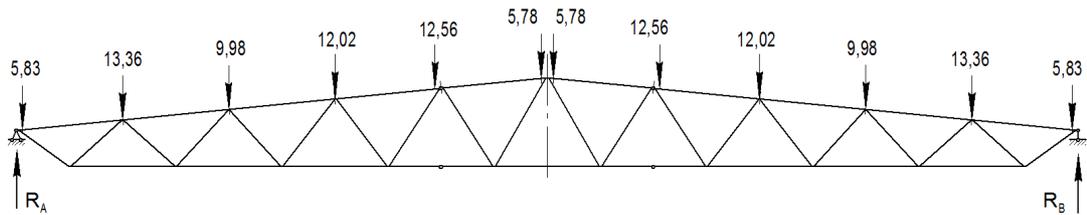


Рис. П.6.2. Загружение № 1 «Собственный вес».

П.6.4.2. Снеговая нагрузка

Снеговая нагрузка подобна постоянной нагрузке и рассматривается в трех вариантах:

- снег на всем пролете, загружение № 2 «Снег на всем пролете»;
- снег на левой половине пролета, загружение № 3 «Снег на левой половине пролета»;
- снег на левой четверти пролета, загружение № 4 «Снег на левой четверти пролета».

Величины узловых нагрузок приведены в табл. П.5.4. На рис. П.6.3 показаны расчетные схемы фермы и нагрузка (кН) в трех вариантах.

П.6.4.3. Крановая нагрузка

В соответствии со схемой расположения крановых путей нагрузка от двух подвесных кранов передается в два узла нижнего пояса. Нагрузка рассматривается в одном варианте:

- краны в пролете, D_{max} слева, загружение № 5 «Краны, D_{max} слева».

На рис. П.6.4 показана расчетная схема фермы и нагрузка (кН) от двух кранов.

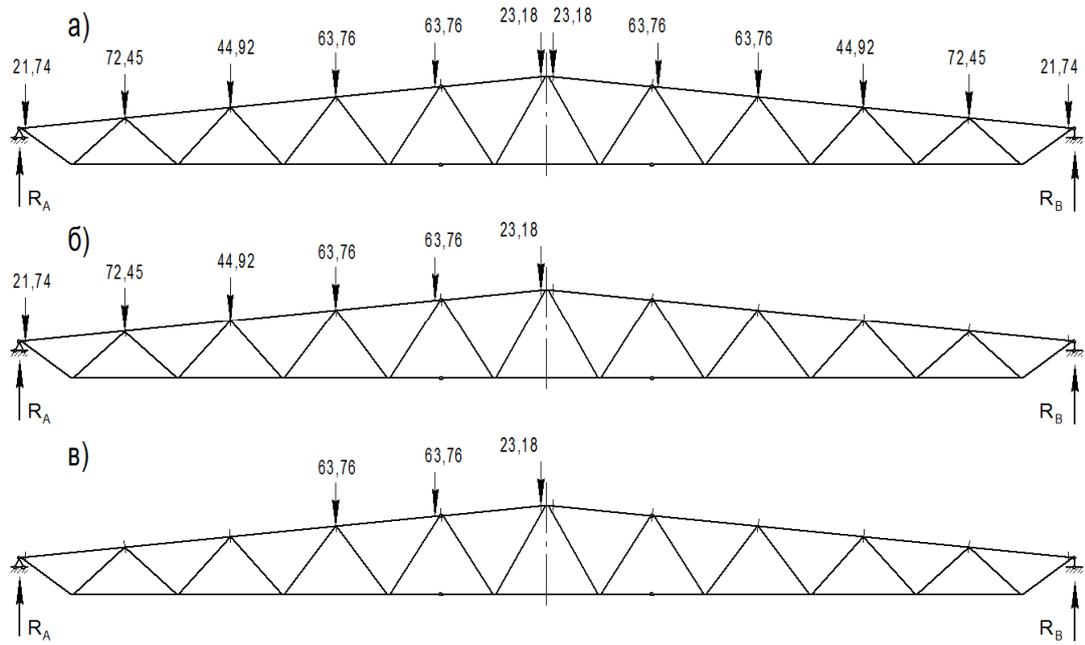


Рис. П.6.3. Загружения №№ 2, 3 и 4. Варианты снеговой нагрузки.

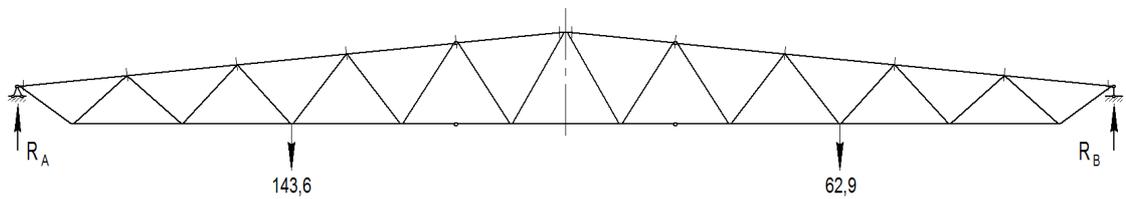


Рис. П.6.4. Загружение № 5. Крановая нагрузка.

Пример 7

Статический расчет

Выполняем статический расчет стропильной фермы с помощью вычислительного комплекса от каждого нагружения. При первичном анализе результатов расчета следует обратить внимание на деформированный вид расчетной схемы (направление и характер перемещений), а также на величину перемещений, которые должны быть в разумных пределах.

В табл. П.7.1 приведены усилия от каждого из пяти нагружений.

На рис. 5.7.1 показаны эпюры изгибающих моментов во всех элементах фермы.

В табл. П.7.2 приведены максимальные вертикальные перемещения узлов нижнего пояса от каждого из пяти нагружений для случаев воздействия расчетных и нормативных нагрузок.

Значения перемещений от нормативных нагрузок для первых четырех нагружений получены умножением перемещений от расчетных нагрузок на коэффициент $k = 1/\gamma_f$, где γ_f - коэффициент надежности по нагрузке для соответствующего нагружения.

В нагружение №1 входят следующие нагрузки:

- от веса фермы – всего 23,4 кН; $\gamma_{f1} = 1,05$;
- от веса кровли – всего 89,1 кН; $\gamma_{f2} = 0,492 / 0,422 = 1,166$;
- от прогонов и связей – всего 29,96 кН; $\gamma_{f3} = \gamma_{f1} = 1,05$.

Всего в этом нагружении получим суммарную расчетную нагрузку $23,4 + 89,1 + 29,96 = 142,46$ кН.

В этом же нагружении получим суммарную нормативную нагрузку $23,4/1,05 + 89,1/1,166 + 29,96/1,05 = 22,28 + 76,42 + 28,53 = 127,23$ кН.

Среднее значение коэффициента надежности по нагрузке составит $\gamma_{fg} = 142,46/127,23 = \underline{1,120}$.

В нагружениях №№ 2, 3 и 4 $\gamma_{fs} = \underline{1,4}$. Кроме того, согласно п. 2а табл. Д.1 [11] при определении прогиба учитывается длительно действующая часть нормативной снеговой нагрузки (её пониженное значение). В соответствии с п. 10.11 [11] пониженное значение снеговой нагрузки при средней температуре января минус 5°C и ниже (для г. Казань эта температура составляет - 11,6 °С, табл. 5 [14]) определяется умножением её нормативного значения на коэффициент 0,5. В связи с этим прогиб от снеговой нагрузки получим делением этой величины от расчетной нагрузки на 1,4 и на 2, т.е. на 2,8.

Для определения прогиба фермы от крановой нагрузки следует организовать дополнительное нагружение № 6 от нормативного воздействия одного крана (см. п. 2в табл. Д.1 [11]).

Нормативные значения: $F_{c1,n} = 79,3$ кН; $F_{c2,n} = 33,9$ кН (см. раздел П.5.2.2).

Табл. П.7.2. Максимальные вертикальные перемещения узлов нижнего пояса фермы от расчетных и нормативных нагрузок.

Вид нагрузок	Прогибы (см) от нагружений					Примеч.
	1	2	3	4	5	
От расчетных нагрузок	3,15	12,92	6,71	4,86	5,23 ^{x)}	
От нормативных нагрузок	2,81	4,61	2,40	1,74	2,87	

^{x)} от расчетного воздействия двух кранов

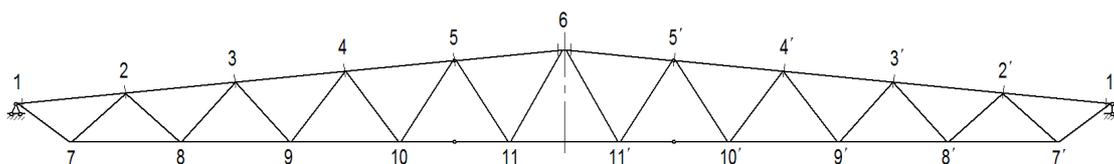


Табл. П.7.1. Усилия от загрузжений.

Элемент		Усилия (кН, кНм) от загрузжений									
		1 (пост. нагр.)		2 (снег полн.)		3 (снег ½)		4 (снег ¼)		5 (краны)	
		N	M ^{к)}	N	M ^{к)}	N	M ^{к)}	N	M ^{к)}	N	M ^{к)}
Верхний пояс	1-2	- 81,6	2,32	- 337	8,66	- 247	6,76	- 119	2,49	- 154	3,21
	2-3	- 180	1,21	- 739	4,46	- 521	3,40	- 287	1,46	- 374	2,49
	3-4	- 221	1,41	- 906	5,36	- 604	3,48	- 398	2,21	- 515	4,00
	4-5	- 231	2,03	- 948	8,37	- 584	8,15	- 431	7,17	- 415	3,04
	5-6	- 220	0,47	- 897	1,26	- 488	2,03	- 374	1,91	- 339	0,97
	5'-6	- 220	0,47	- 897	1,26	- 409	0,77	- 316	0,72	- 313	0,12
	4'-5'	- 231	2,03	- 948	8,37	- 364	1,51	- 281	1,17	- 328	1,94
	3'-4'	- 221	1,41	- 906	5,36	- 302	2,00	- 234	1,55	- 347	2,56
	2'-3'	- 180	1,21	- 739	4,46	- 218	1,06	- 169	0,82	- 251	1,52
	1'-2'	- 81,6	2,32	- 337	8,66	- 90	1,88	- 69,6	1,46	- 104	2,15
Нижний пояс	7-8	144	0,73	600	3,32	439	2,47	212	1,13	276	1,62
	8-9	206	0,86	847	3,69	584	2,56	346	1,44	449	3,05
	9-10	230	0,86	948	4,24	615	2,58	439	2,38	459	3,15
	10-11	229	0,44	937	0,60	550	1,15	419	0,62	373	1,34
	11-11'	210	0,48	853	1,12	427	2,27	330	1,74	305	0,75
	10'-11'	229	0,44	937	0,60	386	0,55	299	0,41	319	0,31
	9'-10'	230	0,86	948	4,24	333	1,61	257	1,28	335	2,03
	8'-9'	206	0,86	847	3,69	263	1,13	203	0,87	302	1,49
7'-8'	144	0,73	600	3,32	161	0,84	124	0,65	185	1,03	
Раскосы	1-7	99,7	2,33	411	9,18	301	7,06	145	2,79	188	3,57
	2-7	- 84,9	0,46 (0,56) ^{к)}	- 335	1,73 (2,31)	- 260	1,24 (1,54)	- 126	0,65 (1,01)	- 164	0,80 (1,27)
	2-8	46,6	0,16	183	0,86	107	0,60	99,2	0,35	129	0,57
	3-8	- 40,6	0,18 (0,21)	- 164	0,68 (0,95)	- 96,3	0,45 (0,53)	- 89,7	0,31 (0,55)	- 114	0,49 (0,73)
	3-9	20,1	0,16	81,8	0,74	25,5	0,35	74,4	0,46	95,7	0,33
	4-9	- 17,8	0,09 (0,10)	- 77,2	0,36 (0,48)	- 24,1	0,17 (0,18)	- 70,1	0,22 (0,41)	89	0,22 (0,24)
	4-10	- 0,79	0,11 (0,19)	- 9,6	0,43 (0,89)	- 57,3	0,28 (0,46)	- 17,2	0,32 (0,66)	- 75,7	0,34 (0,62)
	5-10	2,64	0,15	11,6	0,82	56,4	1,35	18,2	1,04	73,8	0,72
	5-11	- 17,8	0,18 (0,40)	- 81,6	0,69 (1,79)	- 121	0,66 (1,75)	- 86,6	0,50 (1,29)	- 66,7	0,32 (0,94)
	6-11	18,3	0,23	78,2	0,77	117	1,15	84,3	0,89	63,7	0,44
	6-11'	18,3	0,23	78,2	0,77	- 39	0,20 (0,49)	- 30,3	0,16 (0,40)	12,5	0,04
	5'-11'	- 17,8	0,18 (0,40)	- 81,6	0,69 (1,79)	39,1	0,04	30,3	0,04	- 13,6	0,14 (0,39)
	5'-10'	2,64	0,15	11,6	0,82	- 44,9	0,26 (0,66)	- 34,7	0,20 (0,51)	14,2	0,11
	4'-10'	- 0,79	0,11 (0,19)	- 9,6	0,43 (0,89)	47,7	0,43	36,9	0,34	- 14	0,10 (0,11)
	4'-9'	- 17,8	0,09 (0,10)	- 77,2	0,36 (0,48)	- 53,1	0,18 (0,31)	- 41,1	0,14 (0,24)	17,6	0,23
	3'-9'	20,1	0,16	81,8	0,74	56,3	0,38	43,5	0,30	64,6	0,19
3'-8'	- 40,6	0,18 (0,21)	- 164	0,68 (0,95)	- 68,2	0,23 (0,42)	- 52,7	0,18 (0,32)	- 77,6	0,31 (0,49)	

	2'-8'	46,6	0,16	183	0,86	75,4	0,26	58,3	0,20	86,7	0,36
	2'-7'	- 84,9	0,49 (0,56)	- 355	1,76 (2,31)	- 95,6	0,49 (0,77)	- 73,9	0,38 (0,60)	- 110	0,54 (0,86)
	1'-7'	99,7	2,33	411	9,18	110	2,10	85	1,63	127	2,40
R_A		71,2		290		218		95		123	
R_B		71,2		290		72,1		55,7		83,1	

x) для верхнего пояса – максимальный момент в средней трети элемента;
для остальных элементов – максимальный момент.

xx) для сжатых раскосов указано два значения момента – в средней трети элемента
и максимальное (в скобках).

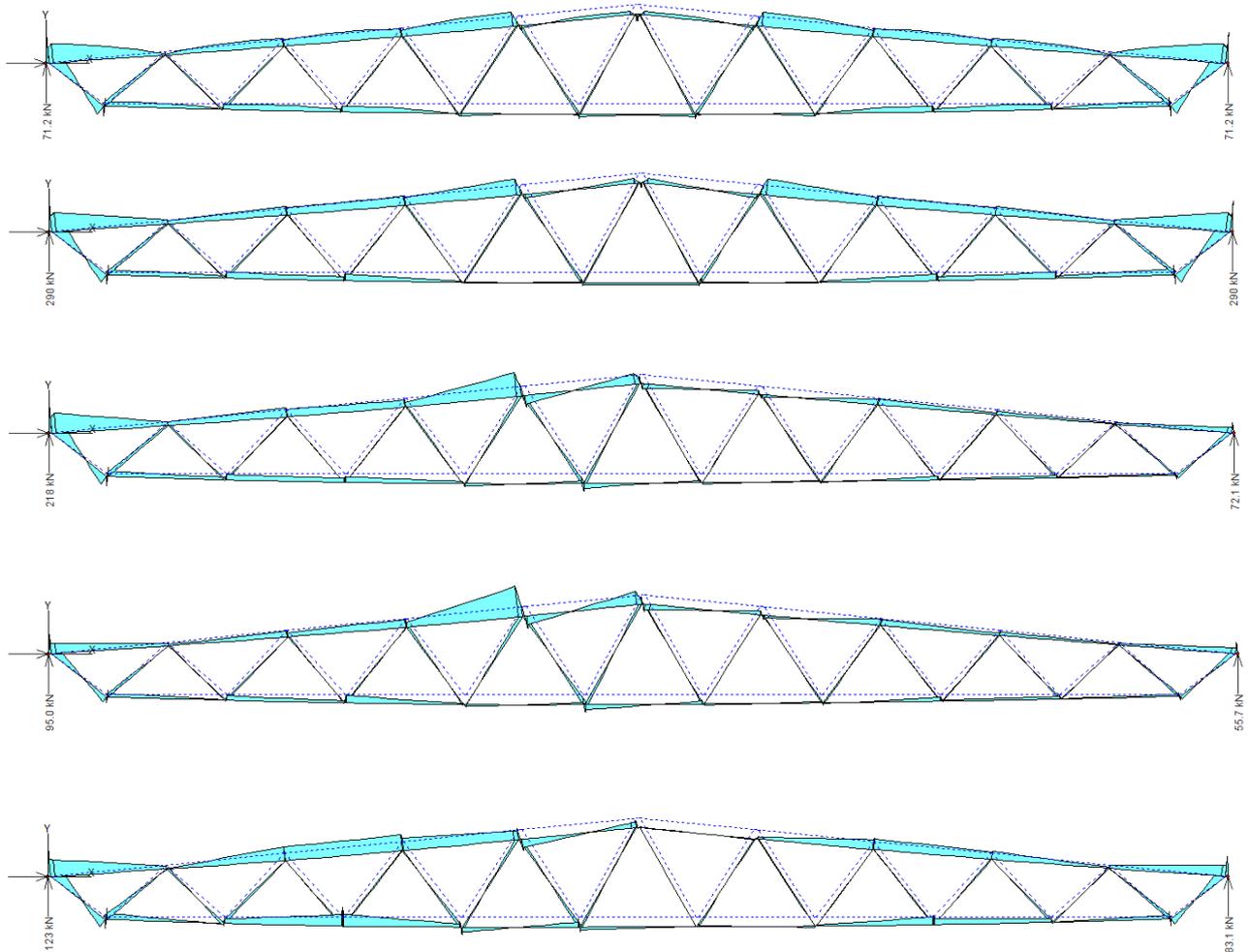


Рис. П.7.1.

Эпюры изгибающих моментов в элементах фермы от нагрузок №№ 1 – 5
(положительное значение M отложено вверх, а не от растянутого волокна).

Табл. П.7.2. Расчетные сочетания усилий.

Элемент		Комбинация нагрузжений	Расчетные усилия		Примеч.
			N (кН)	M (кНм)	
Верхний пояс	1-2, 1'-2'	1 + 2 + 5 x 0,9	- 557	13,87	
	2-3, 2'-3'	1 + 2 + 5 x 0,9	- 1256	7,91	
	3-4, 3'-4'	1 + 2 + 5 x 0,9	- 1591	10,37	
	4-5, 4'-5'	1 + 2 + 5 x 0,9	- 1553	13,14	
	5-6, 5'-6'	1 + 2 + 5 x 0,9	- 1422	2,60	
Нижний пояс	7-8, 7'-8'	1 + 2 + 5 x 0,9	992	5,51	
	8-9, 8'-9'	1 + 2 + 5 x 0,9	1457	7,30	
	9-10, 9'-10'	1 + 2 + 5 x 0,9	1591	7,94	
	10-11, 10'- 11'	1 + 2 + 5 x 0,9	1502	2,25	
	11-11'	1 + 2 + 5 x 0,9	1338	2,28	
Раскосы	1-7, 1'-7'	1 + 2 + 5 x 0,9	680	14,72	
	2-7, 2'-7'	1 + 2 + 5 x 0,9	- 568	2,91	
	2-8, 2'-8'	1 + 2 + 5 x 0,9	346	1,53	
	3-8, 3'-8'	1 + 2 + 5 x 0,9	- 307	1,30	
	3-9, 3'-9'	1 + 2 + 5 x 0,9	188	1,20	
	4-9, 4'-9'	1 + 2 + 5 x 0,9	- 175	0,65	
	4-10, 4'-10'	1 + 3 x 0,9 + 5	- 128	0,70	
	5-10, 5'-10'	1 + 3 x 0,9 + 5 1 + 3	127 - 43	2,08 0,81	
	5-11, 5'-11'	1 + 3 + 5 x 0,9	- 199	2,22	
	6-11, 6'-11'	1 + 3 + 5 x 0,9 1 + 3	192 - 21	0,69 0,43	

Табл. П.7.3. Максимальные прогибы.

Максимальный прогиб (см) узлов нижнего пояса от нагрузжений					Комбинация нагрузжений	Суммарный прогиб (см)
1	2	3	4	6		
2,81	4,61	2,40	1,74	2,87	1 + 2 + 6 x 0,9	10,0

9. Подбор сечений элементов фермы

9.1. Конструирование

При назначении сечений элементов стропильных ферм из замкнутых гнутосварных профилей следует придерживаться следующих рекомендаций:

- сечение труб принимать не менее $80 \times 80 \times 3$;
- из условий сварки и коррозионной стойкости минимальная толщина стенок труб должна быть не менее 3 мм;
- в одной ферме не рекомендуется применять профили с одинаковыми размерами сечения и отличающиеся толщиной стенок менее чем на 2 мм;
- в одной ферме рекомендуется использовать не более 4-6 сечений;
- не допускается применять в одном отправочной марке элементов одинакового сечения из разных сталей;
- для обеспечения местной устойчивости отношение высоты стенки профиля к её толщине должно быть: для поясов – не более 45, для решётки – не более 60 (см. п. 14.5.2 [13]);
- ширина стержней решётки должна быть:
 - из условия удобства наложения сварных швов - не более величины $D - 2(t + t_d)$, где D – ширина сечения пояса, t – толщина стенки пояса; t_d – толщина стенки элемента решетки (см. п. 14.5.3 [13]);
 - из условия прочности стенки пояса не менее $0,6 D$ (см. п. 14.5.4 [13]).

9.2. Расчет на прочность

Расчет на прочность внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) и внецентренно-растянутых (растянуто-изгибаемых) элементов из стали с нормативным сопротивлением $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$, не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, а также при напряжениях $\tau < 0,5 R_s$ и $\sigma = N/A_n > 0,1 R_y$, следует выполнять по формуле (105) [12]. В рассматриваемом случае $M_y = B = 0$, поэтому формула примет вид:

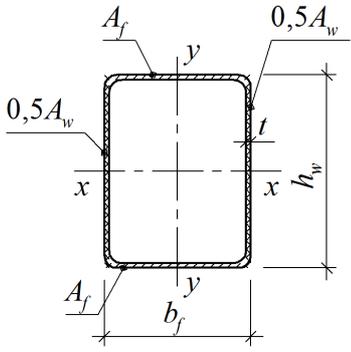
$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

- где N, M_x – абсолютные значения продольной силы и изгибающего момента в плоскости фермы при наиболее неблагоприятном сочетании нагрузений или усилий;
- A_n – площадь сечения нетто;
- W_{xn} – момент сопротивления сечения нетто относительно оси $x-x$;
- n, c_x – коэффициенты, принимаемые по п. 3 табл. Е.1 [12]: $n = 1,5$; c_x определяется по линейной интерполяции в зависимости от отношения площади полки $A_f = b_f \cdot t$ к площади стенки сечения $A_w = 2h_w \cdot t$ (табл. 9.1); в частности для квадратных труб $c_x = 1,12$;
- R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести.

В соответствии с п. 9.1.2 [12] расчет на прочность сжато-изгибаемых элементов выполнять не требуется при значении приведенного относительного эксцентриситета

$m_{ef} \leq 20$, отсутствии ослабления сечения и одинаковых значениях изгибающих моментов, принимаемых в расчетах на прочность и устойчивость.

Табл. 9.1

Схема сечения	A_f / A_w	c_x
	0,25	1,19
	0,5	1,12
	1,0	1,07
	2,0	1,04

9.3. Определение расчётных длин

Расчетные длины элементов плоских ферм следует определять в соответствии с п. 10.1 [12].

Обозначения, принимаемые для расчетных длин элементов:

l – геометрическая длина элемента (расстояние между узлами);

l_1 – расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы (поясами ферм, специальными связями, жесткими плитами покрытий, прикрепленными к поясу сварными швами или болтами, и т. п.);

l_{ef} – расчетная длина элемента в плоскости фермы;

$l_{ef,1}$ – расчетная длина элемента в направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы).

Расчетные длины элементов ферм из замкнутых гнутосварных профилей следует принимать по табл. 9.2

Табл. 9.2

Направление продольного изгиба элемента фермы	Расчетные длины l_{ef} и $l_{ef,1}$	
	для поясов, опорных раскосов и опорных стоек	для прочих элементов решетки
В плоскости фермы	$l_{ef} = l$	$l_{ef} = 0,9 l$
В направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы)	$l_{ef,1} = l_1$	$l_{ef,1} = 0,9 l_1$

Расчетные длины l_{ef} и $l_{ef,1}$ верхнего пояса фермы (неразрезного стержня) постоянного сечения с различными сжимающими или растягивающими усилиями на

участках (число участков равной длины $k \geq 2$) в предположении шарнирного сопряжения элементов решетки допускается уменьшать, определяя эти величины по формулам (136) и (137) [12].

9.4. Расчет на устойчивость

Для элементов стропильной фермы из замкнутых гнутосварных профилей устойчивость в плоскости действия момента будет обеспечена при выполнении условия (109) [12]):

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

где φ_e – коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом, определяемый по табл. Д.3 [12] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} .

Условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$, где $\lambda = l_{ef} / i_x$ – гибкость стержня; l_{ef} – расчетная длина; i_x – радиус инерции сечения.

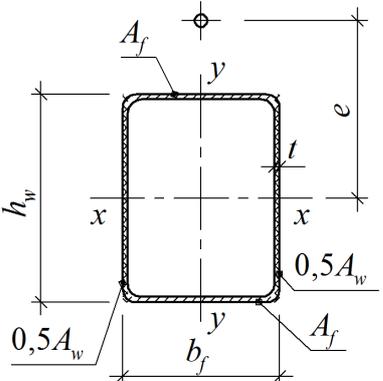
Приведенный относительный эксцентриситет $m_{ef} = \eta m$, где $m = eA / W_c$ – относительный эксцентриситет;

$e = M / N$ – эксцентриситет, при вычислении которого значения продольной силы N и изгибающего момента M следует принимать для одного и того же сочетания нагрузок. При этом в качестве расчетного момента для сжатых поясов ферм принимается его наибольшее значение в пределах средней трети длины панели пояса, определяемое из расчета пояса как упругой неразрезной балки.

W_c – момент сопротивления сечения, вычисленный для наиболее сжатого волокна;

η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по таблице Д.2 [12], выписка из которой приведена в виде табл. 9.3.

Табл. 9.3

Схема сечения и эксцентриситет	$A_f / A_w = 0,5b_f / h_w$	Значения η при		
		$0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$
		$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 20$
	0,25	$(1,45 - 0,05m) - 0,01(5 - m)\bar{\lambda}$	1,2	1,2
	0,5	$(1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda}$	1,25	1,25
	$\geq 1,0$	$(1,90 - 0,1m) - 0,02(6 - m)\bar{\lambda}$	$1,4 - 0,02\bar{\lambda}$	1,3

При значениях $m_{ef} > 20$ расчет следует выполнять как для изгибаемых элементов (см. раздел 6 [3]).

Расчет на устойчивость **из плоскости** действия момента для элементов стропильной фермы из замкнутых гнутосварных профилей при сжатии с изгибом в одной плоскости ($M_y = 0$) следует выполнять по формуле (120) [12]:

$$\frac{N}{\varphi_y AR_y \gamma_c} + \frac{M_x}{c_x \delta_x W_{x,\min} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где φ_y – коэффициент устойчивости при сжатии, определяемый по табл. Д.1 [12] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и типа сечения (в данном случае тип сечения «а»);

c_x – коэффициент принимаемый по п. 3 таб. Е.1 [12] (см. расчет на прочность);

δ_x – коэффициент, определяемый по первой из формул (122) [12]:

$$\delta_x = 1 - \frac{0,1 N \bar{\lambda}_x^2}{AR_y}, \text{ и принимаемый равным } 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_x \leq 1.$$

9.5. Проверка гибкости элементов

Проверку гибкости элементов следует выполнять в соответствии с п. 10.4 [12] в плоскости и из плоскости ферм. Должно быть выполнено условие

$$\lambda \leq \lambda_u,$$

где $\lambda = l_{ef} / i$ – гибкость элемента в плоскости или из плоскости фермы;

λ_u – предельная гибкость, определяемая по таблицам 32 и 33 [12].

Гибкость растянутых элементов следует проверять только в плоскости фермы (вертикальная плоскость).

Предельные гибкости элементов ферм из замкнутых гнутосварных профилей приведены в табл. 9.4.

Табл.9.4

Элементы ферм	Предельная гибкость λ_u
Сжатые пояса, опорные раскосы и опорные стойки	180 - 60 α
Прочие сжатые элементы решетки	210 - 60 α
Растянутые элементы	400
здесь $\alpha = \frac{N}{\varphi_e AR_y \gamma_c} \geq 0,5$ - коэффициент нагруженности элемента	

9.6. Проверка местной устойчивости элементов профиля

Проверку местной устойчивости стенок и полок следует выполнять в соответствии с разделом 9.4 [12].

Расчетные высоты стенок и полок при проверке их местной устойчивости в гнутых профилях принимаются с учетом радиуса гиба (рис. 9.1).

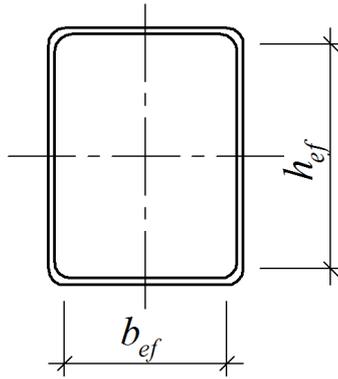


Рис. 9.1. Расчётные размеры для проверки местной устойчивости.

Местная устойчивость **стенок** будет обеспечена при выполнении условия (п. 9.4.2 [12]):

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uw},$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ – предельная условная гибкость, определяемая по таблицам 9 и 22 [12], выписка из которых приведена в табл. 9.5.

Табл. 9.5

Условия применения формул	Пункт [3]	Формула для $\bar{\lambda}_{uw}$
$m_x = 0$	7.3.2, табл. 9	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2$ (9.1)
		$\bar{\lambda}_{uw} = 1 + 0,2\bar{\lambda}_x \leq 1,6$ (9.2)
$1 \leq m_x \leq 10$	9.4.2, табл. 22	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}_x^2$ (9.3)
		$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}_x \leq 3,1$ (9.4)
$m_x \geq 20$	8.5.8	$\frac{M}{R_{yf} \gamma_c h_{ef}^2 t_w (r\alpha_f + \alpha)} \leq 1, \text{ откуда,}$ $\bar{\lambda}_{uw} = \frac{1}{t_w} \sqrt{\frac{M}{2R_y t_w \alpha}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1}{t_w} \sqrt{\frac{M}{2E\alpha}} \text{ (вывод см. (9.5) ниже),}$ <p>где α – коэффициент, определяемый по табл. 18 [3]</p>
$0 < m_x < 1$	9.4.2, табл. 22	линейная интерполяция между значениями, вычисленными по формулам (9.1), (9.2) и (9.3), (9.4)
$10 < m_x < 20$	9.4.2, табл. 22	линейная интерполяция между значениями, вычисленными по формулам (9.3), (9.4) и (9.5) при $m_x = 20$

Получение формулы (9.5) в табл. 9.5 приведено ниже.

Для случая $m_x \geq 20$ (изгибаемые элементы) устойчивость стенок балок 2-го и 3-го классов из однородной стали при отсутствии местного напряжения следует считать обеспеченной при соблюдении условия (86) [12]:

$$\frac{M}{R_{yf} \gamma_c h_{ef}^2 t_w (r \alpha_f + \alpha)} \leq 1,$$

где $R_{yf} = R_{yw} = R_y$; $\gamma_c = 1$; $r = R_{yf} / R_{yw} = 1$; $\alpha_f = \alpha$ - коэффициенты, определяемые по табл. 18 [12] при $\tau = Q / A_{w(f)}$.

Получим условие (86) в виде $\frac{M}{R_y \cdot 1 \cdot h_{ef}^2 \cdot t_w \cdot (1 \cdot \alpha_f + \alpha)} = \frac{M}{2 \cdot R_y \cdot h_{ef}^2 \cdot t_w \cdot \alpha} \leq 1$.

Из выражения $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{R_y / E}$ получим $h_{ef} = \bar{\lambda}_w t_w / \sqrt{R_y / E}$.

В предельном состоянии $M = 2R_y h_{ef}^2 t_w \alpha$. Подставив в это выражение значение

$$h_{ef}, \text{ получим } M = 2R_y \frac{\bar{\lambda}_w^2 t_w^2}{R_y / E} t_w \alpha, \text{ откуда } \bar{\lambda}_w = \bar{\lambda}_{uw} = \frac{1}{t_w} \sqrt{\frac{M}{2R_y t_w \alpha}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1}{t_w} \sqrt{\frac{M}{2E\alpha}}.$$

Устойчивость **полок** будет обеспечена при выполнении условия (п. 9.4.7 [12]):

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uf1},$$

где $\bar{\lambda}_{uf1}$ - предельная условная гибкость, определяемая по таблицам 10 и 23 [12], выписка из которых приведена в табл. 9.6.

Табл. 9.6

Условия применения формул		Пункт [3]	Формула для $\bar{\lambda}_{uf1}$
$0 \leq m_x \leq 5$	$0,8 \leq \bar{\lambda}_x \leq 4$	9.4.7, табл. 23	$\bar{\lambda}_{ufc} = 1,2$ $\bar{\lambda}_{uf,1} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(5,3 + 1,3\bar{\lambda}_x)m_x$ (9.6)
$m_x = 0$	$0,8 < \bar{\lambda}_x \leq 4$	7.3.9, табл. 10	$\lambda_{uf1} = 0,85 + 0,19\bar{\lambda}_x$ (9.7)
$m_x = 20$	$2,2 \leq \bar{\lambda}_{uw} \leq 5,5$	8.5.19	$\bar{\lambda}_{uf1} = 0,675 + 0,15\bar{\lambda}_{uw}$ (9.8)
$5 < m_x < 20$		9.4.7, табл. 23	линейная интерполяция между значениями, вычисленными по формулам (9.6), (9.7) и (9.8) при $m_x = 20$

9.7. Проверка жесткости

Проверку по второй группе предельных состояний следует выполнять в соответствии с разделом 15 [11]. Должно быть выполнено условие

$$f \leq f_u, \quad (9.9)$$

где f – прогиб фермы, определяемый с учетом требований приложения Д [2] от нормативных значений постоянных и длительных нагрузок;

f_u – предельный прогиб по разделу Д.2 [2].

Для покрытий при наличии подвесных кранов, управляемых с пола, $f_u = 1 / 300$, или $a / 150$, где a – шаг ферм (принимается меньшее значение).

Получим: $1 / 300 = 3000 / 300 = 10$ см; $a / 150 = 600 / 150 = 4$ см. Принимаем $f_u = 4$ см.

Значения вертикальных перемещений определяются от нормативных постоянных нагрузок (собственный вес элементов фермы, вес кровли, вес прогонов и связей) и нормативных длительных нагрузок (пониженные снеговые нагрузки в соответствии с п. 4.1, п. 5.4, п. 10.11 [11], нормативные крановые нагрузки от одного крана).

Для районов со средней температурой января минус $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ и ниже (по табл. 5.1 [14]) пониженное нормативное значение снеговой нагрузки определяется умножением ее нормативного значения на коэффициент 0,5. Для районов со средней температурой января выше минус $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ пониженное значение снеговой нагрузки не учитывается.

Пониженные значения крановых нагрузок определяются умножением нормативного значения вертикальной нагрузки от одного крана на коэффициент, равный 0,5 для групп режимов работы кранов 4К-6К.

Для ферм, запроектированных со строительным подъемом, вертикальный прогиб следует уменьшать на размер строительного подъема.

9.8. Унификация сечений и уточнение расчетной схемы

После подбора сечений элементов фермы рекомендуется провести их унификацию (не более 4-6 сечений в одной ферме) и выполнить повторные расчеты с уточненными расцентровками в узлах и сечениями.

Пример 8 Подбор сечений элементов фермы

Выполним проверку элементов фермы с предварительно назначенными сечениями (табл. П.6.1).

П.8.1. Проверка прочности

Проверку прочности выполняем по формуле (105) [12] на максимальные усилия.

Расчет сведен в табл. П.8.1.

Табл. П.8.1

Элемент фермы	N, кН	M, кНсм	Сечение	Сталь	R_y , кН/см ²	γ_c	A, см ²	W_x , см ³	n	c_x	$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1$
Верхний пояс 3-4, 4-5	- 1591	1037	180×140×8	С345	34	1	46,44	230,15	1,5	1,15	1,011 + 0,115 = 1,126
	- 1553	1314									0,975 + 0,146 = 1,121
Нижний пояс 9-10	1591	794	140×7	С345	34	0,9	35,56	145,7	1,5	1,12	1,768 + 0,159 = 1,927
Опорный раскос 1-7	680	1472	120×6	С345	34	0,9	26,43	93,64	1,5	1,12	0,771 + 0,459 = 1,230
Раскос 2-7	- 568	291	100×4	С255	24	1	14,95	45,02	1,5	1,12	1,992 + 0,240 = 2,232
Раскос 2-8	346	153				0,9					1,109 + 0,318 = 1,427
Раскос 3-8	- 307	130	100×3	С255	24	1	11,41	35,4	1,5	1,12	1,187 + 0,137 = 1,324
Раскос 3-9	188	120				0,9					0,666 + 0,140 = 0,806

Все элементы, за исключением одного, не проходят проверку прочности.

Увеличиваем сечения (см. табл. П.8.2) и делаем проверку при тех же усилиях (табл. П.8.3).

Табл. П.8.2

Сечение	A (см ²)	I_x (см ⁴)	W_x (см ³)	i_x (см)	i_y (см)
200 x 160 x 10	64,57	3527	352,7	7,39	6,22
180 x 10	64,57	3015	335	6,83	6,83
140 x 8	40,04	1126	160,8	5,30	5,30
120 x 6	26,43	561,8	93,64	4,61	4,61
120 x 4	18,15	402,2	67,03	4,71	4,71

Табл. П.8.3

Элемент фермы	N, кН	M, кНсм	Сечение	Сталь	R_y , кН/см ²	γ_c	A, см ²	W_x , см ³	n	c_x	$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1$
Верхний пояс 3-4, 4-5	- 1591	1037	200×160×10	С345	34	1	64,57	352,7	1,5	1,15	0,617 + 0,075 = 0,692
	- 1553	1314									0,595 + 0,095 = 0,690
Нижний пояс 9-10	1591	794	180×10	С345	34	0,9	64,57	335	1,5	1,12	0,722 + 0,069 = 0,791

Опорный раскос 1-7	680	1472	140x8	C345	34	0,9	40,04	160,8	1,5	1,12	0,413 + 0,267 = 0,680
Раскос 2-7	- 568	291		C255	24	1					26,43
Раскос 2-8	346	153	120x6			0,9	0,472 + 0,068 = 0,540				
Раскос 3-8	- 307	130				1	0,337 + 0,052 = 0,389				
Раскос 3-9	188	120	120x4		0,9	18,15	67,03		0,332 + 0,074 = 0,406		

Уменьшим сечения (табл. П.8.3-1)

Табл. П.8.3-1

Элемент фермы	N, кН	M, кНсм	Сечение	Сталь	R_y , кН/см ²	γ_c	A, см ²	W_x , см ³	n	c_x	$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1$
Верхний пояс 3-4, 4-5	- 1591	1037	200x160x10	C345	34	1	64,57	352,7	1,5	1,15	0,617 + 0,075 = 0,692
	- 1553	1314									0,595 + 0,095 = 0,690
Нижний пояс 9-10	1591	794	180x9	C345	34	0,9	58,78	309,7	1,5	1,12	0,832 + 0,075 = 0,907
Опорный раскос 1-7	680	1472	140x6	C345	34	0,9	31,23	131,4	1,5	1,12	0,600 + 0,327 = 0,927
Раскос 2-7	- 568	291		C255	24	1					0,660 + 0,082 = 0,742
Раскос 2-8	346	153	120x4			0,9	0,829 + 0,094 = 0,923				
Раскос 3-8	- 307	130				1	0,592 + 0,072 = 0,664				
Раскос 3-9	188	120	120x3			0,9	13,81	52,05	0,500 + 0,095 = 0,595		

Все элементы проходят проверку прочности.

П.8.2. Определение расчётных длин

Определение расчётных длин выполняем в табличной форме (табл. П.8.4).

Табл. П.8.4

Элемент фермы	Сечение	l , см	l_1 , см	l_{ef} , см	$l_{ef,1}$, см
Верхний пояс	200×160×10	302	302	302	302
Нижний пояс	180×9	300	750/1500/750	300	750/1500/750
Опорный раскос	140×8	176	176	176	176
Раскос 2-7	140×8	199	199	179	179
Раскос 2-8	120×6	200	200	180	180
Раскос 3-8	120×6	221	221	199	199
Раскос 3-9	120×4	221	221	199	199
Раскос 4-9	120×4	243	243	219	219
Раскос 4-10	120×4	243	243	219	219
Раскос 5-10	120×4	265	265	239	239
Раскос 5-11	120×4	265	265	239	239
Раскос 6-11	120×4	291	291	262	262

П.8.3. Проверка устойчивости

Проверки устойчивости выполняются для сжато-изгибаемых элементов в плоскости и из плоскости действия момента и сводятся в таблицы П.8.5, П.8.5-1, П.8.6, П.8.6-1.

Табл. П.8.5. Проверка устойчивости в плоскости действия момента

Элемент фермы	N , кН	M , кНсм	Сечение	R_y , кН/см ²	A , см ²	W_x , см ³	$\frac{l_{ef}, \text{ см}}{i_x, \text{ см}}$	$\frac{l_{ef,1}, \text{ см}}{i_y, \text{ см}}$	$\frac{\lambda_x}{\lambda_y}$	$\frac{\bar{\lambda}_x}{\bar{\lambda}_y}$	e , см	m	A_f / A_w	η	m_{ef}	$\varphi_e < \varphi_x$	$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1$
Верхний пояс 4-5	- 1553	1314	200×160×10	34	64,57	352,7	$\frac{302}{7,39}$	$\frac{302}{6,22}$	$\frac{41}{49}$	$\frac{1,67}{1,99}$	0,9	0,16	0,4	1,57	0,25	0,783 < 0,913	0,90
Раскос 2-7	- 568	291	140×8	24	40,04	160,8	$\frac{179}{5,30}$	$\frac{179}{5,30}$	34	1,16	0,5	0,12	0,5	1,62	0,19	0,866 < 0,956	0,68
Раскос 3-8	- 307	130	120×6	24	26,43	93,64	$\frac{199}{4,61}$	$\frac{199}{4,61}$	43	1,47	0,4	0,11	0,5	1,60	0,18	0,840 < 0,932	0,58
Раскос 4-9	- 175	65	120×4	24	18,15	67,03	$\frac{219}{4,71}$	$\frac{219}{4,71}$	46	1,57	0,4	0,11	0,5	1,58	0,17	0,833 < 0,923	0,48
Раскос 4-10	- 128	70	120×4	24	18,15	67,03	$\frac{219}{4,71}$	$\frac{219}{4,71}$	46	1,57	0,6	0,16	0,5	1,58	0,25	0,795 < 0,923	0,369
Раскос 5-10	- 43	81	120×4	24	18,15	67,03	$\frac{239}{4,71}$	$\frac{239}{4,71}$	51	1,74	1,9	0,51	0,5	1,54	0,79	0,610 < 0,906	0,162
Раскос 5-11	- 199	222	120×4	24	18,15	67,03	$\frac{239}{4,71}$	$\frac{239}{4,71}$	51	1,74	1,2	0,32	0,5	1,56	0,50	0,686 < 0,906	0,665
Раскос 6-11	- 21	43	120×4	24	18,15	67,03	$\frac{262}{4,71}$	$\frac{262}{4,71}$	56	1,91	2,1	0,57	0,5	1,52	0,87	0,573 < 0,887	0,084

Большие запасы во всех элементах решетки, уменьшаем эти сечения (табл. П.8.5-1)

Табл. П.8.5-1. Проверка устойчивости в плоскости действия момента

Элемент фермы	N , кН	M , кНсм	Сечение	R_y , кН/см ²	A , см ²	W_x , см ³	$\frac{l_{ef}, \text{ см}}{i_x, \text{ см}}$	$\frac{l_{ef,1}, \text{ см}}{i_y, \text{ см}}$	$\frac{\lambda_x}{\lambda_y}$	$\frac{\bar{\lambda}_x}{\bar{\lambda}_y}$	e , см	m	A_f / A_w	η	m_{ef}	$\varphi_e < \varphi_x$	$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1$
Верхний пояс 4-5	- 1553	1314	200×160×10	34	64,57	352,7	$\frac{302}{7,39}$	$\frac{302}{6,22}$	$\frac{41}{49}$	$\frac{1,67}{1,99}$	0,9	0,16	0,4	1,57	0,25	0,783 < 0,913	0,90
Раскос 2-7	- 568	291	140×6	24	31,23	131,4	$\frac{179}{5,43}$	$\frac{179}{5,43}$	33	1,13	0,5	0,12	0,5	1,62	0,19	0,869 < 0,958	0,872
Раскос 3-8	- 307	130	120×4	24	18,15	67,03	$\frac{199}{4,71}$	$\frac{199}{4,71}$	42	1,43	0,4	0,11	0,5	1,60	0,18	0,839 < 0,935	0,840
Раскос 4-9	- 175	65	120×3	24	13,81	52,05	$\frac{219}{4,76}$	$\frac{219}{4,76}$	46	1,57	0,4	0,11	0,5	1,58	0,17	0,833 < 0,923	0,634
Раскос 4-10	- 128	70	120×3	24	13,81	52,05	$\frac{219}{4,76}$	$\frac{219}{4,76}$	46	1,57	0,6	0,16	0,5	1,58	0,25	0,795 < 0,923	0,486
Раскос 5-10	- 43	81	120×3	24	13,81	52,05	$\frac{239}{4,76}$	$\frac{239}{4,76}$	50	1,71	1,9	0,50	0,5	1,54	0,77	0,618 < 0,906	0,210
Раскос 5-11	- 199	222	120×3	24	13,81	52,05	$\frac{239}{4,76}$	$\frac{239}{4,76}$	50	1,71	1,2	0,32	0,5	1,56	0,50	0,690 < 0,906	0,870
Раскос 6-11	- 21	43	120×3	24	13,81	52,05	$\frac{262}{4,76}$	$\frac{262}{4,76}$	55	1,88	2,1	0,56	0,5	1,52	0,85	0,581 < 0,887	0,109

Все элементы проходят проверку устойчивости в плоскости действия момента.

Табл. П.8.6. Проверка устойчивости из плоскости действия момента

Элемент фермы	N , кН	M , кНсм	Сечение	R_y , кН/см ²	A , см ²	W_x , см ³	$\bar{\lambda}_x$	$\bar{\lambda}_y$	c_x	φ_y	δ_x ф. (122) [3]	$\frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} + \frac{M_x}{c_x \delta_x W_x R_y \gamma_c} \leq 1$
Верхний пояс 4-5	- 1553	1314	200×160×10	34	64,57	352,7	1,67	1,99	1,15	0,878	0,803	0,806 + 0,119 = 0,925
Раскос 2-7	- 568	291	140×8	24	40,04	160,8	1,16	1,16	1,12	0,956	0,920	0,618 + 0,073 = 0,691
Раскос 3-8	- 307	130	120×6	24	26,43	93,64	1,47	1,47	1,12	0,932	0,895	0,519 + 0,058 = 0,577
Раскос 4-9	- 175	65	120×4	24	18,15	67,03	1,57	1,57	1,12	0,923	0,901	0,435 + 0,040 = 0,475
Раскос 4-10	- 128	70	120×4	24	18,15	67,03	1,57	1,57	1,12	0,923	0,928	0,262 + 0,042 = 0,304
Раскос 5-10	- 43	81	120×4	24	18,15	67,03	1,74	1,74	1,12	0,906	0,970	0,109 + 0,046 = 0,155
Раскос 5-11	- 199	222	120×4	24	18,15	67,03	1,74	1,74	1,12	0,906	0,833	0,504 + 0,148 = 0,652
Раскос 6-11	- 21	43	120×4	24	18,15	67,03	1,91	1,91	1,12	0,887	0,982	0,054 + 0,024 = 0,078

Табл. П.8.6-1. Проверка устойчивости из плоскости действия момента

Элемент фермы	N , кН	M , кНсм	Сечение	R_y , кН/см ²	A , см ²	W_x , см ³	$\bar{\lambda}_x$	$\bar{\lambda}_y$	c_x	φ_y	δ_x ф. (122) [3]	$\frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} + \frac{M_x}{c_x \delta_x W_x R_y \gamma_c} \leq 1$
Верхний пояс 4-5	- 1553	1314	200×160×10	34	64,57	352,7	1,67	1,99	1,15	0,878	0,803	0,806 + 0,119 = 0,925
Раскос 2-7	- 568	291	140×6	24	31,23	131,4	1,13	1,13	1,12	0,958	0,903	0,791 + 0,091 = 0,882
Раскос 3-8	- 307	130	120×4	24	18,15	67,03	1,43	1,43	1,12	0,935	0,856	0,754 + 0,084 = 0,838
Раскос 4-9	- 175	65	120×3	24	13,81	52,05	1,57	1,57	1,12	0,923	0,870	0,572 + 0,053 = 0,625
Раскос 4-10	- 128	70	120×3	24	13,81	52,05	1,57	1,57	1,12	0,923	0,905	0,418 + 0,055 = 0,473
Раскос 5-10	- 43	81	120×3	24	13,81	52,05	1,71	1,71	1,12	0,906	0,818	0,143 + 0,071 = 0,214
Раскос 5-11	- 199	222	120×3	24	13,81	52,05	1,71	1,71	1,12	0,906	0,833	0,662 + 0,190 = 0,852
Раскос 6-11	- 21	43	120×3	24	13,81	52,05	1,88	1,88	1,12	0,887	0,978	0,071 + 0,031 = 0,102

В табл. П.8.6-1 уменьшены сечения элементов решетки.

П.8.4. Проверка гибкости

Проверка гибкости выполняется в плоскости и из плоскости действия момента и сведена в табл. П.8.7.

Табл. П.8.7

Элемент фермы	Сечение	l_{ef} , см	$l_{ef,1}$, см	λ_x	λ_y	α	λ_u	Проверка гибкости	
		i_x , см	i_y , см					$\lambda \leq \lambda_u$	
								в плоскости	из плоскости
Верхний пояс	200×160×10	$\frac{302}{7,39}$	$\frac{302}{6,22}$	41	49	0,754	135	41 < 135	49 < 135
Нижний пояс	180×9	$\frac{300}{6,89}$	$\frac{1500}{6,89}$	44	218	-	400	44 < 400	218 < 400
Опорный раскос 1-7	140×8	$\frac{176}{5,30}$	$\frac{176}{5,30}$	33	33	-	400	33 < 400	33 < 400
Раскос 2-7	140×6	$\frac{179}{5,43}$	$\frac{179}{5,43}$	33	33	0,791	162	33 < 162	33 < 162
Раскос 2-8	120×4	$\frac{180}{4,71}$	$\frac{180}{4,71}$	38	38	-	400	38 < 400	38 < 400
Раскос 3-8	120×4	$\frac{199}{4,71}$	$\frac{199}{4,71}$	42	42	0,756	165	42 < 165	42 < 165
Раскос 3-9	120×3	$\frac{199}{4,76}$	$\frac{199}{4,76}$	42	42	-	400	42 < 400	42 < 400
Раскос 4-9	120×3	$\frac{219}{4,76}$	$\frac{219}{4,76}$	46	46	0,5	180	46 < 180	46 < 180
Раскос 4-10	120×3	$\frac{219}{4,76}$	$\frac{219}{4,76}$	46	46	0,5	180	46 < 180	46 < 180
Раскос 5-10	120×3	$\frac{239}{4,76}$	$\frac{239}{4,76}$	50	50	0,5	180	50 < 180	50 < 180
Раскос 5-11	120×3	$\frac{239}{4,76}$	$\frac{239}{4,76}$	50	50	0,504	180	50 < 180	50 < 180
Раскос 6-11	120×3	$\frac{262}{4,76}$	$\frac{262}{4,76}$	55	55	0,5	180	55 < 180	55 < 180

Все элементы проходят проверку гибкости.

П.8.5. Проверка местной устойчивости

Проверка местной устойчивости выполняется для стенок и полок сжато-изгибаемых элементов и сведена в таблицы П.8.8 и П.8.9.

Табл. П.8.8. Проверка местной устойчивости стенок сжато-изгибаемых элементов

Элемент фермы	Сечение	r, см	h _{ef} , см	N, кН	M, кНсм	A, см ²	W _x , см ³	m _x	λ _x	λ _{uw} при					$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uw}$
										m _x =0	0<m _x <1	1≤m _x ≤10	10<m _x <20	m _x ≥20	
Верхний пояс 3-4	200x160x10	2,5	15	- 1591	1037	64,57	352,7	0,16	1,67	1,2	1,282	1,718	-	-	0,609 < 1,282
Верхний пояс 4-5				- 1553	1314								-	-	
Раскос 2-7	140x6	1,5	12,5	- 568	291	31,23	131,4	0,12	1,13		1,235	1,491	-	-	0,711 < 1,235
Раскос 3-8	120x4	0,8	10,4	- 307	130	18,15	67,03	0,11	1,43		1,245	1,606	-	-	0,887 < 1,245
Раскос 4-9	120x3	0,6	10,8	- 175	65	13,81	52,05	0,11	1,57		1,252	1,670	-	-	1,229 < 1,252
Раскос 4-10				- 128	70			0,16	1,57		1,275		-	-	1,229 < 1,275
Раскос 5-10				- 43	81			0,50	1,71		1,470	1,739	-	-	1,229 < 1,470
Раскос 5-11				- 199	222			0,32	1,71		1,372		-	-	1,229 < 1,372
Раскос 9-11				- 21	43			0,56	1,88		1,553		1,830	-	-

Стенки всех элементов устойчивы.

Табл. П.8.7. Проверка местной устойчивости полок сжато-изгибаемых элементов

Элемент фермы	b_{ef} , см	m_x	$\bar{\lambda}_x$	$\bar{\lambda}_{uf,1}$ при			$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uf,1}$
				$m_x = 0$	$0 \leq m_x \leq 5$	$5 < m_x < 20$	
Верхний пояс 3-4	11	0,16	1,67	1,167	1,155	–	0,447 < 1,155
Верхний пояс 4-5							
Раскос 2-7	11	0,12	1,13	1,065	1,057	–	0,626 < 1,057
Раскос 3-8	10,4	0,11	1,43	1,122	1,114	–	0,887 < 1,114
Раскос 4-9	10,8	0,11	1,57	1,148	1,140	–	1,229 > 1,140
Раскос 4-10		0,16	1,57	1,148	1,136	–	1,229 > 1,136
Раскос 5-10		0,50	1,71	1,175	1,137	–	1,229 > 1,137
Раскос 5-11		0,32	1,71	1,175	1,151	–	1,229 > 1,151
Раскос 9-11		0,56	1,88	1,207	1,164	–	1,229 > 1,164

Для всех элементов из □ 120x3 не проходит проверка местной устойчивости полок, поэтому **переходим на сечение из □ 120x4**, для которого $\bar{\lambda}_f = 0,887$.

П.8.6 Проверка жесткости

Значения вертикальных перемещений от комбинации нормативных постоянных и длительных нагрузок приведены в табл. П.7.3.

Предельный прогиб для рассчитываемой фермы определен в разделе 9.7.

Имеем: $f = 10 \text{ см} > f_u = 4 \text{ см}$.

Для выполнения проверки жесткости планируем устройство строительного подъема при конструировании фермы, равного 8 см.

Строительный подъем вычитается из величины прогиба, поэтому получим:

$$f = 10 - 8 = 2 \text{ см} < f_u = 4 \text{ см}.$$

П.8.7 Повторный статический расчет

Сечения и габаритные размеры всех элементов фермы по сравнению с первоначально заданными изменились, поэтому требуется произвести повторное конструирование. Возможны ощутимые изменения в усилиях (особенно в моментах), т.к. расцентровка в узлах будет другой.

На рис. П.8.1 показана половина фермы в реальных габаритах и её расчетная схема с учетом получившейся расцентровки в узлах.

- х) для всех сжатых элементов указано два значения момента – в средней трети элемента и максимальное (в скобках); для остальных элементов – максимальный момент.

Табл. П.8.9. Расчетные сочетания усилий.

Элемент		Комбинация нагрузжений	Расчетные усилия		Примеч.
			N (кН)	M (кНм)	
Верхний пояс	1-2, 1'-2'	1 + 2 + 5 x 0,9	- 581	14,25 (19,50)	
	2-3, 2'-3'	1 + 2 + 5 x 0,9	- 1293	11,67 (16,26)	
	3-4, 3'-4'	1 + 2 + 5 x 0,9	- 1632	14,22 (15,26)	
	4-5, 4'-5'	1 + 2 + 5 x 0,9	- 1595	13,57 (15,38)	
	5-6, 5'-6'	1 + 2 + 5 x 0,9	- 1459	4,71 (5,79)	
Нижний пояс	7-8, 7'-8'	1 + 2 + 5 x 0,9	1027	7,55	
	8-9, 8'-9'	1 + 2 + 5 x 0,9	1496	12,91	
	9-10, 9'-10'	1 + 2 + 5 x 0,9	1634	14,09	
	10-11, 10'-11'	1 + 2 + 5 x 0,9	1540	1,52	
	11-11'	1 + 2 + 5 x 0,9	1373	2,30	
Раскосы	1-7, 1'-7'	1 + 2 + 5 x 0,9	702	14,74	
	2-7, 2'-7'	1 + 2 + 5 x 0,9	- 598	2,15 (2,74)	
	2-8, 2'-8'	1 + 2 + 5 x 0,9	342	1,77	
	3-8, 3'-8'	1 + 2 + 5 x 0,9	- 306	1,49 (2,36)	
	3-9, 3'-9'	1 + 2 x 0,9 + 5	192	1,98	
	4-9, 4'-9'	1 + 2	- 97	0,67 (0,78)	
	4-10, 4'-10'	1 + 3 x 0,9 + 5	- 129	0,89 (1,54)	
	5-10, 5'-10'	1 + 3 x 0,9 + 5 1 + 3	130 - 41	2,62 0,57 (1,12)	
	5-11, 5'-11'	1 + 3 + 5 x 0,9	- 201	1,49 (4,02)	
	6-11, 6'-11'	1 + 3 + 5 x 0,9 1 + 3	196 - 19	1,72 0,57 (0,98)	

Табл. П.8.10. Максимальные прогибы от нормативных нагрузок.

Максимальный прогиб (см) узлов нижнего пояса от нагрузжений					Комбинация нагрузжений	Суммарный прогиб (см)
1	2	3	4	6		
2,06	3,11	1,56	1,13	1,05	1 + 2 + 6 x 0,9	6,12

Выполним проверку прочности элементов (табл. П.8.11).

Табл. П.8.11. Проверка прочности элементов.

Элемент фермы	N , кН	M , кНсм	Сечение	Сталь	R_y , кН/см ²	γ_c	A , см ²	W_x , см ³	n	c_x	$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{x, \min} R_y \gamma_c} \leq 1$
Верхний пояс 3-4, 4-5	- 1632	1526	200×160×10	С345	34	1	64,57	352,7	1,5	1,15	0,641 + 0,111 = 0,752
	- 1595	1538									0,619 + 0,112 = 0,731
Нижний пояс 9-10	1634	1409	180×9	С345	34	0,9	58,78	309,7	1,5	1,12	0,866 + 0,133 = 0,999
Опорный раскос 1-7	702	1474	140×6	С345	34	0,9	31,23	131,4	1,5	1,12	0,630 + 0,327 = 0,957
Раскос 2-7	- 598	274				1					0,423 + 0,055 = 0,478
Раскос 2-8	342	177	120×4	С255	24	0,9	18,15	67,03	1,5	1,12	0,815 + 0,122 = 0,937
Раскос 3-8	- 306	236				1					0,589 + 0,131 = 0,720
Раскос 3-9	192	198				0,9					0,343 + 0,122 = 0,465
Раскос 4-9	- 97	78				1					0,105 + 0,043 = 0,148
Раскос 4-10	- 129	154				1					0,161 + 0,085 = 0,246
Раскос 5-10	130	262				0,9					0,191 + 0,162 = 0,353
Раскос 5-11	- 201	402				1					0,313 + 0,223 = 0,536
Раскос 6-11	196	172				0,9					0,353 + 0,106 = 0,459

Прочность всех элементов обеспечена.

Определение расчётных длин выполняем в табличной форме (табл. П.8.12).

Табл. П.8.12

Элемент фермы	Сечение	l , см	l_1 , см	l_{ef} , см	$l_{ef,1}$, см
Верхний пояс	200×160×10	302	302	302	302
Нижний пояс	180×9	300	750/1500/750	300	750/1500/750
Опорный раскос	140×8	175	176	176	176
Раскос 2-7		198	198	178	178
Раскос 2-8	120×4	198	198	178	178
Раскос 3-8		219	219	197	197
Раскос 3-9		219	219	197	197
Раскос 4-9		241	241	217	217
Раскос 4-10		241	241	217	217
Раскос 5-10	120×4	262	262	236	236
Раскос 5-11		262	262	236	236
Раскос 6-11		288	288	259	259

Проверка устойчивости выполняется для сжато-изгибаемых элементов в плоскости и из плоскости действия момента и сводится в таблицы П.8.13 и П.8.14.

Табл. П.8.13. Проверка устойчивости в плоскости действия момента

Элемент фермы	N , кН	M , кНсм	Сечение	R_y , кН/см ²	A , см ²	W_x , см ³	$\frac{l_{ef}, \text{ см}}{i_x, \text{ см}}$	$\frac{l_{ef,1}, \text{ см}}{i_y, \text{ см}}$	$\frac{\lambda_x}{\lambda_y}$	$\frac{\bar{\lambda}_x}{\bar{\lambda}_y}$	e , см	m	A_f / A_w	η	m_{ef}	$\varphi_e < \varphi_x$	$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1$
Верхний пояс 4-5	- 1595	1357	200×160×10	34	64,57	352,7	$\frac{302}{7,39}$	$\frac{302}{6,22}$	$\frac{41}{49}$	$\frac{1,67}{1,99}$	0,9	0,16	0,4	1,57	0,25	0,783 < 0,913	0,928
Раскос 2-7	- 598	215	140×8	34	40,04	160,8	$\frac{178}{5,30}$	$\frac{178}{5,30}$	34	1,38	0,4	0,10	0,5	1,51	0,15	0,863 < 0,936	0,509
Раскос 3-8	- 306	149	120×4	24	18,15	67,03	$\frac{197}{4,71}$	$\frac{197}{4,71}$	42	1,43	0,5	0,14	0,5	1,59	0,22	0,825 < 0,935	0,851
Раскос 4-9	- 97	67					$\frac{217}{4,71}$	$\frac{217}{4,71}$	46	1,57	0,7	0,19	0,5	1,58	0,30	0,777 < 0,923	0,287
Раскос 4-10	- 129	89					$\frac{217}{4,71}$	$\frac{217}{4,71}$	46	1,57	0,7	0,19	0,5	1,58	0,30	0,777 < 0,923	0,381
Раскос 5-10	- 41	57					$\frac{236}{4,71}$	$\frac{236}{4,71}$	50	1,71	1,4	0,38	0,5	1,55	0,59	0,665 < 0,909	0,142
Раскос 5-11	- 201	149					$\frac{236}{4,71}$	$\frac{236}{4,71}$	50	1,71	0,7	0,19	0,5	1,57	0,30	0,748 < 0,909	0,617
Раскос 6-11	- 19	57					$\frac{259}{4,71}$	$\frac{259}{4,71}$	55	1,88	3	0,81	0,5	1,51	1,22	0,513 < 0,891	0,085

Устойчивость всех элементов в плоскости действия момента обеспечена.

Табл. П.8.14. Проверка устойчивости из плоскости действия момента

Элемент фермы	N , кН	M , кНсм	Сечение	R_y , кН/см ²	A , см ²	W_x , см ³	$\bar{\lambda}_x$	$\bar{\lambda}_y$	c_x	φ_y	δ_x ф. (122) [3]	$\frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} + \frac{M_x}{c_x \delta_x W_x R_y \gamma_c} \leq 1$
Верхний пояс 4-5	- 1595	1357	200×160×10	34	64,57	352,7	1,67	1,99	1,15	0,878	0,797	0,827 + 0,123 = 0,950
Раскос 2-7	- 598	215	140×8	34	31,23	131,4	1,38	1,13	1,12	0,936	0,892	0,602 + 0,048 = 0,650
Раскос 3-8	- 306	149	120×4	24	18,15	67,03	1,43	1,43	1,12	0,935	0,866	0,751 + 0,095 = 0,846
Раскос 4-9	- 97	67					1,57	1,57	1,12	0,923	0,945	0,321 + 0,039 = 0,360
Раскос 4-10	- 129	89					1,57	1,57	1,12	0,923	0,927	0,321 + 0,053 = 0,374
Раскос 5-10	- 41	57					1,71	1,71	1,12	0,909	0,972	0,104 + 0,032 = 0,136
Раскос 5-11	- 201	149					1,71	1,71	1,12	0,909	0,865	0,508 + 0,096 = 0,604
Раскос 6-11	- 19	57					1,88	1,88	1,12	0,891	0,984	0,049 + 0,032 = 0,081

Устойчивость всех элементов из плоскости действия момента обеспечена.

П.8.8. Проверка жесткости

Значения вертикальных перемещений от комбинации нормативных постоянных и длительных нагрузок приведены в табл. П.9.10.

Предельный прогиб для рассчитываемой фермы определен в разделе 9.7.

Имеем: $f = 6,12 \text{ см} > f_u = 4 \text{ см}$.

Для выполнения проверки жесткости планируем устройство строительного подъема при конструировании фермы, равного 5 см.

Строительный подъем вычитается из величины прогиба, поэтому получим:

$$f = 6,12 - 5 = 1,12 \text{ см} < f_u = 4 \text{ см}.$$

10. Расчёт заводских узловых соединений

Узлы элементов ферм из гнutosварных замкнутых профилей представляют из себя сопряжения тонкостенных оболочек, трудно поддающиеся точному аналитическому расчету. До последнего времени считалось, что применение метода конечных элементов, реализованного в расчетных комплексах, не оправдывает себя в инженерных расчетах и может быть рекомендовано только в научных целях.

Однако анализ методики современного проектирования показывает, что все разделы значимых проектов выполняются с привлечением расчетных комплексов. Существуют специальные программы и для расчета узлов. К примеру, с помощью программы *IDEA Statica* достаточно просто и быстро создается 3D-расчетная схема узла любой сложности, после реализации которой выдается информация о несущей способности как всего узла, так и всех его компонентов (пластины, сварные швы, болты и т.п.).

В СП 294.1325800.2017 [13] приведены формулы для расчета бесфасоночных узлов, основанные на теоретических и экспериментальных разработках ЦНИИСК им. Кучеренко.

При расчете подобных узлов в соответствии с п. 15.2.5 [12] следует проверять несущую способность:

- стенки пояса при местном изгибе (продавливании) в местах примыкания элементов решетки;
- боковой стенки пояса в месте примыкания сжатого элемента решетки;
- элементов решетки в сечении, примыкающем к поясу;
- сварных швов, прикрепляющих элементы решетки к поясу.

На рис. 10.1 показаны некоторые конструктивные решения узлов ферм из ГСП, в том числе и модифицированные.

Одним из видов модификации является введение в узлы дополнительных усиливающих элементов, позволяющих снять ограничения по габаритам входящих в узел элементов (рис. 10.1 б, в). Применение таких узлов сдерживается отсутствием инженерной методики расчетов и экспериментальных данных.

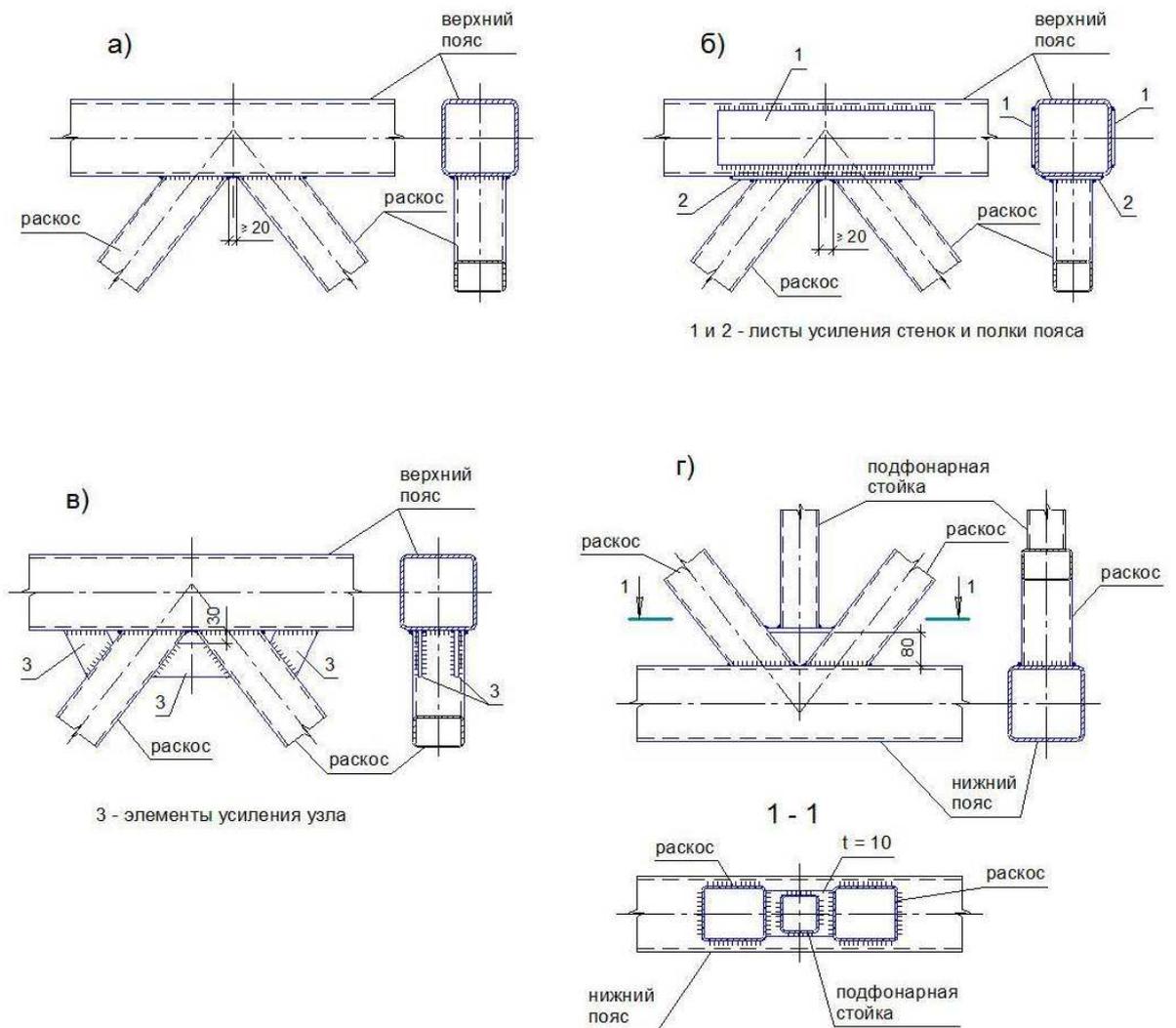


Рис. 10.1. а) типовой узел; б) узел с усиленным поясом; в) узел с усиливающими парными ребрами; г) узел с дополнительной стойкой.

10.1. Проверка несущей способности стенки пояса, примыкающей к решетке

В случае одностороннего примыкания к поясу двух или более элементов решетки с усилениями разных знаков (рис. 10.2 а, б), а также одного элемента в опорных узлах при $d/D \leq 0,9$ и $g/b \leq 0,25$ (рис. 10.2 г) несущую способность стенки пояса следует проверять для каждого примыкающего элемента по формуле (86) [13]:

$$\left(N + \frac{1,5 \cdot M}{d_b} \right) \cdot \frac{\left(0,4 + \frac{1,8 \cdot g}{b} \right) \cdot f \cdot \sin \alpha}{\gamma_c \cdot \gamma_d \cdot \gamma_D \cdot R_y \cdot t^2 \cdot (b + g + \sqrt{2 \cdot D \cdot f})} \leq 1.$$

Несущую способность стенки пояса в У-образных узлах (рис. 10,2 г), а также в К-образных и опорных узлах при $g / b > 0,25$ (рис. 10.2 а, б, в) следует проверять по формуле (87) [13]:

$$\left(N + \frac{1,7 \cdot M}{d_b} \right) \cdot \frac{f \cdot \sin \alpha}{\gamma_c \cdot \gamma_d \cdot \gamma_D \cdot R_y \cdot t^2 \cdot (b + 2\sqrt{2 \cdot D \cdot f})} \leq 1.$$

В формулах (86) и (87), а также в нижеприведенных формулах (88 - 92) применены следующие условные обозначения:

- N – усилие в примыкающем элементе решетки;
- M – изгибающий момент в примыкающем элементе в плоскости фермы в сечении, совпадающем с примыкающей стенкой (полкой) пояса;
- D, d – ширина сечения пояса и примыкающего элемента соответственно;
- D_b, d_b – высота сечения пояса и примыкающего элемента соответственно;
- t, t_d – толщина стенки (полки) пояса и примыкающего элемента соответственно;
- g – половина расстояния между смежными стенками соседних элементов решетки или поперечной стенкой раскоса и опорным ребром;
- b – длина участка линии пересечения примыкающего элемента с поясом в направлении оси пояса, равная $d_b / \sin \alpha$;
- α – угол примыкания элемента решетки к поясу;
- $f = (D - d) / 2$;
- γ_c – коэффициент условий работы;
- γ_d – коэффициент влияния знака усилия в примыкающем элементе, принимаемый равным 1,2 при растяжении и 1,0 – в остальных случаях;
- γ_D – коэффициент влияния продольной силы в поясе, определяемый при сжатии в поясе; $\gamma_D = 1,5 - |F| / (AR_y)$ при $|F| / (AR_y) > 0,5$; в остальных случаях $\gamma_D = 1,0$;
- F – продольная сила в поясе со стороны растянутого элемента решетки;
- A – площадь поперечного сечения пояса;
- A_d – площадь поперечного сечения элемента решетки;
- R_y – расчетное сопротивление стали пояса;
- R_{yd} – расчетное сопротивление стали элемента решетки.

Проанализируем формулы (86) и (87) [13].

Числители этих формул характеризуют степень напряженности стенки пояса, примыкающей к элементу решетки. Эта напряженность прямо пропорциональна усилиям N и M , а также величинам g (полурасстояние между стенками соседних элементов решетки), f (полуразность ширины пояса и элемента решетки) и $\sin \alpha$ (синус угла между осями пояса и элемента решетки). Напряженность снижается высотой сечения элемента решетки d_b и длиной участка линии пересечения примыкающего элемента с поясом b .

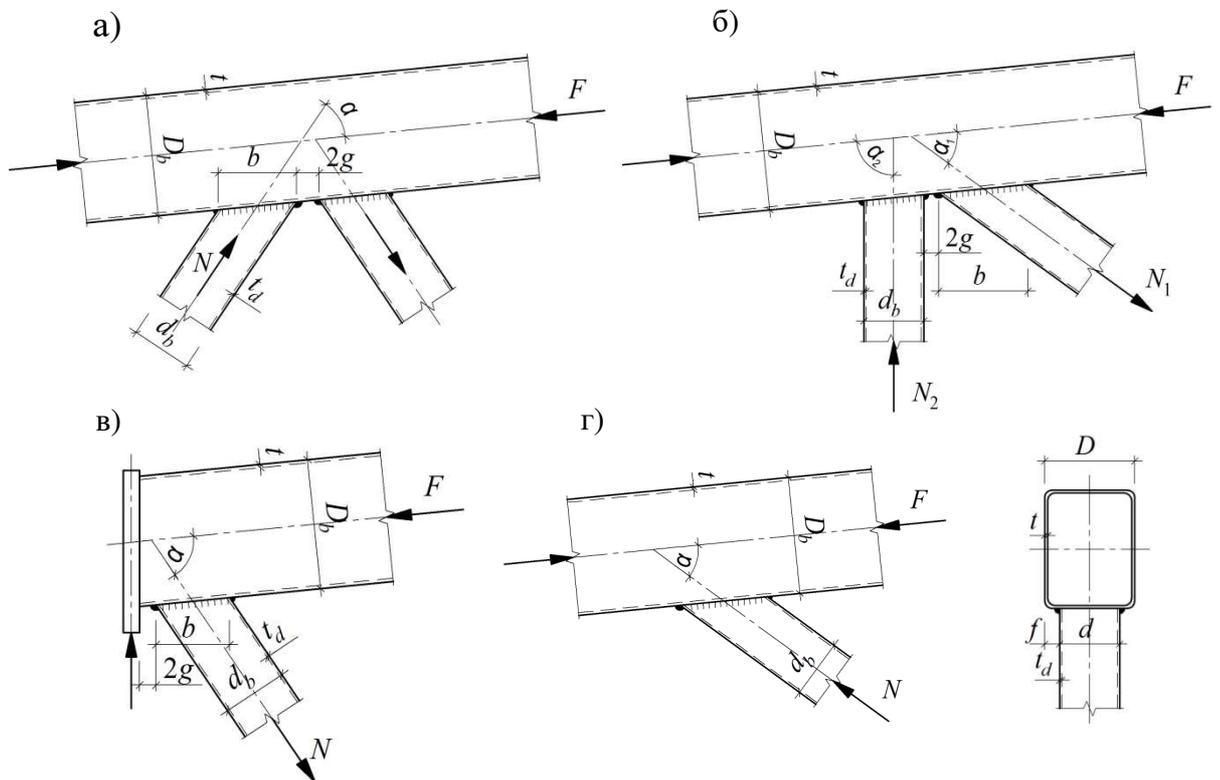
Т.о., еще при компоновке фермы и разбивке элементов решетки для снижения напряженности в узлах необходимо:

- снижать усилия в узлах за счет увеличения высоты фермы и уменьшения шага узлов;
- уменьшать величины g , α и f ; последняя величина снижается при увеличении разности между шириной сечения пояса и решетки;
- увеличивать величины d_b и b .

Знаменатели этих формул характеризуют несущую способность стенки пояса, примыкающей к элементу решетки. Эта несущая способность прямо пропорциональна расчетному сопротивлению стенки пояса R_y , толщине стенки пояса t , длине участка линии пересечения примыкающего элемента с поясом b и высоте сечения пояса D .

Т.о., для увеличения несущей способности стенки пояса необходимо:

- увеличивать R_y , т.е. переходить на более прочные стали для пояса;
- увеличивать толщину стенки пояса t и высоту сечения пояса D ;
- увеличивать b за счет увеличения высоты сечения элемента решетки d_b и уменьшения угла α .



Виды узлов:

- К-образный при треугольной решетке;
- К-образный при раскосной решетке;
- опорный;
- У-образный.

Рис. 10.2. К расчету узлов.

10.2. Проверка несущей способности боковой стенки пояса

Несущую способность боковой стенки в плоскости узла в месте примыкания сжатого элемента при $d/D > 0,85$ следует проверять по формуле (88) [13]:

$$\frac{N \cdot \sin^2 \alpha}{2\gamma_c \cdot \gamma_t \cdot k \cdot R_y \cdot t \cdot d_b} \leq 1,$$

где γ_t – коэффициент влияния тонкостенности пояса; для отношений

$$D_b / t \geq 25 \quad \gamma_t = 0,8, \text{ в остальных случаях } \gamma_t = 1,0;$$

k – коэффициент, принимаемый равным:

$$k = 3,6 \cdot (t / D_b)^2 \cdot E / R_y \quad \text{при } 4 \cdot (t / D_b)^2 - R_y / E \leq 0;$$

$$k = 0,9 + 670 \cdot (t / D_b)^2 - 170 R_y / E \quad \text{при } 0 < 4 \cdot (t / D_b)^2 - R_y / E < 6 \cdot 10^{-4};$$

$k = 1$ – в остальных случаях.

Как и в формулах (86, 87) следует стремиться к уменьшению усилия в узле и к увеличению R_y , t и d_b .

10.3. Проверка несущей способности элементов решетки

Для К-образных и опорных узлов при $d/D \leq 0,9$ и $g/b \leq 0,25$ (рис. 10.2 а, б) несущую способность элемента решетки вблизи примыкания к поясу следует проверять по формуле (89) [13]:

$$\left(N + \frac{0,5 \cdot M}{d_b} \right) \cdot \frac{\left(1,4 + \frac{0,018 \cdot D}{t} \right) \cdot \sin \alpha}{\gamma_c \cdot \gamma_d \cdot k \cdot R_{yd} \cdot A_d} \leq 1.$$

где A_d – площадь поперечного сечения элемента решетки;

R_{yd} – расчетное сопротивление стали элемента решетки;

k – коэффициент, принимаемый равным:

$$k = 3,6 \cdot (t_d / d_b)^2 \cdot E / R_{yd} \quad \text{при } 4 \cdot (t_d / d_b)^2 - R_{yd} / E \leq 0;$$

$$k = 0,9 + 670 \cdot (t_d / d_b)^2 - 170 R_{yd} / E \quad \text{при } 0 < 4 \cdot (t_d / d_b)^2 - R_{yd} / E < 6 \cdot 10^{-4};$$

$k = 1$ – в остальных случаях.

Если $d > d_b$, то при определении коэффициента k в формулах вместо d_b используется d .

Для элемента решетки неквадратного сечения в левую часть формулы (89) сле-

дует вводить множитель $\frac{3 \cdot (1 + d/d_b)}{2 \cdot (2 + d/d_b)}$.

Для У-образных узлов (рис. 10.2 г), К-образных и опорных узлов при $g/b > 0,25$ (рис. 10.2 а,б) несущую способность элемента решетки вблизи примыкания к поясу следует проверять по формуле (90) [13]:

$$\left(N + \frac{0,5 \cdot M}{d_b} \right) \cdot \frac{\left(1 + 0,01 \cdot (3 + 5d/D - 0,1 \cdot d_b/t_d) \frac{D}{t} \right) \cdot \sin \alpha}{\gamma_c \cdot \gamma_d \cdot k \cdot R_{yd} \cdot A_d} \leq 1,$$

при условии, что $(3 + 5d/D - 0,1d_b/t_d) > 0$.

Для элемента решетки неквадратного сечения в левую часть формулы (90) следует вводить множитель $(1 + d/d_b)/2$.

Структура формул (89, 90) аналогична структуре формул (86, 87), поэтому анализ, выполненный ранее, справедлив и в рассматриваемом случае.

Кроме того, множители $\frac{3 \cdot (1 + d/d_b)}{2 \cdot (2 + d/d_b)}$ и $(1 + d/d_b)/2$ всегда больше единицы,

поэтому применение неквадратного сечения для элементов решетки в данном случае ухудшает ситуацию.

10.4. Проверка несущей способности сварных швов

Для К-образных и опорных узлов при $d/D \leq 0,9$ и $g/b \leq 0,25$ (рис. 10.2 а, б, в) прочность сварных швов, прикрепляющих элементы решетки к поясу, следует проверять по формуле (91) [13]:

$$\left(N + \frac{0,5 \cdot M}{d_b} \right) \times \frac{\left(1,06 + \frac{0,014 \cdot D}{t} \right) \cdot \sin \alpha}{\beta_f \cdot k_f \cdot \gamma_c \cdot R_{wf} \cdot (2d_b / \sin \alpha + d)} \leq 1,$$

где β_f, k_f, R_{wf} следует принимать согласно требованиям раздела 14 [12].

Для У-образных узлов (рис. 10.2 г) и К-образных и опорных узлов при $g/b > 0,25$ (рис. 10.2 а, б) прочность сварных швов, прикрепляющих элементы решетки к поясу, следует проверять по формуле (92) [13]:

$$\left(N + \frac{0,5 \cdot M}{d_b} \right) \cdot \frac{\left(1 + 0,01(3 + 5d/D - 0,1d_b/t_d) \frac{D}{t} \right) \cdot \sin \alpha}{4\beta_f \cdot k_f \cdot d_b \cdot \gamma_c \cdot R_{wf}} \leq 1,$$

Сварные швы, выполненные при наличии установочного зазора, равного $(0,5 - 0,7)t_d$, с полным проплавлением стенки профиля следует рассчитывать как стыковые.

Структура формул (91, 92) аналогична структуре формул (86, 87), поэтому анализ, выполненный ранее, справедлив и в рассматриваемом случае, за исключением того, что R_y заменяется на R_{wf} или R_{wy} .

11. Расчет монтажных узловых соединений фермы

Монтажные стыки растянутых поясов рекомендуется выполнять с применением сплошных фланцев и ребер жесткости, расположенных вдоль ребер профиля (рис. 11.3).

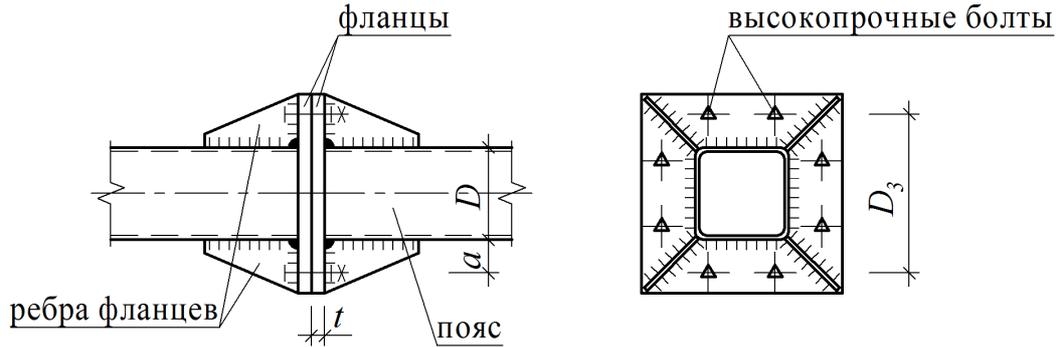


Рис. 11.3. Монтажный узел на фланцах для растянутого пояса.

В соответствии с п. 15.9.3 [12] фланцевые соединения (ФС) классифицируются по следующим признакам.

I – по условиям работы:

- а) ФС конструкций группы 1;
- б) ФС конструкций группы 2 и 3;
- в) ФС конструкций группы 4.

Группа конструкций определяется по п. 4.3.1 и приложению В [12].

II – по действующим напряжениям в околофланцевой зоне:

- а) с однозначной эпюрой сжимающих нормальных напряжений (сжатое ФС);
- б) с однозначной эпюрой растягивающих нормальных напряжений (растянутое ФС);
- в) с двузначной эпюрой нормальных напряжений (сжато-изогнутое или изгибаемо-растянутое ФС).

III – по предварительному натяжению болтов во ФС:

- а) без предварительного натяжения болтов;
- б) с предварительным натяжением болтов.

IV – по способу передачи поперечных сил во ФС через:

- а) болты, работающие, в том числе, на срез;
- б) силы трения через контактирующие поверхности на сжатых участках ФС;
- в) специальные противосдвиговые упоры (опорные столики, ребра и т.д.).

В рассматриваемом случае ФС нижнего пояса следует отнести к признакам I,б; II,б; III,б; IV,а. При проектировании таких ФС следует проверять (п. 15.9.8 [12]):

- прочность и местную устойчивость соединяемых элементов в околофланцевой зоне;
- несущую способность сварных швов крепления фланца к элементам конструкции;
- прочность фланца;
- несущую способность болтов;
- несущую способность на сдвиг.

Согласно п. 15.9.7 [12] данные соединения следует рассчитывать по пространственной схеме работы пластины с использованием апробированных методик, или методом конечных элементов с учетом геометрической и физической нелинейности работы соединения, или методом предельного равновесия в соответствии с действующими нормативными документами.

В настоящей работе сначала рассматривается приближенный и упрощенный метод расчета.

ФС верхнего пояса - I,б; II,а; III,а; IV,а. При проектировании таких ФС следует проверять (п. 15.9.8 [3]):

- прочность и местную устойчивость соединяемых элементов в околофланцевой зоне;
- несущую способность сварных швов крепления фланца к элементам конструкции;
- несущую способность на сдвиг.

Несущая способность болтового соединения проверяется на растягивающие усилия в поясе. Количество высокопрочных болтов в соединении определяется по формуле (189) [12]. При размещении болтов следует учитывать требования таблицы 40 [12]. Кроме того, из условия закручивания гаек рекомендуется расстояние a от оси болта до внешней поверхности трубы принимать не менее двух диаметров болта.

Толщину фланцев рекомендуется применять в интервале от 20 до 40 мм. Проверка прочности фланцевого листа на изгиб выполняется по формуле:

$$\frac{M}{W_{\text{фл}} R_y \gamma_c} = \frac{Na}{p} \cdot \frac{6}{1 \cdot t^2} \cdot \frac{1}{R_y \gamma_c} = \frac{6Na}{pt^2 R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где p – периметр трубы пояса;
 t – толщина фланца;
 a – расстояние от оси болта до внешней поверхности трубы;
 N – растягивающее усилие в поясе.

Прочность сварных швов, соединяющих фланец с основным элементом, проверяется по металлу шва и по металлу границы сплавления (п. 14.1.19 [12]).

Ширина ребер определяется размерами фланца и профиля, их длина принимается не менее 1,5 высоты меньшей стороны профиля [23].

В случае больших усилий ($N > 2500$ кН) возможен вариант узла на сдвигоустойчивых болтах с контролируемым натяжением (рис. 11.4). Недостатками такого решения являются повышенный расход стали на вспомогательные детали и большое количество болтов, а также необходимость дополнительной механической обработки элементов пояса.

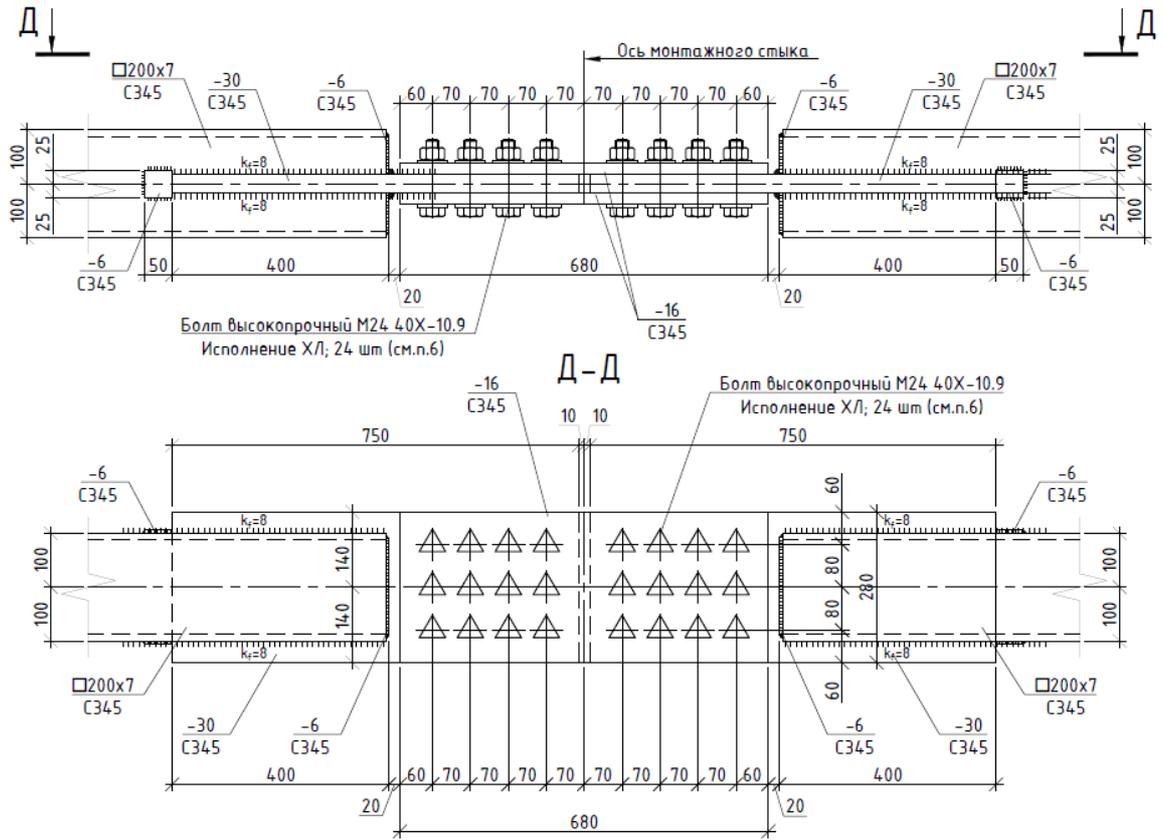


Рис. 11.4. Вариант монтажного узла нижнего пояса на сдвигоустойчивых болтах с контролируемым натяжением.

ПРИМЕР 9 РАСЧЁТ УЗЛОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

П.9.1. Исходные данные для расчета узлов

Исходные данные для расчета узлов сводим в таблицу П.9.1.

Усилия в узлах и сечения элементов принимаем по результатам статического расчета (пример 7).

Вид применяемой сварки для соединений элементов фермы – полуавтоматическая (механизированная). Вид соединений – тавровые с односторонними угловыми швами. Положение шва – в лодочку или нижнее.

Материалы для сварки по таблице Г.1 [3]: в среде углекислого газа, сварочная проволока для механизированной сварки Св-08Г2С (диаметр сварочной проволоки сплошного сечения $d = 1,6$ мм). Расчетное сопротивление по металлу шва по таблице Г.2 [3]: $R_{wf} = 215$ Н/мм².

Минимальный катет шва $k_{f\ min}$, определяемый по таблице 38 [3], при толщине более толстого из свариваемых элементов (пояса) $t = 9-10$ мм равен 5 мм. Максимальный катет шва $k_{f\ max}$ по условиям п. 14.1.7, а [3] для элементов решетки сечением 100×4 равен 5 мм. Коэффициент β_f принимаем по таблице 39 [3]: $\beta_f = 0,9$.

П.9.2. Проверки несущей способности заводских узлов

Для безфасоночных узлов выполним следующие проверки прочности:

- стенки пояса при продавливании в местах примыкания элементов решетки;
- боковой стенки пояса в месте примыкания сжатого элемента решетки;
- элементов решетки в сечении, примыкающем к поясу;
- сварных швов, прикрепляющих элементы решетки к поясу.

Проверки несущей способности заводских узлов сведены в таблицы П.9.2 - П.9.6.

Моменты в узлах элементов решетки, примыкающих к поясам, определены в табл. П.9.1. В табл. П.9.2 приведены исходные данные для расчета узлов.

Табл. П.9.1

Элемент	Примыкание к верхнему поясу					Примыкание к нижнему поясу				
	М (кНсм) от загрузки			Комбин.	Расч. момент (кНсм)	М (кНсм) от загрузки			Комбин.	Расч. момент (кНсм)
	1	2(3)	5			1	2(3)	5		
1 - 7	- 252	- 912	- 344	1+2+5x0,9	- 1474	124	388	151	1+2+5x0,9	648
2 - 7	10	86	30		123	39	141	104		274
2 - 8	- 20	- 101	- 62		- 177	12	41	47		95
3 - 8	- 9	- 16	- 20		- 43	30	126	89		236
3 - 9	- 40	- 138	- 41		- 215	10	27	- 37		4
4 - 9	4	32	33		66	12	63	39		110
4 - 10	- 24	- 52	36	1+3x0,9+5	- 107	19	1	- 83	1+3x0,9+5	- 63
5 - 10	15	170	88		256	14	- 42	- 56		- 80
5 - 11	53	209	126	1+3+5x0,9	375	- 58	- 231	- 126	1+3+5x0,9	- 334
6 - 11	15	138	45	1+3+5x0,9	194	- 28	- 139	- 50	1+3+5x0,9	- 212

Таблица П.9.2 – Исходные данные для расчета узлов

№ узла	Тип узла	Элемент	N, кН	M, кНсм	F, кН	Сечение пояса	$\frac{D}{D_b}$, см	t, см	Сталь	Сечение решетки	α , °	$d = d_b$, см	t_d , см	Сталь	b, см	g, см	f, см	
1	Опорный	1 - 7	702	- 1474	- 581	200×160×10	$\frac{16}{20}$	1,0	С345	140×8	41	14	0,8	С345	21,3	1,5	1	
2	К-образный	2 - 7	- 598	123	- 1293	200×160×10	$\frac{16}{20}$	1,0		140×8	36	14	0,8	С345	24	1,5	1	
		2 - 8	342	- 177	- 1293					120×4	47	12	0,4	С255	16,4	1,5	2	
3	К-образный	3 - 8	- 306	- 43	- 1632	200×160×10	$\frac{16}{20}$	1,0			41				18,1			
		3 - 9	192	- 215	- 1632						53				15			
4	К-образный	4 - 9	- 97	66	- 1632	200×160×10	$\frac{16}{20}$	1,0			47				16,5			
		4 - 10	- 129	- 107	- 1632						58				14,1			
5	К-образный	5 - 10	130	256	- 1595	200×160×10	$\frac{16}{20}$	1,0			52				15,3			5
		5 - 11	- 201	375	- 1595						63				13,4			5
6	К-образный	6 - 11	196	194	- 1459	200×160×10	$\frac{16}{20}$	1,0		55	14,7	3,5						
7	К-образный	1 - 7	702	648	1027	180×9	$\frac{18}{18}$	0,9		140×8	35	14	0,8	С345	24,1	1,5	3	
		2 - 7	- 598	274	1027				41		21,2							
8	К-образный	2 - 8	342	95	1027	180×9	$\frac{18}{18}$	0,9	120×4	41	12	0,4	С255	18,2	1,5	3		
		3 - 8	- 306	236	1027					47				16,4				
9	К-образный	3 - 9	192	4	1496	180×9	$\frac{18}{18}$	0,9		48				16,2				
		4 - 9	- 97	110	1496					52				15,2				
10	К-образный	4 - 10	- 129	- 63	1634	180×9	$\frac{18}{18}$	0,9		53				15,1				
		5 - 10	130	- 80	1634					57				14,3				
11	К-образный	5 - 11	- 201	- 334	1540	180×9	$\frac{18}{18}$	0,9		57				14,2				
		6 - 11	196	- 212	1540					60				13,8				

Таблица П.9.3 – Проверка несущей способности стенки пояса

№ узла	Тип узла	Элемент	N , кН	M^x , кНсм	F , кН	Сечение пояса	Сечение решетки	α , °	d / D	g / b	γ_d	γ_D	γ_c	Формула проверки	Проверка
1	Опорный	1 - 7	702	1474	- 581	200x160x10	140x8	41	0,875 < 0,9	0,07 < 0,25	1,2	1	1	(86) [13]	0,25 < 1
2	К-образный	2 - 7	- 598	123	- 1293	200x160x10	140x8	36	0,875 < 0,9	0,06 < 0,25	1	0,91	1	(86) [13]	0,19 < 1
		2 - 8	342	177			120x4	47	0,75 < 0,9	0,09 < 0,25	1,2				0,31 < 1
3	К-образный	3 - 8	- 306	- 43	- 1632	200x160x10	120x4	41	0,75 < 0,9	0,08 < 0,25	1	0,76	1	(86) [13]	0,31 < 1
		3 - 9	192	- 215				53		0,10 < 0,25	1,2				0,27 < 1
4	К-образный	4 - 9	- 97	66	- 1632	200x160x10	120x4	47	0,75 < 0,9	0,09 < 0,25	1	0,76	1	(86) [13]	0,13 < 1
		4 - 10	- 129	- 107				58		0,11 < 0,25					0,23 < 1
5	К-образный	5 - 10	130	256	- 1595	200x160x10	120x4	52	0,75 < 0,9	0,32 > 0,25	1,2	0,77	1	(87) [13]	0,27 < 1
		5 - 11	- 201	375				63		0,37 > 0,25	1				0,59 < 1
6	К-образный	6 - 11	196	194	- 1459	200x160x10	120x4	55	0,75 < 0,9	0,24 > 0,25	1,2	0,84	1	(86) [13]	0,33 < 1
7	К-образный	1 - 7	702	648	1027	180x9	140x8	35	0,78 < 0,9	0,06 < 0,25	1,2	0,99	0,9	(86) [13]	0,45 < 1
		2 - 7	- 598	274	1027			41		0,09 < 0,25	1				0,56 < 1
8	К-образный	2 - 8	342	95	1027	180x9	120x4	41	0,67 < 0,9	0,08 < 0,25	1,2	0,99	0,9	(86) [13]	0,43 < 1
		3 - 8	- 306	236	1027			47		0,09 < 0,25	1				0,60 < 1
9	К-образный	3 - 9	192	4	1496	180x9	120x4	48	0,67 < 0,9	0,09 < 0,25	1,2	0,75	0,9	(86) [13]	0,39 < 1
		4 - 9	- 97	110	1496			52		0,10 < 0,25	1				0,30 < 1
10	К-образный	4 - 10	- 129	- 63	1634	180x9	120x4	53	0,67 < 0,9	0,10 < 0,25	1	0,68	0,9	(86) [13]	0,42 < 1
		5 - 10	130	- 80	1634			57		0,10 < 0,25	1,2				0,39 < 1
11	К-образный	5 - 11	- 201	- 334	1540	180x9	120x4	57	0,67 < 0,9	0,11 < 0,25	1	0,73	0,9	(86) [13]	0,76 < 1
		6 - 11	196	- 212	1540			60		0,11 < 0,25	1,2				0,62 < 1

х) без учета знака

Проверка несущей способности боковой стенки пояса в местах примыкания сжатых элементов выполняется по формуле (88) [13] в табл. П.9.4. Проверка выполняется при $d/D > 0,85$. Этому условию соответствует только один элемент.

Таблица П.9.4. Проверка несущей способности боковой стенки пояса

№ узла	Тип узла	Элемент	N , кН	D , см	D_b , см	t , см	d_b , см	R_y , кН/см ²	α , °	$\frac{d}{D}$	γ_c	$\frac{D_b}{t}$	γ_t	$\frac{t}{D_b}$	$4\left(\frac{t}{D_b}\right)^2 - \frac{R_y}{E}$	k	Проверка
2	К-образный	2 - 7	- 598	16	20	1	14	34	36	0,88 > 0,85	1	20	1	0,05	$83 \times 10^{-4} > 6 \times 10^{-4}$	1	0,22 < 1

Проверка несущей способности элементов решетки вблизи примыкания к поясу выполняется по формуле (89) [4] в таб. П.9.5.

Таблица П.9.5. Проверка несущей способности элементов решетки

№ узла	Тип узла	Элемент	N , кН	M , кНсм	D , см	t , см	α , °	$d = d_b$, см	t_d , см	A_d , см ²	R_{yd} , кН/см ²	γ_d	γ_c	$4\left(\frac{t_d}{d_b}\right)^2 - \frac{R_{yd}}{E}$	k	Формула проверки	Проверка
1	Опорный	1 - 7	702	1474	16	1	41	14	0,8	40,04	34	1,2	0,9	$114 \times 10^{-4} > 6 \times 10^{-4}$	1	(89) [13]	0,57 < 1
2	К-образный	2 - 7	- 598	123	16	1	36	14	0,8	40,04	34	1	1	$114 \times 10^{-4} > 6 \times 10^{-4}$	1	(89) [13]	0,47 < 1
		2 - 8	342	177			47	12	0,4	18,15	24	1,2	0,9	$33 \times 10^{-4} > 6 \times 10^{-4}$			0,91 < 1
3	К-образный	3 - 8	- 306	- 43	16	1	41	12	0,4	18,15	24	1	1	$33 \times 10^{-4} > 6 \times 10^{-4}$	1	(89) [13]	0,78 < 1
		3 - 9	192	- 215			53					1,2	0,9				0,58 < 1
4	К-образный	4 - 9	- 97	66	16	1	47	12	0,4	18,15	24	1	1	$33 \times 10^{-4} > 6 \times 10^{-4}$	1	(89) [13]	0,28 < 1
		4 - 10	- 129	- 107			58					1	1				0,44 < 1
5	К-образный	5 - 10	130	256	16	1	52	12	0,4	18,15	24	1,2	0,9	$33 \times 10^{-4} > 6 \times 10^{-4}$	1	(89) [13]	0,40 < 1

№ узла	Тип узла	Элемент	N, кН	M, кНсм	D, см	t, см	$\alpha, ^\circ$	$d = d_b,$ см	$t_d,$ см	$A_d,$ см ²	$R_{yd},$ кН/см ²	γ_d	γ_c	$4 \left(\frac{t_d}{d_b} \right)^2 - \frac{R_{yd}}{E}$	k	Формула проверки	Проверка
		5 - 11	- 201	375			63					1	1				$0,75 < 1$
6	К-образный	6 - 11	196	194	16	1	55	12	0,4	18,15	24	1,2	0,9	$33 \times 10^{-4} > 6 \times 10^{-4}$	1	(89) [13]	$0,60 < 1$
7	К-образный	1 - 7	702	648	18	0,9	35	14	0,8	40,04	34	1,2	0,9	$114 \times 10^{-4} > 6 \times 10^{-4}$	1	(89) [13]	$0,50 < 1$
		2 - 7	- 598	274			41					1	1				$0,42 < 1$
8	К-образный	2 - 8	342	95	18	0,9	41	12	0,4	18,15	24	1,2	0,9	$33 \times 10^{-4} > 6 \times 10^{-4}$	1	(89) [13]	$0,85 < 1$
		3 - 8	- 306	236			47					1	1				$0,93 < 1$
9	К-образный	3 - 9	192	4	18	0,9	48	12	0,4	18,15	24	1,2	0,9	$33 \times 10^{-4} > 6 \times 10^{-4}$	1	(89) [13]	$0,54 < 1$
		4 - 9	- 97	110			52					1	1				$0,32 < 1$
10	К-образный	4 - 10	- 129	- 63	18	0,9	53	12	0,4	18,15	24	1	1	$33 \times 10^{-4} > 6 \times 10^{-4}$	1	(89) [13]	$0,43 < 1$
		5 - 10	130	- 80			57					1,2	0,9				$0,42 < 1$
11	К-образный	5 - 11	- 201	- 334	18	0,9	57	12	0,4	18,15	24	1	1	$33 \times 10^{-4} > 6 \times 10^{-4}$	1	(89) [13]	$0,73 < 1$
		6 - 11	196	- 212			60					1,2	0,9				$0,66 < 1$

Проверка несущей способности сварных швов, прикрепляющих элементы решетки к поясам, выполняется по формуле (91) [13] в таб. П.9.6.

Таблица П.9.6. Проверка несущей способности сварных швов.

№ узла	Тип узла	Элемент	N , кН	M , кНсм	D , см	t , см	α , °	$d = d_b$, см	t_d , см	R_{wf} , кН/см ²	β_f	γ_c	k_f , см	Формула проверки	Проверка
1	Опорный	1 - 7	702	1474	16	1	41	14	0,8	21,5	0,9	0,9	0,8	(91) [13]	$0,80 < 1$
2	К-образный	2 - 7	- 598	123	16	1	36	14	0,8	21,5	0,9	1	0,8	(91) [13]	$0,50 < 1$
		2 - 8	342	177			47	12	0,4	18		0,9	0,5		$1 = 1$
3	К-образный	3 - 8	- 306	- 43	16	1	41	12	0,4	18	0,9	1	0,5	(91) [13]	$0,66 < 1$
		3 - 9	192	- 215			53					0,9			$0,67 < 1$
4	К-образный	4 - 9	- 97	66	16	1	47	12	0,4	18	0,9	1	0,5	(91) [13]	$0,26 < 1$
		4 - 10	- 129	- 107			58					1			$0,68 < 1$
5	К-образный	5 - 10	130	256	16	1	52	12	0,4	18	0,9	0,9	0,5	(91) [13]	$0,46 < 1$
		5 - 11	- 201	375			63					1			$0,79 < 1$
6	К-образный	6 - 11	196	194	16	1	55	12	0,4	18	0,9	0,9	0,5	(91) [13]	$0,74 < 1$
7	К-образный	1 - 7	702	648	18	0,9	35	14	0,8	21,5	0,9	0,9	0,8	(91) [13]	$0,64 < 1$
		2 - 7	- 598	274			41					1			$0,68 < 1$
8	К-образный	2 - 8	342	95	18	0,9	41	12	0,4	18	0,9	0,9	0,5	(91) [13]	$0,86 < 1$
		3 - 8	- 306	236			47					1			$0,85 < 1$
9	К-образный	3 - 9	192	4	18	0,9	48	12	0,4	18	0,9	0,9	0,5	(91) [13]	$0,59 < 1$
		4 - 9	- 97	110			52					1			$0,31 < 1$
10	К-образный	4 - 10	- 129	- 63	18	0,9	53	12	0,4	18	0,9	1	0,5	(91) [13]	$0,41 < 1$

№ узла	Тип узла	Элемент	N , кН	M , кНсм	D , см	t , см	α , °	$d = d_b$, см	t_d , см	R_{wf} , кН/см ²	β_f	γ_c	k_f , см	Формула проверки	Проверка
		5 - 10	130	- 80			57					0,9			$0,50 < 1$
11	К-образный	5 - 11	- 201	- 334	18	0,9	57	12	0,4	18	0,9	1	0,5	(91) [13]	$0,73 < 1$
		6 - 11	196	- 212			60					0,9			$0,82 < 1$

В настоящее время имеются специализированные расчетные комплексы для расчета узлов сопряжения элементов несущих конструкций. Одним из них является *IDEA Statica*. С помощью этого комплекса решаются следующие задачи:

- создание 3D-модели узла с последующей проверкой корректности назначенных параметров (соотношений толщин, катетов сварных швов и др.);
- расчет узла с учетом физической нелинейности работы материала;
- учет наличия в узле сварных швов, болтов (обычных и с контролируемым натяжением);
- изображение узла в деформированном виде с изополями приведенных напряжений, зонами пластических деформаций и зонами возможного контакта элементов в результате их деформаций;
- определение критических элементов узла с максимальными зонами пластичности;
- расчет предельной несущей способности узла;
- расчет жесткости узла.

Для примера выполнен расчет заводского стыка № 11 (см. схему фермы).

На рис. П.9.1 показан деформированный вид узла и изополя приведенных напряжений σ_{red} по Мизесу.

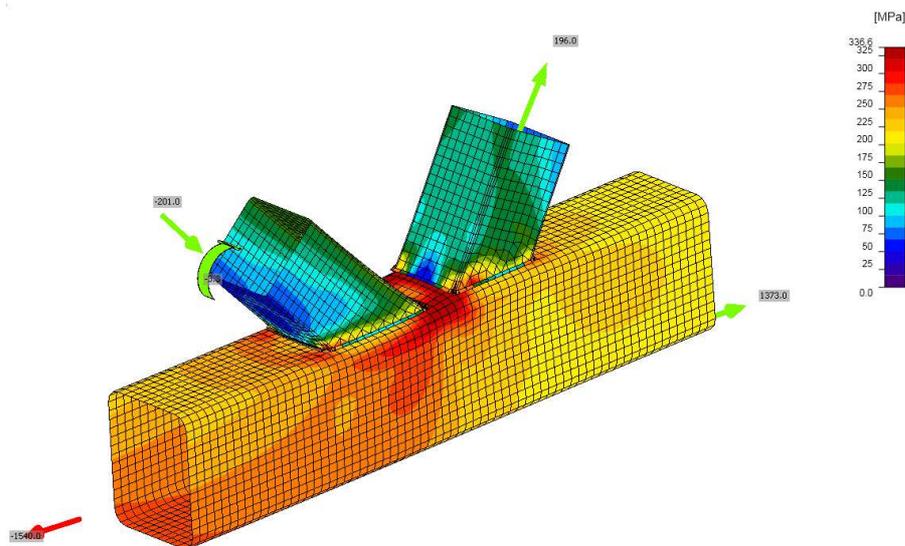


Рис. П.9.1. Узел 11 - деформированный вид и приведенные напряжения по Мизесу.

Для случая плоского напряженного состояния

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} .$$

П.9.3. Проверки несущей способности монтажных узлов

Монтажный стык нижнего пояса выполняем фланцевым на болтах с контролируемым натяжением диаметром $d_b = 24$ мм класса прочности 10.9 ($A_b = 4,52 \text{ см}^2$, $A_{bn} = 3,53 \text{ см}^2$), класса точности В по ГОСТ Р 52643 (климатическое исполнение ХЛ). Диаметр отверстий $d = 27$ мм. Расчетное сопротивление растяжению болтов класса прочности 10.9 $R_{bt} = 728 \text{ Н/мм}^2$ (таблица Г.5 [12]).

В соответствии с расчетной схемой в стыке имеется растягивающее усилие $N = 1540$ кН, изгибающий момент отсутствует.

Толщину фланца предварительно назначаем $t = 28$ мм.

Минимальное количество болтов определяем по формуле (189) [12]:

$$n \geq \frac{N}{R_{bt} A_{bn} \gamma_c} = \frac{1540}{72,8 \cdot 3,53 \cdot 0,9} = 6,7 \text{ шт.}, \text{ конструктивно принимаем } n = 8 \text{ шт.}$$

Усилие натяжения болтов

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

Контролируемый момент закручивания болтов

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

где $n = 1,06$ – при натяжении болтов;

K – среднее значение коэффициента закручивания по сертификату на болты; при отсутствии сертификата $K = 0,18$.

Болты следует располагать симметрично относительно осей профиля и как можно ближе к стенкам нижнего пояса и продольным ребрам жесткости, соблюдая условия (см. п. 12.3.8 [12] и рис. П.9.2):

$$k_f + d_s / 2 + 2 \leq b_l \leq 3,5 d_b ;$$

$$a \geq 0,8 d_s ;$$

$$w \leq 4 b_l,$$

где d_s – наружный диаметр шайбы.

Для болтов с контролируемым натяжением при $d_b = 24$ мм наружный диаметр шайб по ГОСТ Р 52646-2006 $d_s = 50$ мм. Высота катета шва $k_f = 10$ мм. Получим:

$$10 + 50 / 2 + 2 = 37 \text{ мм} \leq b_l \leq 3,5 \cdot 24 = 84 \text{ мм}; \text{ принимаем } b_l = 40 \text{ мм};$$

$$a \geq 0,8 \cdot 50 = 40 \text{ мм};$$

$$w \leq 4 b_l = 4 \cdot 40 = 160 \text{ мм}; \text{ из условия максимального приближения болтов к продольным ребрам принимаем } w = 134 \text{ мм.}$$

Толщина ребер жесткости принимается не более 1,2 толщины стенки профиля, т.е. 10 мм. Длина ребер жесткости принимается не менее 1,5 высоты меньшей стороны профиля, т.е. 270 мм (рис. П.8.1).

Проверку прочности фланца на изгиб выполняем по формуле (см. раздел 11):

$$\frac{6Na}{pt^2 R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где $p = 18 \cdot 4 = 72$ см – периметр трубы пояса;

$t = 2,5$ см – толщина фланца;

$a = 4$ см – расстояние от оси болта до внешней поверхности трубы;
 $N = 1540$ кН – растягивающее усилие в поясе;
 $R_y = 34$ кН/см² – расчетное сопротивление стали С355, $t = 16-40$ мм;

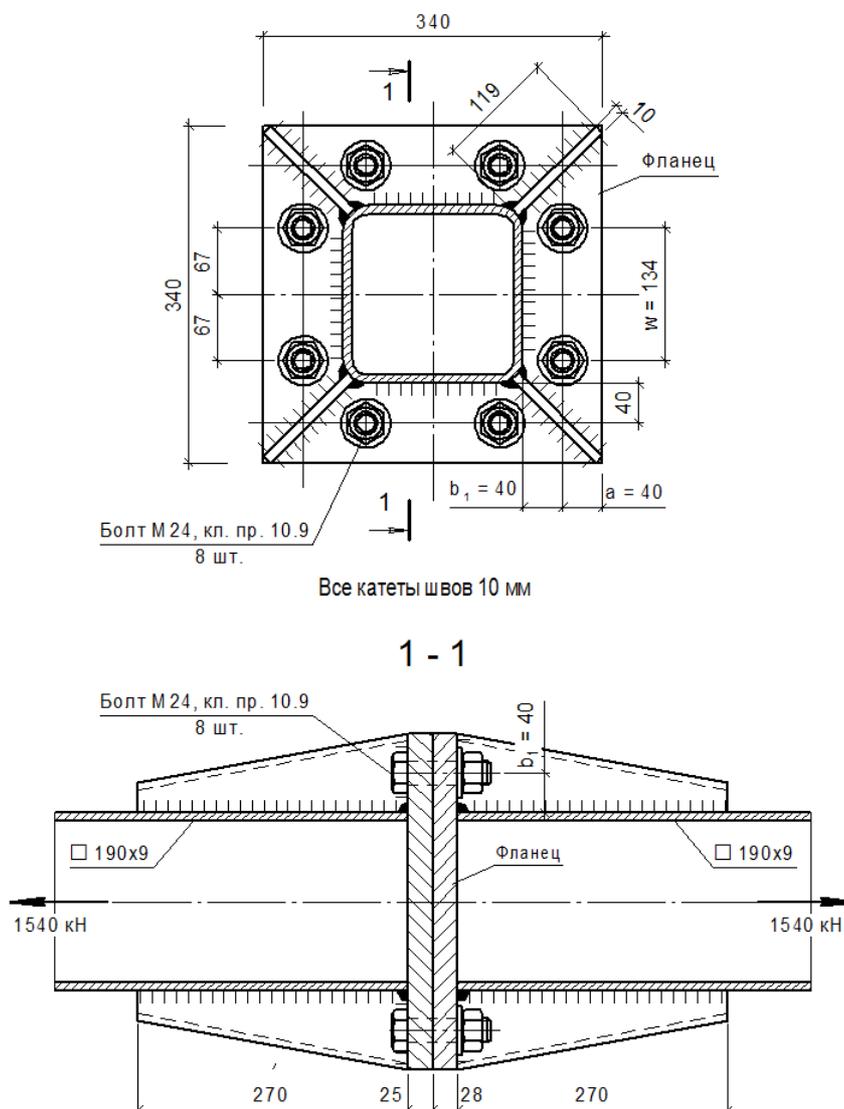


Рис. П.9.2. Монтажный узел нижнего пояса.

$\gamma_c = 0,9$ – коэффициент условий работы при проверке прочности нижнего пояса фермы.

Получим: $\frac{6 \cdot 1540 \cdot 4}{72 \cdot 2,8^2 \cdot 34 \cdot 0,9} = 2,14 > 1$. Увеличиваем толщину фланца до $t = 36$ мм.

Получим: $\frac{6 \cdot 1540 \cdot 4}{72 \cdot 3,6^2 \cdot 34 \cdot 0,9} = 1,29 > 1$.

Дальнейшее увеличение толщины фланца нецелесообразно, т.к. не будет выполняться условие свариваемости ($t_{max} / t_{min} \leq 3$). Кроме того, толстый лист имеет пониженное значение расчётного сопротивления.

Очевидно, что применяемая методика расчета не учитывает влияния продольных ребер жесткости, которые подкрепляют фланец при его изгибе. Современные расчетные комплексы позволяют решать подобные задачи с помощью метода конечных элементов с учетом конструктивных особенностей.

Произведем такие расчеты для более точного определения толщины фланца. Расчетной моделью назовем четверть фланца, ограниченную стенкой пояса и двумя продольными ребрами жесткости (рис. П.9.3). По линии примыкания к стенке пояса и к ребрам пластина фланца принимается жестко заземленной, а по внешней стороне она свободна. Нагрузкой на пластину будут усилия N_I от двух болтов с контролируемым натяжением. $N_I = N / 8 = 1540 / 8 = 192,5$ кН.

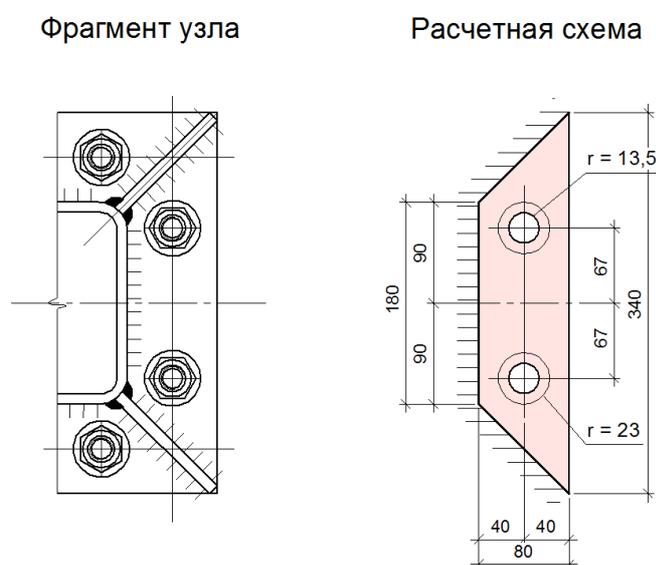


Рис. П.9.3. К уточненному расчету фланца.

Нагрузку на плиту представим в виде двух равномерно распределенных нагрузок в виде круговых колец с радиусами 13,5 и 23 мм (здесь $13,5 \cdot 2 = 27$ мм = d_b ; $23 \cdot 2 = 46$ мм – полусумма диаметров шайбы и гайки). Площадь кольца составит $A = \pi (r_1^2 - r_2^2) = \pi (23^2 - 13,5^2) = 1089$ мм² = 10,89 см². Интенсивность распределенной нагрузки в виде кругового кольца составит $q = N_I / A = 192,5 / 10,89 = 17,68$ кН/см² = 176,8 МПа.

На рис. П.9.4 показано распределение приведенных напряжений по Мизесу при толщине фланца 28 мм. Коэффициент использования по прочности составляет 0,90 (предел текучести $R_{yn} = 345$ МПа). Максимальный прогиб – 0,18 мм (середица свободной стороны).

При толщине фланца 25 мм коэффициент использования $1,1 > 1$.

Расчет реализован в программе *VisualPlate 3.0*.

Из рисунка видно, что наиболее нагруженными являются небольшие области фланца около стенки профиля, в зоне расположения сварных швов, наличие которых в данном случае не учтено.

Для выполнения условия прочности в ручном расчете необходимо было бы увеличить толщину фланца до 42 мм, т.е. в $(42 / 28)^2 = 2,25$ раза больше по сравнению с уточненным расчетом.

Предлагается в формулу ручного расчета ввести поправочный коэффициент $k = 2,2$, учитывающий несовершенство такого расчета:

$$\text{получим } \frac{6 \cdot 1540 \cdot 4}{72 \cdot 2,8^2 \cdot 34 \cdot 0,9 \cdot 2,2} = 0,99 > 1.$$

Окончательно принимаем толщину фланца 28 мм из стали С355 с дополнительными требованиями по относительному сужению для образцов в направлении толщины проката ψ_z не менее 35% с учетом положений п.п. 13.3 и 13.5 [3].

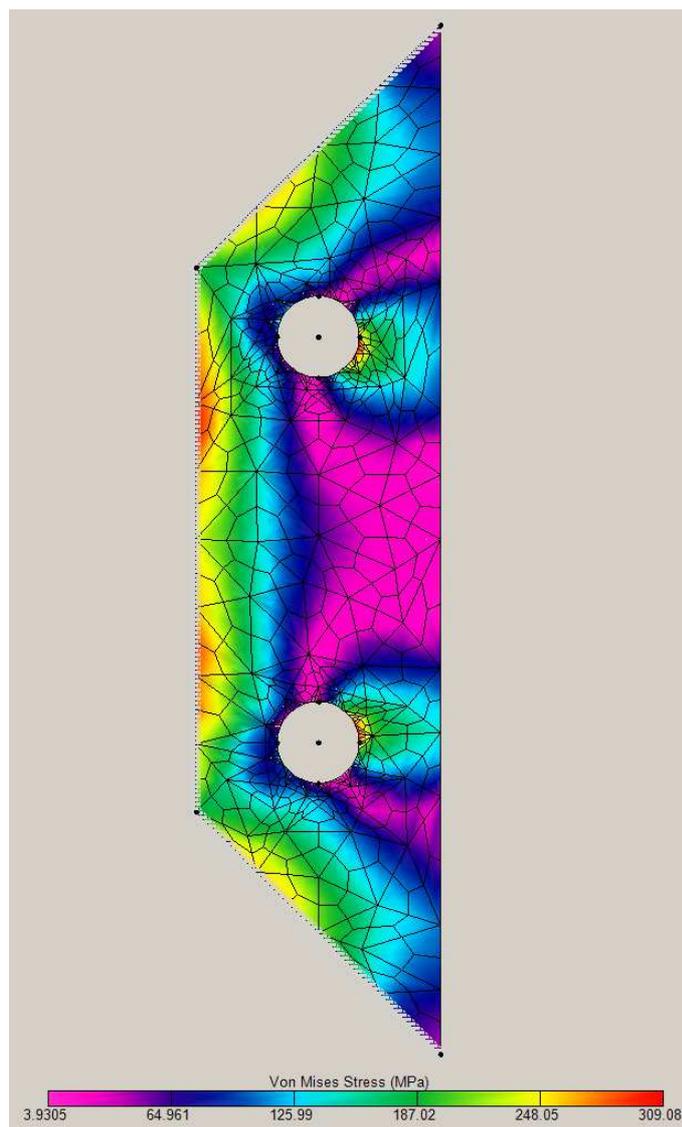


Рис. П.9.4. Распределение напряжений по Мизесу в четверти фланца при его толщине 28 мм.

Проверим прочность сварных швов, прикрепляющих фланец к поясу фермы. Свариваются стенки пояса толщиной 9 мм (сталь С345, $R_{tm} = 490 \text{ Н/мм}^2$) с фланцем

толщиной 28 мм (сталь С355, $R_{un} = 490$ Н/мм²) и с ребрами толщиной 10 мм (сталь С345).

Максимальный катет шва $k_{fmax} = 1,2 t_{min} = 1,2 \cdot 0,9 = 1,08$ см. Принимаем для всех швов в узле $k_f = 1$ см = 10 мм.

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

Расчетное сопротивление по металлу шва по таблице Г.2 [3] $R_{wf} = 215$ Н/мм².

Расчетное сопротивление по металлу границы сплавления (табл. 4 [3])

$$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 490 = 220 \text{ Н/мм}^2.$$

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 нижнего пояса $\gamma_c = 0,9$.

В плоскости фланца усилие растяжения $N = 1540$ кН воспринимается четырьмя швами по стенкам профиля и четырьмя парными швами по торцам ребер. Расчетная длина каждого шва принимается на 1 см меньше фактической. Суммарная расчетная длина швов

$$l_w = 4(18 - 1) + 2 \cdot 4(11,9 - 1) = 68 + 87,2 = 155,2 \text{ см.}$$

Расчетные площади швов

$$A_{wf} = \beta_f k_f l_w = 0,8 \cdot 1 \cdot 155,2 = 124,2 \text{ см}^2; A_{wz} = \beta_z k_f l_w = 1 \cdot 1 \cdot 155,2 = 155,2 \text{ см}^2.$$

Сварные швы проверяются на условный срез по формулам

$$\frac{N}{A_{wf} R_{wf} \gamma_c} = \frac{1540}{124,2 \cdot 215 \cdot 0,9} = 0,64 < 1; \quad \frac{N}{A_{wz} R_{wz} \gamma_c} = \frac{1540}{155,2 \cdot 220 \cdot 0,9} = 0,50 < 1.$$

Прочность сварных швов, прикрепляющих ребра к стенкам пояса, не проверяется, т.к. она заведомо обеспечена.

Для примера выполнен расчет монтажного стыка нижнего пояса в программе *IDEA Statica* при толщине фланцев 25 мм. На рис. П.9.5 показан деформированный вид узла после расчета, а на рис. П.9.6 - зоны пластичности.

Расчет показал, что наиболее напряженными являются ребра в их зоне сопряжения с фланцами, а не сами фланцы, как предполагалось в ручном расчете.

Для анализа влияния толщины фланца и ребер произведем несколько расчетов, результаты сведем в табл. П.9.7.

Табл. П.9.7. Результаты расчетов узла в *IDEA Statica*.

№№ п.п.	Толщина (мм)		Катет шва (мм) в соединении		Макс. пластич. деформ. (%), элемент	Макс. коэф-т использов. сварных швов (%)	Коэф-т увеличения несущей способности узла
	фланцы	ребра	фланец – пояс	фланец – ребро			
1	25	8	10	8	0,22 (рёбра)	97,1	1,38
2	22	8	10	8	0,32 (рёбра)	97,2	1,28

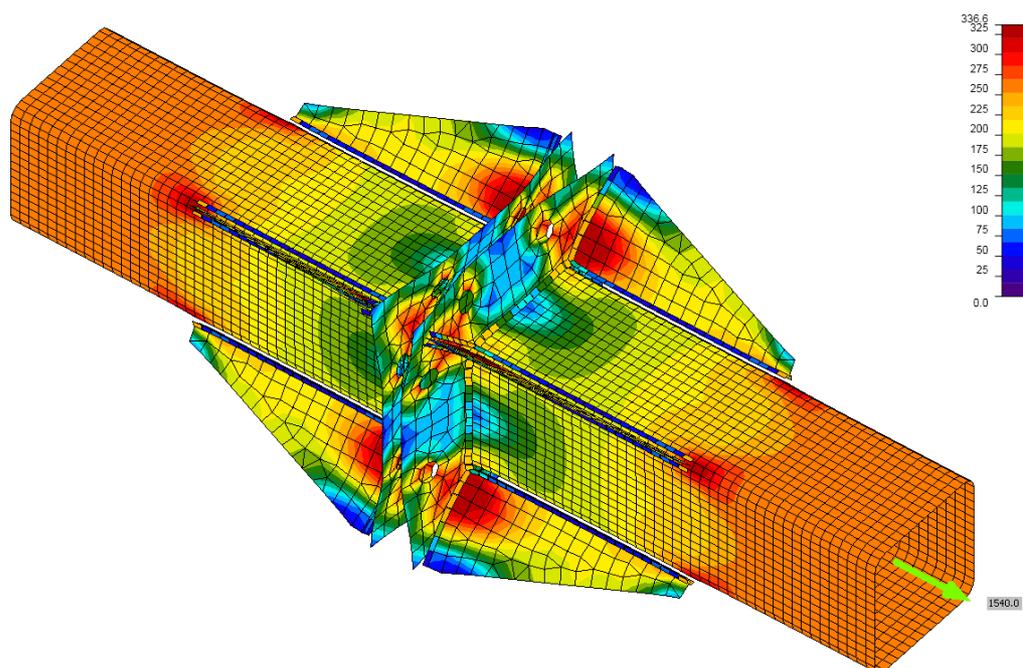


Рис. П.9.5. Деформированное состояние узла и изополя приведенных напряжений по Мизесу.

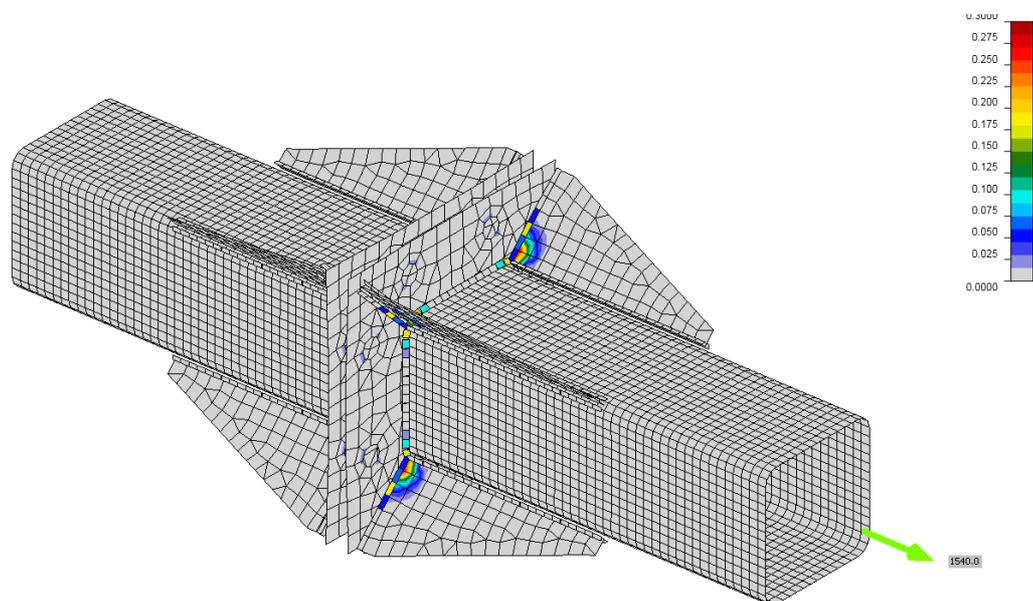


Рис. П.9.6. Зоны пластичности.

Расчет при толщине фланцев 22 мм показал, что узел работоспособен, зоны пластичности и её интенсивность в ребрах увеличились. Во фланцах появилась пластичность (0,07%) в небольших зонах между смежными отверстиями.

Монтажный стык верхнего пояса

Монтажный стык верхнего пояса выполняем также фланцевым на болтах. В отличие от типового узла по серии [18] фланцы расположим нормально к оси пояса, чтобы исключить поперечную составляющую усилия.

Конструкция стыка показана на рис. П.9.7, а на рис. П.9.8 – 3D-вид узла.

В соответствии с расчетной схемой в стыке имеется сжимающее усилие $N = 1595$ кН, изгибающий момент отсутствует.

Толщину фланца назначаем $t = 20$ мм. Фланец не работает на изгиб, поэтому его толщина принимается 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 [25].

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 [12]).

Минимальное количество болтов определяем по формуле (189) [12]:

$$n \geq \frac{N}{R_{bt} A_{bn} \gamma_c} = \frac{1595}{72,8 \cdot 3,53 \cdot 1} = 6 \text{ шт.}, \text{ принимаем } n = 6 \text{ шт.}$$

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 стенки пояса толщиной 10 мм (сталь С345, $R_{un} = 490$ Н/мм²) с фланцем толщиной 20 мм (сталь С345, $R_{un} = 490$ Н/мм²).

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

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

Расчетное сопротивление по металлу шва по таблице Г.2 [12] $R_{wf} = 215$ Н/мм².

Расчетное сопротивление по металлу границы сплавления (табл. 4 [12])

$$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 490 = 220 \text{ Н/мм}^2.$$

Коэффициенты глубины проплавления β_f и β_z принимаем по таблице 39 [12]:

$$\beta_f = 0,8; \beta_z = 1,0.$$

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

В плоскости фланца усилие сжатия $N = 1595$ кН воспринимается швом по периметру профиля. Расчетная длина шва

$$l_w = 2(16 + 20) - 1 = 63 \text{ см.}$$

Расчетная площадь шва

$$A_{wf} = \beta_f k_f l_w = 0,8 \cdot 1 \cdot 63 = 50,4 \text{ см}^2; \quad A_{wz} = \beta_z k_f l_w = 1 \cdot 1 \cdot 63 = 63 \text{ см}^2.$$

Сварной шов проверяется на условный срез по формулам

$$\frac{N}{A_{wf} R_{wf} \gamma_c} = \frac{1595}{50,4 \cdot 21,5 \cdot 1} = 1,47 > 1; \quad \frac{N}{A_{wz} R_{wz} \gamma_c} = \frac{1595}{63 \cdot 22 \cdot 1} = 1,15 > 1.$$

Сварной шов не проходит проверку по прочности даже при увеличении катета шва до максимальной величины 12 мм.

Можно ввести продольные ребра жесткости по аналогии со стыком нижнего пояса, но это усложнит конструкцию узла.

Воспользуемся тем обстоятельством, что стык работает на сжатие. При изготовлении фермы торцы профилей верхнего пояса перед приваркой фланцев необходимо фрезеровать, обеспечив передачу усилия через весь торец пояса на фланец. В этом случае сварные швы будут играть только фиксирующую роль, не испытывая значительных усилий.

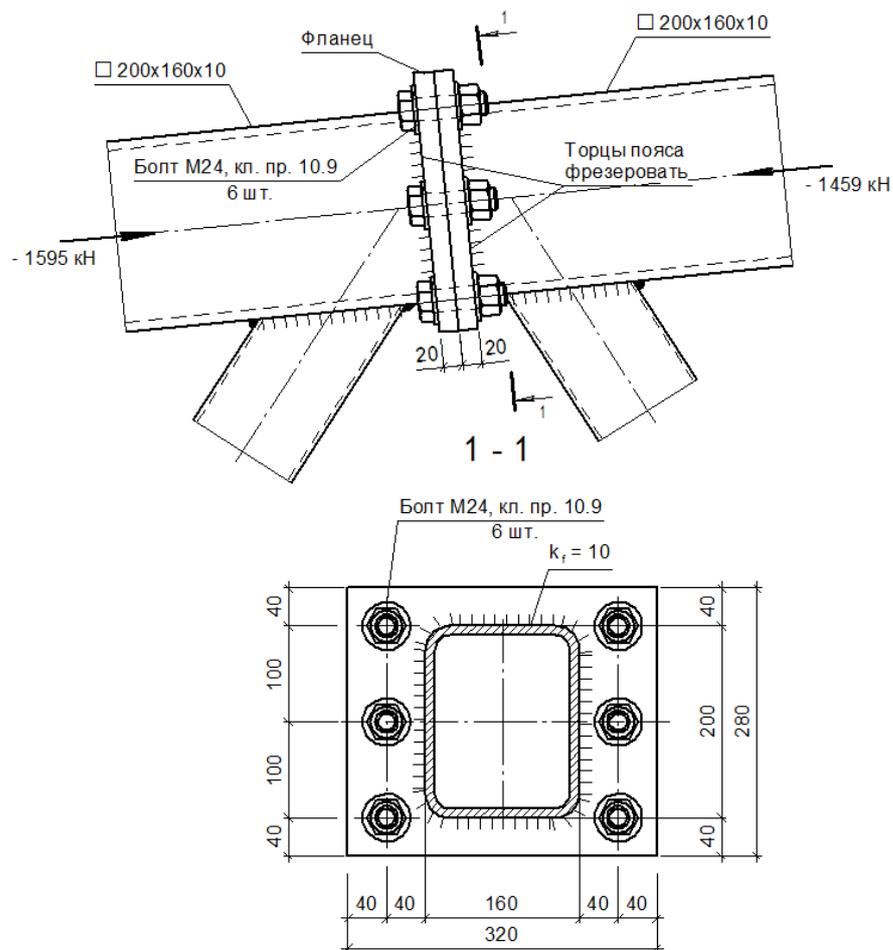


Рис. П.9.7. Монтажный стык верхнего пояса.

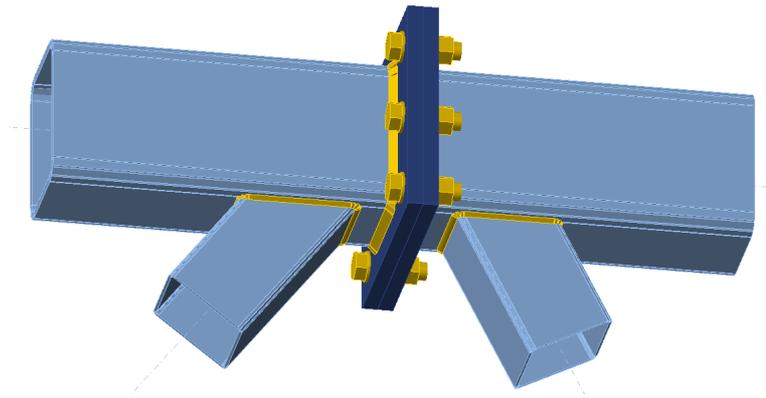


Рис. П.9.8. 3D-вид монтажного узла верхнего пояса.

Опорный узел

Конструкция опорного узла показана на рис. П.9.9, а на рис. П.9.10 – 3D- вид. Опорная реакция фермы $Q = 478$ кН передается через торец опорного фланца из стали С355. Минимальная площадь сечения этого торца определится из условия его работы на смятие:

$$A_m = Q / R_p = 478 / 46,6 = 10,3 \text{ см}^2,$$

$$\text{где } R_p = R_{un} / \gamma_m = 490 / 1,025 = 466 \text{ Н/мм}^2 = 46,6 \text{ кН/см}^2.$$

Конструктивно принимаем сечение опорного фланца 20×320 мм, у которого $A_m = 2 \cdot 32 = 64 \text{ см}^2 > 10,3 \text{ см}^2$.

Проверим прочность сварных швов, прикрепляющих опорный фланец к поясу фермы. Свариваются стенки пояса толщиной 10 мм (сталь С345, $R_{un} = 490 \text{ Н/мм}^2$) с фланцем толщиной 20 мм (сталь С355, $R_{un} = 490 \text{ Н/мм}^2$).

Максимальный катет шва $k_{fmax} = 1,2$, $t_{min} = 1,2 \cdot 1 = 1,2$ см. Принимаем $k_f = 1 \text{ см} = 10 \text{ мм}$.

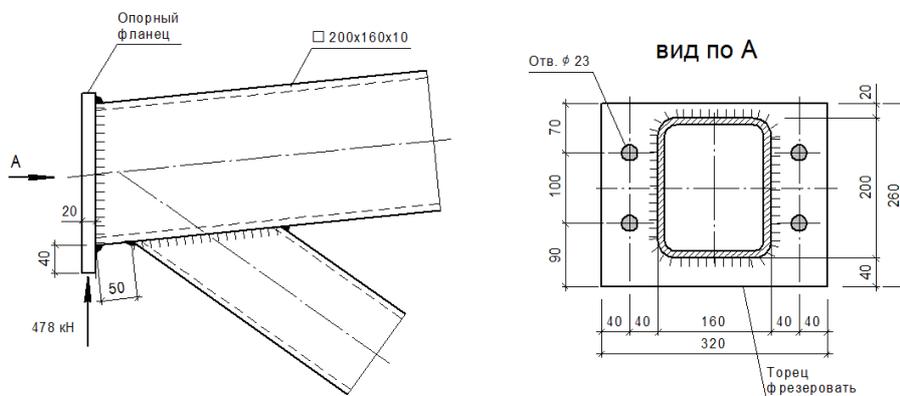


Рис. П.9.9. Опорный узел.

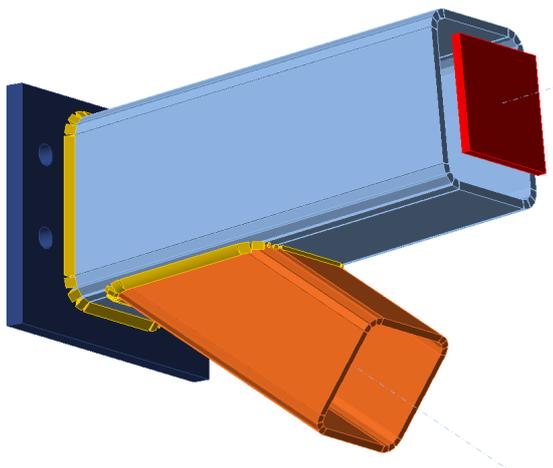


Рис. П.9.10. 3D-вид опорного узла.

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

Расчетное сопротивление по металлу шва по таблице Г.2 [3] $R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2 = 21,5 \text{ кН/см}^2$.

Расчетное сопротивление по металлу границы сплавления (табл. 4 [12])

$$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 490 = 220 \text{ Н/мм}^2 = 22 \text{ кН/см}^2.$$

Коэффициенты глубины проплавления β_f и β_z принимаем по таблице 39 [12]: $\beta_f = 0,8$; $\beta_z = 1,0$.

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

В плоскости фланца реакция $Q = 478$ кН воспринимается швом по периметру профиля. Расчетная длина шва (без учета наклона опорного фланца к оси верхнего пояса)

$$l_w = 2(16 + 20) - 1 = 63 \text{ см.}$$

Расчетная площадь шва

$$A_{wf} = \beta_f k_f l_w = 0,8 \cdot 1 \cdot 63 = 50,4 \text{ см}^2; \quad A_{wz} = \beta_z k_f l_w = 1 \cdot 1 \cdot 63 = 63 \text{ см}^2.$$

Сварной шов проверяется на условный срез по формулам

$$\frac{N}{A_{wf} R_{wf} \gamma_c} = \frac{478}{50,4 \cdot 21,5 \cdot 1} = 0,44 < 1; \quad \frac{N}{A_{wz} R_{wz} \gamma_c} = \frac{478}{63 \cdot 22 \cdot 1} = 0,34 < 1.$$

Прочность сварного шва обеспечена.

Узел крепления крановых путей

Конструкция узла (рис. П.8.11) принята по серии [18] и расчетом не проверяется.

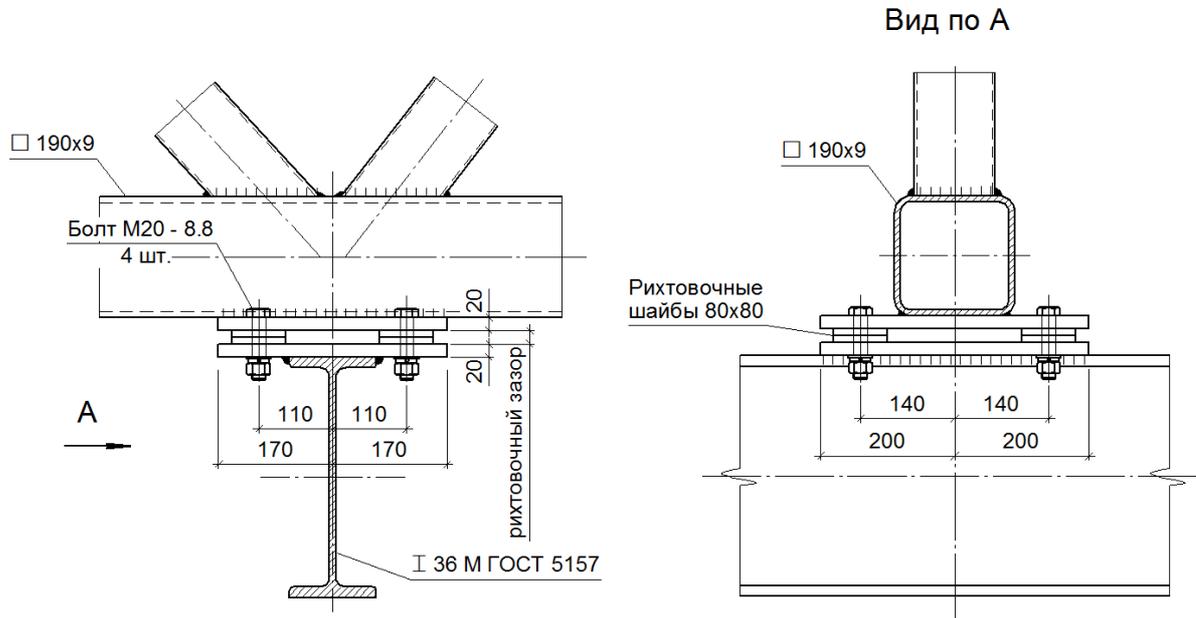


Рис. П.9.11. Узел крепления крановых путей.

12. Узел опирания фермы на колонну.

Типовой узел показан на рис. 12.1.

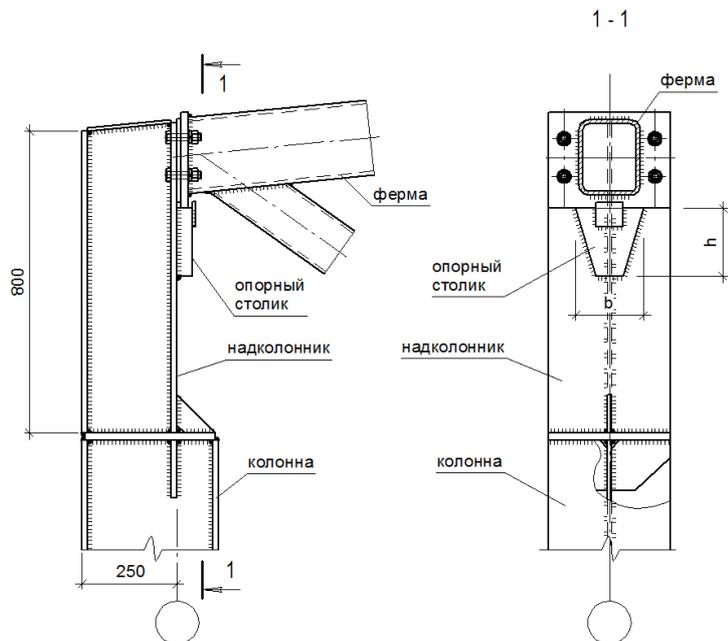


Рис. 12.1. Узел опирания фермы на колонну крайнего ряда.

В данном узле опорная реакция фермы воспринимается опорным столиком, толщина которого принимается равной 30-40 мм, а высота h определяется длиной швов. Для случая наличия только вертикальных швов получим

$$h \geq \frac{1,3 Q_{\max}}{2\beta_{f(z)}k_f R_{wf(z)}\gamma_c} + 1 \text{ см},$$

где Q_{\max} – максимальная реакция фермы;

1,3 – коэффициент, учитывающий возможную неточность подгонки опорного фланца фермы к опорному столику;

$\beta_{f(z)}$ – коэффициент глубины проплавления шва по металлу шва и металлу границы сплавления соответственно;

k_f – катет шва;

$R_{wf(z)}$ – расчетное сопротивление материала углового шва при расчетах по металлу шва и металлу границы сплавления соответственно.

Расчет производится дважды – по металлу шва и металлу границы сплавления, принимается большая величина h .

Кроме того, проверяется прочность торца опорного фланца фермы на смятие с учетом ширины опирания b .

На рис. 12.2 показано напряженное состояние узла.

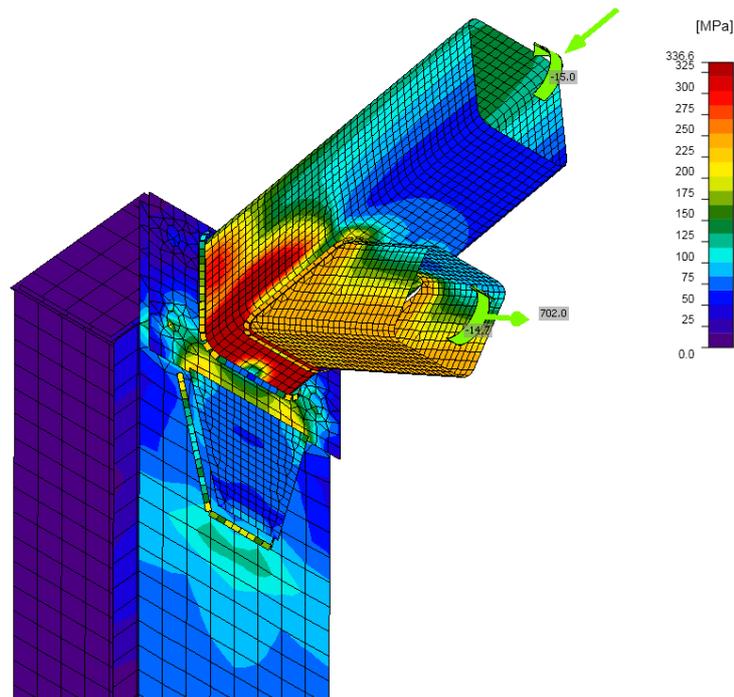


Рис. 12.2. Напряженное состояние по Мизесу узла опирания фермы на колонну.

При назначении расчетной схемы связевой фермы учитываются только её растянутые раскосы, а сжатые раскосы из работы исключены. Средние раскосы при симметричной нагрузке не работают, поэтому также исключены из расчетной схемы.

$$W_a = w \cdot \gamma_f \cdot H/2 \cdot a \text{ (кН)},$$

где w – нормативное значение основной ветровой нагрузки с наветренной стороны, определяемое как сумма средней w_m и пульсационной w_p составляющих (п.п. 11.1.3 и 11.1.8 [11]); пульсационную составляющую можно грубо и в запас учесть удвоением средней составляющей;

$\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по нагрузке для ветровой нагрузки;

H – высота торцевой стены;

a – шаг стоек связевой фермы.

После расчета связевой фермы получим усилия в её элементах.

В рассматриваемом случае наружный пояс связевой фермы, состоящий из балок, будет сжат, а внутренний пояс (верхний пояс фермы) – растянут.

Если учитывать противоположное направление ветра (подветренная сторона), то знаки усилий в поясах и стойках сменятся на противоположные.

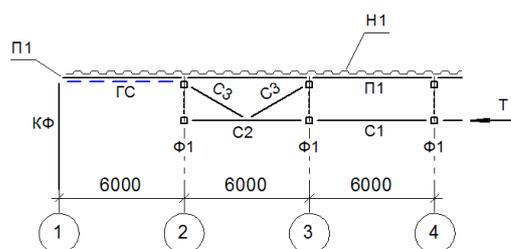
Стойки связевой фермы, т.е. прогоны, будут сжаты, причем максимальные усилия будут в крайних прогонах.

Все раскосы будут растянуты, причем максимальные усилия будут в крайних раскосах.

Усилия в поясах связевой фермы должны быть добавлены к основным усилиям в балках торцевой стены, в элементах верхнего пояса стропильной фермы, а также в прогонах. Сечения раскосов подбираются по найденным растягивающим усилиям.

Продольное торможение подвесных кранов.

Схема приложения нагрузки от продольного торможения подвесных кранов



Расчетная схема вертикальной связи между фермами

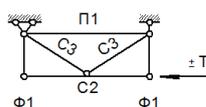


Рис. 13.2. К расчету вертикальной связи между фермами.

Максимальное расчетное значение силы продольного торможения подвесных кранов $T = 0,05 \cdot D_{max}$. Эта горизонтальная нагрузка может быть направлена вдоль здания в любом из двух направлений.

Определение D_{max} выполнено в разделе П.5.2.2.

От силы T , направленной справа налево, получим сжимающее усилие в прогоне, в левом раскосе и в правой части распорки С2. Правый раскос будет растянут. При смене направления действия силы T знаки усилий сменяются.

Усилия в поясах связевой вертикальной фермы должны быть добавлены к основным усилиям в прогонах. Сечение распорки С2 и раскосов С3 подбираются по полученным усилиям. Реакция вертикальной связевой фермы воспринимается горизонтальной связевой фермой и должна быть учтена в её расчете.

Случайный эксцентриситет и начальные искривления сжатых элементов, раскрепляемых связями.

Согласно п. 7.1.18 [13] расчет стержней, предназначенных для уменьшения расчетной длины сжатых элементов, необходимо выполнять на усилие Q_{fic} , определяемое в зависимости от продольной силы и коэффициента продольного изгиба φ для основного подкрепляемого элемента. Коэффициент φ определяется по табл. Д.1 [12] в зависимости от условной гибкости подкрепляемого элемента из плоскости фермы.

$$Q_{fic} = kN / \varphi, \text{ где } k = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y).$$

Данная формула отражает наличие возможного случайного эксцентриситета приложения нагрузки и начального искривления оси подкрепляемого стержня, что в совокупности приводит к эксцентриситету

$$e_b = \frac{i}{20} + \frac{l}{750},$$

где i – радиус инерции элемента в соответствующей плоскости;

l – длина элемента.

В данном случае подкрепляемыми элементами являются верхние пояса ферм, а раскрепляющими – прогоны и элементы горизонтальных связей по верхним поясам ферм.

Усилие Q_{fic} может быть направлено в любом направлении вдоль здания, а его максимальное значение будет развиваться в распорках, раскрепляющих среднюю часть верхнего пояса, где имеется наибольшее сжимающее усилие. В запас рассмотрим случай направления Q_{fic} в одну сторону (рис. 13.3).

В этом случае максимальное значение продольной силы будет действовать в крайних связевых элементах: $N_{max} = \pm n Q_{fic} / 2$, где n – количество раскрепляемых поясов ферм.

Однако маловероятно, что все силы Q_{fic} будут направлены в одну сторону. Если ввести коэффициент вероятности направления Q_{fic} , равный 0,5, то

$$N_{max} = \pm n Q_{fic} / 4.$$

Сжимающую силу N_{max} следует учитывать при подборе сечения распорок. В данном случае роль распорок играют прогоны П1, сечение которых следует проверять на совместное действие изгибающего момента от поперечной нагрузки и сжимающей силы N_{max} . Эту же силу требуется учитывать также при расчете горизонтальных связевых ферм.

Фрагмент схемы размещения связей по верхним поясам ферм

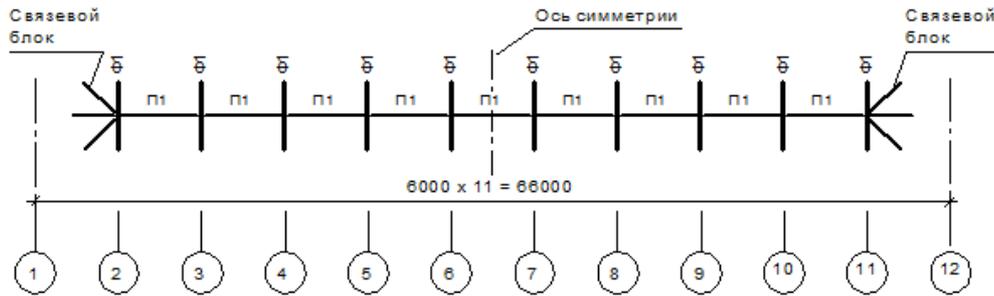
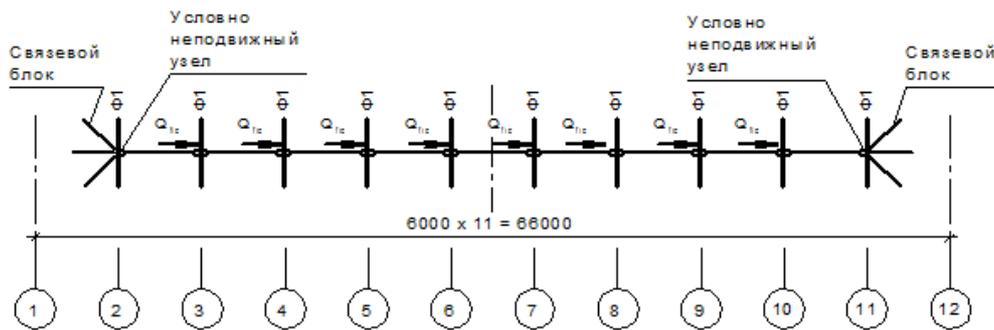


Схема приложения сил Q_{fc}



Эпюра продольных сил в связевых элементах

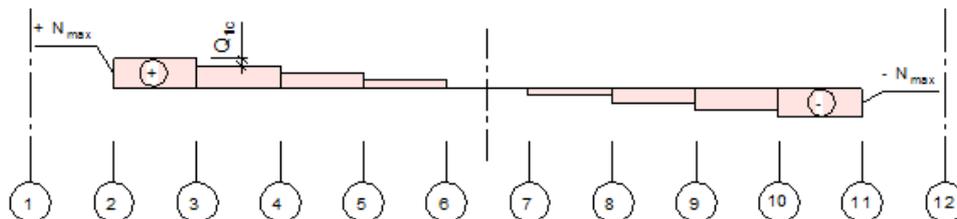


Рис. 13.3. К расчету связевых элементов.

14. Оформление рабочего чертежа покрытия (КМ и КМД)

Чертежи всей системы покрытия в стадии КМ выполняются в соответствии с [10].

Деталировочные чертежи отправочных марок в стадии КМД выполняются в соответствии с [26] и должны обеспечивать их изготовление с учетом особенностей завода-изготовителя, а также сборку отправочных марок в монтажные марки и сопряжение их с другими конструктивными элементами.

Условные обозначения отправочных марок должны соответствовать ГОСТ 26047.

На деталировочном чертеже показывают главный вид отправочного элемента, планы верхнего и нижнего поясов, вид сбоку и, если необходимо, разрезы; размещают также спецификацию деталей (по установленной форме) и таблицу заводских швов или болтов.

Основным видом стропильной фермы является ее проекция на вертикальную плоскость.

Узлы вычерчивают на главном виде, причём для читаемости чертежа узлы и сечения стержней вычерчивают в масштабе 1:10 – 1:20 на схеме осей фермы, вычерченной в масштабе 1:20 – 1:30.

В примечаниях на чертеже указываются особенности изготовления конструкции, неясные из чертежа.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Федеральный закон № 384-ФЗ. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений : офиц. текст : 30.12.2009.
2. ГОСТ 27751-2014. Надёжность строительных конструкций и оснований.
3. ГОСТ 27772-2015. Прокат строительных стальных конструкций. Общие технические условия.
4. ГОСТ 19903-74 Прокат листовой горячекатаный. Сортамент. Введ. 1976-01-01. – М. : Издательство стандартов, 1974. – 18 с.
5. ГОСТ 30245-2012. Профили стальные гнутые замкнутые сварные квадратные и прямоугольные для строительных конструкций. Технические условия. – Введ. 2016-01-01.
6. ГОСТ 32931-2015. Трубы стальные профильные для металлоконструкций. Технические условия.
7. ГОСТ 8278-83. Швеллеры стальные гнутые равнополочные. Сортамент.
8. ГОСТ 24045-2016. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия. – Введ. 2017-04-01.
9. ГОСТ Р 52246-2004. Прокат листовой горячеоцинкованный. Технические условия.
10. ГОСТ 21.502-2016. Правила выполнения рабочей документации металлических конструкций.
11. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* .
12. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*.
13. СП 294.1325800.2017. Конструкции стальные. Правила проектирования.
14. СП 131.13330.2018. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99* .
15. СП 17.13330.2017. Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26-76 .
16. СТО 0043-2005. Настилы стальные профилированные для покрытий зданий и сооружений. Проектирование, изготовление, монтаж : стандарт организации : разработ. ЦНИИПСК им. Мельникова, Хилти Дистрибьюшн Лтд. М., 2005. – 37 с.
17. Серия 1.460.3-14. Стальные конструкции покрытий производственных зданий пролетами 18, 24 и 30 м с применением замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения типа «Молодечно». Чертежи КМ.
18. Серия 1.460.3-23.98. Стальные конструкции покрытий производственных зданий из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения пролетом 18, 24 и 30 м с уклоном кровли 10 %. Выпуск I. Чертежи КМ : разработ. ПИ Ленпроектстальконструкция : утв. Госстроем РФ 12.10.2000. – 78 с.

19. Серия 1.462.3-17/85. Стальные решетчатые прогоны производственных зданий пролетом 12 м с применением профилей по сокращенному сортаменту металлопроката. Чертежи КМ : разработ. ЦНИИПСК им. Мельникова : утв. Госстроем СССР 25.02.1987. – 15 с.

20. Серия 1.462.3-22. Прогоны стальные производственных зданий. Выпуск 1. Прогоны сквозные пролетом 12 м из двутавров с параллельными гранями полок. Чертежи КМ : разработ. ЦНИИПСК им. Мельникова : утв. Госстроем СССР 20.05.1988. – 12 с.

21. СТО 0043-2005. Настилы стальные профилированные для покрытий зданий и сооружений. Проектирование, изготовление, монтаж : стандарт организации : разработ. ЦНИИПСК им. Мельникова, Хилти Дистрибьюшн Лтд. М., 2005. – 37 с.

22. Rockwool. Негорючая изоляция [Электронный ресурс]. – Режим доступа : www.rockwool.ru.

23. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций. – М. : ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, 1989. – 53 с.

24. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В 2 т. Т. 1. : под ред. А. А. Уманского. – 2-е изд. – М. : Стройиздат, 1972. – 600 с.

25. Справочник проектировщика. Металлические конструкции. Том 1. Общая часть. Под общ. ред. В.В. Кузнецова. М., изд-во АСВ, 1998.

26. Инструкция по составу и оформлению рабочих чертежей КМД. М., 20005.

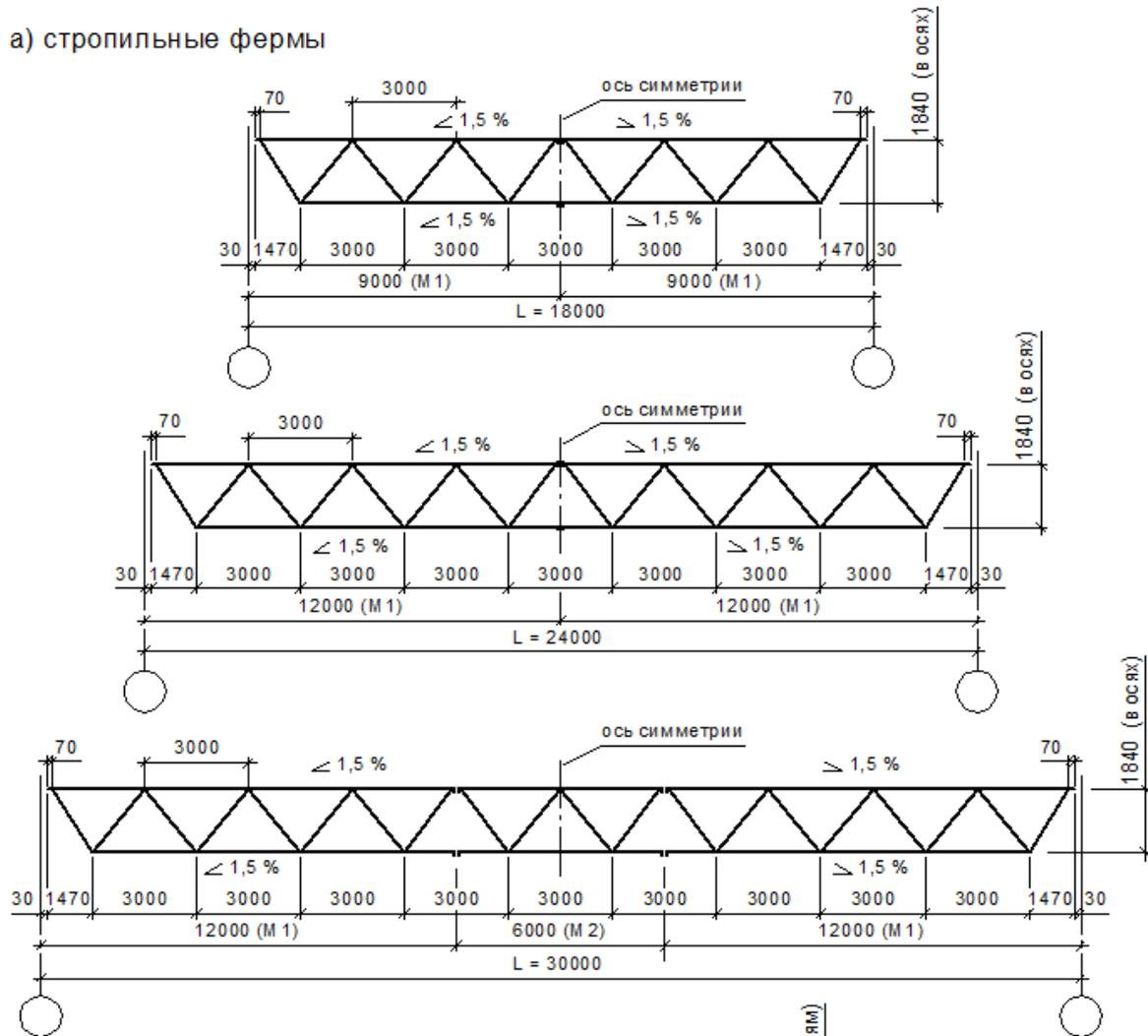
27. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Конструкции зданий : учеб. для строит. вузов / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов и др. : под ред. В. В. Горева. – 3-е изд. – М. : Высш. шк., 2004. – 271 с.

28. В.В. Пронин. Практические занятия по курсу металлических конструкций. ННГАСУ, 2021.

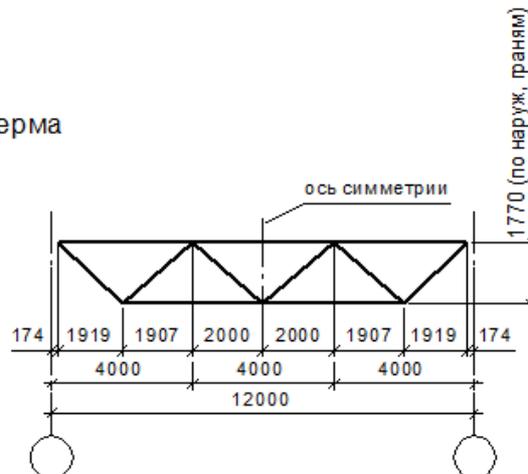
Приложение 1

Схемы компоновки стропильных и подстропильных ферм
ГОСТ 27579. Фермы стальные стропильные из гнутосварных профилей
прямоугольного сечения.

а) стропильные фермы

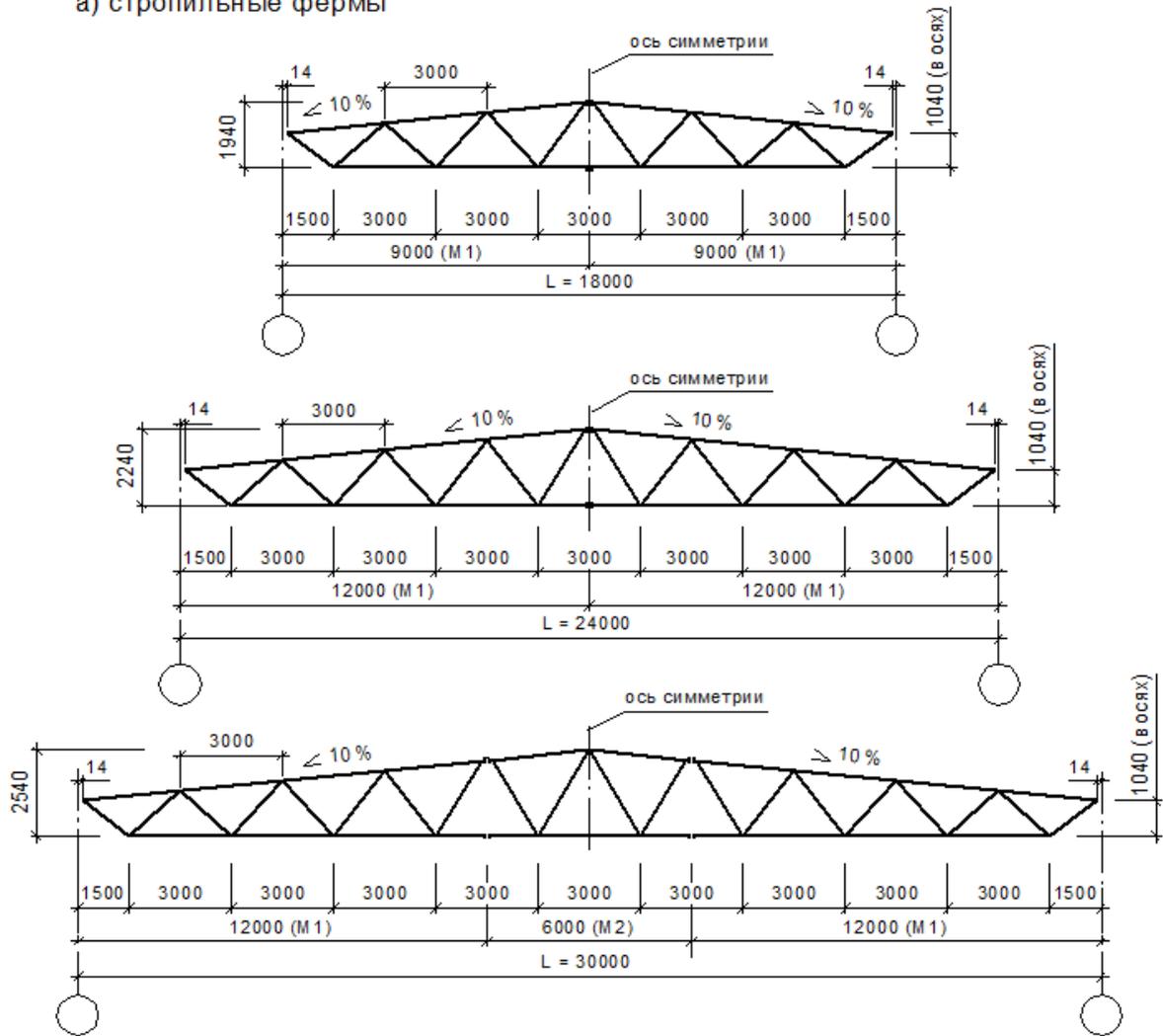


а) подстропильная ферма

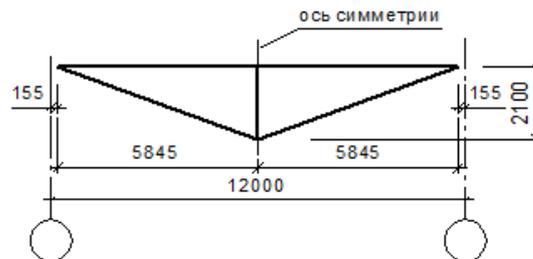


Серия 1.460.3-23.98. Стальные конструкции покрытий производственных зданий
из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения
пролетом 18, 24 и 30 м с уклоном кровли 10%»

а) стропильные фермы



б) подстропильная ферма



Приложение 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

H135-930-0,9	4	684	684	855	795
	6	304	304	380	354
	9	135	135	169	157
H135-930-1,0	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 сте- нок 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 сопро- тивления, см ³		момент инерции I_x , см ⁴	момент сопро- тивления, 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 [13])**

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

Пронин Владислав Валерьевич

Агеева Мария Александровна

Колесов Александр Иванович

СИСТЕМЫ ПОКРЫТИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ ФЕРМ ИЗ ЗАМКНУТЫХ ГНУТОСВАРНЫХ ПРОФИЛЕЙ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ

Учебное пособие

Подписано в печать Формат 60x90 1/8. Бумага газетная. Печать трафаретная.
Уч. изд. л. 14,2. Усл. печ. л. 14,4. Тираж 300 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