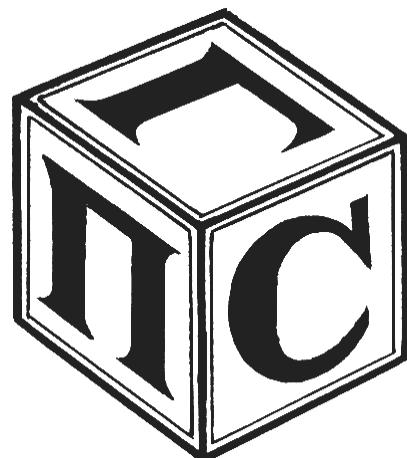


МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

*Методические рекомендации к курсовому проектированию
для студентов специальности
6-05-0732-02 «Экспертиза и управление недвижимостью»
очной формы обучения*



Могилев 2025

УДК 674.012.45

ББК 38.5

М54

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»
«23» октября 2025 г., протокол № 3

Составители: ст. преподаватель И. И. Мельянцова;
канд. техн. наук, доц. В. С. Михальков

Рецензент ст. преподаватель Н. В. Курочкин

Приведены рекомендации для конструирования и расчета конструкций и конструктивных элементов стального каркаса двухэтажного производственного здания, подлежащих расчету при курсовом проектировании. Расчет выполнен в соответствии с требованиями СП 5.04.01–2021 и СН 2.01.01–2022.

Учебное издание

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Ответственный за выпуск

С. В. Данилов

Корректор

А. А. Подошевко

Компьютерная верстка

Н. П. Полевничая

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 56 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:
Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования
«Белорусско-Российский университет».
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/156 от 07.03.2019.
Пр-т Мира, 43, 212022, г. Могилев.

© Белорусско-Российский
университет, 2025

Содержание

Введение.....	4
1 Исходные данные для выполнения курсовой работы.....	5
2 Компоновка каркаса здания и конструкций балочного перекрытия.....	6
3 Расчет балки настила.....	8
4 Расчет главной балки.....	13
5 Расчет центрально-сжатой колонны.....	26
6 Расчет стропильной фермы.....	31
Список литературы.....	38

Введение

Методические рекомендации разработаны в соответствии с требованиями действующих ТНПА по проектированию стальных конструкций СП 5.04.01–2021 [1].

Рекомендации предназначены для студентов специальности 6-05-0732-02 «Экспертиза и управление недвижимостью» очной формы обучения, а также могут быть полезны при дипломном проектировании.

Курсовая работа «Стальной каркас двухэтажного производственного здания» состоит из расчетно-пояснительной записки и графической части.

Расчетно-пояснительная записка включает: титульный лист; содержание (оглавление); введение; основную часть; список использованной литературы. Текст пояснительной записки приводится на стандартных страницах формата А4 (210 × 297 мм), рабочее поле которого ограничивается рамкой. Объем пояснительной записки – 30–35 листов. Текстовый материал подлежит оформлению согласно ГОСТ 2.105–95 и СТБ 7.1–2024. Текст записи последовательно, в случае необходимости, делится на разделы, подразделы, пункты и подпункты. Разделы имеют порядковые номера, обозначенные арабскими цифрами в пределах всего документа; подразделы – в пределах разделов; пункты – в пределах подразделов; подпункты – в пределах пунктов.

В графической части на элементы несущих конструкций здания разрабатываются рабочие чертежи в объеме двух листов формата А2. Графическая часть подлежит оформлению согласно требованиям ГОСТ 21.502–2016.

Техническая спецификация металла может быть представлена в графической части или в расчетно-пояснительной записке в виде приложения.

При использовании методических рекомендаций в процессе курсового проектирования студентам целесообразно проверить действие технических нормативных правовых актов (ТНПА), обращая внимание на изменения и поправки к ним (при их наличии). Перечень действующих ТНПА доступен на <https://normy.by> и <https://tnpa.by>.

1 Исходные данные для выполнения курсовой работы

В курсовой работе рассматривается прямоугольное в плане двухэтажное здание, характеризующееся относительно простыми объемно-планировочным и конструктивным решениями. В качестве несущей системы здания использован стальной каркас.

Пролет несущих конструкций второго этажа в два раза превышает пролет несущих конструкций первого этажа.

Металлический каркас здания состоит из ряда плоских поперечных рам, установленных параллельно друг другу вдоль здания на равном расстоянии. Конструкции, входящие в состав поперечных рам, являются основными несущими конструкциями каркаса. В продольном направлении поперечные рамы объединены друг с другом в единый каркас вспомогательными несущими конструкциями. Центрально-сжатые колонны, поддерживающие междуэтажное перекрытие, установлены посередине пролета поперечной рамы.

Исходные данные для курсового проектирования принимаются по заданию, выдаваемому преподавателем. В нем указывается пролет здания L , его длина L_1 , шаг поперечных рам B , отметка верха главной балки H_1 и низа стропильной фермы H_2 , высота фермы на опоре h , вид сопряжения балок междуэтажного перекрытия, характеристические значения собственного веса настила g_b и функциональной нагрузки q_k на междуэтажное перекрытие, характеристическое значение от собственного веса кровли на стропильную ферму p_3 , характеристическое значение снеговой нагрузки на стропильную ферму p_4 .

В курсовой работе необходимо выполнить компоновку каркаса здания и конструкций балочного перекрытия, расчет балки настила, главной балки, центрально сжатой колонны и стропильной фермы. Кранового оборудования в рассматриваемом здании не предусматривается, поэтому и воздействия от него не учитываются.

Рекомендуется следующая последовательность разделов пояснительной записки.

- 1 Титульный лист.
- 2 Содержание.
- 3 Введение.
- 4 Исходные данные к курсовому проектированию.
- 5 Компоновка каркаса здания и конструкций балочного перекрытия.
- 6 Расчет балки настила.
- 7 Расчет главной балки.
- 8 Расчет центрально-сжатой колонны.
- 9 Расчет стропильной фермы.
- 10 Список литературы.

Графическая часть включает: схему расположения элементов балочной площадки, составление рабочих чертежей балки настила и главной балки, колонны, стропильной фермы, спецификация металла.

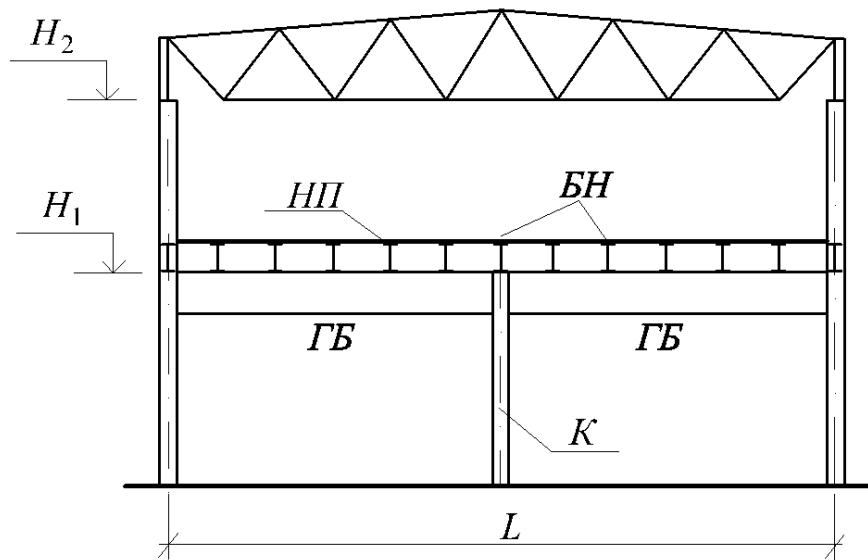
Во введении должна быть отмечена роль металлических конструкций в современном строительстве. Необходимо описать цели, задачи, область применения знаний, полученных при выполнении курсовой работы.

2 Компоновка каркаса здания и конструкций балочного перекрытия

Компоновка каркаса здания является необходимой частью проектирования. В процессе компоновки устанавливаются расстояния между основными конструкциями каркаса как в горизонтальном, так и в вертикальном направлениях. При реальном проектировании эти расстояния устанавливаются согласно требованиям унификации объемно-планировочных и конструктивных решений зданий, а также типовых привязок конструкций к разбивочным осям. В учебных целях требования унификации в курсовой работе не соблюдаются, а привязки для упрощения не принимаются во внимание.

Согласно задания на проектирование каждому студенту предлагаются основные размеры проектируемого каркаса. Условимся, что горизонтальные размеры даны по осям конструкций, а вертикальные – по контурам основных несущих конструкций.

Эскизная форма поперечного разреза каркаса здания представлена на рисунке 2.1.



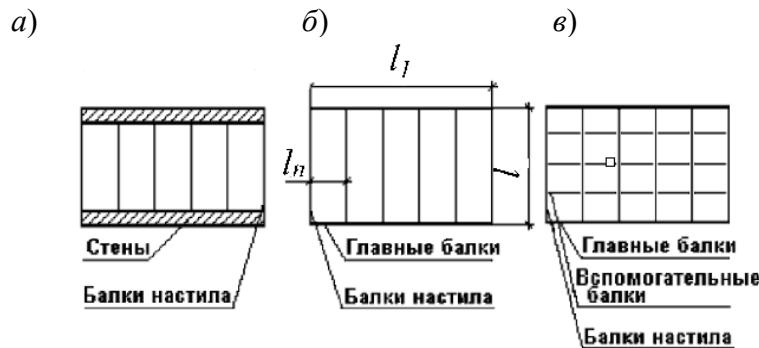
ГБ – главная балка; *БН* – балка настила; *НП* – настил междуэтажного перекрытия; *K* – центрально-сжатая колонна, поддерживающая междуэтажное перекрытие

Рисунок 2.1 – Поперечный разрез каркаса здания

Система несущих балок, образующих конструкцию перекрытий, рабочих площадок цехов, проезжей части моста или других аналогичных конструкций,

называется **балочной площадкой** (клеткой). Балочные клетки применяют в рабочих площадках, покрытиях и перекрытиях зданий, в пролетных строениях мостов, в затворах гидротехнических сооружений и т. д.

Балочные площадки подразделяют на три основных типа: упрощенный, нормальный и усложненный (рисунок 2.2).



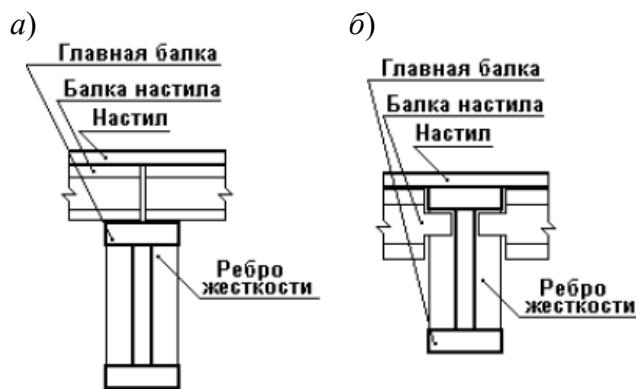
a – упрощенный; *б* – нормальный; *в* – усложненный

Рисунок 2.2 – Типы балочных клеток

Упрощенный тип основан на использовании балок одного направления, передающих нагрузку на опоры. Балки в этом случае опираются на стены.

В балочной клетке нормального типа (см. рисунок 2.2, *б*) нагрузка с настила передается на балки настила, которые, в свою очередь, передают ее на главные балки, опирающиеся на колонны. Балки настила обычно проектируют прокатными, а главные балки могут быть как прокатными (больших профилей), так и составными.

Взаимное расположение балок в балочной клетке может быть различным: этажное (рисунок 2.3, *а*), в одном уровне (рисунок 2.3, *б*) и пониженное.



а – этажное; *б* – в одном уровне

Рисунок 2.3 – Взаимное расположение балок

В курсовой работе взаимное расположение балок указано в задании на проектирование.

Выбор типа балочной клетки определяется экономическими соображениями, заданными габаритами, соответствием конструкции технологическим требованиям и условиям эксплуатации. В курсовой работе для упрощения расчетов допускается принять *нормальный* тип балочной клетки.

Для обеспечения геометрической неизменяемости стального каркаса здания в его середине по длине должны быть установлены вертикальные связи между колоннами в одном и том же шаге по всем рядам. Поскольку здание двухэтажное, то такие связи между колоннами крайних рядов устанавливаются в два яруса. Вертикальные связи устанавливаются и между колоннами среднего ряда.

Для проектирования балок настила рекомендуется использовать прокатные балки двутавровые или двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок.

Балки настила в плане рекомендуется размещать с постоянным шагом по длине поддерживающих их балок. Расстояние между балками настила принимается произвольно в интервале 1...2 м. Шаг балок настила следует назначать кратным пролету поперечной рамы L .

В разделе курсовой работы по компоновке каркаса и конструкций перекрытия необходимо в соответствии с заданием на проектирование разработать схему расположения конструкций междуэтажного перекрытия, поперечный разрез здания, определить шаг балок настила l_n .

3 Расчет балки настила

При расчете по предельным состояниям несущей способности при постоянных и переходных расчетных ситуациях следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний воздействий [2, п. 6.10.2 и приложение А]:

– первое основное сочетание

$$p_1 = \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}; \quad (3.1)$$

– второе основное сочетание

$$p_2 = \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}, \quad (3.2)$$

где G_{kj} – характеристическое значение постоянного j -го воздействия;

Q_{ki} – характеристическое значение сопутствующего переменного воздействия;

Q_{k1} – характеристическое значение доминирующего переменного воздействия;

γ_{Gj}, γ_{Qi} – частные коэффициенты для постоянного и переменного воздействия соответственно;

$\Psi_{0,i}$ – коэффициент сочетаний воздействий, учитывающий комбинационное значение переменного воздействия;

ξ – понижающий коэффициент для неблагоприятно действующего постоянного воздействия G ; $\xi = 0,85$.

Расчетные значения воздействий для предельных состояний несущей способности в постоянных и переходных расчетных ситуациях принимаются в соответствии с [2, таблица А.3]. Для расчетов стальных конструкций в вышеприведенных формулах принимают следующие значения частных коэффициентов:

– для постоянного воздействия от собственного веса стальных конструкций $\gamma_G = 1,2$;

– для функциональной нагрузки $\gamma_Q = 1,4$.

Для расчета балки настила учитывается собственный вес настила p_1 , собственный вес самой балки настила и переменная функциональная нагрузка, характеристическое значение которой указано в задании на проектирование.

Расчетная погонная нагрузка на балку настила с учетом их шага l_n составит

$$q = p \cdot l_n + g_b^n \cdot \gamma_G, \quad (3.3)$$

где p – наибольшее расчетное значение воздействия p_1 или p_2 на балку настила, определяемое по формулам (3.1)–(3.2);

g_b^n – собственный вес 1 м балки, обычно предварительно назначается 300...500 Н/м².

$$p = p_1 = \gamma_G \cdot g_b + \gamma_Q \cdot \Psi_{0,1} \cdot q_k \text{ или } p = p_2 = \xi \cdot \gamma_G \cdot g_b + \gamma_Q \cdot q_k, \quad (3.4)$$

где g_b – собственный вес 1 м² настила (указан в задании на проектирование);

$\Psi_{0,1} = 1$ [2, таблица А.1];

Расчетная схема балки настила представлена на рисунке 3.1.

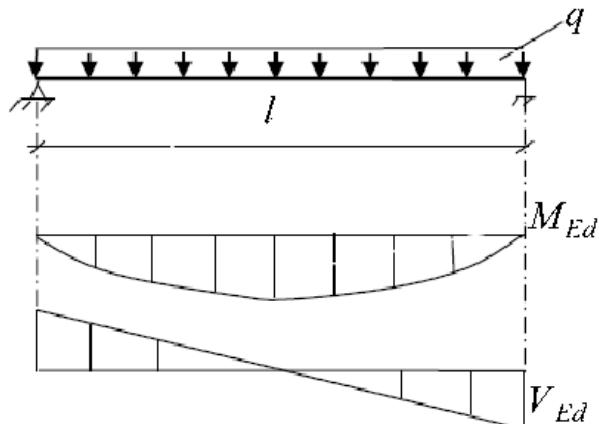


Рисунок 3.1 – Расчетная схема балки настила (однопролетная разрезная балка)

Максимальный изгибающий момент M_{Ed} находим по формуле

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot l^2}{8}, \quad (3.5)$$

где l – пролет балки настила, равный шагу поперечных рам B , м.

Наибольшая поперечная сила определяется по формуле

$$V_{Ed} = \frac{q \cdot l}{2}. \quad (3.6)$$

Разрезные балки, несущие статическую нагрузку, из стали с характеристическим пределом текучести $f_{yk} \leq 440$ МПа, для которых обеспечена общая устойчивость (сжатый пояс раскреплен жестким настилом), обеспечена местная устойчивость стенки и полок и в месте, где действует максимальный изгибающий момент $\tau_x \leq 0,9 f_s$, можно рассчитывать с учетом развития пластических деформаций. Тогда требуемый момент сопротивления сечения балки для случая упругопластической работы при изгибе балки в одной из главных плоскостей можно определить по формуле

$$W_{n,cal} = \frac{M_{Ed}}{c_x \cdot \beta \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (3.7)$$

где c_x – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций [1, приложение Е]; в первом приближении принимаем $c_x = 1,12$;

β – коэффициент; $\beta = 1$ при $\tau_x \leq 0,5 f_s$; при $0,5 f_s < \tau_x \leq 0,9 f_s$ определяют по [1, п. 8.2.3];

f_{yd} – расчетное значение предела текучести стали балки настила [1, таблицы А.4–А.5];

γ_c – коэффициент условий работы конструкций и элементов [2, таблица Б.1]).

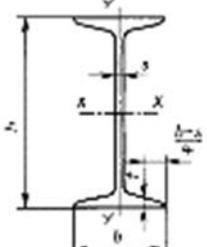
Сечения балок настила принимают прокатными. По значению $W_{n,cal}$ из сортамента в соответствии с принятым сечением (двутавр, швеллер и др.) выбирают ближайший номер профиля, у которого $W_{n,min} \geq W_{n,cal}$, где $W_{n,min}$ – момент сопротивления сечения нетто, принятый по сортаменту.

Выполняем корректировку нагрузки с учетом фактического значения веса балки настила (в сортаменте дается вес одного погонного метра профиля) и уточняем расчетные значения усилий M_{Ed} и V_{Ed} . Также уточняем значение коэффициента c_x по [1, приложение Е].

В таблице 3.1 представлена выборка из ГОСТ 8239–89 для подбора сечения балки настила.

Таблица 3.1 – Балки двутавровые (выборка из ГОСТ 8239–89)

Но- мер про- филя	Размер, мм				A , см ²	G , кг/м	I_x , см ⁴	W_x , см ³	S_x , см ³	i_x , см	I_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см
	h	b	t	s									
10	100	55	7,2	4,5	12	9,46	198	39,7	23	4,06	17,9	6,49	1,22
12	120	64	7,3	4,8	14,7	11,5	350	58,4	33,7	4,88	27,9	8,72	1,38
14	140	73	7,5	4,9	17,4	13,7	572	81,7	46,8	5,73	41,9	11,5	1,55
16	160	81	7,8	5	20,2	15,9	873	109	62,3	6,57	58,6	14,5	1,7
18	180	90	8,1	5,1	23,4	18,4	1290	143	81,4	7,42	82,6	18,4	1,88
20	200	100	8,4	5,2	26,8	21	1840	184	104	8,28	115	23,1	2,07
22	220	110	8,7	5,4	30,6	24	2550	232	131	9,13	157	28,6	2,27
24	240	115	9,5	5,6	34,8	27,3	3460	289	163	9,97	198	34,5	2,37
27	270	125	9,8	6	40,2	31,5	5010	371	210	11,2	260	41,5	2,54
30	300	135	10,2	6,5	46,5	36,5	7080	472	268	12,3	337	49,9	2,69
33	330	140	11,2	7	53,8	42,2	9840	597	339	13,5	419	59,9	2,79
36	360	145	12,3	7,5	61,9	48,6	13380	743	423	14,7	516	71,1	2,89
40	400	155	13	8,3	72,6	57	19062	953	545	16,2	667	86,1	3,03
45	450	160	14,2	9	84,7	66,5	27696	1231	708	18,1	808	101	3,09
50	500	170	15,2	10	100	78,5	39727	1598	919	19,9	1043	123	3,23
55	550	180	16,5	11	118	92,6	55962	2035	1181	21,8	1356	151	3,39
60	600	190	17,8	12	138	108	78806	2560	1491	23,6	1725	182	3,54



Примечание – A – площадь поперечного сечения; h – высота балки; G – масса 1 м в килограммах; b – ширина полки; I – момент инерции; t – толщина полки; W – момент сопротивления; s – толщина стенки; S – статический момент полусечения; i – радиус инерции

Проверка несущей способности балки настила

Расчет на прочность разрезных балок 2-го и 3-го класса сечения в соответствии с [1] при изгибе в плоскости наибольшей жесткости ($I_x > I_y$) выполняют по формуле

$$\frac{M_{Ed}}{c_x \cdot \beta \cdot W_{n,min} \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (3.8)$$

При действии в сечении поперечной силы прочность на сдвиг определяется по формуле

$$\frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot t_w \cdot f_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.9)$$

где S , $t_w(s)$, I – геометрические характеристики сечения, принимаемые для балки

настила из сортамента;

f_s – расчетное значение прочности стали балки настила на сдвиг.

$$f_s = \frac{0,58 \cdot f_{yk}}{\gamma_m}, \quad (3.10)$$

где f_{yk} – характеристическое значение предела текучести стали балки настила, [1, таблицы А.4–А.5];

γ_m – частный коэффициент по материалу, $\gamma_m = 1,025$.

Проверка предельных состояний эксплуатационной пригодности (жесткости балки)

Согласно требованиям [2] проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности следует выполнять из условия

$$E_d \leq C_{d,\text{lim}}, \quad (3.11)$$

где $C_{d,\text{lim}}$ – предельное расчетное значение критерия оценки эксплуатационной пригодности;

E_d – расчетное значение эффектов воздействий в единицах критериев эксплуатационной пригодности, определяемое при соответствующих сочетаниях воздействий (характеристического, частого и практически постоянного сочетаний).

Для балок, как и других пролетных конструкций, основными определяющими критериями пригодности к нормальной эксплуатации являются прогибы.

Для однопролетной балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, проверка деформативности производится по формуле

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot l^4}{E \cdot I_x} \leq f_u, \quad (3.12)$$

где q_n – действительное характеристическое значение погонной нагрузки на балку, кН/м²; определяется без учета коэффициентов надежности для постоянных и переменных воздействий γ_G и γ_Q с использованием значений, соответствующих выбранный балке настила.

С учетом требований [1, п.18] включает в себя характеристическое значение постоянных нагрузок и практически постоянное значение переменных нагрузок

$$q_n = (q_k \cdot \psi_2 + g_b) \cdot l_n + g_b^n, \quad (3.13)$$

где ψ_2 – коэффициент сочетания воздействий, учитывающий практически постоянное значение переменного воздействия, $\psi_2 = 0,8$ [2, таблица А.1].

Предельное значение прогиба f_u устанавливается в соответствии с [1, таблица 49].

Если проверка по формуле (3.9) не удовлетворяется, то следует увеличить сечение балки, взяв менее прочный материал, или допустить недоиспользование прочности балки, что менее выгодно. Проверку общей устойчивости балки настила выполнять не требуется, т. к. по всей длине к ее верхнему поясу приварен стальной настил.

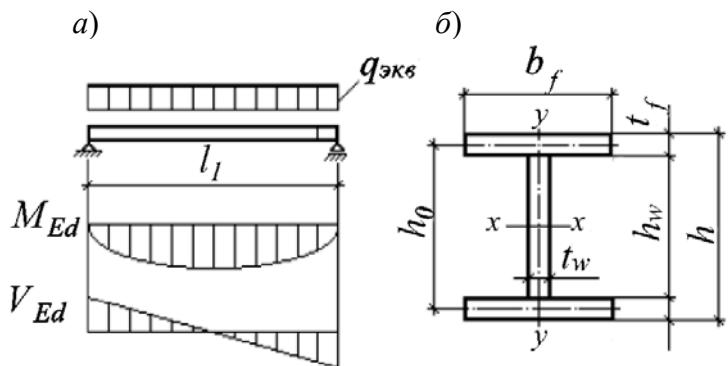
4 Расчет главной балки

Когда требуются конструкции, жесткость и несущая способность которых превышает возможности прокатных профилей, используют составные балки. Наиболее распространены балки двутаврового профиля симметричного сечения, состоящие из трех элементов: верхнего и нижнего поясов, объединенных тонкой стенкой.

Проектирование балок составного сечения выполняют в два этапа: на первом этапе компонуют и подбирают сечения, а на втором – проверяют балку на прочность, устойчивость и жесткость.

Подбор сечения главной балки

Расчетная схема главной балки и схема поперечного сечения представлены на рисунке 4.1.



а – расчетная схема главной балки; б – поперечное сечение балки

Рисунок 4.1 – К подбору сечения главной балки

Подбор сечения главной балки заключается в определении размеров поясов и стенки составной сварной балки с учетом заданных технологическим заданием условий, экономичности, прочности, устойчивости и технологичности изготовления.

При количестве балок более пяти главная балка считается нагруженной равномерно распределенной нагрузкой.

Сбор нагрузки на 1 м² балки выполним в табличной форме. Собственный вес главной балки g_{bp}^n , предварительно принимаем равным 1 %...3 % нагрузки, приходящейся на балку.

Таблица 4.1 – Характеристические и расчетные нагрузки на главную балку

Номер нагрузки	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м ²	γ_F	Расчетное значение, кН/м ²
Постоянная нагрузка				
1	Собственный вес настила	g_b	1,2	g_{bd}
2	Собственный вес балок настила	$g_{bk}^n = \frac{g_b^n}{l_n}$	1,2	g_{bd}^n
3	Собственный вес главной балки	g_{bp}^n	1,2	g_{bp}^n
	Итого:	g_k		g_d
Переменная нагрузка				
	Функциональная	q_k	1,4	q_d
	Итого:	q_k		q_d

Составляем сочетания воздействий:

– первое основное сочетание

$$p_1 = g_d + \psi_{0,1} \cdot q_d; \quad (4.1)$$

– второе основное сочетание

$$p_2 = \xi \cdot g_d + q_d. \quad (4.2)$$

Для дальнейших расчетов принимаем наибольшее расчетное значение воздействия p из наиболее неблагоприятного сочетания. Тогда расчетная погонная нагрузка на главную балку

$$q_{ek6} = p \cdot l. \quad (4.3)$$

Для расчетов жесткости главной балки характеристическое значение погонной нагрузки

$$q_{ek6}^n = (q_k \cdot \psi_2 + g_k) \cdot l. \quad (4.4)$$

Согласно расчетной схеме (однопролетная разрезная балка) расчетный изгибающий момент в середине пролета

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot l_1^2}{8}, \quad (4.5)$$

где l_1 – расчетный пролет главной балки, равный половине пролета каркаса здания, м.

Поперечная сила на опоре

$$V_{Ed} = \frac{q \cdot l_1}{2}. \quad (4.6)$$

Изгибающий момент от характеристического значения погонной нагрузки

$$M_{Ek} = \frac{q_{\text{экв}}^n \cdot l_1^2}{8}. \quad (4.7)$$

Определяем требуемый момент сопротивления балки (без учета упругопластической работы)

$$W_{calc} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (4.8)$$

где f_{yd} – расчетное значение предела текучести стали главной балки [1, таблица А.3].

Компоновку составного сечения начинаем с установления высоты балки.

Грубую оценку высоты разрезной балки можно производить из условия

$$h = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12} \right) \cdot l_1. \quad (4.9)$$

Для балок высотой 1...2 м рациональное значение толщины стенки t_w , мм, можно определить по эмпирической формуле

$$t_w = 7 + 3 \cdot \frac{h}{1000}. \quad (4.10)$$

Пояса главной балки в основном воспринимают момент, а стенка – перерезывающие усилия. Большая часть момента, возникающего в сечении балки, трансформируется в продольные усилия поясов $N \approx \pm \frac{M}{h}$. Расход металла на пояса будет меньшим при большей высоте балки, однако при этом потребуется больше металла на стенку. Высоту балки, при которой суммарный расход металла для главной балки будет минимальным, называют оптимальной. Из условия экономичности, характеризующейся наименьшим расходом стали, вычисляют оптимальную высоту балки

$$h_{opt} = k \cdot \sqrt{\frac{W_{calc}}{t_w}}, \quad (4.11)$$

где k – коэффициент, зависящий от конструктивного оформления балки. Для сварных балок постоянного сечения $k = 1,2 \dots 1,15$; для балок переменного сечения $k = 1,0$.

В балке оптимальной высоты масса стенки равна массе поясов. Поэтому при назначении действительной высоты балки следует руководствоваться значением h_{opt} . Отступление действительной высоты балки от оптимальной назначается в пределах 20 %.

Определение минимальной высоты производится по формуле

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{f_{yd} \cdot l_1^2}{E \cdot f_u} \cdot \frac{M_{Ek}}{M_{Ed}} \quad \text{или} \quad h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{f_{yd} \cdot l_1^2}{E \cdot f_u} \cdot \frac{q_{\text{экв}}^n}{q_{\text{экв}}}, \quad (4.12)$$

где f_u – предельный допустимый прогиб главной балки [1, таблица 49].

Минимальная высота балки обеспечивает необходимую жесткость при полном использовании несущей способности материала. С увеличением высоты балки масса поясов уменьшается, а масса стенки возрастает.

Назначаемая окончательно высота балки h_{δ} должна быть близкой к h_{opt} и не менее h_{min} .

Минимальная толщина стенки из условия среза

$$t_{w,min} = \frac{k \cdot V_{Ed}}{h_w \cdot f_s \cdot \gamma_c}, \quad (4.13)$$

где k – коэффициент при работе на срез всего двутаврового сечения. Без учета поясов $k = 1,5$ (при наличии внутренних опорных ребер); с учетом работы поясов $k = 1,2$ (при наличии торцевого опорного ребра);

h_w – высота стенки балки. Рекомендуется высоту стенки балки назначать с учетом сортамента на листовой прокат.

Если $t_{w,min}$ будет отличаться более чем на 2 мм от ранее принятой в формуле (4.8), то следует назначить $t_w \geq t_{w,min}$ с учетом дальнейшей корректировки значения h_{opt} . Окончательно принимая толщину стенки, необходимо учитывать, что местная устойчивость стенки без дополнительного укрепления ее продольным ребром обеспечивается, если выполняется условие

$$t_w \geq \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}, \quad (4.14)$$

где

$$h_w = h_{\delta} - 2t_f; \quad (4.15)$$

t_f – толщина поясного листа, принимают $t_f = 16 \dots 40$ мм.

Толщину стенки принимают не менее 8 мм, очень редко – 6 мм.

Толщина поясного листа сварной балки не должна превышать трех толщин стенки ($t_f \geq 3t_w$) исходя из технологических условий сварки листов разной толщины. Применение поясных листов толщиной более 30 мм нерационально, т. к. толстые листы имеют пониженные расчетные сопротивления.

Размеры горизонтальных поясных листов балки определяются исходя из ее необходимой несущей способности. Для этого вычисляют требуемый момент инерции сечения балки по формуле

$$I_{calc} = \frac{W_{calc} \cdot h_b}{2}, \quad (4.16)$$

где h_b – принятая высота главной балки.

Момент инерции стенки

$$I_{w,calc} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}. \quad (4.17)$$

Момент инерции, приходящийся на поясные листы,

$$I_{f,calc} = I_{calc} - I_{w,calc}. \quad (4.18)$$

Требуемая площадь сечения одной полки

$$A_f = \frac{2 \cdot I_{f,calc}}{h_0^2}, \quad (4.19)$$

где h_0 – расстояние между осями полок.

Ширина полки балки

$$b_f = \frac{A_f}{t_f}. \quad (4.20)$$

Окончательно размеры t_f и b_f увязывают с сортаментом на листовой прокат.

Ширину поясных листов b_f принимают равной ($\frac{1}{3} \dots \frac{1}{5}$) высоты балки из условия обеспечения ее общей устойчивости и равномерного распределения продольных напряжений по ширине листа ($\frac{h}{5} \leq b_f \leq \frac{h}{3}$). При $b_f > \frac{h}{3}$ будет существенно проявляться неравномерность распределения напряжений по ширине листа, при $b_f < \frac{h}{5}$ мала боковая жесткость пояса.

По конструктивным соображениям ширина пояса принимается не менее 180 мм или $\frac{h_b}{10}$ ($b_f \geq 180$ мм, $b_f \geq \frac{h_b}{10}$). При несоблюдении этих условий трудно выполнить узлы опирания на балку вышележащих конструкций.

Для растянутых поясов балок не рекомендуется принимать ширину поясов более 30 толщин из условия равномерного распределения напряжений по ширине листа.

Местная устойчивость сжатого пояса обеспечена, если отношение свободного свеса полки b_f к ее толщине t_f не должно превышать значений, вычисляемых по формулам

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}}, \quad (4.21)$$

где b_{ef} – свободный свес полки главной балки.

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2}. \quad (4.22)$$

Проверочные расчеты

Проверка прочности главной балки.

Расчет на прочность балок 1-го класса при действии момента в одной из главных плоскостей производится по формуле

$$\frac{M_{Ed}}{W_{n,min} \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (4.23)$$

где M_{Ed} – максимальный изгибающий момент от внешней нагрузки с учетом уже *фактического веса балки*, определяемого по принятому сечению;

$W_{n,min}$ – момент сопротивления фактического сечения балки.

Фактические момент сопротивления и момент инерции балки

$$W_{n,min} = \frac{2I_b}{h_b}; \quad (4.24)$$

$$I_b = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_o^2}{4}. \quad (4.25)$$

Если условие прочности не соблюдается, то сечение балки корректируется. Применяемые размеры стенки и полок балки необходимо согласовывать с сортаментом на листовую и полосовую сталь.

Перенапряжение сечения, как правило, не допускается, а недонапряжение для правильно подобранного сечения балки должно составлять не более 5 %.

Проверка жесткости главной балки.

Проверку жесткости главной балки можно выполнить по формуле

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{экв}}^n \cdot l_1^4}{E \cdot I_{\delta}} \leq f_u, \quad (4.26)$$

где f_u – предельное значение прогиба, для главной балки устанавливается в соответствии с [1, таблица 49].

Проверка общей и местной устойчивости главной балки.

Устойчивость балок 1-го класса считают обеспеченной:

а) при передаче нагрузки на балку через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и связанный с ним с помощью сварки, болтов и др.;

б) при значении условной гибкости сжатого пояса балки $\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b} \cdot \sqrt{\frac{f_{ydf}}{E}}$,

не превышающих ее предельных значений $\bar{\lambda}_{ub}$, определяемых для балок симметричного двутаврового сечения по формуле

$$\bar{\lambda}_b \leq \bar{\lambda}_{ub} \cdot \sqrt{\frac{f_{ydf}}{\sigma}} = [0,35 + \frac{0,0032b_f}{t_f} + \left(0,76 - \frac{0,02b_f}{t_f}\right) \cdot \frac{b_f}{h_0}] \cdot \sqrt{\frac{f_{ydf}}{\sigma}}, \quad (4.27)$$

где f_{ydf} – расчетное значение предела текучести стали поясных листов.

$$\sigma = \frac{M_{Ed}}{W_c \cdot \gamma_c}, \quad (4.28)$$

где W_c – момент сопротивления для сжатого пояса.

В формуле (4.27) значения $\bar{\lambda}_{ub}$ определены при $1 \leq \frac{h_0}{b_f} \leq 6$ и $15 \leq \frac{b_f}{t_f} \leq 35$; для

балок с отношением $\frac{b_f}{t_f} < 15$ в приведенных формулах принимают $\frac{b_f}{t_f} = 15$.

При невыполнении указанных требований общую устойчивость балок при изгибе в плоскости стенки следует проверять по формуле

$$\frac{M_{x,Ed}}{\varphi_b \cdot W_{cx} \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (4.29)$$

где φ_b – коэффициент устойчивости при изгибе; определяют согласно [1, приложение Ж] для балок с опорными сечениями, закрепленными от боковых смеще-

ний и поворота. За расчетную длину l_{ef} балки из ее плоскости принимают расстояние между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений (узлами продольных или поперечных связей, точками крепления жесткого настила).

Потеря местной устойчивости (местное выпучивание) может произойти в стенке или поясе балки под действием нормальных (сжимающих) или касательных напряжений.

Проверку устойчивости стенки балки выполняют согласно требованиям [1, п. 8.5].

Необходимость постановки ребер жесткости с учетом значений ее условной гибкости и наличия местной нагрузки на пояс балки определяют по формуле

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}. \quad (4.30)$$

Если значение условной гибкости $\bar{\lambda}_w$ превышает 3,2 при отсутствии подвижной нагрузки, то стенку балки следует укреплять поперечными ребрами жесткости. При этом расстояние между основными поперечными ребрами жесткости не должно превышать $2h_w$.

Отсутствие поперечных ребер жесткости должно быть обосновано расчетом по [1, п. 8.2.2].

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части b_r должна быть для симметричного парного ребра не менее $\frac{h_w}{30} + 25$ мм; толщина ребра жесткости t_r должна быть не менее $2b_r \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$.

Ребра жесткости обычно располагаются в местах опирания балок настила. Ребра жесткости не располагаются в местах монтажных стыков. При наличии сварного стыка стенки поперечные ребра удаляются от места стыка не менее, чем на 10 толщин стенки.

Ребра жесткости прикрепляются к стенке непрерывными угловыми швам. Торцы ребер должны иметь скосы с размерами 40×40 или 40×60 мм для снижения концентрации сварочных напряжений и пропуска поясных швов.

Расчет на устойчивость опорного сечения балки

Для передачи нагрузки с главной балки на колонны торцы балки укрепляют вертикальными опорными ребрами. Ширину опорного ребра следует назначать с учетом возможности двухстороннего болтового соединения с поясом колонны, но не более ширины опорного столика в оголовке колонны, на который устанавливается главная балка (рисунок 4.2).

Сопряжение балок со стальными колоннами осуществляется путем их опирания сверху или примыкания сбоку к колонне. В курсовой работе главные балки примыкают к колонне сбоку, в этом случае опорное ребро устанавливают на опорный столик.

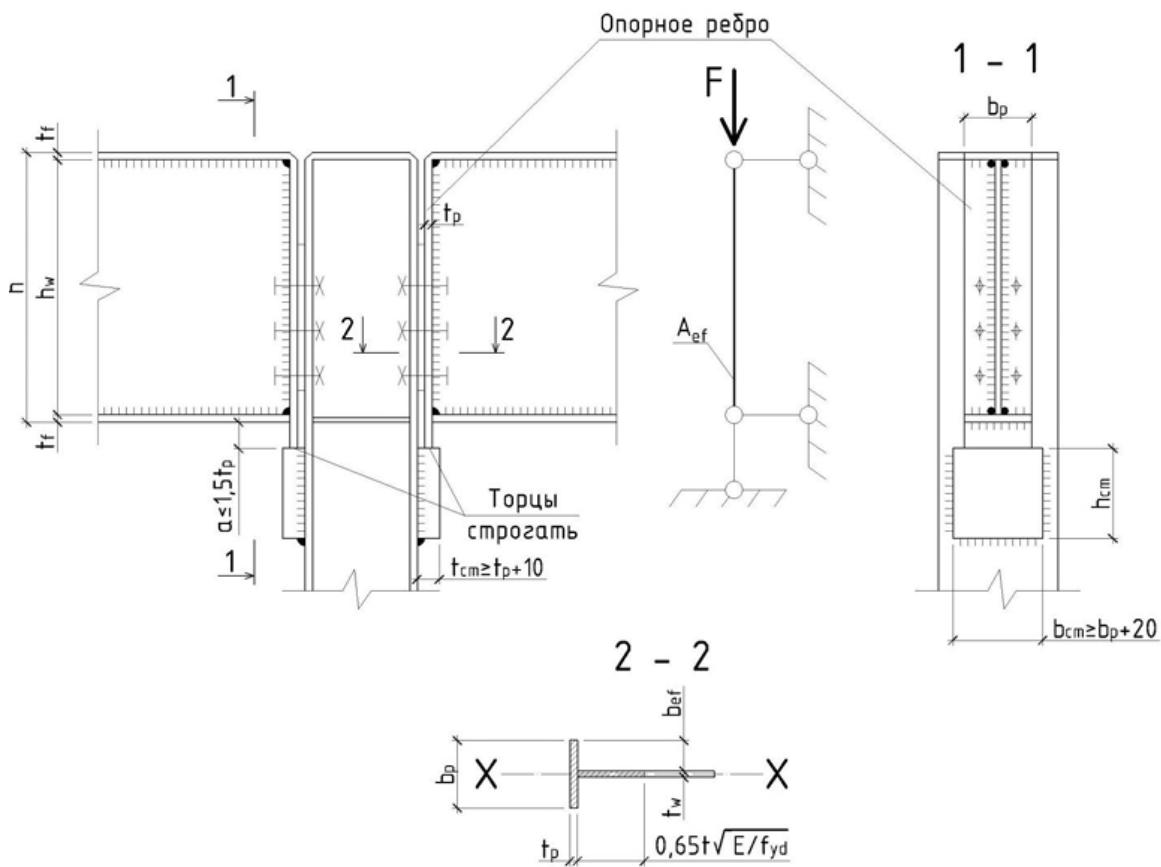


Рисунок 4.2 – К расчету опорной части балки

Ширину опорного ребра по конструктивным соображениям обычно принимают $b_p \geq 180$ мм. Она не должна быть больше ширины пояса балки на опоре. Задавшись шириной опорного ребра, определяют его толщину из условия смятия торцевой поверхности

$$t_p = \frac{V_{Ed}}{b_p \cdot f_p \cdot \gamma_c}, \quad (4.31)$$

где f_p – расчетное значение прочности стали на смятие, МПа; определяется по формуле

$$f_p = \frac{f_{uk}}{\gamma_m}, \quad (4.32)$$

где f_{uk} – характеристическое значение предела прочности стали главной балки [1, таблица А.3].

Торцевые сечения опорных ребер должны проверяться на смятие при $a \leq 1,5t_p$, на сжатие – при $a > 1,5t_p$ (где t_p – толщина опорного ребра). Выступающая вниз часть опорного ребра a обычно принимается равной 15...20 мм.

Опорный участок балки проверяют на устойчивость из плоскости балки как

условный опорный стержень, включающий в площадь расчетного сечения опорные ребра и часть стенки балки шириной $b_{op} = 0,65t_w \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}}$ в каждую сторону и длиной, равной высоте стенки балки, т. е.

$$A_s = A_p + b_{op} \cdot t_w. \quad (4.33)$$

Проверка на устойчивость опорной части балки осуществляется как условно центрально-сжатой стойки по формуле

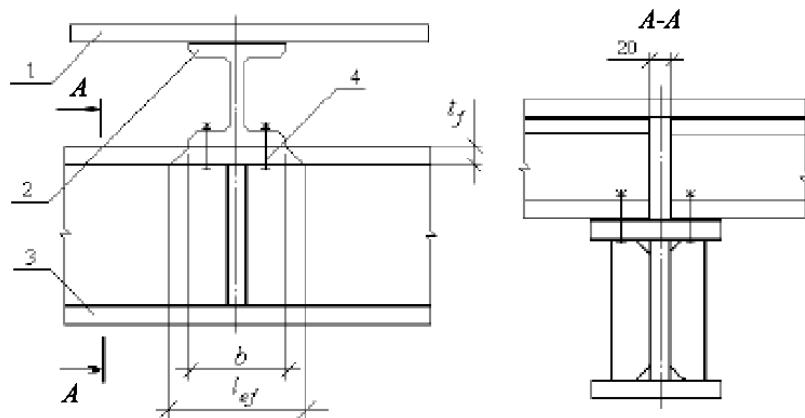
$$\frac{V_{Ed}}{\varphi \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (4.34)$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый по [1, приложение Д] для типа сечения c . При этом момент инерции ребра относительно оси x $I_x = \frac{t_p \cdot b_p^3}{12} + \frac{b_{op} \cdot t_w^3}{12}$, радиус инерции $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_s}}$, гибкость $\lambda = \frac{h_w}{i_x}$, условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$.

Опорания и сопряжения балок

Этажное сопряжение балок настила с главной балкой.

Этажное сопряжение, при котором одна балка опирается сверху на другую, является простейшим, но из-за возможного отгиба верхнего пояса главной балки оно может передавать небольшие опорные реакции. Балки настила укладываются на верхний пояс главной балки и прикрепляются к нему двумя болтами нормальной точности диаметром 20 мм без расчета (рисунок 4.3).



1 – настил; 2 – балка настила; 3 – главная балка; 4 – крепление балок

Рисунок 4.3 – Этажное сопряжение балок

В месте приложения местной нагрузки следует проверить стенку главной балки на местные напряжения σ_{loc} :

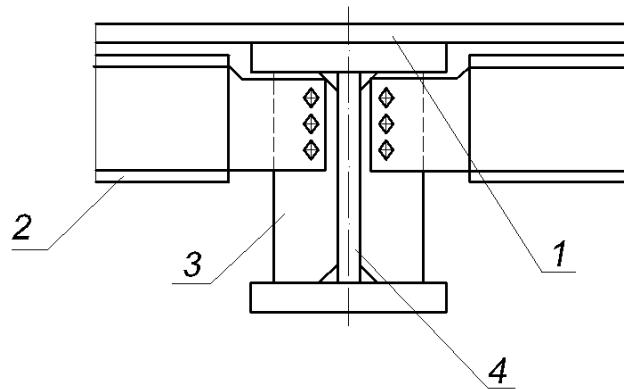
$$\sigma_{loc} = \frac{F_{Ed}}{t_f \cdot l_{ef}} \leq f_{yd} \cdot \gamma_c, \quad (4.35)$$

где F_{Ed} – расчетное значение нагрузки (принимается равным V_{Ed} для балки настила), кН;

l_{ef} – условная длина распределения нагрузки, $l_{ef} = b_f + 2t_f$ (где b_f – ширина пояса балки настила, м; t_f – толщина поясного листа главной балки, м).

Сопряжение балок настила с главной балкой в одном уровне.

Сопряжение балок в одном уровне способно передать большие опорные реакции. Недостаток этого сопряжения – необходимость выреза верхней полки и части стенки балки настила. Этот вырез несколько ослабляет сечение балки и увеличивает трудоемкость сопряжения. Одним из вариантов сопряжения балок в одном уровне является примыкание одной балки к другой сбоку с передачей нагрузки через соединительные элементы, например, ребро жесткости. Опорная реакция со стенки примыкающей балки настила передается через болты на ребро жесткости. Болты воспринимают усилия сдвига соединяемых элементов. В качестве работающих применяют болты нормальной точности, а при больших опорных реакциях балок настила – высокопрочные. Учитывая неравномерность вовлечения болтов в работу и с целью повышения надежности, параметры болтовых соединений (количество и диаметр болтов) определяют по усилию на 20 %...25 % выше опорной реакции балки (V_{Ed} принимается равной для балки настила) (рисунок 4.4).



1 – настил; 2 – балка настила; 3 – ребро жесткости; 4 – главная балка

Рисунок 4.4 – Сопряжение балок в одном уровне

Для болтов грубой и нормальной точности требуемое количество болтов можно найти по формуле

$$n \geq \frac{1,2V_{Ed}}{N_{b,\min}}, \quad (4.36)$$

где $N_{b,\min}$ – наименьшее из значений расчетного усилия для одного болта на срез или смятие.

Расчетное усилие, воспринимаемое одним болтом, определяется по формулам:

– на срез

$$N_{bs} = f_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c; \quad (4.37)$$

– на смятие

$$N_{bp} = f_{bp} \cdot d_b \cdot \Sigma t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c, \quad (4.38)$$

где f_{bs}, f_{bp} – расчетные сопротивления болтовых соединений срезу и смятию, кН/м²; принимаются по таблицам 4.2 и 4.3;

A – площадь сечения болта брутто, принимается по таблице 4.4;

γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения, принимается по таблице 4.5; но не более 1;

n_s – количество плоскостей среза (в данном случае $n_s = 1$);

Σt_{\min} – минимальная толщина элемента, сминаемая в одном направлении (при данной схеме сопряжения это либо толщина ребра жесткости, либо толщина стенки балки настила);

d_b – наружный диаметр стержня болта, мм; рекомендуется применять болты диаметром 20 или 24 мм.

Таблица 4.2 – Характеристические значения предела прочности и предела текучести стали болтов и расчетные значения прочности одноболтовых соединений на срез и растяжение

Класс прочности болтов	f_{buk}	f_{byk}	f_{bs}	f_{bt}
4.6	400	240	150	170
5.6	500	300	210	225
5.8	500	400	210	–
8.8	830	664	332	451
10.9	1040	936	416	561
12.9	1220	1098	4427	–

Таблица 4.3 – Расчетные значения прочности на смятие элементов, соединяемых болтами

Характеристическое значение предела прочности стали соединяемых элементов f_{uk} , Н/мм ²	Расчетное значение прочности f_{bp} на смятие элементов, Н/мм ² , соединяемых болтами класса точности	
	<i>A</i>	<i>B</i>
360	560	475
370	580	485
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580
450	700	595
460	720	605
470	735	620
480	750	630
490	765	645
510	795	670
540	845	710
570	890	750
590	920	775

Таблица 4.4 – Площади сечения болтов

d , мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
A_b , см ²	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
$A_{b,n}$, см ²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72

Примечание – Площадь сечения болта диаметром более 48 мм принимают по действующим стандартам. Размеры, приведенные в скобках, применяют только в конструкциях опор воздушных линий (ВЛ) электропередачи и открытых распределительных устройств (ОРУ)

Размещаем болты по высоте балки настил, выполняя конструктивные требования, предъявляемые к болтовым соединениям.

Сечение балки настила следует проверить на срез с учетом ослабления отверстиями под болты и вырезом части стенки

$$\frac{F_{Ed}}{(h - n \cdot d)t} \leq f_s \cdot \gamma_c, \quad (4.39)$$

где F_{Ed} – опорная реакция балки настила;

h, t – высота и толщина стенки балки настила;

n, d – количество и диаметр отверстий под болты соответственно.

Таблица 4.5 – Значение коэффициента условий работы болтового соединения γ_b

Характеристика		Характеристическое значение предела текучести стали соединяемых элементов f_{yk} , Н/мм ²	Значения $\frac{a}{d}, \frac{s}{d}$	Значение коэффициента γ_b
болтового соединения	напряженного состояния			
Одноболтовое (болт классов точности A , B или высокопрочный)	Срез	–	–	1,0
	Смятие	До 285 включ.	$1,5 \leq \frac{a}{d} \leq 2$	$0,4 \leq \frac{a}{d} + 0,2$
			$1,35 \leq \frac{a}{d} < 1,5$	$\frac{a}{d} - 0,7$
		Св. 285 до 375 включ.	$1,5 \leq \frac{a}{d} \leq 2$	$0,5 \leq \frac{a}{d}$
			$1,35 \leq \frac{a}{d} < 1,5$	$0,67 \leq \frac{a}{d} - 0,25$
	Св. 375	$\frac{a}{d} \geq 2,5$		1,0
Многоболтовое (болты класса точности A)	Срез	–	–	1,0
	Смятие	До 285 включ.	$1,5 \leq \frac{a}{d} \leq 2$	$0,4 \leq \frac{a}{d} + 0,2$
			$2 \leq \frac{s}{d} \leq 2,5$	$0,4 \leq \frac{s}{d}$
		Св. 285 до 375 включ.	$1,5 \leq \frac{a}{d} \leq 2$	$0,5 \leq \frac{a}{d}$
			$2 \leq \frac{s}{d} \leq 2,5$	$0,5 \leq \frac{s}{d} - 0,25$
		Св. 375	$\frac{a}{d} \geq 2,5$	1,0
			$\frac{s}{d} \geq 3$	

Примечание – a – расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия; s – расстояние вдоль усилия между центрами отверстий; d – диаметр отверстия для болта. Для расчета многоболтового соединения на срез и смятие для болтов класса точности B , а также для высокопрочных болтов без регулируемого натяжения при всех характеристических значениях предела текучести f_{yk} стали соединяемых элементов значения коэффициента γ_b умножают на 0,9. Для расчета многоболтового соединения на смятие принимают меньшее из значений γ_b , вычисленных при принятых значениях d , a , s

5 Расчет центрально-сжатой колонны

Центрально-сжатые колонны воспринимают вертикальную продольную силу, приложенную по оси колонны, поэтому все поперечное сечение колонны испытывает равномерное сжатие.

Колонна состоит из трех основных частей: оголовка, стержня и базы.

Расчетная схема колонны определяется способом закрепления ее в фундаменте и способом прикрепления балок, передающих нагрузку на колонну. Соединение колонны с фундаментом может быть жестким или шарнирным. Жесткое сопряжение требует устройства достаточно мощных фундаментов с защемлением в них колонн с помощью анкерных болтов; анкерные болты прикрепляются к стержню колонны через выносные консоли и затягиваются с напряжением, близким к расчетному сопротивлению, что устраниет возможность поворота колонны. При шарнирном сопряжении анкерные болты ставят лишь для фиксации проектного положения колонны и закрепления ее в процессе монтажа.

Расчетной схемой центрально-сжатой колонны в курсовой работе будет стойка с шарнирными узлами (рисунок 5.1), нагруженная вертикальной силой N .



Рисунок 5.1 – Расчетная схема колонны

Расчетная длина колонны

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (5.1)$$

где μ – коэффициент расчетной длины, принимается в зависимости от условий закрепления концов колонны по [1, таблица 31];

l – геометрическая длина колонны, м.

Подбор сечения сплошной колонны

Задавшись типом сечения колонны (в курсовой работе предлагается принять сечение в виде сварного двутавра) определяем требуемую площадь сечения по формуле

$$A_{cal} = \frac{N_{Ed}}{\Phi_1 \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (5.2)$$

где N_{Ed} – продольная сила, действующая на колонну, кН;

Φ_1 – коэффициент устойчивости при центральном сжатии определяемый по

$$\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}, \text{ тип сечения «}b\text{» [1, таблица Д.1].}$$

Для колонн с расчетной нагрузкой до 1500 кН длиной 5...7 м в предварительных расчетах гибкость можно принять в пределах $\lambda_1 = 90...60$, для более мощных колонн с нагрузкой до 3000 кН – $\lambda_1 = 60...40$.

Затем определяют требуемые радиусы инерции сечения относительно осей x - x и y - y по формулам

$$i_{xcal} = \frac{l_x}{\lambda_1}; \quad i_{ycal} = \frac{l_y}{\lambda_1}, \quad (5.3)$$

где l_x, l_y – расчетная длина стержня колонны относительно осей x - x и y - y соответственно.

Зависимость радиуса инерции для двутаврового сечения приближенно равна $i_x \approx 0,42h$ и $i_y \approx 0,24b$. Здесь h и b – высота и ширина сечения колонны. Отсюда определяем требуемые размеры колонны.

Компоновать сечение колонны необходимо с учетом следующего:

– для колонны двутаврового сечения рекомендуется принимать высоту сечения и ширину полки колонны, примерно, равными $h \approx b$, толщину стенки прbнимать в пределах $t_w = 8...16$ мм, толщину полки $t_f = 8...40$ мм;

– учитывать условия свариваемости, чтобы $\frac{t_f}{t_w} \leq 3$;

– условия обеспечения местной устойчивости: стенки $\frac{h_w}{t_w} \leq 60$ для малоуглеродистой и $\frac{h_w}{t_w} \leq 50$ для низколегированной сталей, полки $\frac{b_f}{t_f} \leq 30$ для малоуглеродистой и $\frac{b_f}{t_f} \leq 30$ для низколегированной сталей.

С учетом всех этих требований назначается сечение колонны, так чтобы площадь колонны A была близка к A_{cal} .

Стержень колонны сплошного сечения представлен на рисунке 5.2.

Определяем геометрические характеристики сечения: площадь A , моменты инерции I_x и I_y , радиусы инерции $i_x = \sqrt{I_x / A}$ и $i_y = \sqrt{I_y / A}$.

Фактическая гибкость стержня относительно осей x - x и y - y

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y}. \quad (5.4)$$

По максимальному значению λ_x или λ_y определяем условную гибкость

$\bar{\lambda}_{\max}$ и находим значение коэффициента φ .

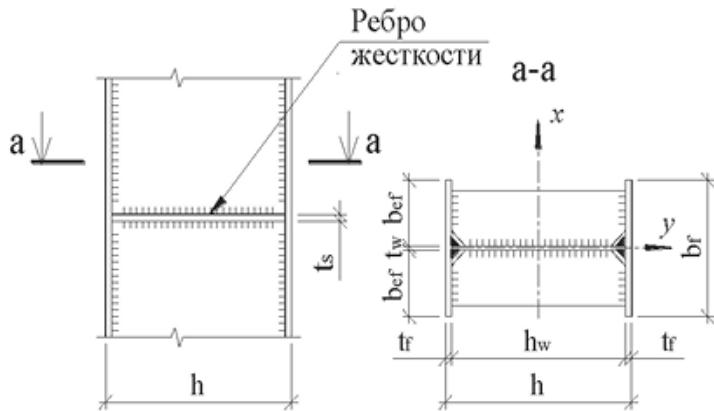


Рисунок 5.2 – Стержень колонны сплошного сечения

Проверка устойчивости принятого стержня производится по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot A} \leq f_{yd} \cdot \gamma_c. \quad (5.5)$$

Перенапряжение не допускается, а недонапряжение должно быть минимальным.

Кроме проверки колонны на устойчивость, должно соблюдаться условие, при котором гибкость ее стержня должна быть меньше предельной λ_u , т. е. $\lambda \leq \lambda_u$, которую определяют по [1, таблица 33]:

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha, \quad (5.6)$$

$$\text{где } \alpha - \text{коэффициент; } \alpha = \frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot A \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \geq 0,5.$$

Устойчивость поясных листов и полок центрально-сжатых элементов сплошного сечения считают обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса (полки) $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$ не превышает значений предельной условной гибкости свеса пояса (полки) $\bar{\lambda}_{uf}$, определяемых по формулам [1, таблица 10], в которых при значениях $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ принимают соответственно $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$.

При проверке устойчивости поясных листов в сварных элементах за расчетную ширину свеса b_{ef} принимают расстояние от грани стеки до края поясного листа (полки).

Если местная устойчивость полки не обеспечена, увеличивают ее толщину или уменьшают ширину (свес).

Устойчивость стенок центрально-сжатых элементов сплошного сечения считают обеспеченной, если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$ не превышает значений предельной условной гибкости $\bar{\lambda}_{uw}$, определяемых по [1, таблица 9].

Стенки центрально-сжатых элементов сплошного сечения (колонн, стоек, опор и т. п.), за исключением рассчитанных с учетом геометрической нелинейности конструкций, при $\bar{\lambda}_w \geq 2,3$ укрепляют поперечными ребрами жесткости с шагом от $2,5h_{ef}$ до $3h_{ef}$ [1, п.7.3.3].

Расчет базы колонны

Для передачи нагрузки на фундамент внизу колонны устраивается специальная конструктивная часть, называемая базой колонны. База колонны включает в себя сечение стержня колонны, стальную горизонтальную пластину, называемую опорной плитой, и две вертикальных пластины, называемые траверсами (рисунок 5.3).

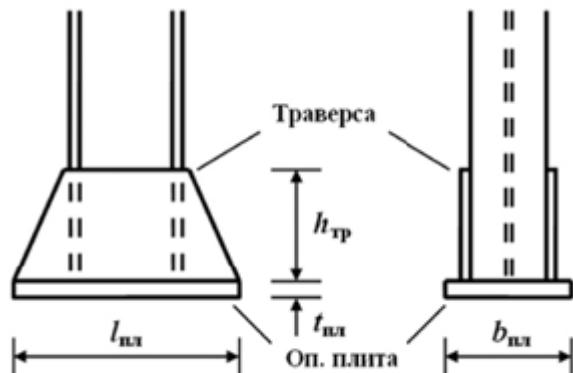


Рисунок 5.3 – База колонны

Проектирование базы с траверсами начинают с определения размеров плиты в плане.

При расчете сопротивления бетонных и железобетонных элементов при местном действии сжимающих нагрузок в качестве прочностной характеристики бетона следует принимать расчетную прочность бетона на смятие f_{cud} , которая зависит от расчетной прочности бетона на сжатие и растяжение, а также отношения площади смятия (площади, к которой приложена нагрузка) к площади распределения этой нагрузки.

Расчетная прочность бетона на смятие f_{cud} определяется по формуле

$$f_{cud} = \omega_u f_{cd}, \quad (5.7)$$

где f_{cd} – расчетная прочность бетона на сжатие, определенная при частном коэффициенте по бетону $\gamma_c = 1,6$;

ω_u – коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при местном сжатии, зависящий от площади смятия A_{c0} и площади распределения местной сжимающей нагрузки, $1,0 \leq \omega_u \leq 2,5$ [5].

Площадь смятия A_{c0} принимается равной площади опорной плиты базы колонны A_{pl} . Обычно площадь верхнего обреза фундамента незначительно превышает площадь опорной плиты, а класс бетона по прочности на сжатие применяется согласно требованиям [6].

Сопротивление бетонного элемента, подвергнутого местному действию сжимающей нагрузки, проверяют из условия

$$N_{Ed} \leq \alpha_u \cdot f_{cud} \cdot A_{c0}, \quad (5.8)$$

где N_{Ed} – равнодействующая расчетных усилий, действующих на площадь смятия A_{c0} ;

α_u – коэффициент, зависящий от распределения напряжений по площади смятия и величины минимальных и максимальных напряжений сжатия, при упрощенном расчете допускается принять $\alpha_u = 1$.

Из формулы (5.8) выражают площадь плиты в плане.

Толщина плиты зависит от изгибающих моментов, возникающих на разных ее участках как пластин с четырьмя и тремя кантами, а также консольного участка на действие упругого отпора бетона фундамента. Толщину плиты принимают $t_{pl} = 20...40$ мм.

Усилие стержня колонны передается на траверсу через сварные швы, длина которых определяет высоту траверсы. Швы крепления ветви траверсы к опорной плите рассчитывают на полное усилие, действующее в колонне.

6 Расчет стропильной фермы

Фермой принято считать (называть) сквозную балочную (т. е. изгибающую) конструкцию, изготовленную из прямолинейных стержней, соединенных в узлах в геометрически неизменяющую систему, имеющую шарнирные или жесткие опоры. При этом оси стержней решетки, сходящиеся в узел, по возможности должны пересекаться с осями поясов в одной точке.

Стальные фермы широко применяются в покрытиях промышленных и гражданских зданий. В последнее время все более широкое применение находят фермы из гнутосварных профилей (ГСП) типа «Молодечно» (рисунок 6.1).

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



Рисунок 6.1 – Фермы из гнутосварных профилей

Бесфасоночные узлы сопряжения целесообразны при замкнутом сечении сопрягаемых элементов (трубы круглого и прямоугольного сечений), причем сопряжение именно прямоугольных трубчатых сечений происходит наиболее просто, путем косого реза и последующей сварки.

Стропильные фермы рассчитываются на действие нагрузок, которые определяются для каждого конкретного случая индивидуально. На фермы учитываются *постоянные и переменные* воздействия.

К постоянным нагрузкам относятся масса покрытия (кровли), собственная масса фермы с учетом массы связей, распорок, прогонов.

Переменные – это масса технологического оборудования и трубопроводов, подвесного транспорта, снеговая и ветровая нагрузки (иногда учитывается вес отложений производственной пыли). Ветровая нагрузка на верхний пояс учитывается в фермах с большим уклоном верхнего пояса (фермы треугольного очертания). В других типах ферм без фонаря ветровая нагрузка практически не влияет на нагрузки.

В курсовой работе для упрощения расчетов воздействия на стропильную ферму указываются в задании на проектирование. От воздействий в стержнях ферм возникают осевые усилия. При определении осевых усилий узлы ферм считаются шарнирными, а вся нагрузка приводится к узловой. Усилия в стержнях ферм определяются раздельно от каждой нагрузки. Далее составлением расчетных сочетаний нагрузок определяют расчетные усилия для подбора сечений стержней 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, TEKLA и др.).

Для ферм различают расчетные длины *в плоскости* l_x и *из плоскости* фермы l_y . Значение расчетной длины определяется, прежде всего, расстоянием

между точками, закрепленными от смещений. Для раскосов и стоек такими точками в плоскости и из плоскости фермы являются геометрические центры узлов. Тоже для стержней поясов, но только в плоскости фермы. Из плоскости такими точками для стержней поясов являются узлы, закрепленные с помощью других конструктивных элементов (прогонов, связей, плит покрытия).

Расчетные длины стержней ферм определяют в соответствии с [1, таблица 25] (за исключением элементов перекрестной решетки, расчетную длину для которых определяют по [1, таблица 26]).

Элементы ферм следует проектировать, как правило, из жестких стержней. Особенно это важно для сжатых элементов, предельное состояние которых определяется потерей устойчивости. Поэтому для сжатых элементов ферм в установлены требования по предельной гибкости.

Предельная гибкость λ_u для сжатых элементов ферм и связей зависит от назначения стержня и степени его загруженности. Для сжатых элементов фермы: поясов, опорных раскосов и стоек $\lambda_u = 180 - 60\alpha$; для других $\lambda_u = 210 - 60\alpha$ [1, таблицы 33, 34].

Растянутые стержни также не должны быть слишком гибкими, особенно при воздействии динамических нагрузок, которая может вызвать, например, вибрацию элементов нижнего пояса. Для растянутых стержней при статической нагрузке предельная гибкость равна 400, а при динамической нагрузке для опорных раскосов и стоек – 250 и других элементов – 350.

После определения расчетных длин производится подбор сечений стержней фермы.

Различают четыре вида напряженного состояния элементов конструкций.

1 *Центрально-растянутые стержни.*

Величину требуемой площади сечения находят по формуле

$$A_{TP} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd} \cdot \gamma_c}. \quad (6.1)$$

В случае если рассчитываемый элемент имеет ослабление сечения (отверстие для болтов), принимаем профиль с площадью на 10 %...15 % более требуемой с дальнейшей его проверкой по величине нетто.

Далее сравнивается гибкость стержня в плоскости и из плоскости изгиба фермы с предельной гибкостью ([1, таблицы 33, 34]).

2 *Центрально-сжатые стержни.*

Требуемая площадь сечения определяется по нижеприведенной формуле, для чего предварительно задаются гибкостью (для поясов и опорных раскосов $\lambda = 80...100$, для решеток $\lambda = 100...120$).

$$A_{TP} \geq \frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (6.2)$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии [1, таблица Д.1];

γ_c – коэффициент условий работы, для сжатых элементов решетки (кроме опорных) при $\lambda > 60$ $\gamma_c = 0,8$.

Гибкость элементов должна быть меньше предельной.

3 Внеклентренно-растянутые стержни.

Внеклентренное растяжение появляется в том случае, когда растягивающая сила действует с эксцентриситетом e . Проверку прочности обычно производят по формуле

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_n} \leq f_{yd} \cdot \gamma_c. \quad (6.3)$$

В частности, эксцентриситетно приложенная сила создает изгибающий момент, равный $M = N \cdot e$.

4 Внеклентренно-сжатые стержни.

Требуемая площадь внеклентренно-сжатого стержня определяется по формуле

$$A_{TP} = \frac{N_{Ed}}{\varphi_e \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (6.4)$$

где φ_e – коэффициент устойчивости при внеклентренном сжатии; определяют по [1, таблица Д.3] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} .

Размеры профилей назначаются в соответствии с ГОСТ 30245–2012 [4].

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 %» (рисунок 6.2).

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.

Для обеспечения транспортировки фермы разбивают на отправочные марки так, чтобы длина таких марок не превышала 15 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 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.

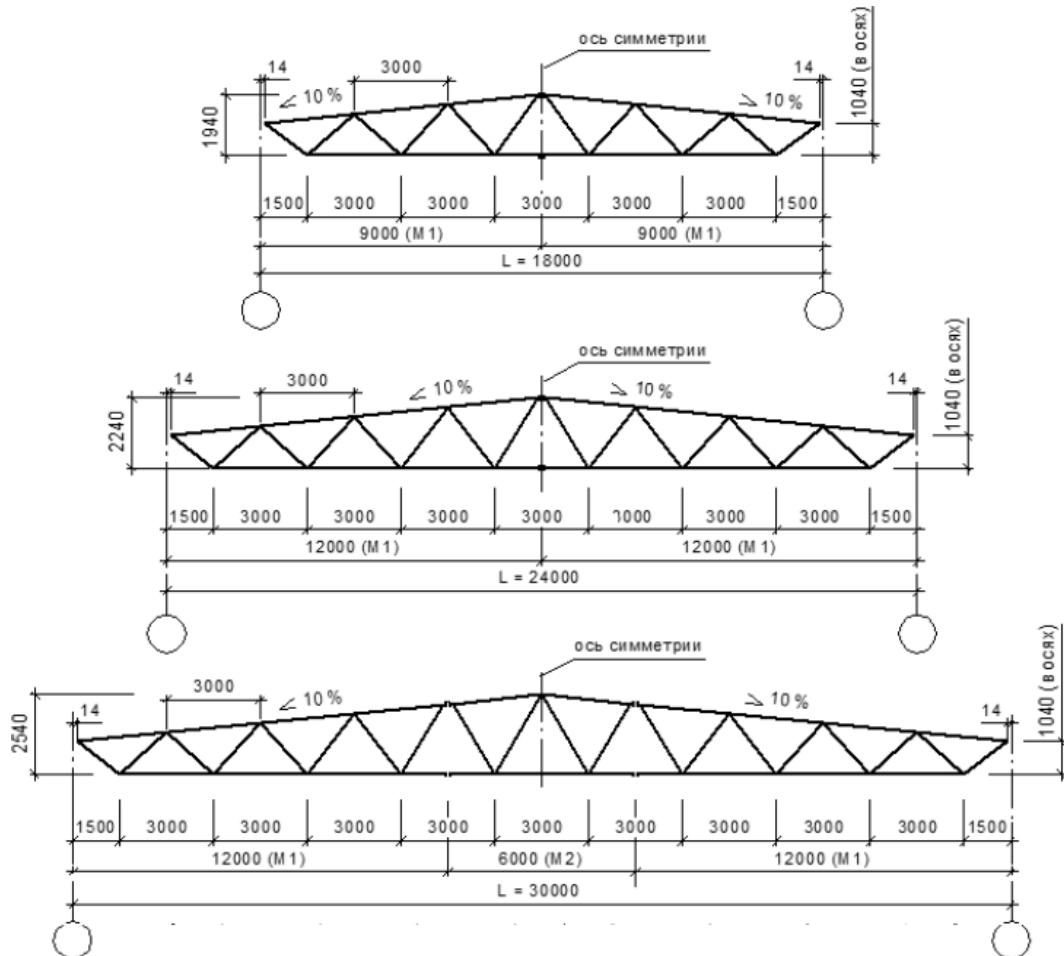


Рисунок 6.2 – Фермы стропильные из ГСП

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

- сечение труб принимать не менее $80 \times 80 \times 3$ мм;
- 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.

Чертежи отправочных марок стропильных ферм представлены на рисунках 6.3 и 6.4.

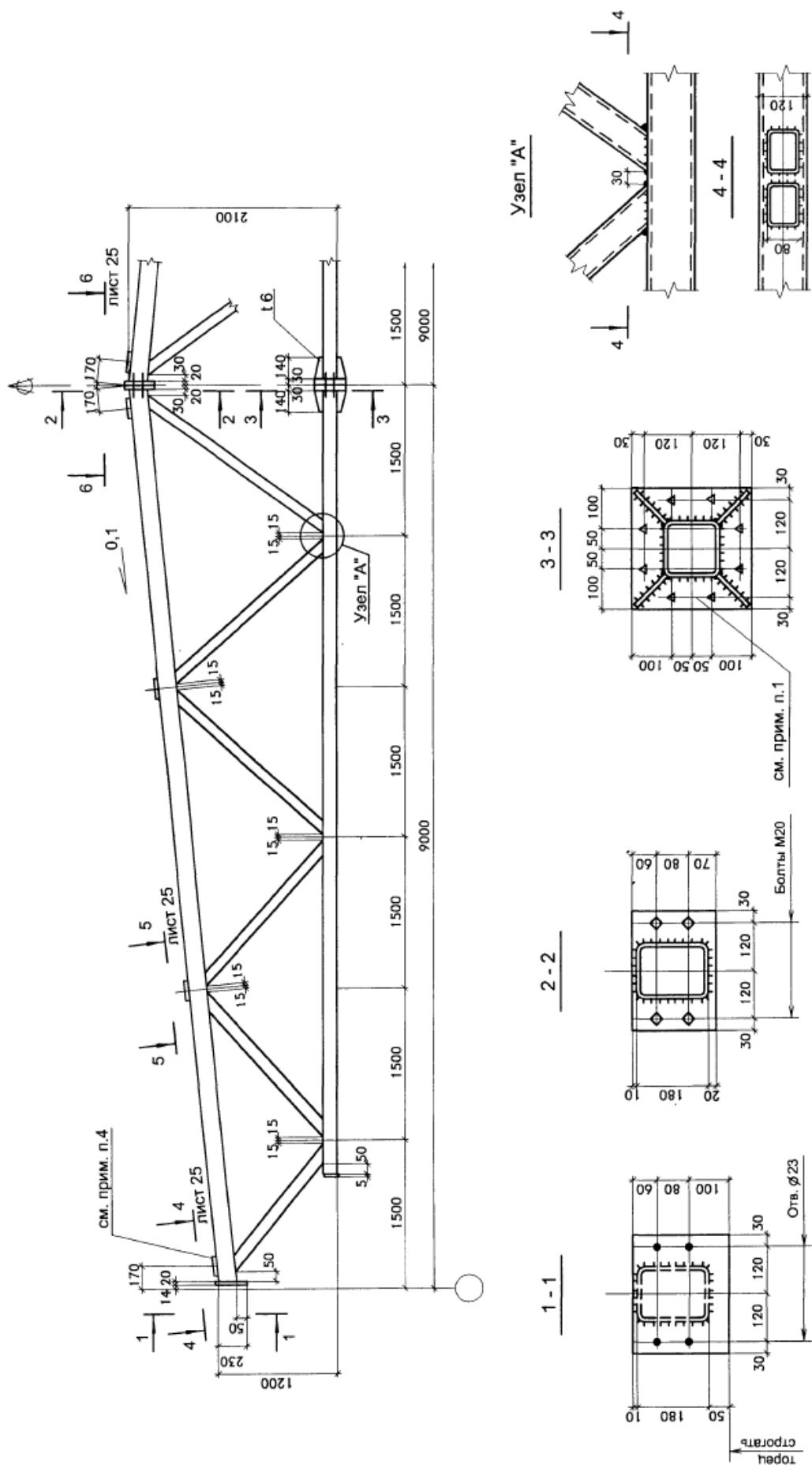


Рисунок 6.3 – Отправочная марка стропильной фермы пролетом $L = 18$ м

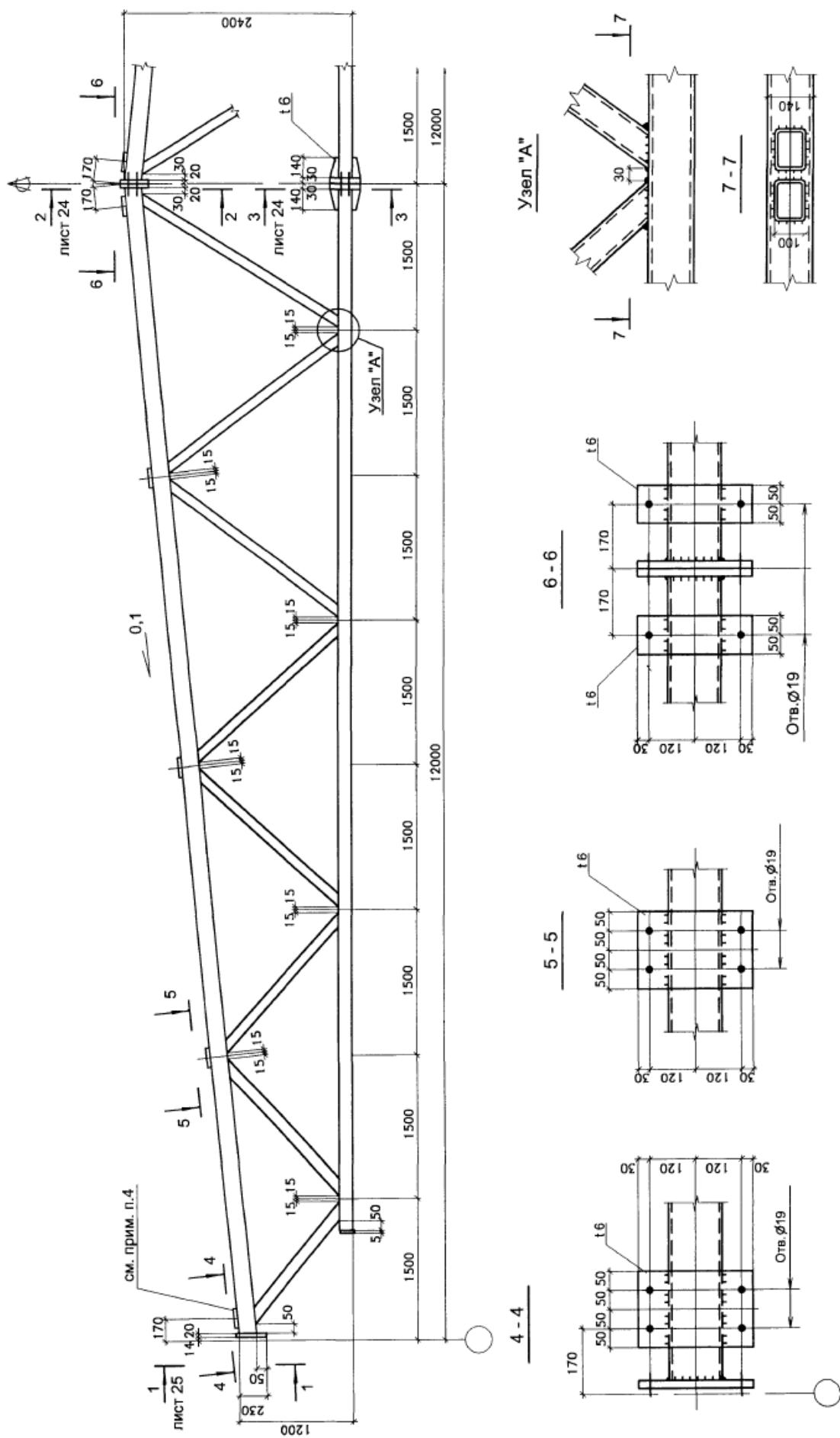


Рисунок 6.4 – Отправочная марка стропильной фермы пролетом $L = 24$ м

Список литературы

- 1 Стальные конструкции (с поправкой) : СП 5.04.01–2021. – Введ. 01.10.2021 (с отменой СНиП II-23-81*). – Мн. : Минстройархитектуры, 2021. – 153 с.
- 2 Основы проектирования строительных конструкций : СН 2.01.01–2022. – Введ. 23.11.2022 (взамен СН 2.01.01–2019). – Мн. : Минстройархитектуры, 2022. – 65 с.
- 3 Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации металлических конструкций (с поправкой) : ГОСТ 21.502–2016. – Введ. 01.09.2018. – М. : ЦНИИПСК им. Н. П. Мельникова, 2018. – 29 с.
- 4 Профили стальные гнутые замкнутые сварные квадратные и прямоугольные для строительных конструкций. Технические условия : ГОСТ 30245–2012. – Введ. 01.07.2018. – М. : ЦНИИПСК им. Н. П. Мельникова, 2018. – 42 с.
- 5 Бетонные и железобетонные конструкции (с поправкой и изменением) : СП 5.03.01–2020. – Введ. 16.11.2020 (с отменой СНиП 2.03.01–84 и СНБ 5.03.01–02). – Мн. : Минстройархитектуры, 2020. – 244 с.
- 6 Кудишин, Ю. И. Металлические конструкции: учебник / Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева; под ред. Ю. И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – М. : Академия, 2011. – 688 с.
- 7 Жабинский, А. Н. Металлические конструкции. Расчет и конструирование прокатных и сварных балок: учеб.-метод. пособие по выполнению курсовой работы для студентов строит. фак. / А. Н. Жабинский, А. Г. Вербицкий, А. Н. Кеда. – Мн. : БНТУ, 2013. – 87 с.
- 8 Лебедь, Е. В. Металлический каркас двухэтажного общественного здания: методические указания к курсовому проекту для обучающихся по направлению подготовки 07.03.01 «Архитектура» / Е. В. Лебедь. – М. : Моск. гос. строит. ун-т, 2018. – 39 с.
- 9 Пронин, В. В. Системы покрытия с применением ферм из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения. Конструирование и расчет : учеб. пособие / В. В. Пронин, М. А. Агеева, А. И. Колесов – Н. Новгород : ННГАСУ, 2022. – 114 с.