

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
ПО ВЫПОЛНЕНИЮ ПРАКТИЧЕСКИХ РАБОТ
по дисциплине
Металлические конструкции включая сварку

Направление подготовки
Направленность (профиль)

08.03.01 Строительство
Промышленное и гражданское
строительство

Ставрополь

УДК
ББК
Г

Рецензенты:

Гаврилова, А. И.

Г Металлические конструкции, включая сварку : учебное пособие (практикум) / А. И. Гаврилова
Ставрополь: СКФУ. – 342 с.

В учебном пособии (практикуме) рассматриваются вопросы выбора строительных сталей для стальных конструкций, расчет сварных и болтовых соединений, основные вопросы подбора и проверки сечений прокатных балок, сплошных, сквозных центрально- и внецентренно-сжатых колонн, сечений элементов ферм покрытий, а также вопросы по усилению металлических конструкций.

Учебное пособие (практикум) предназначено для самостоятельной работы студентов, курсового и выпускной квалификационной работы по направлению «Строительство» 08.03.01 «Промышленное и гражданское строительство», а также преподавателей, аспирантов.

УДК
ББК

© Гаврилова А. И.
© ГОУВО «Северо-Кавказский
Федеральный университет»

Содержание

<i>Введение</i>	4
<i>Практическое занятие 1. Выбор и обоснование стале</i>	5
<i>Практическое занятие 2. Сварные соединения.</i>	10
<i>Практическое занятие 3. Соединения на болтах</i>	25
<i>Практическое занятие 4. Подбор и проверки сечения прокатных балок</i>	37
<i>Практическое занятие 5. Подбор и проверка сечения составной сварной балки</i>	56
<i>Практическое занятие 6. Проверка местной устойчивости составных балок</i>	77
<i>Практическое занятие 7. Подбор и проверка сечения сплошной центрально-сжатой колонны.</i>	103
<i>Практическое занятие 8. Подбор и проверки сечения сквозной центрально-сжатой колонны</i>	116
<i>Практическое занятие 9. Компоновка однопролетной одноэтажной рамы производственного здания</i>	
<i>Практическое занятие 10. Подбор и проверка сечения подкрановой балки</i>	143
<i>Практическое занятие 11. Сбор нагрузок на поперечную раму и составление задания для расчета рамы на ЭВМ</i>	145
<i>Практическое занятие 12. Составление таблицы расчетных усилий рамы</i>	161
<i>Практическое занятие 13. Подбор и проверки сечения сплошной внецентренно-сжатой колонны из прокатного двутавра</i>	189
<i>Практическое занятие 14. Расчет сквозной нижней части колонны производственного здания</i>	203
<i>Практическое занятие 15. Расчет элементов базы сквозной колонны производственного здания</i>	215
<i>Практическое занятие 16. Подбор и проверка сечений элементов ферм покрытий</i>	233
<i>Практическое занятие 17. Усиление центрально-сжатых и центрально-растянутых элементов</i>	249
<i>Литература</i>	266
<i>Приложения</i>	279
	281

ВВЕДЕНИЕ

В учебном пособии (практикуме) к каждой теме даются: краткий теоретический материал с необходимыми формулами и разъяснениями, приводится пример решения задачи на данную тему, предлагаются контрольные задачи для решения на практических занятиях или самостоятельного решения и вопросы для закрепления разобранного материала. В приложениях приведен необходимый справочный материал, который требуется при решении задач.

Одним из возможных и рациональных методов достижения этой цели может быть, решение задач по расчету конструкций, включающих основные элементы, рассмотренные во время аудиторных занятий. Решение практических задач проектирования конструкций позволяет, прежде всего, оценить и закрепить умения и навыки студентов необходимые для их дальнейшей практической деятельности, что в настоящее время считается основным при подготовке квалифицированных специалистов.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 1

Выбор и обоснование сталей

Цель: научиться выбирать стали для строительных конструкций.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

- знать строительные стали (ПК-7, ПК-16);
- уметь выбирать стали, составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);
- владеть навыками выбора стали для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделированием расчётных схем, действующими нагрузками и иными свойствами элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

Актуальность темы: получение навыков в выборе стали для строительных конструкций, моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов и способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Выбор стали зависит от следующих параметров, влияющих на работу материала:

- температуры среды, в которой монтируется и эксплуатируется конструкция;
- характера нагружения;
- вида напряженного состояния и уровня возникающих напряжений;
- способа соединения элементов;
- толщины проката, применяемого в элементах.

При выборе стали необходимо учитывать группу конструкций.

В нормах [5, Приложение 1, таблица 50*] при выборе стали все конструкции, элементы разделены на четыре группы в зависимости от условий работы материала. В пределах каждой группы приведен перечень разрешенных или не разрешенных к применению, а также разрешенных, но с определенными ограничениями сталей, в зависимости от климатического района строительства (расчетной температуры, °С). Такие ограничения в пределах каждой группы учитывают необходимые требования, предъявляемые к сталям, в зависимости от расчетной температуры (то есть необходимость выполнения дополнительных испытаний по ударной вязкости и старению при разных температурах). За расчетную температуру для стальных конструкций принимают среднюю температуру наиболее холодной пятидневки соответствующего района строительства согласно СНиП [7].

В материалах для сварных конструкций обязательно следует оценивать свариваемость. Оценку свариваемости стали проводят по углеродистому эквиваленту, %:

$$\tilde{N}_y = \tilde{N} + \frac{I}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Cr}{5} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cu}{13} + \frac{V}{14} + \frac{P}{2}, \quad (1.1)$$

где C , Mn , Si , Cr , Ni , Cu , V и P – массовая доля углерода, марганца, кремния, хрома, никеля, меди, ванадия и фосфора, %.

Если $C_s < 0,4$ %, то сварка стали не вызывает затруднений, при $0,4 \% < C_s \leq 0,55$ % сварка возможна, но требует принятия специальных мер

по предотвращению возникновения трещин. При $C_s > 0,55$ % опасность появления трещин резко возрастает.

Окончательный выбор разрешенных сталей, в пределах каждой группы, выполняется на основании сравнения технико-экономических показателей (расхода стали и стоимости конструкций), а также с учетом заказа металла и технологических возможностей завода-изготовителя. Такой выбор стали рекомендуется выполнять в дипломном проекте, рассчитав и сравнив конструкцию из разных разрешенных к применению сталей.

В составных конструкциях (например, составных балках, фермах и т. п.) экономически целесообразно применение двух сталей: более высокой прочности для сильно нагруженных элементов, например, пояса балок, ферм; опорные раскосы, колонны (колонны при условной гибкости $\bar{\lambda} \leq 2,5$) и меньшей прочности для слабо нагруженных элементов, например, стенки балок, прочие элементы решетки ферм, колонны (при условной гибкости $\bar{\lambda} > 2,5$). Для поясов: бистальных балок, балок с гофрированной стенкой, ригелей рам, растянутых зон балок с перфорированной стенкой, оптимальную сталь, из разрешенных нормами, можно принять по [9, с. 8 – 9]; [5, таблицы 50* и 51*], в соответствии с расчетной температурой, $^{\circ}\text{C}$ и максимально возможным расчетным сопротивлением материала R_y по формуле (2.6) [9].

Пример 1.1

Определить, какие стали по ГОСТ 27772 могут быть использованы для конструкции при следующих исходных данных:

- вид конструкции – балка покрытия;
- тип здания – отапливаемое;
- способ соединения элементов в конструкции – сварное;
- характер нагружения – нагрузка статическая;
- место строительства – г. Ставрополь;

Температуру воздуха наиболее холодной пятидневки, C , принять с

обеспеченностью 0,98 по таблице 1 [7].

Решение

По таблице 1 [7] расчетная температура t для г. Ставрополя, с заданной обеспеченностью 0,98 равна $t = -22\text{ }^{\circ}\text{C}$.

По приложению 1 таблица 50* [5] определяем, что сварные балки покрытий, несущие статическую нагрузку, отнесены ко 2-й группе конструкций. Для климатического района строительства II₅ с расчетной температурой $t = -22\text{ }^{\circ}\text{C}$ по ГОСТ 27772 разрешены стали с С245 по С590. Для двух сталей С 345 – 1 и С 375 – 1, к обозначению которых через тире добавляется номер категории качества, необходимы испытания на ударную вязкость при температуре $t = -40\text{ }^{\circ}\text{C}$. Разрешен к применению прокат, толщиной менее 5мм, из стали С235 (см. п.2, примечания к таблице 50*[5]). Чтобы из предложенных сталей предварительно (без подсчета расхода стали и стоимости конструкции) выбрать для заданной конструкции оптимальную можно воспользоваться рекомендациями теоретической части, но для этого необходимо дополнительно знать: расчетную схему балки, пролет, расчетную нагрузку, расчетные значения усилий, стадию работы материала, относительный нормируемый прогиб и его обратную величину, рациональную условную гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$, коэффициент условий работы γ_c . В задании эти данные не оговорены.

Задания

Задача

Определите, какие стали по ГОСТ 27772 могут быть использованы для конструкций. Исходные данные взять из таблицы 1. Температуру воздуха наиболее холодной пятидневки, $^{\circ}\text{C}$, для заданного места строительства принять с обеспеченностью 0,98 по таблице 1 [7].

Таблица 1 – Исходные данные

Вид конструкций	Тип здания	Способ соединения элементов сечения в конструкции	Характер нагружения (нагрузка)	Место строительства
Балки покрытий	Отапливаемое	Сварное	Статическая	Братск
Балки перекрытий	Неотаплив.	-//-	-//-	Хатанга
Фасонки ферм	Отапливаемое	-//-	-//-	Якутск
Прогоны	-//-	На болтах	-//-	Воркута
Колонны	Неотаплив.	Сварное	-//-	С.-Петербург
Связи	Отапливаемое	-//-	-//-	Новосибирск
Элементы ферм	Неотаплив.	-//-	-//-	С.-Петербург
Подкрановые балки	Отапливаемое	-//-	Подвижная	Москва
Косоуры лестниц	Неотаплив.	-//-	Статическая	Псков
Лестницы	Отапливаемое	-//-	—	Краснодар

Вопросы к практическому занятию

1. Какую температуру принимают за расчетную при выборе сталей для стальных конструкций, зданий и сооружений?
2. На сколько групп делятся стальные конструкции в зависимости от условий работы материала? Назовите их.
3. Какие параметры влияют на работу материала?
4. Какие конструкции относятся к первой группе?
5. Какие конструкции относятся ко второй группе?
6. Какие конструкции относятся к третьей группе?
7. Какие конструкции относятся к четвертой группе?
8. Что такое категория стали? Где она указывается в обозначении?
9. Каков алгоритм выбора сталей для конструкций.

Литература: [1, 2, 5, 7].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 2

Сварные соединения

Цель: научиться проектировать сварные соединения для строительных конструкций.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

- знать типы сварных соединений (ПК-7, ПК-16);
- уметь рассчитывать разные типы сварных соединений, составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);
- владеть навыками проектирования сварных соединений составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

Актуальность темы: получение навыков в проектировании сварных соединений стали для строительных конструкций, моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов и способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Сварные соединения конструируются следующих видов: стыковые, внахлестку, угловые и тавровые (впритык) (рисунок 2.1).

Стыковыми называют соединения, в которых стыкуемые элементы расположены в одной плоскости и соединяются торцами или кромками.

Соединениями внахлестку называют такие, в которых элементы, расположенные в разных плоскостях, непосредственно накладываются друг на друга.

Угловыми называют соединения, в которых свариваемые элементы расположены под углом.

Тавровые соединения (впритык) отличаются от угловых тем, что в них торец одного элемента приваривается к поверхности другого элемента.

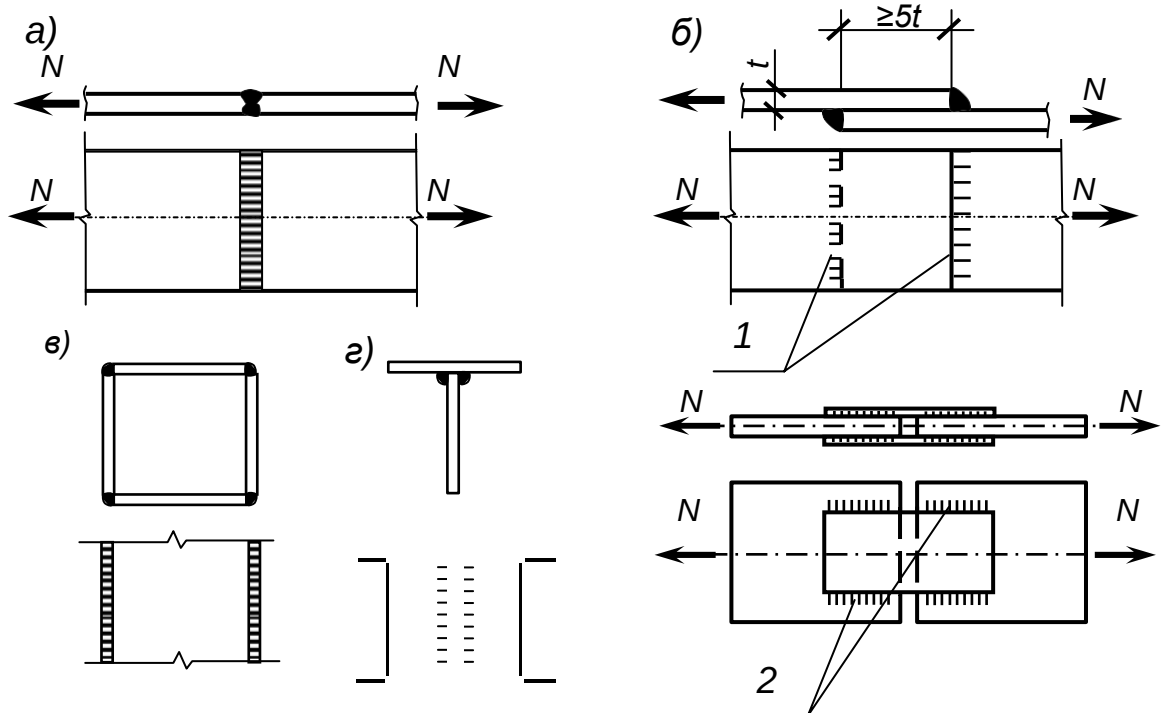


Рисунок 2.1 – Виды сварных соединений: а – стыковое; б – внахлестку (1 – лобовые швы; 2 – фланговые швы); в – угловое; г – тавровое

Сварные швы по конструктивному признаку в основном разделяются на стыковые и угловые (валиковые).

Стыковыми швами соединяются элементы, расположенные в одной плоскости, путем заполнения присадочным материалом пространства между ними (рисунок 2.1а).

Угловые (валиковые) швы накладываются в угол, образованный элемен-

тами, расположенными в разных плоскостях (рисунок 2.1б, в, г).

Стыковые соединения свариваются стыковыми швами, нахлесточные, угловые, тавровые свариваются угловыми швами.

Угловые швы соединений внахлестку, располагаемые параллельно действию силы, называются фланговыми (рисунок 2.1б, 2), перпендикулярно действию силы – лобовыми (рисунок 2.1б, 1).

Расчет сварных стыковых соединений на центральное растяжение или сжатие (см. рисунок 2.2а) выполняют по формуле

$$\sigma_w = \frac{N}{t \cdot l_w} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c, \quad (2.1)$$

где N – внешнее усилие, приложенное к соединению;

t – расчетная толщина шва, равная толщине наиболее тонкого из соединяемых элементов;

l_w – расчетная длина сварного шва;

R_{wy} – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению и изгибу по пределу текучести;

γ_c – коэффициент условия работы.

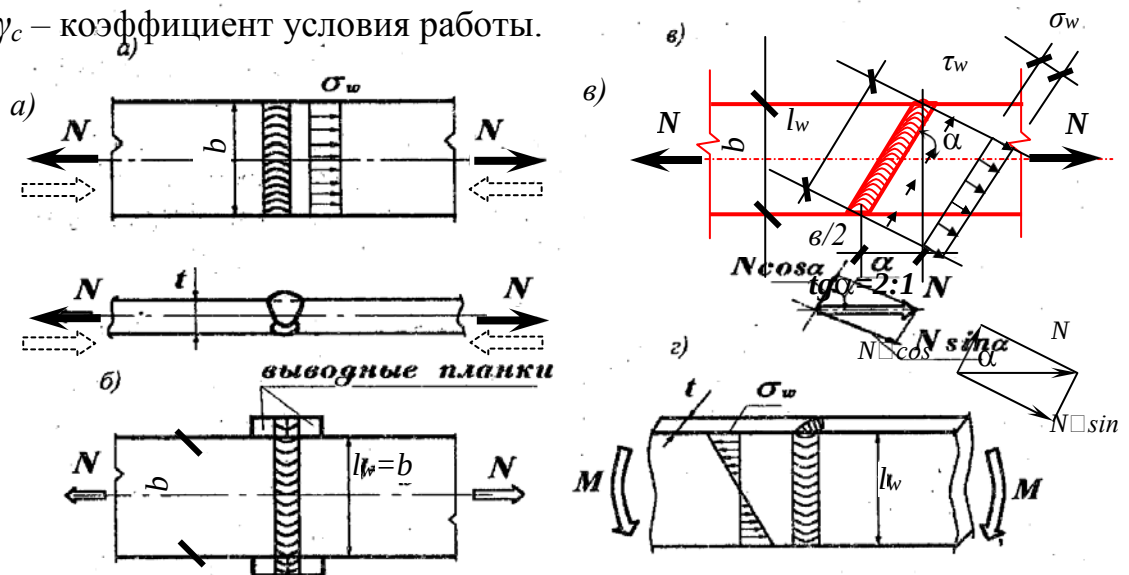


Рисунок 2.2 – К расчету стыковых швов

Расчетную длину сварного шва принимают равной полной ширине соединяемых элементов $l_w = b$ при условии выполнения шва с применением выводных планок (рисунок 2.2 б), которые после сварки срезают. В том случае,

если выводные планки не применяют, учитывается низкое качество шва в зонах зажигания и прерывания сварочной дуги, в этом случае расчетная длина шва равна $l_w = l - 2 \cdot t$.

Расчетное сопротивление сварного стыкового шва равно расчетному сопротивлению основного металла $R_{wy} = R_y$ при сжатии, а также при растяжении, если применяют физические методы контроля качества сварного шва (ультразвук, рентгеновское просвечивание, просвечивание гамма-лучами), позволяющие обнаружить внутренние дефекты в шве. Если физические методы контроля качества шва, работающего на осевое растяжение или изгиб, не используют, то следует принимать $R_{wy} = 0,85 R_y$. При работе стыкового шва на сдвиг его расчетное сопротивление назначают равным расчетному сопротивлению среза $R_{ws} = R_s$ основного металла. Так как расчетное сопротивление стали зависит от толщины проката, то в расчетах следует принимать R_y наиболее толстого из свариваемых элементов.

В том случае, если невозможно обеспечить полный провар по толщине свариваемых деталей путем подварки корня шва, например, при односторонней сварке или использовании остающейся стальной подкладки, в формуле (2.1) вместо t следует принимать $0,7 t$.

В тех случаях, когда условие прочности (2.1) не выполняется, рекомендуется применять косой шов (рисунок 2.2в) с наклоном реза $tg\alpha=2:1$ ($\alpha \approx 63^\circ$). Такие швы, как правило, равнопрочны с основным металлом и поэтому не требуют проверки при действии на соединение статической нагрузки.

При действии на соединение динамической нагрузки прочность косого шва проверяют по приведенным напряжениям [1, 2].

Если сварное соединение испытывает воздействие изгибающего момента M (рисунок 2.2г), то его несущую способность определяют из выражения

$$\sigma_w = \frac{M}{W_w} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c \quad \text{или} \quad \sigma_w = \frac{6M}{t \cdot l_w^2} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c, \quad (2.2)$$

где $W_w = t l_w^2 / 6$ – момент сопротивления шва.

При действии на соединение одновременно осевой силы и изгибающего момента напряжения в шве будут суммироваться, и в этом случае несущая способность шва будет равна

$$\sigma_w = \left[\frac{N}{t \cdot l} \right] + \left[\frac{6M}{t \cdot l^2} \right] \leq R_{wy} \cdot \gamma_c. \quad (2.3)$$

В стыковых сварных швах, работающих одновременно на изгиб и срез, несущую способность проверяют по приведенным напряжениям:

$$\sigma_{we,f} = \left(\sigma_{wx}^2 + 3\tau_{wxy}^2 \right)^{0,5} \leq 1,15R_{wy} \cdot \gamma_c, \quad (2.4)$$

где $\sigma_{wx} = 6M/(t l_w^2)$ – нормальные напряжения в шве;

$\tau_{wxy} = Q / (t l_w)$ – касательное напряжение в сварном шве.

Сварные стыковые соединения, выполненные без физического контроля качества, при одновременном действии в шве нормальных напряжений, σ_{wx} и σ_{wy} , действующих по взаимно перпендикулярным направлениям x и y , и касательных напряжений τ_{wy} , проверяют по формуле:

$$\left(\sigma_{wx}^2 + \sigma_{wy}^2 - \sigma_{wx} \cdot \sigma_{wy} + 3 \cdot \tau_{wy}^2 \right)^{0,5} \leq 1,15 \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c. \quad (2,5)$$

Разрушение сварных соединений с угловыми лобовыми и фланговыми швами возможно, как по металлу шва, так и по металлу границы сплавления (рисунок 2.3).

Фланговые швы весьма деформативны и работают на сдвиг. Поверхность разрушения фланговых угловых швов лежит не в одной плоскости, а принимает пространственную форму. Разрушение, обычно начинается с краев шва. В каждом сечении шва разрушение происходит там, где прочность снижается из-за различных дефектов (сечение 1). Кроме шва, может разрушаться еще и зона сплавления, то есть основной металл. В этой зоне из-за нагрева при сварке происходят определенные металлургические процессы (сечение 2). Такую сложную работу шва, в соответствии с нормами [5], несколько упрощают, предполагая, что происходит условный срез по плоской площадке – по шву, либо по линии сплавления.

Деформации лобовых швов существенно меньше, чем во фланговых. Такая картина будет иметь место в упругой стадии. Затем, по мере появления пластичности, напряжения выравниваются и характер разрушения не отличается от того, который наблюдается во фланговых швах. Поэтому их расчет производится так же, как расчет фланговых швов.

В соответствии с этим, сварные соединения с угловыми швами при действии силы N , проходящей через центр тяжести соединения, рассчитывают на срез (условный) по двум сечениям (рисунок 2.1б): по металлу шва (рисунок 2.3, сечение 1) и по металлу границы сплавления (рисунок 2.3, сечение 2).

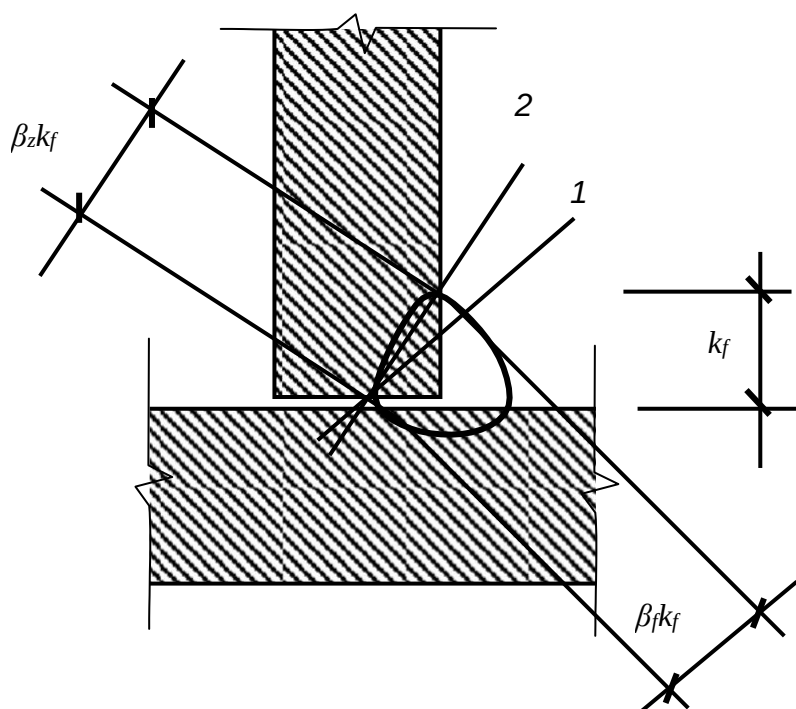


Рисунок 2.3 – Схема расчетных сечений сварного соединения с угловым швом: 1 – сечение по металлу шва; 2 – сечение по металлу границы сплавления

Прочность таких швов проверяют по формулам:

По металлу шва (сечение 1):

$$\tau_{wf} = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c ; \quad (2.6)$$

по металлу границы сплавления (сечение 2):

$$\tau_{wz} = \frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c , \quad (2.7)$$

где l_w – расчетная длина шва, принимаемая меньше его полной длины на 10 мм;

β_f и β_z – коэффициенты, принимаемые при сварке элементов из стали: с пределом текучести до 530 МПа по таблице 8, приложения 7; с пределом текучести свыше 530 МПа независимо от вида сварки, положения шва и диаметра сварочной проволоки $\beta_f=0,7$ и $\beta_z=1$;

γ_{wf} и γ_{wz} – коэффициенты условий работы шва, равные 1 во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в климатических районах I₁, I₂, II₂ и II₃ [I₁(-50 °C > t ≥ -65 °C); I₂, II₂ и II₃ [(-40 °C > t ≥ -50 °C)], для которых $\gamma_{wf}=0,85$ для металла шва с нормативным сопротивлением $R_{wun}=410$ МПа и $\gamma_{wz}=0,85$ – для всех сталей;

R_{wf} – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва (таблица 10, приложение 9);

R_{wz} – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу границы сплавления; $R_{wz}=0,45 R_{un}$; R_{un} – нормативное сопротивление стали разрыву по временному сопротивлению (таблица 15, приложение 13).

Для угловых швов, размеры которых устанавливаются в соответствии с расчетом, в элементах из стали с пределом текучести до 285 МПа следует применять электроды или сварочную проволоку согласно п. 3.4 [5], для которых расчетные сопротивления срезу по металлу шва R_{wf} должны быть более R_{wz} , а при ручной сварке – не менее чем в 1,1 раза превышать расчетные сопротивления срезу по металлу границы сплавления R_{wz} , но не превышать значений $R_{wz} \cdot \frac{\beta_z}{\beta_f}$. В элементах из стали с пределом текучести свыше 285 МПа допускается применять электроды или сварочную проволоку, для которых выполняется условие

$$R_{wz} < R_{wf} \leq R_{wz} \frac{\beta_z}{\beta_f}.$$

При выборе электродов или сварочной проволоки следует учитывать

группу конструкции и климатический район, сталь и вид сварки (таблица 55*, приложение 2 [5] или таблица , приложение).

При выполнении расчетов сварного соединения с угловыми швами на действии продольной или поперечной сил удобнее определять необходимую длину шва из выражений (2.6) или (2.7). Расчетная длина углового шва будет равна

$$l_w = \frac{N}{k_f R_{wm} \gamma_c}, \quad (2.8)$$

тогда полная длина шва $l = l_w + 1$ (см); расчетную длину шва l_w принимают кратной 1 см с округлением полученного значения в большую сторону;.

R_{wm} – меньшее из двух значений расчетного сопротивления углового сварного шва по металлу шва $\beta_f R_{wf} \gamma_{wf}$ или по границе сплавления $\beta_z R_{wz} \gamma_{wz}$;

k_f – катет шва, предварительно принимают не менее минимального (таблица 3, приложение 3) и не более 1,2 t (см. ниже необходимые требования).

Из формул (2.6) и (2.7) можно определить требуемый катет шва, если принять расчетную длину шва l_w .

При проектировании сварных соединений необходимо учитывать следующие требования:

- катеты угловых швов k_f должны быть не более 1,2 t , где t – наименьшая толщина соединяемых элементов;
- катеты угловых швов k_f следует принимать по расчету, но не менее указанных в таблице 3, приложение 3;
- расчетная длина углового сварного шва должна быть не менее $4k_f$ и не менее 40 мм;
- расчетная длина флангового шва должна быть не более $85 \beta_f k_f$, за исключением швов, в которых усилие действует на всем протяжении шва;
- размер нахлестки должен быть не менее 5 толщин наиболее тонкого из свариваемых элементов;
- соотношения размеров катетов угловых швов следует принимать 1 : 1.

При разных толщинах свариваемых элементов допускается принимать швы с неравными катетами, при этом катет, примыкающий к более тонкому элементу,

не должен быть более $k_f \leq 1,2t$, а примыкающий к более толстому элементу не менее k_f указанному в таблице 38* [5], или таблице 3, приложение 3;

– для расчетных и конструктивных угловых швов в проекте должны быть указаны вид сварки, электроды или сварочная проволока, положение шва при сварке;

– сварные стыковые соединения листовых деталей следует выполнять прямыми с полным проваром и с применением выводимых планок.

В монтажных условиях допускается односторонняя сварка с подваркой корня шва и сварка на остающейся стальной подкладке.

Пример 2.1

Рассчитать сварное соединение стальной полосы встык, выполненное ручной электрической сваркой с визуальным контролем, работающей на растяжение. Нагрузка статическая (рисунок 2.4). Размер полосы 400×18 мм, материал полосы сталь С 345, $R_y = 315$ МПа $= 31,5$ кН/см², растягивающая сила $N = 2010$ кН, электроды Э 50. $R_{wy} = 0,85 \square R_y = 0,85 \square 31,5 = 26,77$ кН/см².

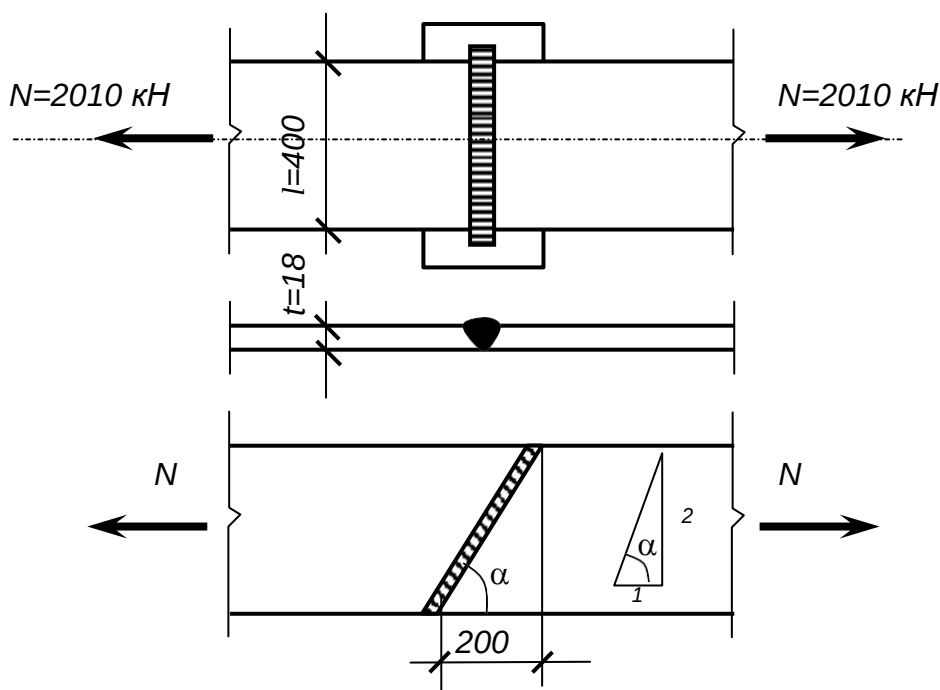


Рисунок 2.4 – К расчету сварного стыкового соединения примера 2.1

Решение

Делаем прямой шов встык, концы шва выводим на планки и проверяем в нем напряжения по формуле (2.1)

$$\sigma = \frac{N}{t \cdot l_w} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c,$$

где N – расчетное усилие $N = 2010$ кН; t – рабочая толщина шва $t = 1,8$ см; l_w – расчетная длина шва $l_w = l = 40$ см; γ_c – коэффициент условия работы [5] $\gamma_c = 1$; R_{wy} – расчетное сопротивление сварного стыкового соединения растяжению, $R_{wy} = 26,77$ кН/см².

$$\sigma = \frac{N}{t \cdot l_w} = \frac{2010}{1,8 \cdot 40} = 27,92 \text{ кН/см}^2 > R_{wy} = 26,77 \text{ кН/см}^2.$$

Так как напряжение в шве получилось больше расчетного, то следует применить физический метод контроля или сделать косой шов с уклоном граней 2 : 1, обеспечивающий равнопрочность стыка основному металлу.

Пример 2.2

Законструировать и рассчитать нахлесточное сварное соединение с двусторонними накладками, равнопрочное стыкуемым листам (рисунок 2.5) при следующих исходных данных: размеры полосовой стали С255 $b \times t = 360 \times 10$ мм; сварка ручная. Расчетная температура $t \geq -30$ °С, климатический район строительства II₅.

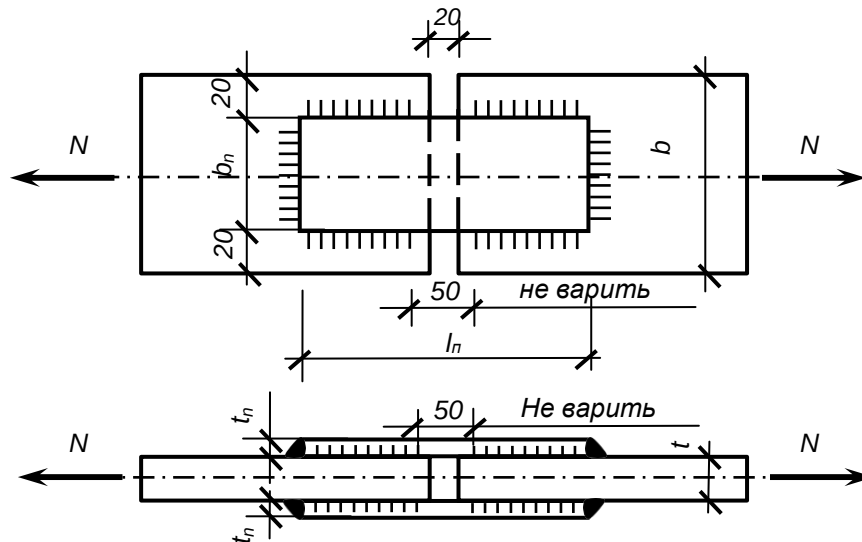


Рисунок 2.5 – Сварное нахлесточное соединение, к примеру, 2.2

Решение

Определяем предельное усилие, воспринимаемое стыкуемыми листами.

$R_y = 24$ кН/см² (таблица 15, приложение 13) для листового проката из стали

C255 толщиной 10 мм. Предельное усилие $N = R_y \cdot b \cdot t = 24 \cdot 36 \cdot 1 = 864$ кН.

Ширина одной накладки $b_n = b - 2 \cdot 20 = 360 - 40 = 320$ мм. Толщину одной накладки находим из условия равнопрочности стыкуемых листов

$$t_n = \frac{N}{2b_n R_y \gamma_c} = \frac{864}{2 \cdot 32 \cdot 24 \cdot 1} = 0,56 \text{ см}.$$

По сортаменту горячекатаного широкополосного универсального проката (таблица 16, приложение 14) принимаем толщину одной накладки $t_n = 6 \text{ мм} = 0,6 \text{ см}$, что отвечает требованию $2A_n \geq A$,

$$2 \cdot 32 \cdot 0,6 = 38,4 \text{ см}^2 > 36 \cdot 1 = 36 \text{ см}^2.$$

Принимаем катет шва по таблице 3, приложение 3 для ручной сварки – $k_f = 5 \text{ мм}$.

Сварочные материалы для выполнения соединения – электроды типа Э46 (таблица 55*, приложение 2 [5] или таблица , приложение); расчетное сопротивление по металлу шва $R_{wy} = 20$ кН/см² (таблица 10, приложение 9); расчетное сопротивление по металлу границы сплавления $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 38 = 17,1$ кН/см², $R_{un} = 38$ кН/см², (таблица 15, приложение 13); коэффициенты $\beta_f = 0,7$, $\beta_z = 1$ (таблица 8, приложение 7); $\gamma_{wf} = 1$, $\gamma_{wz} = 1$, $\gamma_c = 1$; $R_{wf} \geq 1,1 R_{wz}$, $R_{wf} / R_{wz} = 20 / 17,1 = 1,17 > 1,1$ и не более $R_{wf} = 20 < \frac{R_{wz} \cdot \beta_z}{\beta_f} = \frac{17,1 \cdot 1}{0,7} = 24,43 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$, что удовлетворяет требованиям норм [5].

Вычисляем несущую способность сварного шва по металлу шва (сечение 1, рисунок 2.3) длиной $l_w = 1 \text{ см}$

$$\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c = 0,7 \cdot 0,5 \cdot 20 \cdot 1 \cdot 1 = 7,0 \text{ кН/см}$$

и несущую способность сварного шва по границе сплавления (сечение 2, рисунок 2.3) длиной $l_w = 1 \text{ см}$ $\beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c = 1 \cdot 0,5 \cdot 17,1 \cdot 1 \cdot 1 = 8,55$ кН/см.

Из полученных значений минимальную несущую способность имеет металл сварного шва.

Определим усилие, воспринимаемое двумя лобовыми швами на двух накладках по одну сторону соединения.

Расчетная длина одного лобового шва $l_w = b_n - 1 = 32 - 1 = 31$ см;

$$N_{\varepsilon} = \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \cdot l_w \cdot 2 = 7,0 \cdot 31 \cdot 2 = 434,0 \text{ кН.}$$

Определим усилие, приходящееся на каждый из 4 – х фланговых швов:

$$N_{\delta} = \frac{(N - N_{\varepsilon})}{4} = \frac{(864 - 434)}{4} = 107,5 \text{ кН.}$$

Находим расчетную длину флангового шва

$$l_w = \frac{107,5}{7,0} = 15,36 \text{ см} \approx 16 \text{ см.}$$

Длина нахлестки $l = l_w + 1 = 16 + 1 = 17 \text{ см} > 5 \cdot t_n = 5 \cdot 0,6 = 3 \text{ см}$ и

$$l = 17 \text{ см} < 85 \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,5 = 29,75 \text{ см.}$$

Находим полную длину одной накладки l_n (см. рисунок, к примеру, 2.2):

$$l_n = 2 \cdot l + 50 = 2 \cdot 170 + 50 = 390 \text{ мм.}$$

Задания

Задача 1

Проверить прочность сварного соединения, выполненного стыковым швом без вывода его за пределы стыка (на планки) при действии на соединение растягивающей силы N и изгибающего момента M (рисунок 2.6).

Исходные данные принять по таблице 2.

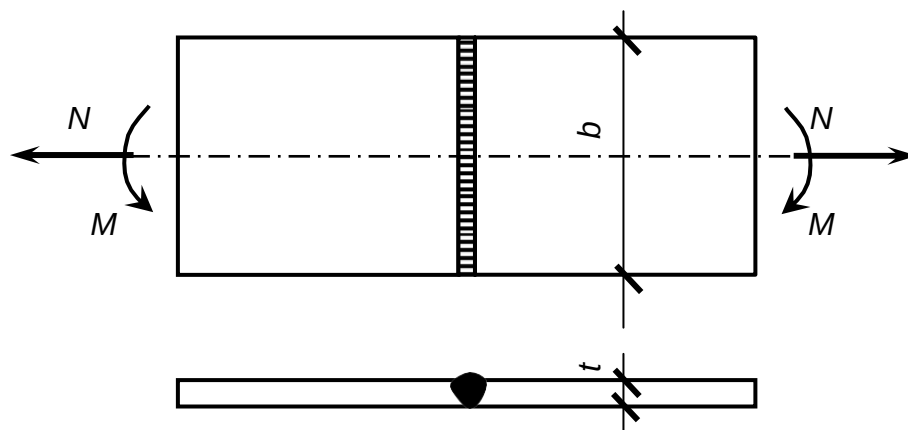


Рисунок 2.6 – К расчету сварного стыкового соединения задачи 1

Таблица 2 – Исходные данные

№ варианта	Размеры сечения $b \times t$, мм	Сталь по ГОСТ 27772 – 88	Расчетная сила N , кН	Изгибающий момент M , кН·см	Расчетное сопротивление стали, R_y , кН/см ²	Контроль качества шва
1	400×10	C255	400	3200	24,0	физический
2	480×12	C245	500	6000	24,0	визуальный
3	300×10	C245	650	0	24,0	-//-
4	400×12	C345	600	6000	31,5	физический
5	630×12	C345	700	14000	31,5	-//-
6	650×12	C275	450	4500	26,0	визуальный
7	700×12	C285	1300	9100	26,0	физический
8	700×14	C375	1400	19600	34,5	визуальный
9	800×14	C375	1450	11600	34,5	-//-
10	800×16	C375	1650	26400	34,5	физический

Задача 2

Проверить прочность сварного соединения, выполненного стыковым швом с выводом его за пределы стыка на выводные планки (рисунок 2.2б) при действии на соединение растягивающей силы N . Исходные данные принять по таблице 3.

Таблица 3 – Исходные данные

№ варианта	Размеры сечения $b \times t$, мм	Сталь по ГОСТ 27772 – 88	Расчетная сила, N , кН	Расчетное сопротивление стали, R_y , кН/см ²	Контроль качества шва
1	300×10	C245	600	24,0	визуальный
2	400×12	C255	400	24,0	физический
3	480×12	C275	1250	26,0	визуальный
4	650×14	C285	1500	26,0	физический
5	800×16	C345	2100	31,5	-//-
6	530×12	C255	1400	24,0	визуальный
7	630×14	C275	1350	26,0	физический
8	650×16	C375	1700	34,5	визуальный
9	800×10	C345	1900	33,5	физический
10	800×12	C375	2600	34,5	-//-

Задача 3

Определить расчетную величину растягивающей силы N_{max} для элемента из двух листов, соединенных двусторонними накладками (рисунок 2.7) с учетом исходных данных таблицы 4. Коэффициенты условий работы шва γ_{wf} и γ_{wz} принять равными 1. Коэффициент условия работы соединения γ_c . Сварка ручная.

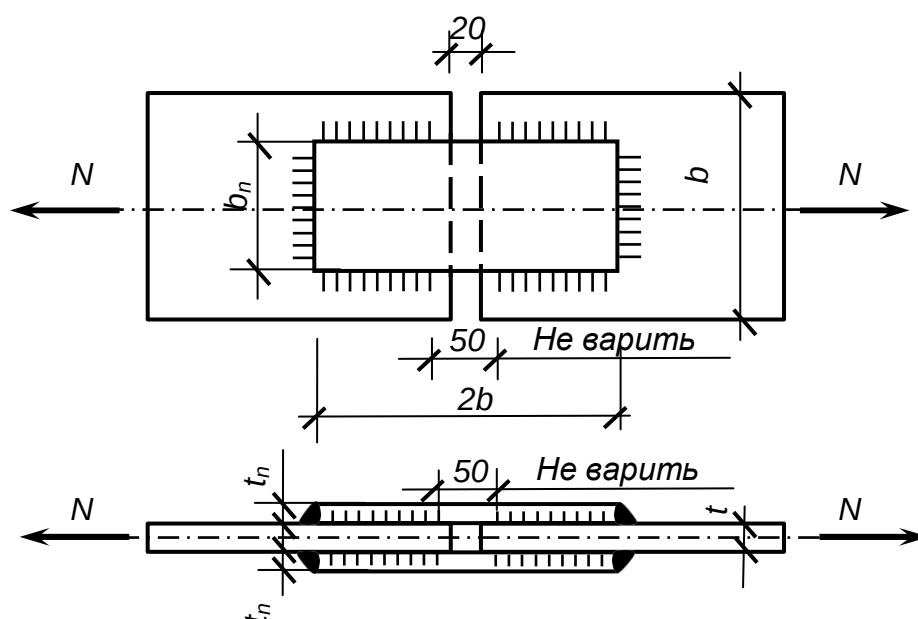


Рисунок 2.7 – К расчету сварного нахлесточного соединения задачи 3

Таблица 4 – Исходные данные

№ варианта	Размеры сечения $b \times t$, мм	Толщина накладки t_n , мм	Сталь по ГОСТ 27772 – 88	Катет шва k_f , мм	Тип электрода
1	200×10	6	C245	5	Э 42
2	240×10	8	C245	6	Э 42
3	250×10	6	C275	5	Э 46
4	280×10	8	C275	6	Э 46
5	280×14	8	C255	8	Э 42
6	300×12	8	C255	6	Э 42
7	360×10	6	C285	5	Э 46
8	400×12	8	C285	6	Э 46
9	450×10	8	C345	6	Э 50
10	480×10	6	C375	5	Э 50

Вопросы к практическому занятию

1. Что принимают за расчетную толщину t стыкового шва? Когда $t=0,7t$?
2. Как находится расчетная длина стыкового шва l_w без вывода концов шва за пределы стыка? То же при выводе его за пределы стыка?
3. Когда расчетное сопротивление сварного шва R_{wy} принимается равным расчетному сопротивлению R_y основного металла?
4. В каких случаях $R_{wy}=0,85 R_y$?
5. Когда рекомендуется выполнять косой стыковой шов?
6. В каком случае можно не проверять прочность косого стыкового шва, а в каком необходимо?
7. Напишите формулы, по которым необходимо проверить прочность стыкового шва при действии на соединение:
 - продольной силы N ;
 - изгибающего момента M ;
 - одновременного действия N и M ;
 - одновременного действия M и Q .
8. Назовите, по каким сечениям проверяется прочность углового шва при действии на сварное соединение продольной силы?
9. Как находится расчетная длина l_w углового шва?
10. Как можно принять минимальный катет углового шва $k_{f,min}$? Максимальный катет $k_{f,max}$?
11. Назовите минимальную расчетную длину сварного углового шва.
12. Если усилие не действует на всем протяжении сварного углового флангового шва, то какова его максимальная расчетная длина?

Литература: [1, 2, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 3

Соединения на болтах

Цель: научиться проектировать соединения на ботах для строительных стальных конструкций.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

- знать виды болтов, классы точности и прочности болтов (ПК-7, ПК-16);
- уметь рассчитывать болтовые соединения в зависимости от вида напряженного состояния, составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);
- владеть навыками расчета болтовых соединений для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

Актуальность темы: получение навыков в расчете болтовых соединений для строительных конструкций, моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов и способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документации в сфере ин-

женерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Болтовые соединения осуществляют путем постановки металлических стержней в совмещенные отверстия соединяемых элементов. Конструктивно они представляют собой нахлесточное соединение.

Для выполнения стыка обязательно нужны накладки с двух либо, с одной стороны. В листовых конструкциях накладки – листовые, при соединении профильных элементов (двутавров, уголков и других) – накладки могут быть как листовые, так и профильные, например, уголки.

В соединениях элементов стальных конструкций друг с другом применяют обычные и высокопрочные болты. Обычные болты изготавливают из углеродистой стали горячей или холодной высадкой, иногда с последующей термообработкой. Высокопрочные болты (сдвигоустойчивые) изготавливают из легированной стали, готовые болты подвергают термической обработке.

Обычные болты изготавливают грубой, нормальной и повышенной точности или соответственно классов точности С, В и А. Точность определяется разностью (δ) между диаметром отверстия и диаметром болта. Для болтов класса А – $\delta = (0,25 \div 0,3)$ мм; В – $\delta = (1 \div 1,5)$ мм; С – $\delta = (2 \div 3)$ мм. Чем меньше разность (δ), тем лучше, надежнее работает болтовое соединение, но тем больше требуется затрат труда на постановку такого болта.

Болты класса точности С применяют как сборочные либо крепежные, в основном они работают на растяжение.

В соединениях с высокопрочными болтами зазор $\delta = 1 \dots 6$ мм; их постановка не вызывает затруднений и, следовательно, не требует в этом смысле значительных затрат труда. Но они подвергаются контролируемому натяжению.

По прочности болты подразделяют на классы прочности. Данные о прочности скрыты в обозначении болтов, например, 4.8, 5.6. Первая цифра, умноженная на 10, обозначает минимальное временное сопротивление мате-

риала болта в кН/см^2 ; произведение чисел – предел текучести материала болта в кН/см^2 . Класс прочности указывают на головке болта выпуклыми цифрами. Для высокопрочных болтов указывают марку стали, например – болты из стали марки 40Х «селект» с $R_{bun}=110 \text{ кН/см}^2$ для болтов с $d=16, 20, 24 \text{ мм}$.

Болты в соединении без контролируемого натяжения, передающие сдвиговые усилия, рассчитываются на срез стержня болта, смятие основного металла, а при передаче растягивающего усилия – на растяжение.

Работа болтового соединения на сдвиг достаточно сложна и существенно зависит от величины зазора δ и силы натяжения. Характер разрушения разнообразный – срез болта, отрыв его головки, смятие и выкол в одном из соединяемых элементов. В соответствии с нормами [5] расчет таких соединений ведут исходя из возможного вида разрушения: по срезу болта при толстых соединяемых элементах или по смятию поверхности отверстия при тонких элементах.

Расчетное усилие (несущая способность), которое может воспринять один болт, равно:

при срезе

$$N_b = R_{bs} \gamma_b A n_s \gamma_c ; \quad (3.1)$$

при смятии металла

$$N_b = R_{bp} \gamma_b d_b \Sigma t \gamma_c ; \quad (3.2)$$

где R_{bs} , R_{bp} – расчетные сопротивления соответственно для металла болта на срез (таблица 4, приложение 3), основного металла на смятие (таблица 5, приложение 4); d_b – наружный диаметр стержня болта; $A = \frac{\pi d^2}{4}$ – расчетная площадь сечения стержня болта; Σt – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении; n_s – число расчетных срезов одного болта; $\gamma_b \leq 1,0$ – коэффициент условия работы болтового соединения, зависящий от R_{yn} металла соединяемых элементов, шага болтов (b), расстояния от центра отверстия до края элемента (a), количества болтов в соединении, класса точности; γ_c – коэффициент условия работы конструкции (таблица , при-

ложение).

Если внешняя сила, действующая на соединение, направлена параллельно продольным осям стержней болтов и приложена в центре тяжести болтового соединения, то они будут работать на растяжение. При статической работе такого соединения применяют болты из тех же сталей, что и для соединений, работающих на сдвиг.

Расчетное усилие N_b , которое может быть воспринято одним болтом на растяжение определяют по формуле

$$N_b = R_{bt} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_c, \quad (3.3)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление растяжению болта (таблица , приложение);

A_{bn} – площадь сечения болта нетто (таблица 4, приложение 3).

При проектировании болтовых соединений обычно определяют количество болтов в соединении заданного класса прочности.

Количество n болтов в соединении при действии продольной сдвигающей силы N можно определить:

из условия прочности на срез

$$n \geq \frac{N}{n_s \gamma_b A R_{bs} \gamma_c}; \quad (3.4)$$

из условия прочности на смятие

$$n \geq \frac{N}{d \gamma_b \Sigma t R_{bp} \gamma_c}; \quad (3.5)$$

Из двух полученных значений n принимают наибольшее.

В болтовом соединении, в котором болты работают на растяжение, количество болтов для восприятия усилия определяют из выражения

$$n \geq \frac{N}{A_{bn} R_{bt} \gamma_c}. \quad (3.6)$$

Болты, работающие одновременно на срез и растяжение, проверяют отдельно на срез и растяжение.

Болты, работающие на срез от одновременного действия продольной си-

лы N и момента M , проверяют на равнодействующее усилие.

В болтовых соединениях всегда возникают силы трения между соединяемыми поверхностями, когда элементы стягиваются болтами. Если силы натяжения болта не контролируются, трение при расчетах не учитывается. Соединение на высокопрочных болтах с неконтролируемым натяжением болтов, рассчитываются на срез и смятие как обычное болтовое.

Фрикционное соединение на высокопрочных болтах – это соединение с контролируемым натяжением болтов. Сдвиг во фрикционных болтовых соединениях не допускается. Такие соединения рекомендуется применять в конструкциях, к которым предъявляются повышенные требования в отношении ограничения деформативности. У фрикционных соединений, передающих силы сдвига, несущая способность определяется только за счет сил трения. Сдвигающие силы воспринимаются силами трения, возникающими по соприкасающимся поверхностям, а высокопрочные болты работают на растяжение. Силы трения определяются в зависимости от прочности стержня болта и способа обработки (очистки) соединяемых поверхностей. Расчетное усилие Q_{bh} , которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, определяют по формуле

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_h}, \quad (3.7)$$

где R_{bh} – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта, $R_{bh}=0,7 R_{bun}$ (R_{bun} см. таблицу , приложение); μ – коэффициент трения, принимаемый по таблице , приложение ; γ_h – коэффициент надежности, принимаемый по таблице , приложение ; A_{bn} – площадь сечения болта нетто, определяемая по таблице , приложение ;

γ_b – коэффициент условий работы соединения, зависящий от количества n болтов, необходимых для восприятия расчетного усилия и принимаемый равным:

0,8 при $n < 5$;

0,9 при $5 \leq n < 10$;

1,0 при $n \geq 10$

В расчетах величину γ_b предварительно принимают равным 1, а затем уточняют после получения количества n болтов в соединении.

Количество n высокопрочных болтов в соединении при действии продольной силы N определяют по формуле

$$n = \frac{N}{Q_{bh} k \gamma_c}, \quad (3.8)$$

где k – количество поверхностей трения соединяемых элементов.

Натяжение высокопрочного болта выполняют осевым усилием $P = R_{bh} A_{bn} = 0,7 R_{bun} A_{bn}$.

Проверку ослабленных сечений выполняют, при статических нагрузках – по площади сечения брутто A (полной площади поперечного сечения) при ослабленной площади поперечного сечения A_n , если $A_n \geq 0,85 A$, либо по условной площади поперечного сечения $A_c = 1,18 A_n$, если $A_n < 0,85 A$ (п. 11.14 [5]).

При конструировании болтовых соединений следует стремиться к передаче усилия с одного элемента на другой кратчайшим путем при одновременном обеспечении удобства выполнения соединения.

Для удобства производства работ центры болтов располагают в соединении по прямым линиям – *рискам*, параллельным действующему на соединение усилию. Расстояние между двумя соседними рисками называют *дорожкой*, а расстояние между соседними по риске болтами – *шагом* (рисунок 3.1). Расстояние между центрами болтов нормируется исходя из прочности элементов соединения и удобства выполнения работ (таблица 2, приложение 2). Размещение болтов по рискам может быть рядовым (рисунок 3.1а) или шахматным (рисунок 3.1б).

Минимальное расстояние, указанное в таблице 2, приложения 2, определено из условия прочности основного материала между отверстиями, максимальное – из условия обеспечения плотности соединения при его работе на растяжение и устойчивости отдельных элементов соединения в промежутках

между болтами – при восприятии сжимающих усилий.

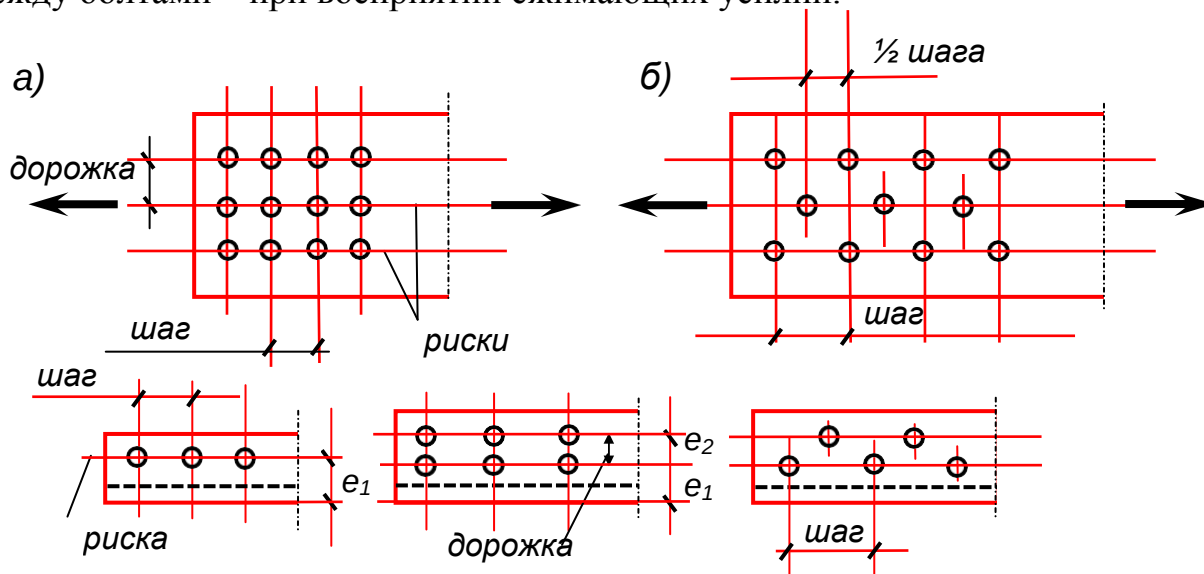


Рисунок 3.1 – Размещение болтов в соединениях: а – рядовое; б – шахматное

В стыках и узлах прикрепления элементов для уменьшения расхода металла на накладки необходимо принимать минимальный шаг болтов. В слабо нагруженных соединениях (связующих или конструктивных) расстояние в осях между болтами необходимо назначать с максимальным шагом, в соответствии с нормами проектирования, для уменьшения их количества.

В фасонном прокате (уголки, двутавры, швеллеры) положение рисков и максимальные диаметры отверстий приведены в специальных нормах исходя из прочности профиля и возможности постановки болтов в соединениях. Нормы опубликованы в справочной литературе [4], см. также таблицу , приложение .

При конструировании болтовых соединений следует стремиться к применению болтов одного диаметра в пределах каждого конструктивного элемента и к наименьшему числу диаметров болтов в сооружении.

Пример 3.1

Запроектировать стык листов сечением 480×20 мм из стали С275 с $R_y = 260$ МПа $= 26$ кН/см² на обычных болтах класса точности В. На стык действует статическое растягивающее усилие $N = 2400$ кН. Стык проектируют симметричными с двумя накладками толщиной $t_n = 1,1$ мм каждая (рисунок 3.2). Коэффициент

условия работы конструкции $\gamma_c=1$. Климатический район II₅.

Решение

Принимаем болты класса прочности 5.6 по таблице , приложение , диаметром $d=24$ мм по таблице , приложение , имеющих расчетное сопротивление срезу $R_{bs}=190$ МПа= 19 кН/см² (таблица 4, приложение 3). Расчетное сопротивление смятию болтового соединения $R_{bp}=450$ МПа = 45 кН/см² (таблица , приложение). Диаметр отверстия для болтов $d=27$ мм. Определяем несущую способность одного болта, имеющего два рабочих среза:

на срез – по формуле (3.1)

$$N_b = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A \cdot n_s \gamma_c = 19 \cdot 0,9 \cdot \frac{3,14 \cdot 24^2}{4} \cdot 2 \cdot 1 = 154,64 \text{ кН};$$

γ_b – коэффициент условия работы соединения (для болтов класса точности В, $\gamma_b=0,9$, таблица , приложение).

На смятие листа – по формуле (3.2)

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d_b \sum t_{\min} \cdot \gamma_c = 45 \cdot 0,9 \cdot 24 \cdot 2 \cdot 0,1 = 194,4 \text{ кН};$$

где принято $\sum t_{\min} = t = 20$ мм, так как $\sum t_{\min} = 2 \cdot 11 = 22$ мм > 20 мм.

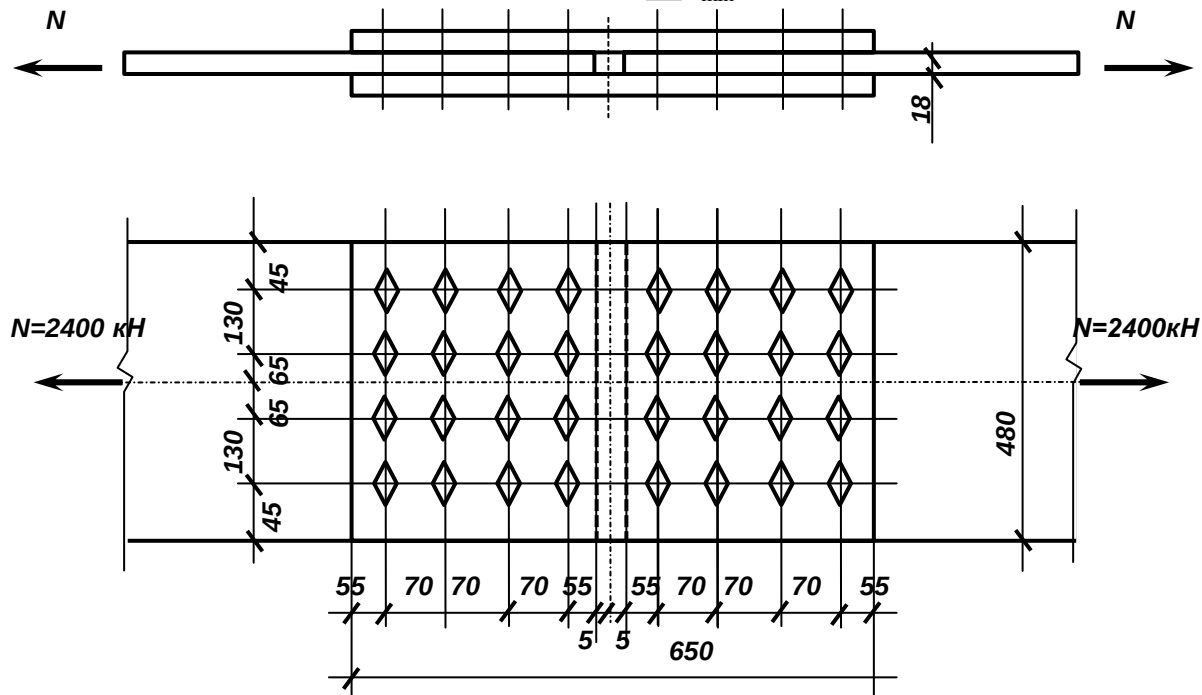


Рисунок 3.2 – Схема расположения болтов в соединении, к примеру, 3.1

Минимальной несущей способностью болта является работа на срез

$$N_{b\min} = N_b = 154,64 \text{ кН.}$$

Требуемое количество болтов на полунакладке определяем из условия среза

$$n = \frac{N}{N_{b\min}} = \frac{2400}{154,64} = 15,54 \text{ шт.}$$

Принимаем $n=16$ в 4 ряда по четыре болта в каждом (рисунок 3.2).

Проверяем несущую способность листа, ослабленного отверстиями для болтов (с учетом упругопластической работы элементов и накладок в зоне стыка путем введения $\gamma_c=1,1$) принятый по таблице 6*, пункт 7 [5].

$$N_{\max} = A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c = (2,0 \cdot 48 - 4 \cdot 2,7) \cdot 26,0 \cdot 1,1 = 2436,72 \text{ кН} > N = 2400 \text{ кН.}$$

Прочность соединяемых элементов обеспечена.

Сечение накладок проверять не нужно, так как площадь поперечного сечения нетто двух накладок больше площади поперечного сечения нетто соединяемого элемента A_n .

Пример 3.2

Рассчитать стык листов сечением 480×20 мм из стали С275 как болтовое соединение на высокопрочных болтах. На стык действует статическое растягивающее усилие $N=2400$ кН. Расчетное сопротивление материала соединяемых элементов $R_y=260$ МПа= 26 кН/см². Коэффициент условия работы конструкции $\gamma_c=1$.

Решение

Принимаем диаметр болтов $d_b=24$ мм, диаметр отверстия $d=27$ мм. Материал болтов сталь 40 X «селект» с наименьшим временным сопротивлением $R_{bun}=1100$ МПа= 110 кН/см² (таблица , приложение). Выбираем способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей по таблице , приложение . принимаем дробеметный или дробеструйный двух поверхностей без консервации. По этой же таблице способ регулирования натяжения болтов принимаем

ем по M – регулирование по моменту закручивания. Коэффициент трения $\mu=0,58$, коэффициент $\gamma_h=1,12$ при статической нагрузке и при разности номинальных диаметров отверстий и болтов $\delta=1-4$ мм. Коэффициент условий работы соединения γ_b , предварительно принимаем, $\gamma_b=1$ при ожидаемом количестве болтов $n \geq 10$ (после расчета величина γ_b уточняется). Площадь сечения болта нетто A_{bn} при $d_b=24$ мм равна $A_{bn}=3,52 \text{ см}^2$. Расчетное сопротивление растяжению стали болтов 40Х «селект» $R_{bh}=0,7 R_{bun}=0,7 \cdot 110=77 \text{ кН/см}^2$. Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой плоскостью трения в соединении, находим по формуле (3.7)

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_n} = \frac{77 \cdot 1 \cdot 3,52 \cdot 0,58}{1,12} = 140,36 \text{ кН}.$$

Требуемое число болтов по формуле (3.8)

$$n = \frac{N}{Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c} = \frac{2400}{140,36 \cdot 2 \cdot 1} = 8,55.$$

Число плоскостей трения $k=2$.

Принимаем на полунакладке три ряда болтов по три болта в каждом ряду.

Проверяем прочность ослабленных отверстиями соединяемых листов.

Площадь поперечного сечения листа нетто при диаметре отверстия $d=27$ мм равна

$A_n=2(48 - 3 \cdot 2,7)=79,8 \text{ см}^2$. Площадь сечения листа брутто $A=2 \cdot 48=96 \text{ см}^2$. От-

ношение площадей $\frac{A_n}{A} = \frac{79,8}{96} = 0,831 < 0,85$.

Т.к. площадь $A_n = 79,8 \text{ см}^2 < 0,85 A = 0,85 \cdot 96 = 81,6 \text{ см}^2$, то проверяем ослабление сечения листа по условной площади $A_c=1,18 A_n$. Условная площадь $A_c=1,18 \cdot 79,8=94,16 \text{ см}^2$; $A_c \cdot R_y=94,16 \cdot 26=2448,3 > N=2400 \text{ кН}$, т.е. прочность стыкуемого листа обеспечена.

Задания

Задача

Определить несущую способность болтового соединения с двусторонними накладками (рисунок 3.3). Первый вариант. Болты $d=20$ мм, нормальной

точности (класс В). Второй вариант. Рассчитать стык, как болтовое соединение на высокопрочных болтах. Толщину накладок t_n для второго варианта принять самостоятельно. Коэффициент условия работы конструкции для обоих вариантов $\gamma_c = 1$. Исходные данные для первого варианта принять по таблице 3.1, для второго варианта по таблице 3.2.

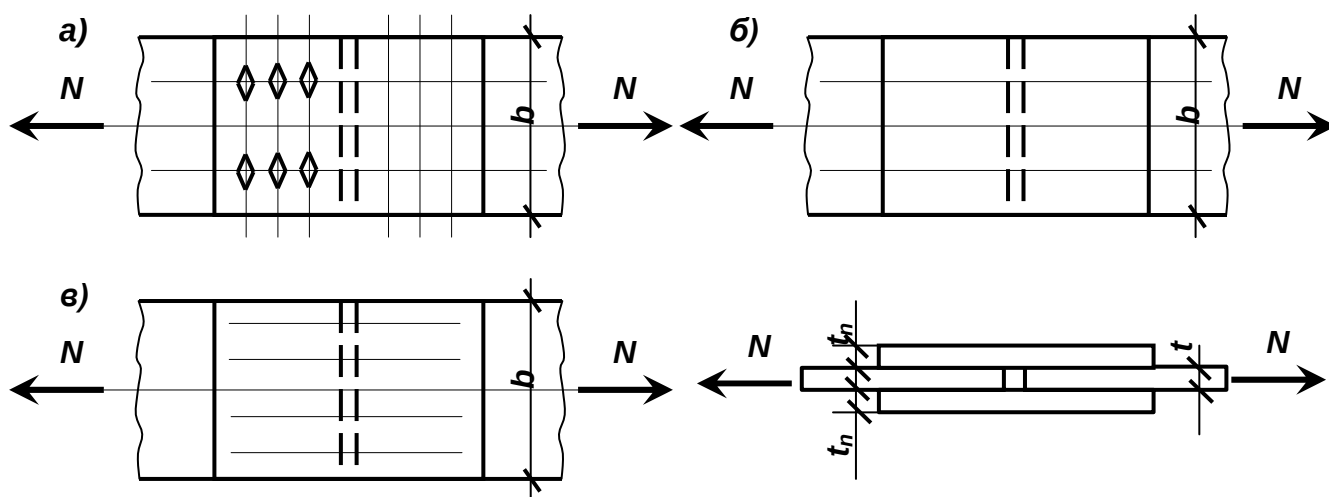


Рисунок 3.3 – К расчету болтовых соединений

Таблица 3.1 – Исходные данные

№ варианта	Размеры сечения листа $b \times t$, мм	Толщина одной накладки t_n , мм	Сталь по ГОСТ 27772 – 88	Класс прочности болта	Число рядов установки болтов
1	200×10	6	C245	4,6	2 (рис.3.3а)
2	220×10	6	C245	4,8	2 (рис.3.3а)
3	220×12	6	C245	5,6	2 (рис.3.3а)
4	250×10	6	C345	4,6	2 (рис.3.3а)
5	250×12	6	C345	4,8	3 (рис.3.3б)
6	250×14	8	C345	5,6	3 (рис.3.3б)
7	280×10	6	C375	4,8	3 (рис.3.3б)
8	280×12	8	C375	5,6	3 (рис.3.3б)
9	300×10	6	C375	5,8	4 (рис.3.3в)
10	300×12	8	C375	6,6	4 (рис.3.3в)

Таблица 3.2 – Исходные данные

<i>N</i> варианта	Размеры сечения листа $b \times t$, мм	Сталь по ГОСТ 27772 – 88	Расчетное статическое растягивающее усилие <i>N</i> , кН
1	200×16	С 255	600
2	250×18	С 275	1000
3	300×20	С 345	1500
4	350×18	С 245	1250
5	400×20	С 375	2300
6	450×18	С 255	1600
7	320×20	С 345	1800
8	400×16	С 285	1300
9	420×20	С 375	2500
10	280×16	С 245	850

Вопросы к практическому занятию

1. Назовите классы точности для обычных болтов.
2. Как обозначается класс прочности болта?
3. Какие механические свойства материала болта закодированы в обозначении его класса прочности? Назовите их.
4. Где на болтах указывают класс прочности?
5. Какие проверки необходимо выполнить для болтового соединения работающего на сдвиг с неконтролируемой силой затяжки гайки?
6. Какое усилие будет возникать в болтах болтового соединения, если внешняя сила, действующая на соединение, направлена параллельно продольной оси болтов? Какую проверку необходимо выполнить для такого соединения?
7. Каковы основные конструктивные требования к размещению болтов в соединении?

Литература – [1, 2, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 4

Подбор и проверки сечения прокатных балок

Цель: научиться подбирать и проверять сечения стальных прокатных балок.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

– знать типы сечений рекомендуемых к применению в прокатных балках (ПК-7, ПК-16);

– уметь подбирать и проверять сечения стальных прокатных балок, составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

– владеть навыками подбора и проверок сечения стальных прокатных балок, для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

Актуальность темы: получение навыков в подборе и проверках сечения стальных прокатных, моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов и способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Балки служат для перекрытия пролетов и восприятия в основном поперечных нагрузок. В связи с этим, балки работают на поперечный изгиб, в них возникают изгибающий момент и поперечная сила. Почти всегда присутствует крутящий момент, так как в реальных конструкциях крайне трудно обеспечить передачу нагрузки строго в срединной плоскости.

В качестве прокатных балок, работающих на изгиб, обычно применяют двутавры с наклонными гранями полок по ГОСТ 8239, двутавры с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020 типов: Б – балочные, Ш – широкополочные. Для прогонов скатных кровель и легких балок (при небольших пролетах и нагрузках) – швеллеры по ГОСТ 8240. Прокатные балки (двутаврового сечения) типа Б могут применяться для конструкций, где требуется момент сопротивления $W \leq 13000 \text{ см}^3$, швеллеры при $W \leq 760 \text{ см}^3$.

Прокатные балки весьма толстостенны и металлоемки, но наименее трудоемки в изготовлении. Их стенки можно не укреплять ребрами жесткости (за исключением опорных зон и зон приложения значительных сосредоточенных сил). Это несколько компенсирует перерасход металла.

Проектирование и расчет начинают с анализа предполагаемой конструктивной схемы сооружения или его фрагмента. В результате принимается расчетная схема балки с указанием типов опорных связей, мест приложения и интенсивности нагрузок. Далее определяют расчетные усилия в форме изгибающих моментов и перерезывающих сил, а также характерные максимальные перемещения (прогибы). Расчетные усилия вычисляют в сечениях, где каждое из них в отдельности достигает максимальных значений (M_{max} , Q_{max}), а также в сечениях, где их совместные сочетания неблагоприятны для работы конструкции. Выбирается сталь, принимается коэффициент условия работы γ_c . Далее определяют требуемый момент сопротивления W_{red} при упругой работе материала в сечении

$$W_{red} = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c}, \quad (4.1)$$

где R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, изгибу по пределу текучести; γ_c – коэффициент условия работы; M_{max} – максимальный изгибающий момент.

При расчете прочности прокатных разрезных балок сплошного сечения, воспринимающих статическую нагрузку, выполненных из сталей с пределом текучести ≤ 440 МПа и закрепленных от потери устойчивости, нормами [5] разрешается учитывать развитие пластических деформаций.

При касательных напряжениях в месте действия максимального момента (кроме опорных сечений) не превышающих $\tau \leq 0,9R_s$ требуемый момент сопротивления находят по формуле

$$W_{red} = \frac{M_{max}}{c_1 R_y \gamma_c}, \quad (4.2)$$

где c_1 – коэффициент, учитывающий увеличение несущей способности балок при развитии пластических деформаций, определяемый по формулам (42) и (43) норм [5]. Для большинства прокатных балочных двутавров и швеллеров изгибаемых в плоскости стенки значение c_1 можно принимать $c_1 = 1,1$. При наличии зоны чистого изгиба $c_1 = 1,05$. После подбора сечения, значение c_1 уточняют по п. 5.18* [5].

После определения W_{red} по формуле (4.1) или (4.2) по таблице 6, приложение 5 или таблице 7, приложение 6 подбирают ближайший профиль, меньший по массе, у которого $W_x \geq W_{red}$. Наименьший вес при изгибе в одной плоскости и практически полном использовании несущей способности имеют балки из двутавровых профилей. Однако, если в балках из двутавров несущая способность используется не полностью, меньший вес могут иметь балки из швеллеров. Принятый профиль необходимо проверить по прочности, устойчивости и жесткости.

Проверки на прочность выполняют в точках, где развиваются наибольшие, в пределах балки, нормальные либо касательные напряжения, а также в

точках, где одновременно присутствуют те и другие напряжения и способны при совместном действии обеспечить переход стали в пластическую стадию. Как правило, это сечения с максимальным моментом, с максимальной поперечной силой, а также сечения, где одновременно действуют значительные моменты, поперечные силы и (или) приложены сосредоточенные внешние силы, в том числе опорные реакции.

Проверку на прочность прокатных балок, работающих упруго и изгибаемых в одной из главных плоскостей, выполняют по изгибающему моменту по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_{xn}} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.3)$$

где W_{xn} – момент сопротивления сечения нетто, относительно оси $x - x$, при отсутствии ослаблений сечения $W_{xn} = W_x$;

при упругопластической работе материала и изгибе в одной из главных плоскостей и при $\tau \leq 0,9 R_s$ проверку прочности по изгибающему моменту выполняют по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{c_1 W_{xn}} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.4)$$

где c_1 – коэффициент, определяемый по п. 5.18* [5].

Прочность от действия касательных напряжений при упругой работе проверяют по формуле

$$\tau = \frac{Q S}{I t} \leq R_s \gamma_c, \quad (4.5)$$

где Q – поперечная сила в проверяемом сечении; S – статический момент сдвигаемой части брутто относительно нейтральной оси; I – момент инерции всего сечения; t – толщина стенки балки.

При наличии ослабления стенки отверстиями для болтов значения τ в формуле (4.5) умножают на коэффициент α , определяемый по формуле

$$\alpha = \frac{a}{a - d}, \quad (4.6)$$

где a – шаг отверстий; d – диаметр отверстия.

Для балок, рассчитываемых с учетом пластических деформаций, а также в опорных сечениях балок

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{th_w} \leq R_s \gamma_c, \quad (4.7)$$

где t и h_w – соответственно толщина и высота стенки балки.

Для прокатных балок $h_w = h - 2(t_f + R)$, t_f – толщина полки балки; R – радиус закругления при переходе полки к стенке (таблицы , приложений 5, 6).

Если проверки на прочность не удовлетворяются, то необходимо принять следующий больший профиль по сортаменту и выполнить проверки вновь.

В местах приложения сосредоточенных нагрузок к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки, не укрепленных ребрами жесткости, следует проверять местное напряжение σ_{loc} по формуле

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.8)$$

где F – расчетное значение нагрузки (силы);

l_{ef} – условная длина распределения нагрузки зависит от условий опирания и может определяться по формуле, если нижняя балка прокатная

$$l_{ef} = b + 2(t_f + R), \quad (4.8)$$

где b – ширина полки опирающейся балки (например, ширина полки балки настила в балочной площадке) принимается по сортаменту прокатных балок (таблицы 6, 7, приложения 5, 6);

$(t_f + R)$ – расстояние от нагруженной грани полки прокатной балки до начала внутреннего закругления стенки (значения t_f и R принимаются по балке, к которой приложена нагрузка, рисунок 4.1).

Приведенные напряжения в стенке в уровне сопряжения ее с поясом для балок, сечение которых подобрано по формуле (4.1) и проверено по (4.3) должны удовлетворять условию

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c, \quad (4.9)$$

где $\sigma_x = \frac{M \cdot h_w}{2I_x}$ – нормальные напряжения в срединной плоскости стенки на уровне начала внутреннего закругления стенки, параллельные оси балки, здесь h_w – высота стенки балки (см. пояснения к формуле (4.7);

I_x – момент инерции сечения брутто относительно оси $x - x$;

σ_y – то же, перпендикулярные оси балки, в том числе σ_{loc} , определяемое по формуле (4.8), $\sigma_y = \sigma_{loc}$;

τ_{xy} – касательное напряжение, вычисляемое по формуле $\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_f}{I} \leq R_s \gamma_c$,

с учетом формулы (4.6), здесь S_f – статический момент сдвигаемой полки относительно нейтральной оси балки ($x - x$).

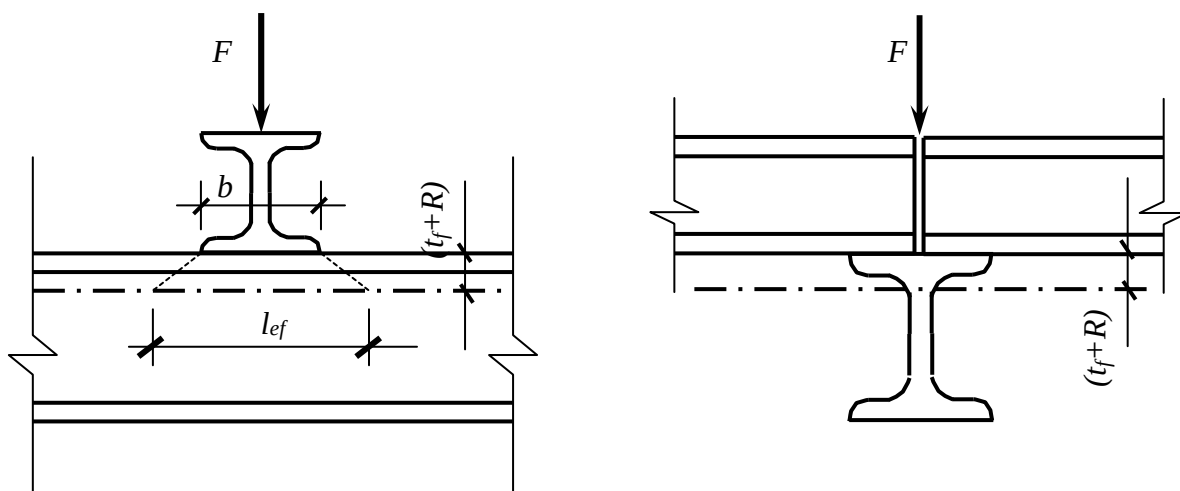


Рисунок 4.1 – Схема распределения сосредоточенной нагрузки на стенку прокатной балки

Все напряжения определяют в одной и той же точке стенки балки. напряжения σ_x и σ_y принимают в формуле (4.9) со своими знаками.

Приведенные напряжения следует проверять во всех сечениях с неблагоприятным сочетанием нормальных, касательных и местных напряжений.

Если условие (4.9) не выполняется, то стенку балки, в этом месте, необходимо укрепить, например, поперечным ребром жесткости. Тогда $\sigma_y = \sigma_{loc} = 0$ и приведенные напряжения проверяют по формуле

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15R_s \gamma_c, \quad (4.10)$$

где σ_x и τ_{xy} имеют те же значения, что и в формуле (4.9).

В случае косого изгиба или изгиба прокатной балки в двух главных плоскостях, при величине $\tau \leq 0,5R_s$ (кроме опорных сечений) и при упругой работе материала в сечении, балку следует проверять по формуле

$$\frac{M_x}{W_{xn}} + \frac{M_y}{W_{yn}} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.11)$$

или с учетом пластических деформаций (п. 5.18* [5])

$$\frac{M_x}{c_x W_{xn}} + \frac{M_y}{c_y W_{yn}} \leq R_y \gamma_c. \quad (4.12)$$

Проверка на общую устойчивость. Устойчивость балок (устойчивость плоской формы изгиба), не требуется проверять:

а) при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный (плиты железобетонные из тяжелого, легкого и ячеистого бетона, плоский и профилированный металлический настил волнистую сталь и т. п.);

б) при отношении расчетной длины участка балки l_{ef} (равному растяжению между связями, препятствующими поперечным смещениям сжатого пояса балки) к его ширине b , не превышающем при $1 \leq h/b < 6$ и $15 \leq b/t_f \leq 35$.

$$\frac{l_{ef}}{b} \leq \delta \left[0,41 + 0,0032 \frac{b}{t_f} + \pi \left(0,73 - 0,016 \frac{b}{t_f} \right) \frac{b}{h'} \sqrt{\frac{E}{R_y}} \right], \quad (4.13)$$

где t_f – толщина сжатого пояса прокатной балки (таблицы 6, 7, приложений 5, 6); h' – расстояние (высота) между осями поясных листов прокатной балки;

$h' = h - t_f$; h – высота сечения прокатной балки; $\delta = \left[1 - 0,7 \frac{(c_1 - 1)}{(c - 1)} \right]$ – учитывает

влияние развития пластических деформаций; для прокатных балок, рассчитываемых на практических занятиях, значение коэффициента c можно принять $c = c_1 = 1,1$ или $c = c_1 = 1,05$ (для сечений балок имеющих зону чистого изгиба);

для сечений балок, работающих упруго (когда $\sigma = \frac{M}{W_{xn}} \leq R_y \gamma_c$), $\delta = 1$;

для балок с отношением $\frac{b}{t_f} < 15$ в формуле следует принимать $\frac{b}{t_f} = 15$;

E – модуль упругости, $E=2,06 \cdot 10^5$ МПа= $2,06 \cdot 10^4$ кН/см².

При выполнении перечисленных условий должно быть рассчитано закрепление сжатого пояса в горизонтальной плоскости на фактическую или условную поперечную силу. Условную поперечную силу следует определять:

При закреплении в отдельных точках по формуле (4.13 а)

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{A}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi}, \quad (4.13a)$$

в которой φ следует определять при гибкости $\lambda = \frac{l_{ef}}{i}$ (здесь i – радиус инерции сечения сжатого пояса в горизонтальной плоскости), а N следует вычислять по формуле (4.13 б)

$$N = (A_f + 0,25A_w) R_y, \quad (4.13б)$$

При непрерывном закреплении по формуле (4.13в)

$$q_{fic} = \frac{3Q_{fic}}{l}, \quad (4.13в)$$

где q_{fic} – условная поперечная сила на единицу длины пояса балки;

Q_{fic} – условная поперечная сила, определяемая по формуле (4.13а), в которой следует принимать $\varphi=1$, а N – определять по формуле (4.13б);

l – длина сжатого пояса прокатной балки, принимается равной расчетному пролету балки;

A_f – площадь поперечного сечения сжатой полки прокатной балки, которую для прокатных двутавров с параллельными гранями полков по ГОСТ 26020 – 80 можно определить точно, а для двутавров с наклонными гранями полков по ГОСТ 8239 – 89 приближенно по формуле $A_f \approx b \cdot t_f$;

A_w – площадь сечения стенки прокатного двутавра $A_w \approx (h - 2t_f) \cdot t$ (здесь t – толщина стенки, t_f – толщина полки);

$$i \approx \sqrt{\frac{I_f}{A_f}}; \quad I_f \approx \frac{b \cdot t_f^3}{12};$$

l_{ef} – см. пояснения к формуле (4.13).

При невыполнении указанных требований общую устойчивость балок

следует проверять по формуле:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{\varphi_b W_c} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.14)$$

где φ_b – коэффициент устойчивости балок, φ_b определяют по формулам приложения 7* [5], принимают по расчету, но не более 1. При этом за расчетную длину балки l_e – следует принимать расстояние между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений (узлами продольных или поперечных связей, точками крепления жесткого настила). При отсутствии связей $l_{ef} = l$ (где l – пролет балки) за расчетную длину консоли следует принимать: $l_{ef} = l$ при отсутствии закрепления сжатого пояса на конце консоли в горизонтальной плоскости (здесь l – длина консоли); расстояние между точками закрепления сжатого пояса в горизонтальной плоскости при закреплении пояса на конце и по длине консоли;

γ_c – коэффициент условий работы, при проверке общей устойчивости балки, $\gamma_c = 0,95$ при $\varphi_b < 1,0$;

W_c – момент сопротивления для сжатого пояса.

Если при проверке выясняется, что общая устойчивость балки не обеспечена, то следует уменьшить расчетную длину сжатого пояса, изменив схему связей, если изменить схему связей, не представляется возможным, то необходимо принять больший профиль и вновь выполнить эту проверку.

Проверка местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок не требуется, так как она обеспечена их толщинами, принятыми из условий проката.

Проверка жесткости балок.

Расчет по второй группе предельных состояний (обеспечение условий для нормальной эксплуатации сооружения) сводится к определению относительного прогиба балки и сравнению его с предельно допустимой величиной прогиба, определенного по главе 10 [6]. Для балок вводится ограничение прогиба от действия нормативных нагрузок при допущении упругой работы

материала. Нормативные нагрузки, от которых следует определять прогибы балок, приведены в таблице 19, п.10.7 [6]. Полученный по формулам относительный прогиб f/l является мерой жесткости балки. Величина этого прогиба не должна превышать нормативного, зависящего от назначения балки

$$\frac{f}{l} \leq \frac{f_u}{l}. \quad (4.15)$$

При равномерно распределенной нагрузке для разрезных балок относительный прогиб равен:

$$\frac{f}{l} = \frac{5q_n l^3}{384E \cdot I_x}. \quad (4.16)$$

где q_n – полная нормативная, равномерно распределенная по длине балки нагрузка;

l – пролет балки;

$E=2,06 \cdot 10^5$ МПа= $2,06 \cdot 10^4$ кН/см², см. пояснения к формуле (4.13);

I – момент инерции сечения брутто относительно оси $x - x$.

При сосредоточенных нагрузках относительный прогиб можно определить по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{M_n}{10EI_x}, \quad (4.17)$$

где M_n – изгибающий момент от нормативных нагрузок.

Если условие (4.15) не удовлетворяется, то следует увеличить сечение балки. Для этого принять менее прочный материал (с новым значением R_y), если это разрешено нормами для данной конструкции по таблице 50* [5]. Найдя новое значение W_{red} по формуле (4.1) или (4.2) и подобрав большее сечение его вновь проверяют по прочности, устойчивости и жесткости. При невозможности (или не допустимости) принять менее прочный материал принимают большее сечение и выполняют для него проверку по формуле (4.15) допуская неполное использование расчетного сопротивления материала балки. Балка считается подобранной, если все необходимые для нее проверки были удовлетворены. В соответствии с таблицей 19, п. 2 СНиП [6] для балок покрытий и перекрытий, открытых для обзора вертикальные предельные относи-

тельные прогибы f_w/l приведены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Предельные относительные прогибы балок

Пролет l , м	≤ 1	3	6	24 (12)	36 (24)
Относительный прогиб	1/120	1/150	1/200	1/250	1/300

При промежуточных значениях пролётов величины прогибов принимаются по линейной интерполяции. Значения, указанные в скобках, следует принимать при расстоянии от низа рассчитываемой балки до пола помещения (на отметке 0,00 в нашем случае) не более 6 метров.

Пример 4.1

Подобрать сечение однопролетной шарнирно опертой балки настила из прокатного профиля. Пролет $l = 4,8$ м, нагрузка статическая равномерно распределенная: временная $p_n = 32$ кН/м, постоянная от веса настила $q_n^* = 0,846$ кН/м (рисунок 4.2). Сплошной стальной настил опирается на верхний пояс балки и приваривается к нему. Соединение с нижележащей конструкцией – сварное. Район строительства с отрицательной расчетной температурой $t > -30$ °C; $\gamma_c = 1$.

Решение

Данную конструкцию можно отнести ко второй группе (таблица 50* [5]), так как она содержит сварные соединения в узлах опирания. Для нее с учетом заданного климатического района строительства можно использовать сталь С245 с $R_y = 24$ кН/см² (таблица 15, приложение 13), при толщине t фасонного проката от 2 до 20 мм.

Вначале выполним предварительный подбор сечения балки без учета ее собственного веса. Расчетная погонная нагрузка на балку

$$q = p_n \gamma_{fp} + q_n^* \gamma_{fq} = 32 \cdot 1,2 + 0,846 \cdot 1,05 = 39,29 \text{ кН/м,}$$

где $\gamma_{fp} = 1,2$, $\gamma_{fq} = 1,05$ – коэффициенты надежности по нагрузке, для временной и постоянной нагрузки. Изгибающий момент (рисунок 4.2) и требуемый момент сопротивления по формуле (4.2) (с учетом упругопластической работы сечения, так как нагрузка статическая балка разрезная, сплошного сечения из стали с пределом текучести меньше 530 МПа) будут равны:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{39,29 \cdot 4,8^2}{8} = 113,15 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$W_{\text{red}} = \frac{M_{\max}}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{113,15 \cdot 10^2}{1,1 \cdot 24} = 428,6 \text{ см}^3.$$

По таблице 6, приложение 5 принимаем двутавр $\text{I}30$ Б2 с характеристиками сечения: $W_x = 487,8 \text{ см}^3 > W_{\text{red}} = 428,6 \text{ см}^3$, $I_x = 7293 \text{ см}^4$, $S_x = 273,8 \text{ см}^3$, $t = 0,6 \text{ см}$, $h = 29,9 \text{ см}$, $b = 14 \text{ см}$, $t_f = 1,0 \text{ см}$, $R = 1,5 \text{ см}$, $m = 36,6 \text{ кг/м}$.

По таблице 7, приложение 6 удовлетворяет требованию $W_x > W_{\text{red}}$ и $\text{I}33$ с $W_x = 484 \text{ см}^3 > W_{\text{red}} = 428,6 \text{ см}^3$, $I_x = 7980 \text{ см}^4$, $S_x = 281 \text{ см}^3$, $t = 0,7 \text{ см}$, $h = 33 \text{ см}$, $b = 10,5 \text{ см}$, $t_f = 1,17 \text{ см}$, $R = 1,3 \text{ см}$, $m = 36,5 \text{ кг/м}$, так как у швеллера $m_I = 36,5 < m_I = 36,6 \text{ кг/м}$, то принимаем $\text{I}33$.

Нагрузка от собственного веса балки составит $q_{nb} = 36,5 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3} = 0,358 \text{ кН/м}$.

Нормативная нагрузка $q = P_n + q_n^n + q_{nb} = 32 + 0,846 + 0,358 = 33,204 \text{ кН/м}$.

При расчетной нагрузке на балку $q = 39,29 + 0,358 \cdot 1,05 = 39,67 \text{ кН/м}$ расчетные усилия будут равны:

$$M_{\max} = \frac{39,67 \cdot 4,8^2}{8} = 114,25 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{39,67 \cdot 4,8}{2} = 95,21 \text{ кН}.$$

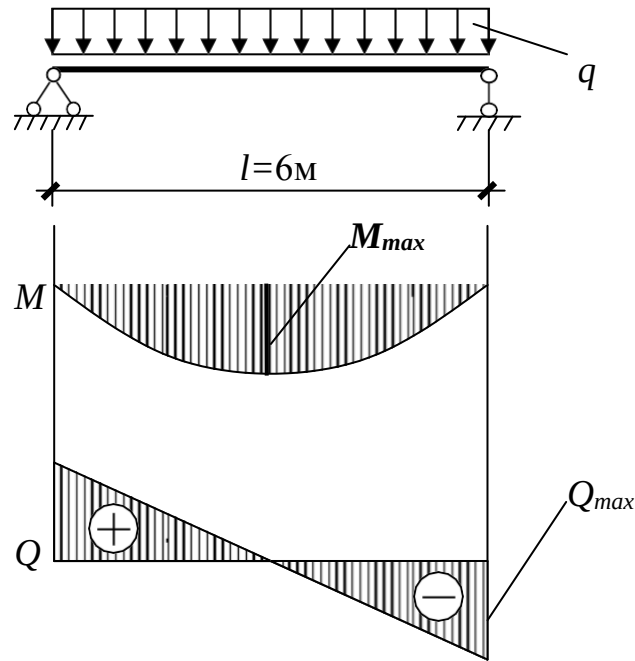


Рисунок 4.2 – Расчетная схема балки и эпюры внутренних усилий M и Q , к примеру, 4.1

Проверка несущей способности балки:

а) прочности по формулам (4.4), (4.5)

$$\sigma = \frac{M}{c_1 W_{xny}} = \frac{114,25 \cdot 10^2}{1,11 \cdot 484} = 21,27 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2,$$

где c_1 – коэффициент, определенный по таблице 1, приложение 1 при

$$A_f/A_w = \frac{b \cdot t_f}{h_w \cdot t_w} = \frac{10,5 \cdot 1,17}{30,66 \cdot 0,7} = 0,572; \quad c_1 = 1,11287 \approx 1,11. \text{ в запас прочности вы-}$$

соту стенки можно найти по формуле

$$h_w = h - 2t_f = 33 - 2 \cdot 1,17 = 30,66 \text{ см.};$$

$$\tau = \frac{Q_{\max} S}{I_x t} = \frac{95,21 \cdot 281}{7980 \cdot 0,7} = 4,79 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_s \gamma_c = 13,92 \cdot 1 = 13,92 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

$$R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2;$$

б) общей устойчивости – общую устойчивость балки настила проверять не надо, поскольку ее сжатый пояс надежно закреплен в горизонтальном направлении приваренным к нему настилом;

в) местной устойчивости – местную устойчивость прокатных балок не

проверяют, поскольку она обеспечена большими толщинами элементов, что связано с технологией прокатки.

Проверка жесткости балки по формулам (4.16) и (4.15):

$$\frac{f}{l} = \frac{5q_n \cdot l^3}{384EI} = \frac{5 \cdot 33,204 \cdot 480^3}{384 \cdot 10^2 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 7980} = 0,0029 < f_u/l = 0,0056,$$

где f_u/l – относительный предельно допустимый прогиб по эстетико-психологическим требованиям (таблица 4.1),

$$f_u = \frac{f_u}{l} = \frac{1}{180} = 0,0056,$$

Жесткость балки обеспечена.

Пример 4.2

Подобрать и проверить сечение однопролетной, шарнирно опертой вспомогательной балки из фасонного проката в виде стального двутавра с параллельными гранями полок. Пролет балки $l = 5$ м. На верхний пояс вспомогательной балки опираются балки настила с шагом, $a = 1,25$ м. Сосредоточенная нагрузка: нормативная $F_n = 130$ кН, расчетная $F = 146,5$ кН (рисунок 4.3а). На балки настила уложен настил, приваренный к их верхним поясам. Климатический район строительства II₅, с расчетной температурой $t > -30$ °С. Нагрузка статическая. $\gamma_c = 1$. Крепление вспомогательной балки к несущим конструкциям (главным балкам) – на болтах.

Решение

Конструкцию можно отнести к третьей группе по таблице 50* [5], так как она не содержит сварных соединений, в том числе и в узлах опирания. С учетом климатического района строительства и расчетной температуры принимаем сталь С235 с $R_y = 23$ кН/см² при толщине t фасонного проката до 20 мм (таблица 15, приложение 13). Расчетная схема и эпюры M и Q представлены на рисунке 4.3а, б. Расчетный изгибающий момент M и поперечная сила Q

равны:

$$\dot{I}_{\max} = F_A \cdot 2a - F \cdot a = F \cdot a(3-1) = 2Fa = 2 \cdot 146,5 \cdot 1,25 = 366,25 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_{\max} = F_A = 1,5 \cdot 146,5 = 219,75 \text{ кН}.$$

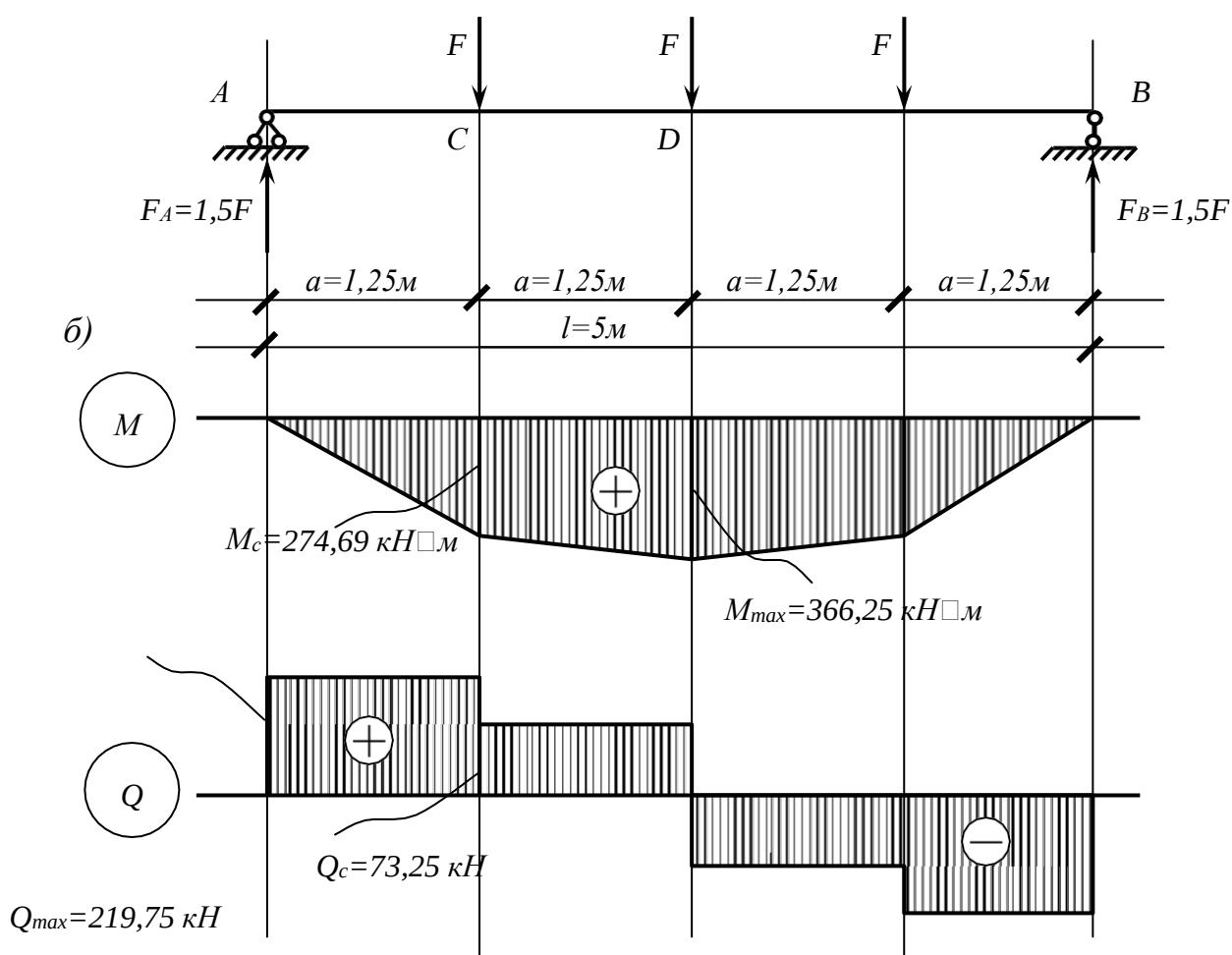


Рисунок 4.3 – К статическому расчету вспомогательной балки примера 4.2:
 a – расчетная схема; б – эпюры M и Q

Принимаем балки с учетом упругопластической работы сечения, так как нагрузка статическая, балка разрезная, сплошного сечения, из стали с пределом текучести меньше 530 МПа.

Тогда требуемый момент сопротивления по формуле (4.2)

$$W_{\text{red}} = \frac{M}{c_1 R_y \gamma_c} = \frac{366,25 \cdot 10^2}{1,1 \cdot 23 \cdot 1} = 1447,63 \text{ см}^3.$$

По таблице 6, приложение 5 принимаем Т50 Б1 с характеристиками сечения $W_x = 1511 \text{ см}^3 > W_{\text{red}} = 1447,63 \text{ см}^3$, $I_x = 37160 \text{ см}^4$, $S_x = 860,4 \text{ см}^3$, $t = 0,88 \text{ см}$, $b = 20 \text{ см}$, $t_f = 1,2 \text{ см}$, $h = 49,2 \text{ см}$, $R = 2,1 \text{ см}$, $m = 73 \text{ кг/м}$.

Проверяем принятый профиль:

– на прочность по формулам (4.4), (4.5), (4.8)

$$\sigma = \frac{M}{c_1 W_{xn}} = \frac{366,25 \cdot 10^2}{1,11 \cdot 1511} = 21,84 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \cdot 1 = 23 \text{ кН/см}^2,$$

где $c_1 = c$ – по таблице 1, приложение 1 при

$$\frac{A}{A_w} = \frac{b \cdot t_f}{(h - 2 \cdot t_f) \cdot t} = \frac{20 \cdot 1,2}{(49,2 - 2 \cdot 1,2) \cdot 0,88} = 0,583, \text{ равен } c_1 = c = 1,11 \approx 1,11$$

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot t} = \frac{219,75 \cdot 860,4}{37160 \cdot 0,88} = 5,782 \text{ кН/см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 13,34 \cdot 1 = 13,34 \text{ кН/см}^2.$$

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t} = \frac{146,5}{18,6 \cdot 0,88} = 8,95 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 23 \cdot 1 = 23 \text{ кН/см}^2.$$

$$l_{ef} = b + 2(t_f + R) = 12 + (1,2 + 2,1) = 18,6 \text{ см.}$$

Приведенные напряжения проверяем по формуле (4.9) в точке D ($M_{max} = 366,25 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $Q = 73,25 \text{ кН}$).

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{20,99^2 - 20,99 \cdot 8,95 + 8,95^2 + 3 \cdot 1,29^2} = 18,38 \text{ кН/см}^2 < 1,15 R_y \gamma_c = 1,15 \cdot 23 \cdot 1 = 26,45 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{где } \sigma_x = \frac{M \cdot h_w}{2I_{xn}} = \frac{366,25 \cdot 10^2 \cdot 42,6}{2 \cdot 37160} = 20,99 \text{ кН/см}^2,$$

$$h_w = h - 2(t_f + R) = 49,2 - 2(1,2 + 2,1) = 42,6 \text{ см.}$$

$$\sigma_y = \sigma_{loc} = 8,95 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_f}{I \cdot t} = \frac{73,25 \cdot 576}{37160 \cdot 0,88} = 1,29 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 13,34 \text{ кН/см}^2;$$

$$S_f = \frac{b \cdot t_f \cdot (h - t_f)}{2} = \frac{20 \cdot 1,2 \cdot (49,2 - 1,2)}{2} = 576 \text{ см}^3.$$

Проверяем общую устойчивость вспомогательной балки в сечении с наибольшими нормальными напряжениями – в середине пролета. Сжатый пояс балки закреплен от поперечных смещений балками настила, которые вместе с приваренным к ним настилом образуют жесткий диск, и за расчетный пролет следует принимать расстояние между балками настила $l_{ef} = 125 \text{ см}$.

Проверяем условия применения формулы (4.13)

$$\frac{h}{b} = \frac{49,2}{20} = 2,46 < 6 \text{ и } \frac{b}{t_f} = \frac{20}{1,2} = 16,67 < 35;$$

в сечении на расстоянии $\frac{l}{2}$ от опоры А $\tau = \frac{Q}{th_w} = \frac{73,25}{0,88 \cdot 42,6} = 1,95 \text{ кН/см}^2 <$

$< 0,5R_s = 0,5 \cdot 13,34 = 6,67 \text{ кН/см}^2$ (см. п. 5.18* [5]), следовательно, $c_1 = c$ и

$$\delta = 1 - 0,7 \frac{(c_1 - 1)}{(c - 1)} = 1 - 0,7 \frac{(1,11 - 1)}{(1,11 - 1)} = 0,3.$$

По формуле (4.13) определяем отношение $\left(\frac{l_{ef}}{b} \right)$, при котором можно не

проверять устойчивость и отношение $\frac{b}{t_f} = \frac{20}{1,2} = 16,67 > 15$:

$$\begin{aligned} \frac{l_{ef}}{b} &= \delta \left[0,41 + 0,0032 \frac{b}{t_f} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b}{t_f} \right) \frac{b}{h'} \sqrt{\frac{E}{R_y}} \right] = \\ &= 0,3 \left[0,41 + 0,0032 \frac{20}{1,2} + \left(0,73 - 0,016 \frac{20}{1,2} \right) \frac{20}{(49,2 - 1,2)} \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} \right] = 5,89 < \frac{125}{20} = 6,25. \end{aligned}$$

Условие не выполняется и балку необходимо проверять на общую устойчивость по формуле (4.14) п. 5.15 и приложению 7* норм [5].

По формуле (175) норм [5] находим параметр α для балки, из фасонного прокатного двутавра

$$\alpha = 1,54 \frac{I_t \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2}{T_y} = 1,54 \frac{101,01 \left(\frac{125}{49,2} \right)^2}{1606} = 0,625$$

где I_t – момент инерции сечения при кручении при отсутствии справочной величины в сортаменте, можно найти по приближенной формуле для двутавра

$$I_t = \frac{\alpha}{3} \left[2 \cdot b \cdot t_f + (h - 2t_f) \cdot t \right] = \frac{1,3}{3} \left[2 \cdot 20 \cdot 1,2 + (49,2 - 2 \cdot 1,2) \cdot 0,88 \right] = 101,01 \text{ см}^4;$$

$I_y = 1606 \text{ см}^4$ (таблица 6, приложение 5).

По таблице 77 норм [5] находим коэффициент ψ по формуле (для балок, имеющих два и более закрепления сжатого пояса в пролете, при любой нагрузке в пролете)

$$\psi = 2,25 + 0,07\alpha = 2,25 + 0,07 \cdot 0,625 = 2,294.$$

По формуле (174) норм [5] находим коэффициент φ_1

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{L} \left(\frac{h}{L} \right)^2 \frac{E}{R} = 2,294 \frac{1606}{37160} \left(\frac{49,2}{125} \right)^2 \frac{2,06 \cdot 10^4}{23} = 13,757, \quad \text{так как}$$

$\varphi_1 = 13,757 > 0,85$, то φ_b определяем по формуле

$$\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1, \text{ но не более } 1,0.$$

$$\varphi_b = 0,68 + 0,21 \cdot 13,757 = 5,56 > 1,0, \text{ следовательно, принимаем } \varphi_b = 1.$$

Проверяем балку на устойчивость по формуле (4.14), $\gamma_c = 1$, так как $\varphi_b = 1$.

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_b W_c} = \frac{366,25 \cdot 10^2}{1 \cdot 1511} = 24,24 \text{ кН/см}^2 > R_{\gamma_c} = 23 \cdot 1 = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Принятое сечение не проходит на общую устойчивость. По условиям задачи изменить схему расположения связей не предусмотрено, поэтому принимаем по сортаменту, таблица 6, приложение 5, следующий больший профиль $\text{I} 50 \text{ Б2}$ с характеристиками сечения: $W_x = 1709 \text{ см}^3$, $I_x = 42390 \text{ см}^4$, $b = 20 \text{ см}$, $h = 49,6 \text{ см}$, $t_f = 1,4 \text{ см}$, $t = 0,92 \text{ см}$, $R = 2,1 \text{ см}$, $m = 80,7 \text{ кг/м}$.

Для профиля проверяем условия применения формулы (4.13)

$$\frac{h}{b} = \frac{49,6}{20} = 2,48 < 6 \text{ и } \frac{b}{t_f} = \frac{20}{1,4} = 14,29 < 35, \text{ так как } \frac{b}{t_f} = 14,29 < 15, \text{ то отношение}$$

$\frac{b}{t_f}$ принимаем 15 в формуле (4.13).

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{366,25 \cdot 10^2}{1709} = 21,43 \text{ кН/см}^2 < R_{\gamma_c} = 23 \text{ кН/см}^2,$$

следовательно, коэффициент $\delta = 1$ в формуле (4.13)

$$\frac{l_{ef}}{b} = 1 \left[0,41 + 0,0032 \cdot 15 + (0,73 - 0,016 \cdot 15) \frac{20}{(49,6 - 1,4)} \right] \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 19,79 > \frac{125}{20} = 6,25.$$

Проверяем относительный прогиб балки по формулам (4.15) и (4.17)

$$\frac{f}{l} = \frac{M_n \cdot l}{10EI} = \frac{325 \cdot 10^2 \cdot 500}{10 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 42390} = 0,00186,$$

где $M_n = 2 \cdot F_n \cdot 1,25 = 2 \cdot 130 \cdot 1,25 = 325 \text{ кНм}$,

$$\text{По таблице 4.1 } \frac{f_u}{l} = \frac{1}{183} = 0,0055, \quad \frac{f}{l} = 0,00186 < \frac{f_u}{l} = 0,0055.$$

Принятое сечение удовлетворяет требованиям прочности, устойчивости

и прогиба.

Задания

Задача 1

Подобрать и проверить сечение однопролетной шарнирно-опертой балки настила перекрытия производственного здания из прокатного двутавра или швеллера. Коэффициент надежности по нагрузке (временной) принять $\gamma_{fp}=1,2$. Исходные данные принять по таблице 6.

Таблица 6 – Исходные данные

№ вариан- та	Расчетный пролет балки настила l , м	Постоянная норма- тивная, равномерно распределенная нагрузка от веса настила q_n , кН/м	Временная, норматив- ная, равномерно рас- пределенная на настил нагрузка p_n , кН/м	Сталь по ГОСТ 27772-88
1	5,0	1,02	33,0	C255
2	5,5	1,11	34,0	C285
3	6,0	0,69	23,0	C255
4	6,5	1,00	29,0	C285
5	5,0	1,08	38,0	C255
6	5,5	1,02	31,0	C345-1
7	6,0	0,96	29,0	C255
8	6,5	1,38	42,0	C375-1
9	5,0	1,00	26,0	C285
10	5,5	1,29	25,0	C255
11	6,0	0,92	24,0	C255
12	6,5	0,68	21,0	C285

Вопросы к практическому занятию

1. Когда рекомендуется применять прокатные балки?
2. Какие наиболее распространенные типы фасонных профилей применяют в качестве балок?
3. Каков алгоритм подбора сечения прокатной балки?
4. Какие проверки по предельным состояниям, и по каким группам предельных состояний выполняют для сечения прокатной балки, если она работает при статической нагрузке?

Литература – [1, 2, 5, 6].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 5

Подбор и проверка сечения составной сварной балки

Цель: научиться подбирать и проверять сечения составной сварной балки.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

— знать, как выполняется компоновка поперечного сечения составной сварной балки, и какие проверки по предельным состояниям для нее необходимо выполнять (ПК-7, ПК-16);

— уметь компоновать и проверять поперечное сечение составной сварной стальной балки, составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

— владеть навыками компоновки и проверок поперечного сечения составной сварной стальной балки для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

Актуальность темы: получение навыков в компоновке и проверках поперечного сечения составной сварной стальной балки, моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов и способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей докумен-

тации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

5.1 Общие положения

Для балок при тяжелых нагрузках и больших пролетах не удастся подобрать сечение из одного прокатного профиля. В этом случае проектируют балки составного сечения. Чаще всего применяют сварные двутавровые балки (рисунок 5.1), состоящие из стенки 1 и 2-х поясов (полков) – 2, которые объединяются поясными сварными швами – 3 в сварной двутавр.

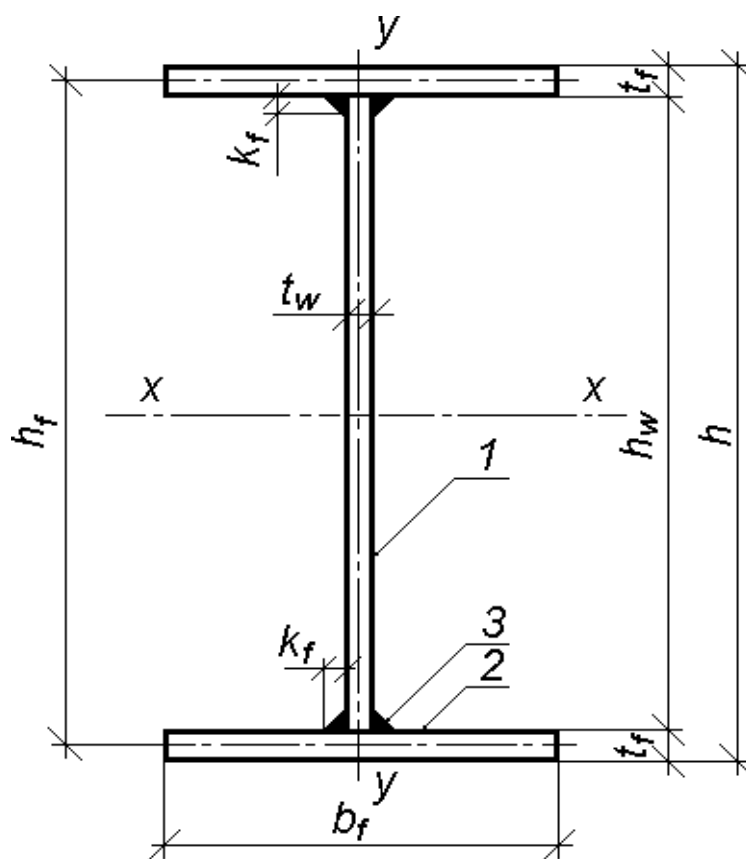


Рисунок 5.1 – Сечение составной сварной балки: 1 – стенка балки; 2 – пояс балки; 3 – поясные сварные швы

По статической схеме балки различают на разрезные однопролетные, неразрезные многопролетные и консольные. Чаще применяют разрезные од-

нопролетные. Они менее чувствительны к изменениям температуры, осадкам опор, нет необходимости уменьшать крайние пролеты для сохранения постоянства сечения. Разрезные балки более просты в изготовлении и удобны для монтажа. Однако, они на 10 – 12 % имеют больший расход металла, чем неразрезные.

В составных сильно нагруженных балках экономически целесообразно применение сталей повышенной и высокой прочности, особенно для поясов балок. Для экономии материала в составных балках изменяют сечение по длине балки в соответствии с эпюрой изгибающих моментов. Рассмотрим подбор и проверку сечения составной сварной балки. Предварительно (до расчета) решаются вопросы компоновки конструктивного решения здания, сооружения, где проектируемая конструкция будет эксплуатироваться. Решаются вопросы размещения конструкции в плане, сопряжение ее с другими несущими и опирающимися конструкциями. Решается вопрос о способе сопряжения данной конструкции с другими несущими конструкциями, на которые она будет передавать нагрузки (например, на колонны, стены и т. д.).

5.2 Определение расчетных усилий в балке

Определение расчетных усилий в балке начинают с составления расчетной схемы. Расчетная схема балки устанавливается в соответствии с выбранным конструктивным решением. Собирает нагрузки на балку. Если нагрузка от вышележащих конструкций передается в виде сосредоточенных сил, а число сил более 5 в пролете балки, то их без существенного снижения точности расчета можно заменить равномерно распределенной нагрузкой. Нормативную погонную равномерно распределенную нагрузку на балку можно определить по формуле:

$$q_n = \alpha (p_n + g_n) B, \quad (5.1)$$

где B – шаг балок;

g_n – постоянная нагрузка от опирающихся на балки конструкций, (например, вес настила и прокатных балок на 1 м², если это главная балка ба-

лочной площадки);

p_n – полезная нормативная временная нагрузка на 1 м^2 , например, настила, принимаемая по заданию;

α – коэффициент, учитывающий собственный вес балки и принимаемый в пределах от 1,02 до 1,06 в зависимости от пролета и нагрузки. Большее значение коэффициента принимается при больших нагрузках и для больших пролетов (пролеты главных балок балочных площадок принимаются в пределах 10 – 30 метров, нагрузки $4 \div 50 \text{ кН/м}^2$). Расчетное значение погонной нагрузки определяют по формуле:

$$q = \alpha (\gamma_{fp} p_n + \gamma_{fg} g_n) B, \quad (5.2)$$

где γ_{fp} , γ_{fg} – коэффициенты надежности, соответственно по нагрузке временной и собственного веса стальных конструкций, $\gamma_{fp}=1,2$; $\gamma_{fg}=1,05$.

Для разрезной балки, шарнирно-закрепленной по концам и загруженной равномерно распределенной нагрузкой максимальные расчетные значения усилий, будут:

– изгибающий момент в середине пролета

$$M_{max} = ql^2 / 8; \quad (5.3)$$

– поперечная сила на опоре

$$Q_{max} = ql / 2, \quad (5.4)$$

где l – расчетный пролет балки.

5.3. Подбор сечения балки

Работу балки рассмотрим в упругопластической стадии работы (п. 5.18* [5]).

Подбор сечения начинают с определения требуемого момента сопротивления

$$W_{red} = M_{max} / (c_1 \square R_y \gamma), \quad (5.5)$$

где условные обозначения такие же, как в формуле (4.2) практического занятия 4.

Если сталь не задана, то при расчетных температурах $t > -30^{\circ}\text{C}$ максимально возможное эффективное значение расчетного сопротивления материала балки R_y можно определить по следующей формуле:

$$R_y = m^{1,75} \sqrt[7]{\frac{7,75 E \left[\bar{\lambda} \cdot k \cdot Q_{\max} \cdot (E)^{0,5} \right]^{0,5}}{n_0 \cdot l \cdot c_1 \cdot \gamma_c \cdot (\gamma_c)^{0,5}}}, \quad (5.6)$$

где m – коэффициент, равный 1,143;

E – модуль упругости для стали, $E = 2.06 \cdot 10^4$ кН/см²;

$k = 1,2$ при расчете по упругой стадии работы материала в опорном сечении балки;

$Q_{\max}$ – поперечная сила на опоре, кН;

n_0 – величина, обратная предельному относительному прогибу. Относительный прогиб можно принять по таблице 4.1 (практическое занятие 4);

l – пролет балки, см;

c_1, γ_c – коэффициенты, (см. формулу (4.2), практического занятия 4);

$\bar{\lambda}_w$ – условная гибкость стенки, которую можно принять при неограниченной строительной высоте перекрытия от 5 до 5,5, при ограниченной – $\bar{\lambda}_w < 4$.

По полученному R_y по таблице 15, приложение 13 принимают ближайшую сталь с R_y , желательно кроме С 235, не превышающим найденного значения, по формуле (5.6) для толщины листа до 20 мм. Если принять сталь с R_y больше, чем найденное по формуле (5.6), то такая сталь будет работать в конструкции не эффективно. По принятому значению R_y для выбранной стали находят W_{red} по формуле (5.5).

В таблице 15, приложение 13 указаны наиболее распространенные стали, которые могут применяться в балках (в сварных балках сталь С 235 использовать нельзя).

Компоновку составного двутаврового сечения следует начинать с установления высоты балки. Высота балки является основным определяющим размером, от которого зависят все размеры сечения, а также вес и жесткость

балки.

Минимальную высоту балки определяют из условия жесткости (предельного прогиба)

$$h_{min} = 5R_y \gamma_c l n_o / (24 E n_q) , \quad (5.7)$$

где n_o – величина, обратная предельному относительному прогибу, относительный прогиб можно принять по таблице 4.1 (практическое занятие 4);

$n_q = q/q_n$ – отношение погонной расчетной нагрузки к нормативной для главной балки;

Если сечение балки изменяется по длине (например, в главных балках балочных площадок), то величину h_{min} определяют по формуле (5.8)

$$h_{min} = \frac{5R_y \cdot l \cdot n_o}{24E \cdot n_q \alpha} , \quad (5.8)$$

где $\alpha = 0,9$ – коэффициент, учитывающий увеличение прогиба балки из-за уменьшения ее сечения у опор при изменении сечения по рисунку 2.2 [9].

Высоту балки h рекомендуют принимать не меньше минимальной высоты балки h_{min} . При этом, высоту стенки балки h_w , принимают в первом приближении не меньше величины $0,975 h_{min}$. Она должна быть принята равной ширине листов листового или универсального широкополосного проката (таблицы 16, 17, приложения 14 и 15. Тогда в первом приближении

$$h \approx h_w / 0,975. \quad (5.9)$$

При этом толщина полки, принимаемая в первом приближении

$$t_f \approx 0,5 (h - h_w) \quad (5.10)$$

должна приниматься в соответствии с толщинами широкополосного универсального проката (таблица 16, приложение 14). А также, по возможности, с учётом толщин, при которых принималось значение расчетного сопротивления стали изгибу по текучести материала – R_y (таблица 15, приложение 13). Уточнив, таким образом, толщину полки, уточняем и высоту балки

$$h = h_w + 2t_f. \quad (5.11)$$

Приняв с учётом сказанного высоту балки в первом приближении, определим по таблице 5.1 толщину стенки балки t_w .

Таблица 5.1 – Рекомендуемые толщины стенок балок

h , м	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3
t_w , мм	8 – 10	9 – 10	10 – 12	12 – 14	12 – 14	14 – 16	16 – 18

Большие значения толщин рекомендуются для более прочных сталей (таблица 15, приложение 13).

Таблица 5.1 составлена по опыту проектирования и учитывает требования экономичности балок, а также устойчивости, прочности и коррозионной стойкости стенок. Толщина стенки должна быть кратна 1 мм при $t_w \leq 12$ мм и 2 мм при большей толщине. Обычно минимальная толщина стенки – 6 мм.

Учитывая условия наименьшего расхода стали, высоту сечения балки следует назначить, возможно, близкой к оптимальной, определяемой по формуле:

$$h_{opt} = k \sqrt{W_{req} / t_w}, \quad (5.12)$$

где k – коэффициент, равный для сварных балок постоянного сечения $k=1,2$, для переменного сечения $k=1,15$.

При окончательном определении высоты балки h , помимо h_{min} , h_{opt} , ширины и толщины прокатываемых листов, следует учитывать строительную высоту перекрытия h_{st} (рисунок 7.4а [1], рисунок 1.1, 1.2, часть 1 [8]), если она оговорена в задании. При этом необходимо соблюдать условие

$$h \leq h_{st} - (t_n + c + \alpha), \quad (5.13)$$

где t_n – толщина настила (при толщине пола, равной нулю);

α – зазор между выступающими деталями нижней полки главной балки и верхом габарита помещения под площадкой (рисунок 8.2а [2], рисунок 7.4а [1], рисунки 1.1, 1.2 [8]), принимаемый 50 – 100 мм, но не менее $f = l/n_o$;

c – расстояние между низом настила и верхом полки балки, принимается в зависимости от расположения балок по высоте.

Принимаемая высота не должна превышать также высоты балки связан-

ной с условиями перевозки. Так, например, при перевозке конструкции по железной дороге максимальная высота балки не должна превышать $h_{max} \leq 3,75$ м.

Наиболее простое в изготовлении и монтаже этажное сопряжение балок (рисунок 5.38а [2], рисунок 7.4а [1]), когда опираемые балки устанавливаются сверху на удерживающие балки. Однако при малой строительной высоте перекрытия применение этажного сопряжения может привести к малой и нерациональной высоте главных балок, когда $h < h_{min}$ или $h < h_{opt}$. В этом случае более рациональным может оказаться сопряжение в одном уровне. В этом случае верхние полки примыкающих балок совпадают с верхом поясного листа к примыкаемой балки (см. рисунок 7.4б [1], рисунок 2.6б [9]). Или пониженное сопряжение (рисунок 7.4 [1], рисунок 8.2в [2], рисунок 1.2, часть 1 [8] и рисунок 2.6в [9]), когда верх примыкающих балок ниже верха удерживающих балок. Пониженное сопряжение применяется в балочных площадках усложненного типа. Таким образом, расстояние s для сопряжения в одном уровне и пониженного сопряжения равно нулю (рисунок 2.6б, в [9]), а при этажном опирании по рисунку 2.6а [9] с равно высоте балки настила h .

Итак, высота балки должна удовлетворять условию (15.13), если оговорена h_{st} , соответствовать ширине прокатываемых листов в соответствии с таблицами 15, 16, приложениями 13 и 14 и условиями (5.9 – 5.11), желательно, чтобы она была больше h_{min} возможно, ближе к h_{opt} и не больше транспортного габарита. Назначив с учетом сказанного высоту стенки, проверяют ее прочность на сдвиг

$$\tau = 1,5 Q_{max} / (h_w t_w) \leq R_s = 0,58 R_y \quad (5.14)$$

и не была гибкой $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 5,9$. (5.15)

Если прочность стенки недостаточна или не выполнилось условие (5.15), то требуемую минимальную толщину стенки можно определить соответственно из формул (5.14), (15.15).

Для определения площадей полок необходимо определить следующие

величины.

Требуемый момент инерции всей балки, который определяют по формуле

$$I_{req} = W_{req} h / 2. \quad (5.16)$$

Момент инерции стенки

$$I_w = t_w h_w^3 / 12. \quad (5.17)$$

Момент инерции полок

$$I_f = I_{req} - I_w. \quad (5.18)$$

Приближенное значение момента инерции полок

$$I_f = 2A_f (h_f / 2)^2, \quad (5.19)$$

откуда требуемая площадь сечения одной полки

$$A_{f,red} = 2I_f / h_f^2, \quad (5.20)$$

где h_f – расстояние между центрами тяжести полок (рисунок 5.1), равное

$$h_f = h_w + t_f.$$

Ширина полки, равная

$$b_f = A_{f,red} / t_f, \quad (5.21)$$

принимается по ГОСТ 82 – 70* широкополосной универсальной стали (таблица 15, приложение 13) и должна отвечать условиям местной устойчивости, соответственно, в упругой и пластической стадиях работы

$$\begin{aligned} b_{ef} / t_f &\leq 0,5 \sqrt{E / R_y}; \\ b_{ef} / t_f &\leq 0,11 h_w / t_w, \end{aligned} \quad (5.22)$$

где b_{ef} – ширина свеса сжатой полки (сжатого пояса), $b_{ef} = (b_f - t_w) / 2$.

При $h_w / t_w \leq 2,7 \sqrt{E / R_y}$ следует принимать

$$b_{ef} / t_f \leq 0,3 \sqrt{E / R_y}. \quad (5.23)$$

Если какое-нибудь из условий (5.22) или (5.23) не выполняется, необходимо увеличить толщину полки t_f и уточнить ее ширину $b_f = A_{f,red} / t_f$, принимая эти размеры по ГОСТ 82 – 70* (таблица 15, приложение 13).

Отношение толщины полки к толщине стенки не должно превышать 3 для уменьшения сварочных напряжений. Следует помнить, что толстые листы имеют меньшую прочность.

Ширину полки рекомендуется выдерживать в пределах $1/2 - 1/5$ высоты балки $b_f \leq \frac{1}{2}h$, $b_f \geq \frac{1}{5}h$ (5.23)

Так как при более широких полках ($b_f > 1/2h$) возрастает неравномерность распределения напряжений по ширине полки, а балки с узкой полкой ($b_f < 1/5h$) гибки из своей плоскости, что ухудшает условия монтажа и общей устойчивости. Ширина полки должна быть не менее $b_f \geq 180$ мм для сопряжения балки с другими конструкциями. Если при принятом диапазоне толщин полок или принятой стали не выполняются требования к ширине полок, можно изменить диапазон толщины или сталь (таблица 15, приложение 13).

Желательно принимать размеры сечения b_f и t_f так, чтобы принятая площадь сечения пояса $A_f = b_f \cdot t_f$ была не меньше $A_{f,red}$, $A_f \geq A_{f,red}$.

5.4 Проверка скомпонованного сечения балки

После определения в первом приближении размеров сечения балки надо проверить несущую способность балки по условию устойчивости стенки в области пластических деформаций в месте действия максимального момента, где $Q = 0$. Для этого вычисляют

$$\overline{\lambda}_w = h_w / t_w \sqrt{R_y / E} ;$$

$$\alpha_w = 0,24 - 8,5 \cdot 10^{-3} (\overline{\lambda}_w - 2,2)^2$$

и производят проверку по формуле (для принятых размеров b_f , t_f , h_w , t_w):

$$M_{max} < R_y h_w^2 t_w (A_f / A_w + \alpha_w) . \quad (5.24)$$

где $A_f = b_f \cdot t_f$, $A_w = h_w \cdot t_w$.

Для выполнения условия (5.24) приходится часто увеличивать сечение балки. Обычно более рационально увеличивать сечения поясов и, если позволяют условия (5.22), прежде всего – ширину. При увеличении сечения балки надо проверить, есть ли пластические деформации. Если их нет, то есть выполняется условие по формуле (5.28), то проверка условий (5.24 и 5.27) не нужна.

В формуле W_x – момент сопротивления увеличенного сечения, определяемый по формулам (5.25) и (5.26) при вновь принятой ширине полки b_f , а в некоторых случаях и t_f . Если пластические деформации возможны, то есть $\sigma = M_{max} / W_x > R_y \gamma_c$ (условие (5/28) не выполняется), то условие (5.24) проверяется для увеличенного сечения (при новой площади сечения полки A_f). При выполнении этого условия скомпонованное сечение балки необходимо проверить на прочность, так как некоторые величины были приняты предварительно, проверки позволяют также выявить некоторые ошибки, допущенные при компоновке сечения.

Для проверки вычисляют геометрические характеристики сечения по последним принятым размерам стенки и поясов. Момент инерции

$$I_x = I_w + I_f \approx t_w h_w^3 / 12 + 2 t_f b_f (h_f / 2)^2, \quad (5.25)$$

момент сопротивления

$$W_x = 2 I_x / h. \quad (5.26)$$

Прочность балок в середине пролета при упругопластической стадии работы проверяют по формуле

$$\sigma = M_{max} / (c_1 W_x) \leq R_y \gamma_c, \quad (5.27)$$

где c_1 – коэффициент, учитывающий увеличение несущей способности при возможности учета развития пластических деформаций балки при расчёте на равномерно распределённую нагрузку, $c_1 = c_x$;

c_x – принимают по таблице 1, приложение 1, в зависимости от отношения площади сечения пояса A_f к площади сечения стенки A_w (рисунок 5.1) для двутавров при

$$A_f / A_w = 0,25; \quad c_x = 1,19; \quad A_f / A_w = 1; \quad c_x = 1,07;$$

$$A_f / A_w = 0,5; \quad c_x = 1,12; \quad A_f / A_w = 2; \quad c_x = 1,04;$$

при промежуточных отношениях по интерполяции.

При упругой стадии работы по формуле

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_x} \leq R_y \gamma_c \quad (5.28)$$

При наличии чистого изгиба (когда количество сосредоточенных нагру-

зок в пролете балки 2 или 4) значение коэффициента c_1 следует принимать равным $c_1 = 0,5 (1 + c_x)$.

При перенапряжении более 3 % сечение необходимо изменить с минимальным увеличением площади. Если недонапряжение $[(R_y - \sigma) / R_y] 100 \%$ превышает 5 %, сечение следует уменьшить.

Если отличие σ от R превышает 15 – 20 %, следует искать ошибку в подборе сечения балки, начиная с определения W_{red} .

5.5 Проверка прогиба балки

Проверку прогиба балки производят в том случае, если высота балки принята $h < h_{min}$. При равномерно распределенной нагрузке прогиб проверяют по формуле:

$$f/l = 5 / 384 q_n l^3 / (\alpha E I_x) \leq f_u / l, \quad (5.29)$$

где $\alpha = 0,9$ – учитывает увеличение прогиба из-за уменьшения сечения у опор, для балок постоянного сечения $\alpha = 1$;

$[f_u / l]$ – предельный относительный прогиб, можно принять по таблице 4.1 (практическое занятие 4).

Пример 5.1

Требуется подобрать и проверить сечение составной сварной главной балки балочной площадки нормального типа. На балку сверху опираются балки настила. Стальной настил уложен и приварен к верхним поясам балок настила. Число опирающихся балок настила в пролете главной балки больше 5. Балка меняет сечение у опор и опирается сверху на колонны. Сопряжение балки с колонной свободное (шарнирное). Для расчета принять следующие исходные данные: пролет главной балки $l = 16,8$ м, шаг главных балок в плане $B = 3,3$ м. Нормативная, статическая, равномерно-распределенная нагрузка на 1 м^2 приходящаяся на балку: постоянная $g_n = 0,679 \text{ кН/м}^2$, полезная временная $P_n = 12 \text{ кН/м}^2$. В постоянной нагрузке собственный вес главной балки не учтен. $\gamma_c = 1$, коэффициент надежности по временной нагрузке $\gamma_{fp} = 1,2$. Климатический район строительства II₅, расчетная темпера-

тура $t > -30^{\circ}\text{C}$. Уровень ответственности сооружения I. Главная балка перекрытия открыта для обзора. Расстояние от низа балки до пола помещения менее 6 м. Ослаблений сечений в балке нет.

Решение

Определяем расчетные усилия в балке

Определение расчетных усилий в главной балке начинаем с составления расчетной схемы. Расчетная схема главной балки и ее сечение представлены на рисунке 5.2.

Расчет начинаем с составления расчетной схемы.

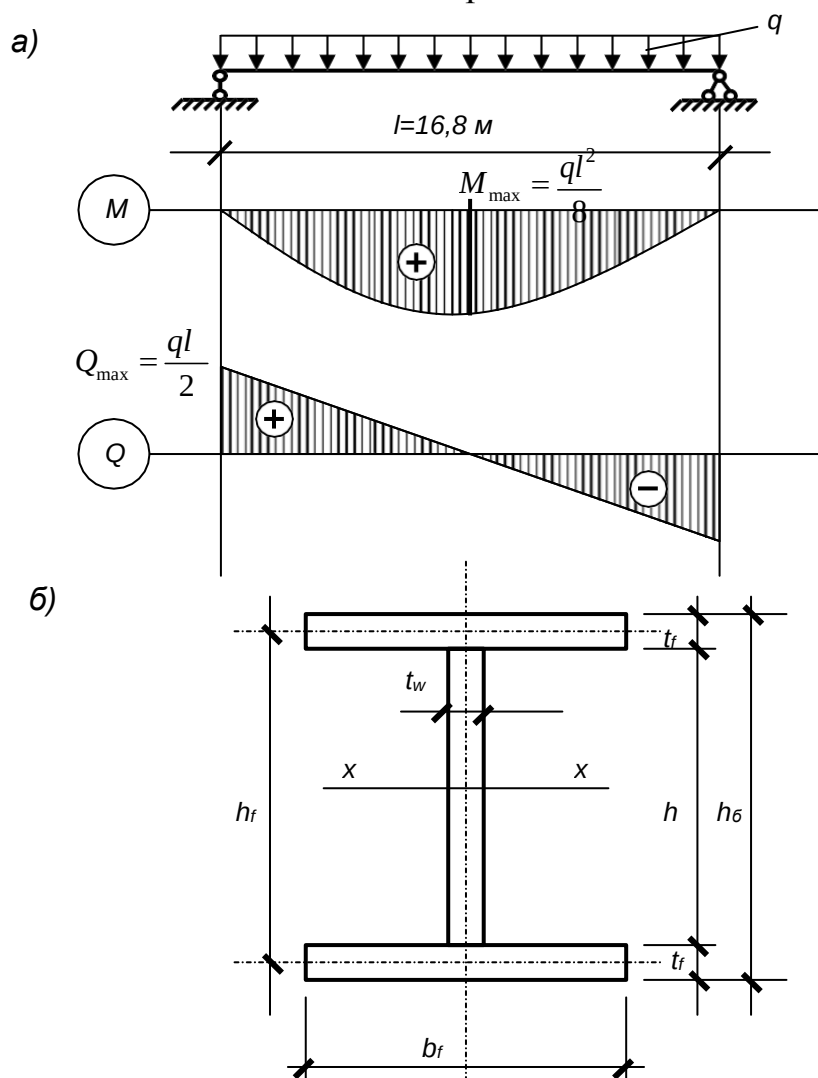


Рисунок 5.2 – Расчетная схема главной балки и ее сечение: а – расчетная схема и эпюры M , Q ; б – сечение

Нормативную погонную равномерно распределенную нагрузку на главную балку определяем по формуле (5.1)

$$q_n = \alpha (P_n + g_n) \cdot B = 1,04 \cdot (12 + 0,679) \cdot 3,3 = 43,514 \text{ кН/м}.$$

Расчетное значение погонной нагрузки определяем по формуле (5.2)

$$q_n = \alpha \cdot (\gamma_{fp} \cdot P_n + \gamma_{fg} \cdot g_n) \cdot B = 1,04 \cdot (1,2 \cdot 12 + 1,05 \cdot 0,679) \cdot 3,3 = 51,868 \text{ кН/м},$$

где γ_{fp} и γ_{fg} – коэффициенты условия работы, $\gamma_{fp} = 1,2$; $\gamma_{fg} = 1,05$; тогда

Для разрезной балки максимальные расчетные значения усилий по формулам (5.3), (5.4):

- изгибающий момент в середине пролета

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{51,868 \cdot 16,8^2}{8} = 1829,9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

- поперечная сила на опоре:

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{51,868 \cdot 16,8}{2} = 435,69 \text{ кН}.$$

Подбор сечения балки

Так, как по заданию не задана сталь главной балки, то по формуле (5.6) находим максимально возможное эффективное значение расчетного сопротивления материала балки

$$R_y = m \cdot \sqrt[1,75]{\frac{7,75 \cdot E \cdot \left[\frac{\lambda_w \cdot k \cdot Q_{\max}}{n_0 \cdot l \cdot c_1 \cdot \gamma_c} \cdot (E)^{0,5} \right]^{0,5}}{n_0 \cdot l \cdot c_1 \cdot \gamma_c \cdot (\gamma_c)^{0,5}}} =$$

$$= 1,143 \cdot \sqrt[1,75]{\frac{7,75 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \left[5 \cdot 1,2 \cdot 435,69 \cdot (2,06 \cdot 10^4)^{0,5} \right]^{0,5}}{270 \cdot 1680 \cdot 1,1 \cdot (1)^{0,5}}} = 23,33 \text{ кН/см}^2,$$

где $n_0=270$, относительный прогиб по таблице 4.1 (практическое занятие 4)

$$\frac{f_u}{l} = \frac{1}{270}; c_1=1,1; \lambda_w=5; E=2,06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2.$$

По таблице 15, приложение 13 принимаем ближайшую для сварных балок сталь С245. При толщине листового проката от 2 до 20 мм, $R_y=24 \text{ кН/см}^2$, что близко к R_y найденному по формуле (5.6). Меньшее значение $R_y=23 \text{ кН/см}^2$ имеет сталь С255 при толщине листового проката свыше 20 до 40 мм.

При компоновке поперечного сечения балки, если по расчету толщина полки t_f потребуется больше 20 мм, необходимо будет принять сталь С255 с $R_y=23 \text{ кН/см}^2$.

Находим требуемый момент сопротивления W_{red} по формуле (5.5)

$$W_{red} = \frac{V_{max}}{c R \gamma} = \frac{1829,9 \cdot 100}{24 \cdot 1,1 \cdot 1} = 6931,44 \text{ см}^3.$$

Минимальную высоту балки находим по формуле (5.7) предельного прогиба)

$$h_{min} = \frac{5 \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot l \cdot n_0}{24 \cdot E \cdot n_q \cdot \alpha} = \frac{5 \cdot 24 \cdot 16,8 \cdot 100 \cdot 270}{24 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 1,19 \cdot 0,9} = 102,8 \text{ см},$$

где n_0 — величина, обратная предельному относительному прогибу, $n_0=270$;

$$n_q = \frac{q}{q_n} = \frac{51,868}{43,514} = 1,19 \text{ — отношение погонной расчетной нагрузки к норма-}$$

тивной для главной балки;

= 0,9 — коэффициент, учитывающий увеличение прогиба балки из-за уменьшения ее сечения у опор при изменении сечения.

Высоту балки h рекомендуется принимать не менее минимальной h_{min} . При этом высота стенки балки h_w , принимаемая в первом приближении не менее $0,975 \cdot h_{min}$, должна приниматься равной ширине листов листового или универсального широкополосного проката (таблицы 16, 17, приложения 14, 15).

$$h_w = 102,8 \cdot 0,975 = 100,23 \text{ см},$$

по таблице 16, приложение 14 принимаем $h_w = 1050 \text{ мм}$.

Тогда в первом приближении

$$h \approx \frac{h_w}{0,975} = \frac{1050}{0,975} = 1076,9,$$

$$h = \frac{1050}{0,975} = 1076,9 \text{ мм}.$$

При этом толщина полки, принимаемая в первом приближении

$$t_{f,red} \approx 0,5 \cdot (h - h_w) = 0,5 \cdot (1076,9 - 1050) = 13,46 \text{ мм}$$

Принимаем толщину полки $t_f = 14 \text{ мм}$.

Уточняем высоту балки $h = h_w + 2 \cdot t_f = 1050 + 2 \cdot 14 = 1078 \text{ мм}$.

По таблице 5.1 определяем толщину стенки балки $t_w = 8 \text{ мм}$.

По формуле (5.12) оптимальная высота балки

$$h_{opt} = k \cdot \sqrt{\frac{W_{req}}{t_w}} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{6931,44}{8,8}} = 107,04 \text{ см}.$$

Оставляем ранее принятую высоту стенки $h_w = 105 \text{ см}$, $h = 107,8 \text{ см}$.

Высота балки $h = 107,8 \text{ см} > h_{min} = 1028 \text{ см}$ и близка к оптимальной $h_{opt} = 107,04 \text{ см}$.

Проверим прочность стенки на сдвиг

$$\tau = \frac{1,5 \cdot Q_{\max}}{h \cdot t_w} = \frac{1,5 \cdot 435,69}{105 \cdot 0,8} = 7,78 \leq R_{\text{сдв}} = 0,58 \cdot 24 \cdot 1 = 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность стенки обеспечена.

Проверяем выполнение условия (5.15)

$$\lambda_w = \left(\frac{h_w}{t_w} \right) \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \left(\frac{105}{0,8} \right) \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,48 < 5,9.$$

Для определения площадей полки находим:

– требуемый момент инерции всей балки по формуле (5.16):

$$I_{red} = \frac{W_{req} \cdot h}{2} = \frac{6931,44 \cdot 107,8}{2} = 373604,62 \text{ см}^4;$$

– момент инерции стенки по формуле (5.17):

$$I_w = \frac{t_w \cdot h^3}{12} = \frac{0,8 \cdot 105^3}{12} = 77175 \text{ см}^4;$$

– момент инерции полок по формуле (5.18):

$$I_{f,red} = I_{red} - I_w = 373604,62 - 77175 = 296429,62 \text{ см}^4.$$

Площадь сечения одной полки по формуле (5.20):

$$A_{f,red} = \frac{2 \cdot I_{f,red}}{h_f^2} = \frac{2 \cdot 296429,62}{106,4^2} = 52,37 \text{ см}^2,$$

где h_f – расстояние между центрами тяжести полок, равное

$$h_f = h_w + t_f = 105 + 1,4 = 106,4 \text{ см}.$$

Требуемая ширина полки по формуле (5.21):

$$b_{f,red} = \frac{A_{f,red}}{t_f} = \frac{52,37}{1,4} = 37,41 \text{ см} \quad \text{в соответствии с ГОСТ 82 – 70* широкопо-}$$

лосной универсальной стали (таблица 15, приложение 13) принимаем $b_f = 38 \text{ см}$.

Принимаемая ширина полки главной балки должна отвечать требованиям местной устойчивости полки. Местная устойчивость должна отвечать требованиям работы материала в упругой и пластической стадии его работы, по формулам (5.22).

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} \cdot \frac{38 - 0,8}{2} = 18,6 \text{ см},$$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{18,6}{1,4} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}},$$

$$13,29 \leq 14,64;$$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{18,6}{1,4} \leq 0,11 \cdot \frac{105}{0,8},$$

$$13,29 \leq 14,44.$$

Проверяем выполнение условий по формуле (5.23)

$$b_f = 38 \text{ см} \leq \frac{1}{2} h = \frac{107,8}{2} = 53,9 \text{ см};$$

$$b_f = 38 \text{ см} > \frac{1}{5} h = \frac{107,8}{5} = 21,56 \text{ см};$$

$$b_f = 38 \text{ см} > 18 \text{ см} \text{ и } A_f = b_f \cdot t_f = 38 \cdot 1,4 = 53,2 \text{ см}^2 > A_{f,red} = 52,37 \text{ см}^2.$$

Проверка скомпонованного сечения балки.

После определения в первом приближении размеров сечения балки проверяем несущую способность балки по условию устойчивости стенки в области пластических деформаций в месте действия максимального момента, где $Q = 0$ по формуле (5.24). Предварительно находим

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{105}{0,8} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,48;$$

$$\alpha = 0,24 - 8,5 \cdot 10^{-3} \cdot (\lambda_w - 2,2)^2 = 0,24 - 8,5 \cdot 10^{-3} \cdot (4,48 - 2,2)^2 = 0,196.$$

$$M_{\max} < R_y \cdot h_w^2 \cdot t_w \cdot \left(\frac{A_f}{A_w} + \alpha \right),$$

где A_f и A_w – площадь сечения полки и стенки:

$$A_w = h_w \cdot t_w = 105 \cdot 0,8 = 84 \text{ см}^2;$$

$$A_f = b_f \cdot t_f = 38 \cdot 1,4 = 53,2 \text{ см}.$$

$$182990 > 24 \cdot 105^2 \cdot 1 \cdot \left(\frac{53,2}{84} + 0,196 \right),$$

$$182990 > 175553,28,$$

Условие не выполняется.

Изменяем сечения поясов. Увеличение сечения за счет только ширины сечения поясов до $b_f=40$ см не нарушает условий по формулам (5.22), но не обеспечивает проверок по формулам (5.24) и (5.28). Поэтому принимаем по таблице 16, приложение 14 $b_f=380$ мм, $t_f=16$ мм. Тогда $b_f \times t_f=380 \times 16$ мм.

Площадь сечения пояса равна $A_f = b_f \cdot t_f = 38 \cdot 1,6 = 60,8 \text{ см}^2$. Увеличив площадь сечения, проверяем, есть ли пластические деформации. По формулам (5.25), (5.26) находим:

момент инерции

$$I_x = I_w + I_f \approx \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot t_f \cdot b_f \cdot \left(\frac{h_f}{2} \right)^2 = \frac{0,8 \cdot 105^3}{12} + 2 \cdot 1,6 \cdot 38 \cdot \left(\frac{106,6}{2} \right)^2 = 422627,22 \text{ см}^4,$$

момент сопротивления

$$W_x = \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \cdot 422627,22}{108,2} = 7811,96 \text{ см}^3.$$

Прочность главной балки в середине пролета проверяем по формуле (5.28), при упругой работе:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{182990}{7811,96} = 23,42 \text{ кН / см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН / см}^2,$$

Недонапряжения:

$$\left(\frac{R_y - \sigma}{R} \right) \cdot 100\% = \left(\frac{24 - 23,42}{24} \right) \cdot 100\% = 2,42\% < 5\%.$$

Прочность сечения по нормальным напряжениям в середине пролета главной балки обеспечена в упругой стадии работы при принятых размерах сечения (рисунок 5.3).

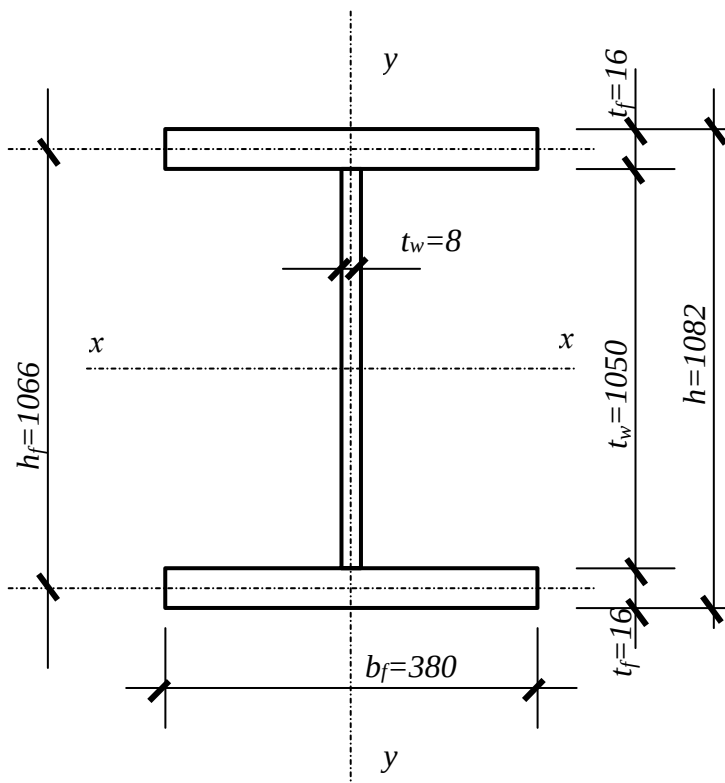


Рисунок 5.3 – Принятое сечение главной балки, к примеру, 5.1

Проверяем относительный прогиб балки по формуле (5.29), так как высота балки $h=108,2$ см была принята близкой к h_{min} (по расчету $h_{min}=102,8$ см, $h_{onm}=107,04$ см).

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot 42,514 \cdot (1680)^3}{384 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 422627,22} = 0,00343.$$

Нормируемая величина относительного прогиба $\frac{f_u}{l} = \frac{1}{270} = 0,0037$.

$$\frac{f}{l} = 0,00343 < \frac{f_u}{l} = 0,0037.$$

Жесткость балки обеспечена.

*Задания**Задача*

Подобрать сечение сварной главной балки балочной площадки (нормальный вариант). Расчетная схема балки – разрезная, однопролетная, шарнирно закрепленная по концам. Нагрузка – равномерно распределенная. Подбранное сечение проверить на прочность. Балку рассчитать в упругой стадии работы. Сечение балки см. рисунок 5.1. Исходные данные принять по таблице 5.1.

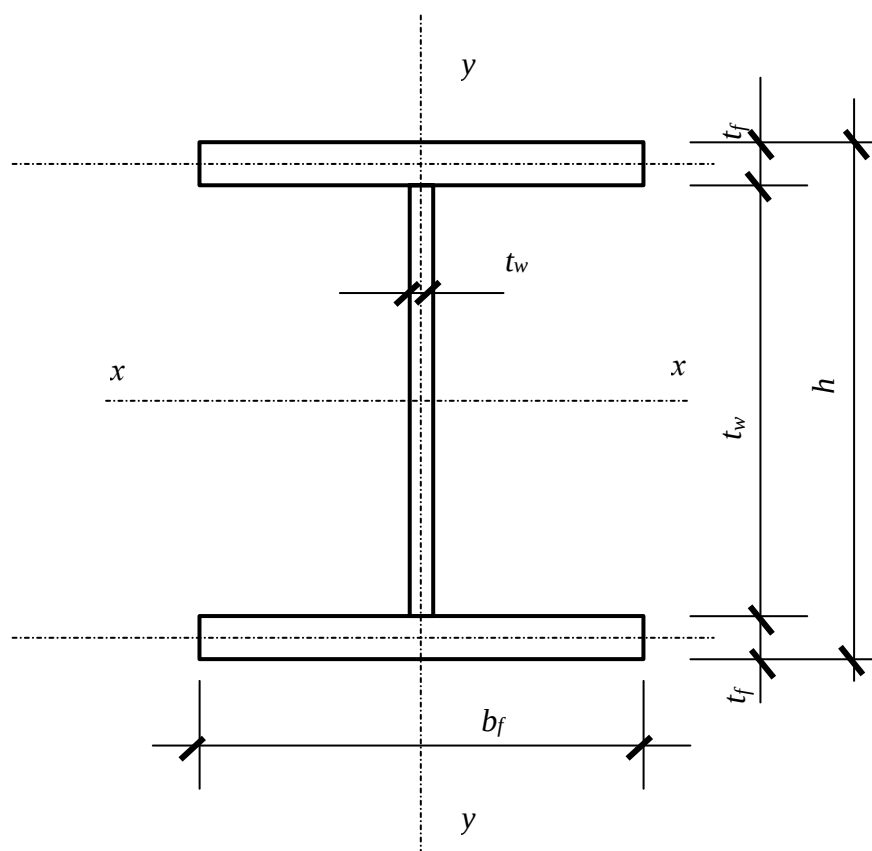


Рисунок 5.1 – Сечение балки

Таблица 5.1 – Исходные данные

Номер варианта	Расчетный пролет главной балки, l , м	Нагрузка, кН/м		Расчетные усилия		Сталь по ГОСТ 27772 – 88	Расчетная температура, $^{\circ}\text{C}$
		нормативная, q_n	расчетная, q	$M_{\max} = \frac{ql^2}{8}$, кНм	$Q_{\max} = \frac{ql}{2}$, кН		
1	12	178	200	3600	1200	С 245	$t \geq 30^{\circ}\text{C}$
2	14	134	150	3675	1050	С 275	$t \geq 30^{\circ}\text{C}$
3	15	142	160	4500	1200	С 255	$t \geq 30^{\circ}\text{C}$
4	16	124	140	4480	1120	С 285	$t \geq 30^{\circ}\text{C}$
5	18	178	200	8100	1800	С 345	$t \geq 30^{\circ}\text{C}$
6	20	249	280	14000	2800	С 375	$t \geq 30^{\circ}\text{C}$
7	12	160	180	3240	1080	С 245	$t \geq 30^{\circ}\text{C}$
8	14	169	190	4655	1330	С 275	$t \geq 30^{\circ}\text{C}$
9	15	133	150	4219	1125	С 255	$t \geq 30^{\circ}\text{C}$
10	16	133	150	4800	1200	С 285	$t \geq 30^{\circ}\text{C}$

Вопросы к практическому занятию

1. Что понимается под оптимальной высотой сечения балки и как она определяется?
2. Что понимается под минимальной высотой сечения балки и как она определяется?
3. Какие факторы учитывают при назначении толщины стенки балки?
4. Как определяют размеры поясных листов сварных балок?
5. Какой вид имеет алгоритм подбора сечения сварной двутавровой балки?

Литература – [1, 2, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 6

Проверка местной устойчивости поясных листов и стенки составной сварной балки

Цель: научиться проверять местную устойчивость поясных листов и стенки составной сварной балки.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

– знать проверки местной устойчивости поясных листов и стенки составной сварной балки (ПК-7, ПК-16);

– уметь выполнять проверки местной устойчивости поясных листов и стенки составной сварной балки, составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

– владеть навыками выполнения проверок местной устойчивости поясных листов и стенки составной сварной балки, для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

Актуальность темы: получение навыков в проверках местной устойчивости поясных листов и стенки составной сварной балки, моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов и способность

выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

6.1 Проверка местной устойчивости поясных листов

Устойчивость поясных листов обеспечена, если при $h_w/t_w > 2,7 \sqrt{E/R_y}$ выполнены условия (5.), а при $h_w/t_w \leq 2,7 \sqrt{E/R_y}$ выполнено условие (5.), здесь h_w – расчетная высота стенки, для сварных балок принимается полной высоте стенки; t_w – толщина стенки.

6.2 Проверка местной устойчивости стенки (общие положения)

Стенка балки представляет собой длинную тонкую пластину, испытывающую действие касательных и нормальных напряжений, которые могут вызвать потерю ее устойчивости. Для обеспечения устойчивости стенки балки рационально не утолщать стенку, а укреплять ее поперечными (рисунки 6.1, 6.2), а при необходимости и продольными ребрами жесткости. Поперечные ребра располагаются перпендикулярно сечению сжатого пояса балки, и размещаются по длине стенки, а продольные – между поперечными ребрами, вдоль стенки перпендикулярно поперечным ребрам.

По нормам поперечные ребра жесткости необходимы:

а) при действии местной нагрузки на стенку балки, когда локальные напряжения $\sigma_{loc} \neq 0$ (например, при этажном опирании балок настила в балочной площадке) и если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$

$$\bar{\lambda}_w = (h_w/t_w) \sqrt{R_y/E} > 2,2; \quad (6.1)$$

б) при отсутствии местной нагрузки, когда локальные напряжения $\sigma_{loc} = 0$ (например, при креплении балок настила к поперечным ребрам в балочной площадке рисунок 2.6б [9]), если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$

$$\bar{\lambda}_w = (h_w/t_w) \sqrt{R_y/E} > 3,2. \quad (6.2)$$

Расстояние между основными поперечными ребрами не должно превышать $2h_w$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $2,5h_w$ при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$.

В зоне развития пластических деформаций поперечные ребра жесткости необходимо ставить в местах приложения сосредоточенной нагрузки (силы), например, в местах опирания балок на главную балку в балочной площадке. Зона развития пластических деформаций расположена в середине пролета и симметрично по обе стороны относительно оси симметрии балки. Длину зоны развития пластических деформаций определяют по формуле:

$$a_p = l \sqrt{1 - W_x R_f / M_{\max}}, \quad (6.3)$$

где R_f – расчётное сопротивление стали пояса (полки) балки; l – пролет балки; W_x – момент сопротивления брутто относительно оси $x - x$; $M_{\max}$ – изгибающий момент в середине пролета балки.

При отрицательном значении под корнем $a_p = 0$.

Вне зон пластического деформирования поперечные ребра рационально ставить не под каждую балку, часто это расстояние принимают кратным шагу балок и ребра размещают под балками через одну (рисунок 6.2), две, иногда три, четыре балки, располагая их симметрично по обе стороны относительно оси симметрии балки. Для расчётов необходимо выполнить эскиз расположения ребер балки до оси симметрии (рисунки 6.1, 6.2) с указанием мест изменения сечения поясов в балке и мест опирания балок настила.

При установке поперечных ребер под каждую балку (рисунок 6.1) для дальнейшего анализа напряженного состояния стенки можно считать, что $\sigma_{loc} = 0$. При сопряжении в одном уровне или пониженном сопряжении ребра могут использоваться для крепления балок (рисунок 2.6б, в [9]), в этом случае также $\sigma_{loc} = 0$.

Ребра жесткости принимают парными (рисунки 6.1, 6.2 сечение 1 – 1 (вариант 1)) или односторонними (рисунки 6.1, 6.2, сечение 1 – 1 (вариант 2)) и выполняют из листов (рисунки 6.1, 6.2). Односторонние ребра жесткости применяют при поэтажном сопряжении (например, главных балок и балок настила). При сопряжении балок настила и главных балок в одном уровне или при пониженном сопряжении удобно ставить двусторонние ребра жесткости. Ребра, в данном случае, выполняют еще и роль элементов, к которым можно прикреплять балки

настила или вспомогательные балки с двух сторон главной балки.

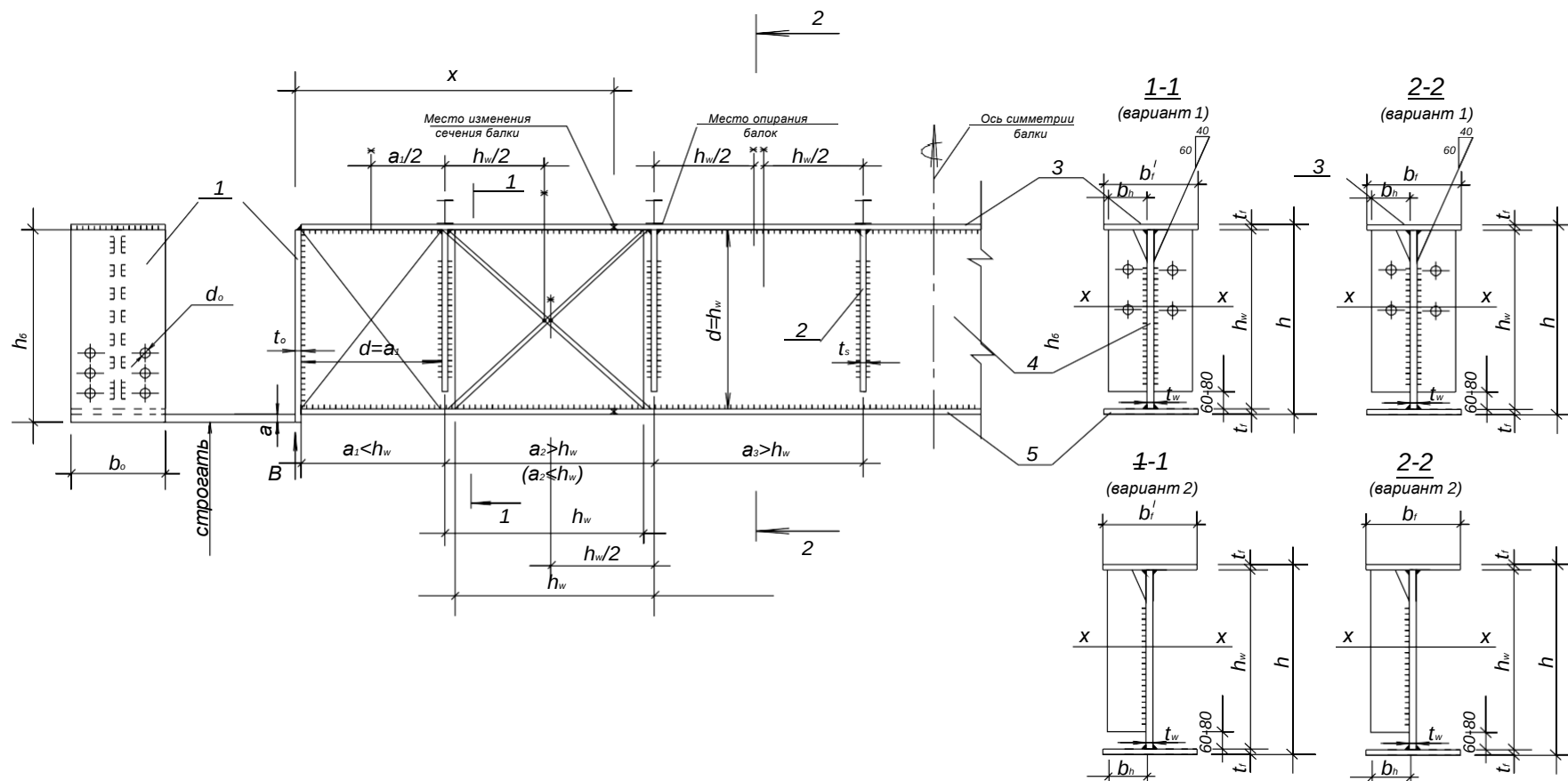


Рисунок 6.1 – Размещение поперечных ребер под каждой опирающейся балкой в составной сварной балке ($\sigma_{loc}=0$): 1 – опорное ребро; 2 – поперечные ребра жесткости; 3 – сжатый пояс балки; 4 – стенка балки; 5 – растянутый пояс балки; * – место расположения сечения в отсеке или условном отсеке для которого вычисляются M , Q , I_x при проверке местной устойчивости стенки балки по формуле (6.9); † – границы условного отсека

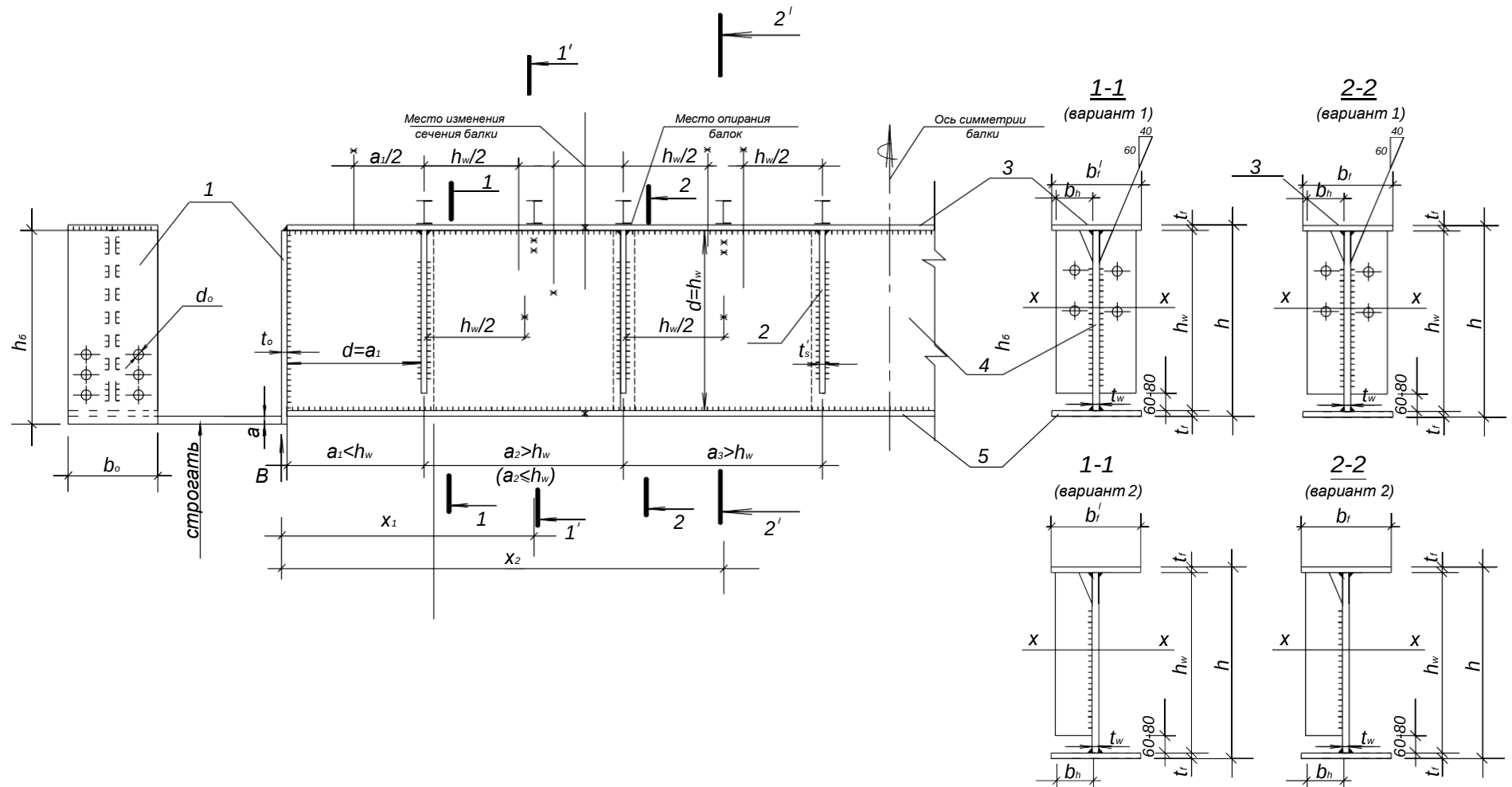


Рисунок 6.2 – Размещение поперечных ребер не под каждой опирающейся балкой в составной сварной балке: ($\sigma_{loc} \neq 0$): 1 – опорное ребро; 2 – поперечные ребра жесткости; 3 – сжатый пояс балки; 4 – стенка балки; 5 – растянутый пояс балки; * – то же, что и на рисунке 6.1; * – место расположения сечения для которого проверяются напряжения σ_{loc} и σ_{ef} по формулам (6.13) и (6.15); | – то же, что и на рисунке 6.1

Ширина выступающей части ребра b_h должна быть не менее:

для парного симметричного ребра (рисунки 6.1, 6.2, сечение 1 – 1 (вариант 1))

$$b_h \geq (h_w / 30) + 40 \text{ (мм)}; \quad (6.4)$$

для одностороннего ребра (рисунки 6.1, 6.2, сечение 1 – 1 (вариант 2))

$$b_h \geq (h_w / 24) + 50 \text{ (мм)}, \quad (6.5)$$

ширина ребра b_h принимается кратной ширине прокатных листов 1 см.

Толщина ребра t_s должна быть не менее

$$t_s \geq 2b_h \sqrt{R_y / E} \quad (6.6)$$

и приниматься кратной толщине прокатных листов, 1 мм. В рёбрах жёсткости при расчётных температурах $t \geq -30^\circ\text{C}$ следует использовать сталь С245.

Ребра жесткости привариваются к стенке швами минимальной толщины (таблица 3, приложение 3) и не доводят до верхних поясных швов на 40 и 60 мм (рисунки 6.1, 6.2) с целью уменьшения сварочных напряжений. Внутренние углы ребер при этом срезают, что обеспечивает пропуск поясных швов. Для предотвращения хрупкого разрушения к растянутым поясам ребра жесткости не приваривают и не доводят их до поясов на 60 – 80 мм (рисунки 6.1, 6.2).

Допускается применять односторонние швы для крепления ребер жесткости к стенке балки, если к рёбрам не крепятся другие балки, а также, если конструкции не эксплуатируются в средней и сильно агрессивных средах и не возводятся в климатических районах со средней суточной температурой $< -45^\circ\text{C}$.

К верхним поясам рёбра можно крепить односторонними швами, если в местах установки рёбер на верхний пояс балки не приложены сосредоточенные нагрузки. При этажном опирании балок настила (например, на главную балку) швы выполняются двусторонними.

Допускается не проверять устойчивость стенки при установке поперечных ребер и отсутствии местного напряжения, то есть при $\sigma_{loc} = 0$ (поперечные ребра установлены под каждую балку (рисунок 6.1)), в балках с двусторонними пояс-

ными швами, если условная гибкость стенки $\overline{\lambda}_w$ не превышает

$$\overline{\lambda}_w = (h_w / t_w) \sqrt{R_y / E} < 3,5, \quad (6.7)$$

а при наличии местного напряжения $\sigma_{loc} \neq 0$ (поперечные ребра установлены не под каждой балкой (рисунок 6.2)) в балках с двусторонними поясными швами, если

$$\overline{\lambda}_w = (h_w / t_w) \sqrt{R_y / E} < 2,5. \quad (6.8)$$

Поперечные ребра делят стенку на отсеки (панели), которые могут потерять устойчивость независимо один от другого.

6.3 Проверка местной устойчивости стенки балки при $\sigma_{loc} = 0$

При укреплении стенки только поперечными ребрами при $\sigma_{loc} = 0$ (поперечные ребра установлены под каждую балку, рисунок 6.1) и условной гибкости $\overline{\lambda}_w \leq 6$ проверка устойчивости стенки отдельного отсека производится по формуле:

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} < \gamma_c, \quad (6.9)$$

где γ_c – коэффициент условий работы, равный 1,0, если не оговорено в задании; $\sigma = Mh_w / (2I_x)$ – сжимающее напряжение у расчетной границы стенки; M – среднее значение момента в пределах отсека

Если длина отсека a_i не превосходит его высоты h_w (рисунок 6.1 первый отсек), $a_1 < h_w$, то значение M вычисляют для среднего сечения отсека (рисунок 6.1, первый отсек, расстояние $\frac{a_1}{2}$). Если длина отсека a_i больше его высоты h_w , $a_2 > h_w$, $a_3 > h_w$, то значение M вычисляют, как среднее для более напряженного участка условного отсека с длиной, равной высоте отсека h_w (рисунок 6.1); $\tau = Q / t_w h_w$ – среднее касательное напряжение; Q – среднее значение поперечной силы в пределах условного отсека. Q вычисляют для тех же сечений, что и M .

Если местная устойчивость стенки проверяется для условного отсека где расположено место изменения сечения, то значение I_x берут по уменьшенному сечению [1]; σ_{cr} , τ_{cr} – критические напряжения потери устойчивости

СТЕНКИ

$$\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \overline{\lambda_w^2}; \quad (6.10)$$

$$\tau_{cr} = 10,3 (1 + 0,76 / \mu^2) R_s / \overline{\lambda_{ef}^2}. \quad (6.11)$$

В формуле (6.10) коэффициент c_{cr} следует принимать для сварных балок по таблице 6.1 в зависимости от значений коэффициента δ .

Таблица 6.1 – Значения коэффициента c_{cr}

δ	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	≥ 30
c_{cr}	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

$$\delta = \beta (t_f / t_w)^3 b_f / h_w, \quad (6.12)$$

где b_f – ширина сжатого пояса балки, если в отсеке изменяется сечение пояса, то принимается меньшая ширина b_f' ;

β – коэффициент, принимают по таблице 22 [5], для составных, сварных балок, работающих при статической нагрузке, $\beta=0,8$.

$$\overline{\lambda_{ef}} = (d / t_w) \sqrt{R_y / E}, \quad (6.12a)$$

где d – меньшая из сторон отсека (панели), h_w или a_i . (рисунок 6.1);

μ – отношение большей стороны отсека (панели) к меньшей (рисунок 6.1). Стороны отсека имеют размеры h_w и a_i . За размер a_i принимается, расстояние в осях между поперечными ребрами для проверяемого отсека.

6.4 Проверка местных σ_{loc} и приведенных σ_{ef} напряжений

При этажном опирании балок, когда поперечные ребра не стоят под каждой опирающейся балкой и $\sigma_{loc} \neq 0$ (рисунок 6.2), необходимо, прежде всего, проверить стенку балки на местное смятие.

Прочность стенки при действии местных сжимающихся напряжений σ_{loc} проверяют по формуле:

$$\sigma_{loc} = F / (t_w l_{ef}) \leq R_y \square \gamma_c, \quad (6.13)$$

где F – сосредоточенная сила, равная сумме опорных реакций опирающихся балок, например, балок настила;

l_{ef} – условная длина распределения нагрузки, зависит от условий опирания и при опирании сверху на сварную балку определяют по формуле:

$$l_{ef} = b + 2t_f, \quad (6.14)$$

где t_f – толщина верхнего пояса сварной балки;

b – ширина полки опирающейся балки (для прокатных принимается по сортаменту прокатных балок) (таблицы 6, 7, приложений 5, 6).

Кроме проверки по смятию в месте приложения сосредоточенных нагрузок (сил) (например, прокатных балок), где нет поперечных рёбер (эти сечения указаны на рисунке 6.2 двумя звездочками), для стенки балки выполняют проверку прочности по приведенным напряжениям

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_x \sigma_{loc} + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c, \quad (6.15)$$

где $\sigma_x = M \cdot h_w / (2I_x)$ – нормальные напряжения срединной плоскости стенки, параллельные оси балки у ее сопряжения с полкой;

$\tau_{xy} = Q \cdot S_f / (I t_w)$ – касательное напряжение в той же точке;

t_w, h_w – соответственно толщина и высота стенки;

S_f, I_x – соответственно, статический момент пояса и момент инерции сечения главной балки в месте опирания сосредоточенной нагрузки (силы),

$$S_f = b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2} \right) I_x = \frac{t \cdot h^3}{12} + 2b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2} \right) \quad \text{– для сечения } 2' - 2' \text{ или}$$

$$S_f' = b_f' \cdot t_f' \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f'}{2} \right) I_x' = \frac{t \cdot h^3}{12} + 2b_f' \cdot t_f' \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f'}{2} \right) \quad \text{– для сечения } 1' - 1'$$

(рисунок 6.2).

M, Q – изгибающий момент и поперечная сила в сечении $1' - 1'$ или $2' - 2'$, где приложена сосредоточенная нагрузка (силы рисунок 6.2) и где стенка балки не подкреплена поперечным ребром. Если в расчетной схеме балки сосредоточенная нагрузка была условно заменена на равномерно распределенную q (при приложении в пролете балки сосредоточенных сил больше пяти), то значения M и Q можно найти по формулам (6.15а) или (6.15б) (рисунок

6.2):

для сечения $1' - 1'$

$$M = \frac{qx_1(l-x_1)}{2}, \quad Q = \frac{ql}{2} - qx_1, \quad (6.15a)$$

для сечения $2' - 2'$

$$M = \frac{qx_2(l-x_2)}{2}, \quad Q = \frac{ql}{2} - qx_2, \quad (6.15б)$$

где l – пролет балки;

q – расчетная равномерно распределенная нагрузка на балку;

x_1 – расстояние от опоры до сечения $1' - 1'$;

x_2 – расстояние от опоры до сечения $2' - 2'$.

При приложении сосредоточенной нагрузки (силы, когда число сил в пролете пять и менее) M и Q находят по формулам сопромата.

Если прочность стенки недостаточна (не выполнены условия (6.13) или (6.15)), ее необходимо укрепить поперечными ребрами в местах опирания балок, установив их под каждую балку (рисунок 6.1), тогда $\sigma_{loc} = 0$ и устойчивость стенки проверяют по формуле (6.9).

6.5 Проверка местной устойчивости стенки балки при $\sigma_{loc} \neq 0$

Если прочность стенки по формулам (6.13) и (6.15) обеспечена, при отсутствии поперечных ребер в местах опирания балок (рисунок 6.2), ее проверяют на устойчивость при $\sigma_{loc} \neq 0$.

В этом случае при укреплении стенки только поперечными ребрами местную устойчивость стенки отдельного отсека проверяют по формуле:

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (6.17)$$

где σ , σ_{loc} , τ – соответственно, сжимающее напряжение, местное напряжение, среднее касательное напряжение. σ и τ определяются по п. 6.3, а σ_{loc} – по формуле (6.13);

$\gamma_c = 1$ (см. пояснения к формуле (6.9));

τ_{cr} – определяют по формуле (6.11), где значение $\overline{\lambda_{ef}}$ находят по форму-

ле (6.12а), а значения d , a_i и μ в соответствии с рисунком 6.2;

Значения σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ в формуле (6.17) определяют:

а) при $a_i/h_w \leq 0,8$, σ_{cr} – по формуле (6.10), $\sigma_{loc,cr}$ по формуле

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 R_y / \overline{\lambda_a^2}, \quad (6.18)$$

где $\overline{\lambda_a} = (\alpha_i / t_w) \sqrt{R_y / E}$,

c_1 – коэффициент, принимают для сварных балок по таблице 6.2 в зависимости от отношения a_i/h_w и значения δ , вычисленного по формуле (6.12);

a_i – см. пояснения в конце п. 6.3.

Таблица 6.2 – Коэффициент c_1 для сварных балок

δ	Значения c_1 для сварных балок при a_i/h_w , равном								
	$\leq 0,5$	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
≤ 1	11,5	12,4	14,8	18,0	22,1	27,1	32,6	38,9	45,6
2	12,0	13,0	16,1	20,4	25,7	32,1	39,2	46,5	55,7
4	12,3	13,3	16,6	21,6	28,1	36,3	45,2	54,9	65,1
6	12,4	13,5	16,8	22,1	29,1	38,3	48,7	59,4	70,4
10	12,4	13,6	16,9	22,5	30,0	39,7	51,0	63,3	76,5
≥ 30	12,5	13,7	17,0	22,9	31,0	41,6	53,8	68,2	83,6

б) при $a_i/h_w > 0,8$ и отношении σ_{loc}/σ больше значений, указанных в таблице 6.3 для сварных балок σ_{cr} определяют по формуле

$$\sigma_{cr} = c_2 R_y / \overline{\lambda_w^2}, \quad (6.19)$$

где c_2 – коэффициент, определяют по таблице 6.4;

$\sigma_{loc,cr}$ – по формуле (6.18), в которой при $a_i/h_w > 2$ следует принимать $a_i = 2 h_w$;

Таблица 6.3 – Предельные значения σ_{loc}/σ

δ	Предельные значения σ_{loc}/σ при a_i/h_w , равном							
	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
≤ 1	0	0,146	0,183	0,267	0,359	0,445	0,540	0,618
2	0	0,109	0,169	0,277	0,406	0,543	0,652	0,799
4	0	0,072	0,129	0,281	0,479	0,711	0,930	1,132
6	0	0,066	0,127	0,288	0,536	0,874	1,192	1,468
10	0	0,059	0,122	0,296	0,574	1,002	1,539	2,154
≥ 30	0	0,047	0,112	0,300	0,633	1,283	2,249	3,939

Таблица 6.4 – Значения коэффициента c_2

a_i / h_w	$\leq 0,8$	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
c_2	30	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7

в) при $a_i / h_w > 0,8$ и отношение σ_{loc} / σ не больше значений, указанных в таблице 6.3 σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ определяют:

σ_{cr} – по формуле (6.10);

$\sigma_{loc,cr}$ – по формуле (6.18), но с подстановкой $a_i / 2$ вместо a_i в формулу (6.18) и в таблицу 6.2.

Если устойчивость стенки недостаточна, необходимо чаще ставить поперечные ребра жесткости. Если устойчивость стенки недостаточна и при установке поперечных ребер под каждой балкой и $a_i < 0,7 h_w$, то стенку балки необходимо укрепить и продольными ребрами жесткости, устанавливаемыми на расстоянии $(0,2 - 0,3)h_w$ от сжатого пояса. Проверку устойчивости стенки в этих случаях производят по СНиП [5].

Пример 6.1

Требуется проверить местную устойчивость поясных листов и стенки главной балки примера 5.1 (см. практическое занятие 5, рисунки 5.2, 5.3). Балки настила размещены на верхнем поясе главной балки (этажное сопряжение) с шагом $a=1,12$ м, число шагов балок настила $n=15$. Ни одна из балок настила не опирается на середину главной балки и все балки размещены симметрично относительно ее середины. Место изменения ширины сечения пояса главной балки располагается симметрично на расстоянии $x=2,9$ м от опор. Ширина сечения уменьшенного пояса $b'_f=200$ мм=20 см, толщина пояса $t_f=1,6$ см. Сосредоточенная нагрузка (сила) на главную балку в местах опирания балок настила составляет $F=55,86$ кН. Ширина полки балки настила, составляет $b=64$ мм=6,4 см. Уменьшенное сечение главной балки см. рисунок 6.3, сечение 1 – 1.

Решение

Проверяем местную устойчивость поясных листов.

Устойчивость поясных листов обеспечена, если при

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{105}{0,8} = 131,25 > 2,7 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 2,7 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 79,103,$$

выполняется условие местной устойчивости, в упругой стадии работы (см. пример 5.1):

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{38 - 0,8}{2 \cdot 1,6} = 11,63 < 0,5 \sqrt{\frac{A}{R_y}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 14,65,$$

Местная устойчивость поясных листов (полок) обеспечена.

Проверка местной устойчивости стенки

В месте опирания балок настила (при этажном опирании балок на главную) в стенке балки не укрепленной ребрами жесткости возникает местное напряжение σ_{loc} .

По нормам поперечные ребра жесткости необходимы при действии местной нагрузки на стенку балки, когда $\sigma_{loc} \neq 0$, и условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w > 2,2$. Условная гибкость стенки балки

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{105}{0,8} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,48 > \lambda_w = 2,2.$$

Следовательно, стенку балки необходимо укрепить поперечными ребрами.

Расстояние между поперечными ребрами a_i не должно превышать $a_i \leq 2h_w$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$.

$2 h_w = 2 \cdot 105 = 210$ см. При размещении поперечных ребер через балку расстояние между ними будет, $a = 2 \cdot 112 = 224$ см $> 2 h_w = 210$ см, что больше допустимого. Устанавливаем ребра под каждой балкой настила, тогда можно считать $\sigma_{loc} = 0$.

Ребра принимаем односторонние, т.к. сопряжение балок этажное. Ширина выступающей части для одностороннего ребра, по формуле

(6.5), должна быть не менее

$$b_h \geq \frac{h_w}{24} + 50 \text{ (мм)},$$

$$b_h \geq \frac{1050}{24} + 50 = 93,75 \text{ мм},$$

Принимаем $b_h = 100 \text{ мм} = 10 \text{ см}$, что кратно 1 см.

Толщина ребра по формуле (6.6)

$$t_s \geq 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

$$t_s \geq 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 0,683 \text{ см},$$

принимаем $t_s = 7 \text{ мм}$.

При укреплении стенки поперечными ребрами допускается не проверять устойчивость стенки при $\sigma_{loc} = 0$, если $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} < 3,5$.

В нашем случае $\bar{\lambda}_w = \frac{105}{0,8} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,48 > 3,5$, следовательно, требуется

проверка местной устойчивости стенки.

Схему размещения ребер см. на рисунке 6.3.

Проверка местной устойчивости стенки балки при $\sigma_{loc} = 0$

При укреплении стенки только поперечными ребрами местную устойчивость проверяют по формуле (6.9).

Эту проверку выполним для отсека, в пределах которого расположено место изменения сечения балки (третий отсек от опоры, рисунок 6.3). Так как расстояние между ребрами $a = 112 \text{ см} > h_w = 105 \text{ см}$, то расчетный момент M_1 и поперечную силу Q_1 определим в среднем сечении квадрата со стороной, равной высоте стенки $h_w = 105 \text{ см}$, примыкающего к поперечному ребру (точка 1), под которым больше изгибающий момент. Сечение расположено на расстоянии $x_1 = 3a - \left(\frac{h_w}{2}\right) = 3 \cdot 112 - \left(\frac{105}{2}\right) = 283,5 \text{ см} = 2,835 \text{ м}$ от опоры (рисунок

6.3).

Для этого сечения $M_1 = \frac{qx_1(l-x_1)}{2} = \frac{51,868 \cdot 2,835(16,8-2,835)}{2} = 1026,75 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

$$Q_1 = \frac{ql}{2} - qx = \frac{51,868 \cdot 16,8}{2} - 51,868 \cdot 2,835 = 288,65 \text{ кН}.$$

Момент инерции для данного сечения

$$I_{x1} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2b_f' \cdot t_f \left(\frac{h}{2} \right)^2 = \frac{0,8 \cdot 105^3}{12} + 2 \cdot 20 \cdot 1,6 \left(\frac{106,6}{2} \right)^2 = 258991,96 \text{ см}^4.$$

Сжимающее напряжение σ_1 :

$$\sigma_1 = \frac{M_1 \cdot h_w}{2 \cdot I_{x1}} = \frac{1026,75 \cdot 100 \cdot 105}{2 \cdot 258991,96} = 20,81 \text{ кН/см}^2.$$

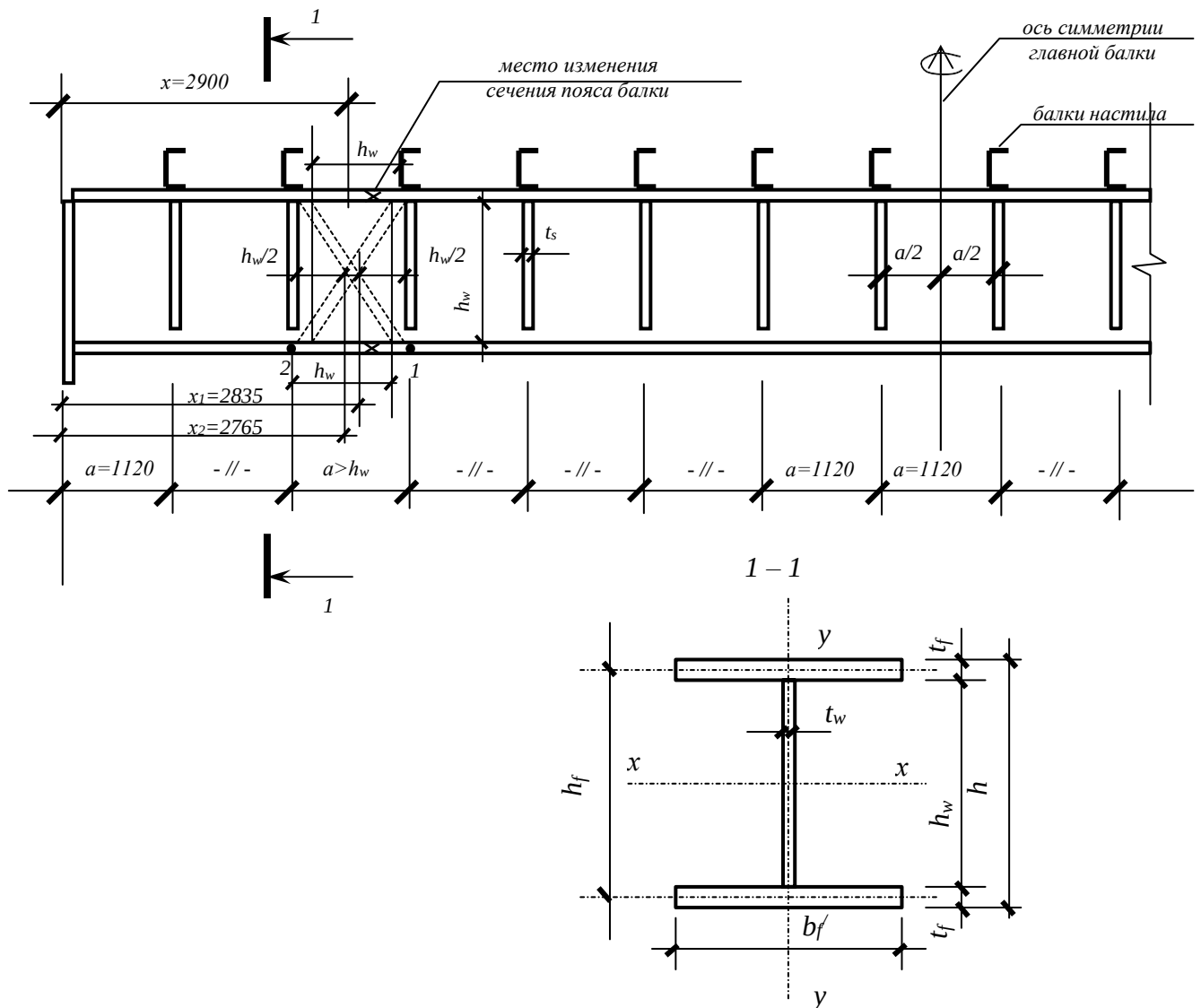


Рисунок 6.3 – Схема размещения поперечных ребер вдоль стенки главной балки, к примеру, 6.1

Среднее касательное напряжение τ_1 определим для того же сечения, что и σ_1

$$\tau_1 = \frac{288,65}{0,8 \cdot 105} = 3,44 \text{ МПа}.$$

Критические напряжения σ_{cr} и τ_{cr} потери устойчивости стенки по формулам (6.10), (6.11)

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{31,9 \cdot 24}{4,48^2} = 38,146 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{где } \lambda_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{105}{0,8} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,48.$$

В формуле (6.10) коэффициент c_{cr} следует принимать для сварных балок по таблице 6.1 в зависимости от значений коэффициента δ :

$$\delta = \beta \cdot \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 \cdot \frac{b'_f}{h_w} = 0,8 \cdot \left(\frac{1,6}{0,8} \right)^2 \cdot \frac{20}{105} = 1,22.$$

Принимаем по интерполяции $c_{cr} = 31,9$. Напряжение τ_{cr} по формуле (6.11)

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,067^2} \right) \cdot \frac{13,9}{4,48^2} = 11,9 \text{ кН/см}^2,$$

где μ – отношение большей стороны отсека к меньшей. Стороны отсека имеют размеры $h_w = 105$ см, $a = 112$ см, тогда $\mu = \frac{112}{105} = 1,067$; $R_s = 13,9$ кН/см² (таблица 15, приложение 13); λ_{ef} по формуле (6.12a)

$$\lambda_{ef} = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{105}{0,8} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,48,$$

где d – меньшая из сторон отсека, $h_w = 105$ см или $a = 112$ см; $d = h_w = 105$ см.

Местная устойчивость стенки в сечении на расстоянии $x_1 = 2,835$ м от опоры по формуле (6.9)

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{cr}} \right)^2} = \sqrt{\left(\frac{20,81}{38,146} \right)^2 + \left(\frac{3,44}{11,9} \right)^2} = 0,617 \leq \gamma_{\bar{n}} = 1.$$

Проверяем местную устойчивость стенки балки в этом отсеке, где расчетные момент M_2 и поперечную силу Q_2 определим в среднем сечении квад-

рата со стороной, равной высоте стенки $h_w=105$ см, примыкающего к поперечному ребру (точка 2), под которым больше поперечная сила Q . Это сечение будет на расстоянии $x_2=276,5$ см (рисунок 6.3).

$$J_2 = \frac{qx_2(l-x_2)}{2} = \frac{51,868 \cdot 2,765(11,8 - 2,765)}{2} = 1006,42 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_2 = \frac{ql}{2} - qx_2 = \frac{51,868 \cdot 16,8}{2} - 51,868 \cdot 2,765 = 292,28 \text{ кН};$$

$$\sigma_2 = \frac{M_2 \cdot h_w}{2I_{x1}} = \frac{1006,42 \cdot 100 \cdot 105}{2 \cdot 258991,96} = 20,4 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_2 = \frac{Q_2}{h_w t_w} = \frac{292,28}{105 \cdot 0,8} = 3,48 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{cr} = 38,146 \text{ кН/см}^2; \quad \tau_{cr} = 11,9 \text{ кН/см}^2.$$

Полученные значения напряжений подставляем в формулу (6.9)

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{20,4}{38,146}\right)^2 + \left(\frac{3,48}{11,9}\right)^2} = 0,61 \leq \gamma_{\bar{n}} = 1.$$

Обе проверки показали, что стенка в этом отсеке устойчива.

Проверим местную устойчивость стенки в середине пролета балки (рисунок 6.3) по формуле (6.9), где действуют $\sigma_{\max}$, а $\tau = 0$ (на расстоянии 8,4 м от опоры). Определим значение нормальных напряжений на уровне поясных швов. В этом сечении (из примера 5.1) $b_f=38$ см; $t_f=1,6$ см; $I_x=422627,22 \text{ см}^4$; $h_w=105$ см; $t_w=0,8$ см; $M_{\max}=1829,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

$$\sigma = \frac{M_{\max} \cdot h_w}{2I_x} = \frac{1829,9 \cdot 100 \cdot 105}{2 \cdot 422627,22} = 22,73 \text{ кН/см}^2;$$

$$\delta = \beta \left(\frac{t_f}{t_w} \right) \left(\frac{b_f}{h_w} \right) = 0,8 \left(\frac{1,6}{0,8} \right) \left(\frac{38}{105} \right) = 2,32;$$

по таблице 6.1 $c_{cr}=33,508$; $\bar{\lambda}_w=4,48$.

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{33,508 \cdot 24}{4,48^2} = 40,07.$$

Подставляем полученные значения в формулу (6.9):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{22,73}{40,07}\right)^2} = 0,567 < \gamma_{\bar{n}} = 1.$$

Все проверки показали, что поясные листы и стенка балки удовлетворяют требованиям местной устойчивости.

Пример 6.2

Требуется проверить местную устойчивость стенки главной балки примера 5.1 (см. практическое занятие 5). Балки настила размещены на верхнем поясе главной балки с шагом $a=1,05$ м, число шагов балок настила $n=16$. Ни одна из балок не опирается на середину главной балки и все балки размещены симметрично по обе стороны, относительно ее середины. Места изменения ширины сечения поясов главной балки расположены симметрично на расстоянии $x=2,9$ м от опор. Ширина сечения уменьшенного пояса $b'_f=200$ мм = 20 см. Сосредоточенная нагрузка (сила) на главную балку в местах опирания балок настила составляет $F=52,37$ кН. Ширина полки b , опирающейся балки настила, составляет $b=82$ мм = 8,2 см. Уменьшенное сечение главной балки см. рисунок 6.3, сечение 1 – 1.

Решение

Размеры сечения главной балки в середине пролета см. рисунок 5.3 (практическое занятие 5).

Схему размещения балок настила на главной балке см. рисунок 6.4.

Когда $\sigma_{loc} \neq 0$ (стенка балки не укреплена поперечными ребрами в местах опирания балок настила) и условная гибкость стенки по формуле (6.2)

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{105}{08} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,48 > 2,2,$$

стенку балки необходимо укреплять поперечными ребрами.

При $\bar{\lambda}_w > 3,2$ расстояние между поперечными ребрами не должно превышать $2h_w=2 \cdot 105=210$ см.

Размещаем поперечные ребра, как показано на рисунке 6.4.

Максимальное расстояние между поперечными ребрами $a=2 \cdot 105=210=2h_w=210$ см, что не противоречит нормам СНиП [5].

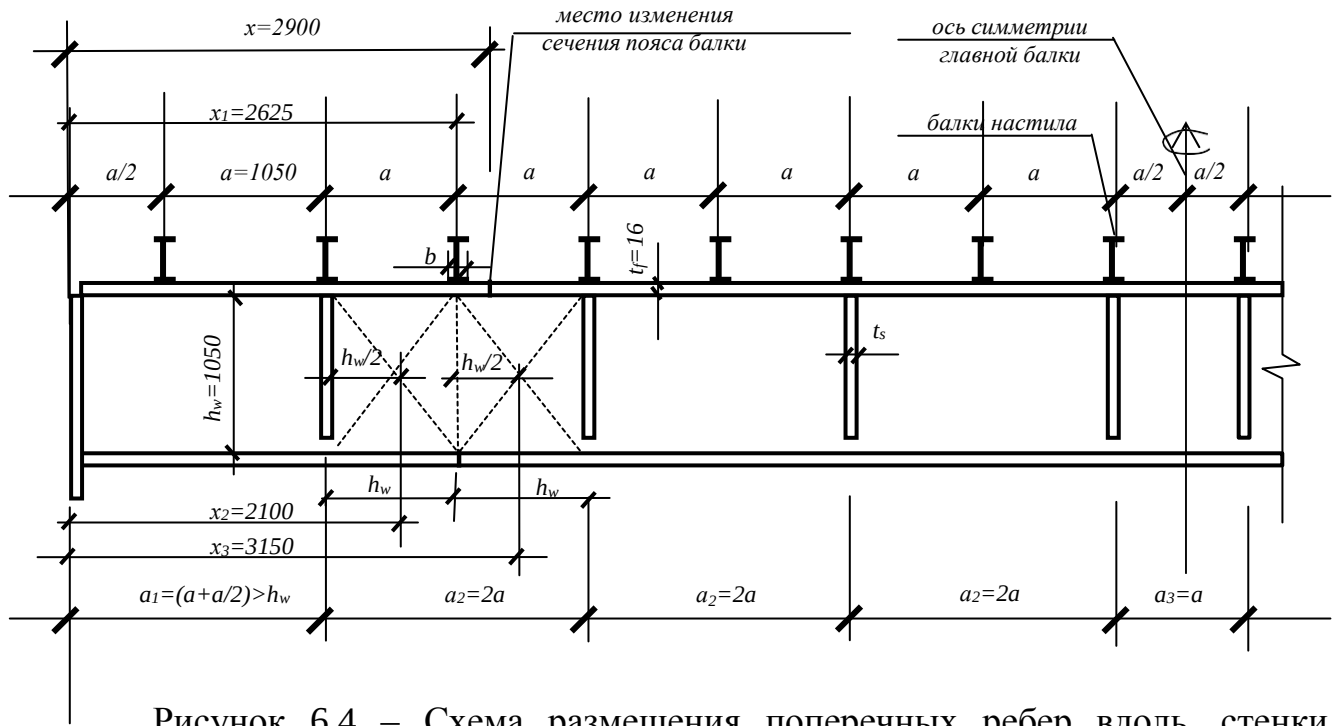


Рисунок 6.4 – Схема размещения поперечных ребер вдоль стенки главной балки, к примеру, 6.2

При размещении ребер учитываем, что балка работает в упругой стадии в месте действия M_{max} (см. пример расчета 5.1). Расчет по формуле (6.3) не выполняем.

Местную устойчивость стенки укрепленной поперечными ребрами необходимо проверять, если местные напряжения $\sigma_{loc} \neq 0$ (поперечные ребра стоят не под каждой балкой настила) и условная гибкость стенки балки $\bar{\lambda}_w = 4,48 > 2,5$ (см. формулу (6.8)).

Ребра принимаем односторонними (поэтажное сопряжение балок и балок между собой). Размеры ребер определены в примере 6.1, $b_h=10$ см, $t_s=0,7$ см.

До проверки местной устойчивости стенки проверяем прочность стенки при действии местных сжимающих напряжений σ_{loc} по формуле (6.13) (в местах опирания балок настила, где стенка не подкреплена ребром)

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w \cdot l_{loc}} = \frac{52,37}{0,8 \cdot 11,4} = 5,74 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2,$$

где $l_{loc} = b + 2t_f = 8,2 + 2 \cdot 1,6 = 11,4$ см.

В местах приложения сосредоточенных нагрузок (сил), где нет попереч-

ных ребер необходимо выполнить проверку прочности по приведенным напряжениям по формуле (6.15). такую проверку выполним под балкой настила во втором отсеке, где нет поперечного ребра, на расстоянии $x_1=2,625$ м от опоры:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_{loc} + \sigma_{loc}^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{19,56^2 - 19,56 \cdot 5,74 + 5,74^2 + 3 \cdot 2,47^2} = 17,93 \text{ кН/см}^2 <$$

$$< 1,15R_y \gamma_c = 1,15 \cdot 24 \cdot 1 = 27,6 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{где } \sigma_x = \frac{M_1 \cdot h_w}{2I_x'} = \frac{964,99 \cdot 100 \cdot 105}{2 \cdot 258991,96} = 19,56 \text{ кН/см}^2;$$

$$M_1 = \frac{qx_1(l-x_1)}{2} = \frac{51,868 \cdot 2,625(16,8-2,625)}{2} = 964,99 \text{ кНм} - \text{величина изгибающего}$$

щего момента в сечении главной балки под балкой настила, на расстоянии $x_1=2,625$ м от опоры;

$$I_x' = \frac{t \cdot h_w^3}{12} + 2b_f' \cdot t_f \left(\frac{h_f}{2} \right)^2 = \frac{0,8 \cdot 105^3}{12} + 2 \cdot 20 \cdot 1,4 \left(\frac{106,6}{2} \right)^2 = 258991,96 \text{ см}^4;$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_f'}{I_x' \cdot t_w} = \frac{299,54 \cdot 1705,6}{258991,96 \cdot 0,8} = 2,47 \text{ кН/см}^2,$$

$$Q_1 = \frac{ql}{2} - qx_1 = \frac{51,868 \cdot 16,8}{2} - 51,868 \cdot 2,625 = 299,54 \text{ кН} - \text{поперечная сила в сече-}$$

нии главной балки, на расстоянии $x_1=2,625$ м от опоры;

$$S_f' = b_f' \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_f}{2} \right) = 20 \cdot 1,6 \left(\frac{106,6}{2} \right) = 1705,6 \text{ см}^3 - \text{статический момент сечения}$$

уменьшенного пояса относительно нейтральной оси $x-x$.

Прочность стенки балки достаточна в уменьшенном сечении в месте опирания балок настила.

Проверку на устойчивость стенки от совместного действия σ , σ_{loc} и τ выполним во втором отсеке (вторая панель) от опоры по формуле (6.17). Длина отсека — a_2 (расстояние между поперечными ребрами) и равна $a_2=2a=2 \cdot 105=210$ см.

Проверку местной устойчивости стенки отсека по формуле (6.17), в соответствии с п. 7.2* СНиП [5] выполняем дважды, так как $a_2=210 \text{ см} > h_w=105 \text{ см}$.

В первом случае расчетный момент M_2 и поперечную силу Q_2 , определяем в среднем сечении квадрата со стороной равной высоте стенки $h_w=105$ см, то есть в сечении на расстоянии

$$x_2 = \left(\frac{a}{2} + a + \frac{h_w}{2} \right) = \left(\frac{105}{2} + 105 + \frac{105}{2} \right) = 210 \text{ см от опоры (рисунок 6.4).}$$

Во втором случае M_3 и Q_3 в среднем сечении квадрата со стороной, равной высоте стенки $h_w=105$ см, но в сечении на расстоянии

$$x_3 = \left(\frac{a}{3} + a + a + \frac{h_w}{2} \right) = \left(\frac{105}{3} + 105 + 105 + \frac{105}{2} \right) = 315 \text{ см от опоры (рисунок 6.4).}$$

Проверяем местную устойчивость стенки для первого условного отсека (первый случай).

$$M_2 = \frac{qx_2(l-x_2)}{2} = \frac{51,868 \cdot 2,1(16,8-2,1)}{2} = 800,58 \text{ кНм;}$$

$$Q_2 = \frac{ql}{2} - qx_2 = \frac{51,868 \cdot 16,8}{2} - 51,868 \cdot 2,1 = 326,77 \text{ кН;}$$

$$\sigma_2 = \frac{M_2 \cdot h_w}{2I_x} = \frac{800,58 \cdot 100 \cdot 105}{2 \cdot 258991,96} = 16,23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_2 = \frac{Q_2}{h_w \cdot t_w} = \frac{326,77}{105 \cdot 0,8} = 3,89 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{loc} = 5,74 \text{ кН/см}^2; \quad \delta = \beta \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 \cdot \frac{b^f}{h_w} = 0,8 \left(\frac{1,6}{0,8} \right)^3 \cdot \frac{20}{105} = 1,22.$$

Так как $\frac{a_i}{h_w} = \frac{a_2}{h_w} = \frac{210}{105} = 2 > 0,8$ и отношение $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_2} = \frac{5,74}{16,23} = 0,354$ не больше значения $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}$, указанного в таблице 6.3 $\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = 0,354 < \frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = 0,658 \right)$, то σ_{cr}

и $\sigma_{loc,cr}$ определяем в соответствии с указаниями п. 6.5в соответственно по формулам (6.10) и (6.18).

σ_{cr} по формуле (6.10):

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\lambda_w^2} = \frac{31,9 \cdot 24}{4,48^2} = 38,146 \text{ кН/см}^2,$$

где $c_{cr} = 31,9$ (по таблице 6.1).

$\sigma_{loc,cr}$ – по формуле (6.18), но с подстановкой $\frac{a_2}{2}$ вместо a_2 при вычислении $\bar{\lambda}_a$ в формуле (6.18) и в таблице 6.2 при нахождении c_1 .

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2} = \frac{18,528 \cdot 24}{4,48^2} = 22,16 \text{ кН/см}^2,$$

где $\bar{\lambda}_a = \frac{a_i}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{a_2}{2t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{210}{2 \cdot 0,8} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,48,$

$$c_1 = 18,528 \text{ при } \frac{a_i}{h_w} = \frac{a_2}{2h_w} = \frac{210}{2 \cdot 105} = 1 \text{ и } \delta = 1,22.$$

τ_{cr} вычисляем по формуле (6.11) по действительному размеру отсека $a_2 = 210$ см.

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{2^2} \right) \frac{13,9}{4,48^2} = 8,49 \text{ кН/см}^2,$$

где $\mu = \frac{a_2}{h_w} = \frac{210}{105} = 2;$ $\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{105}{0,8} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,48$ (по формуле (6.12a));

$R_s = 13,9$ кН/см² по таблице 15..., приложение 13.

Полученные значения напряжений подставляем в формулу (6.17):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} = \sqrt{\left(\frac{16,23}{38,146} + \frac{5,74}{22,16} \right)^2 + \left(\frac{3,89}{8,49} \right)^2} = \sqrt{0,469 + 0,21} = 0,824 < \gamma_{\bar{n}} = 1.$$

Проверяем местную устойчивость стенки для второго условного отсека (второй случай, $x_3 = 3150$ мм = 315 см).

В проверяемом отсеке со стороной $a_2 = 210$ см, а также в условном квадрате со стороной, равной высоте стенки $h_w = 105$ см (рисунок 6.4) расположено место изменения сечения балки. Тогда момент инерции сечения I_x , при определении сжимающих напряжений σ_3 , принимаем по уменьшенному сечению, равным $I_x' = 258991,96$ см⁴ (см. расчет выше).

$$M_3 = \frac{q x_3 (l - x_3)}{2} = \frac{51,868 \cdot 3,15 (16,8 - 3,15)}{2} = 1115,1 \text{ кНм};$$

$$\sigma_3 = \frac{M_3 \cdot h_w}{2 I_x'} = \frac{1115,1 \cdot 100 \cdot 105}{2 \cdot 258991,96} = 22,604 \text{ кН/см}^2;$$

$$Q_3 = \frac{ql}{2} - qx_3 = \frac{51,868 \cdot 16,8}{2} - 51,868 \cdot 3,15 = 272,31 \text{ кН};$$

$$\tau_3 = \frac{Q_3}{h_w t_w} = \frac{272,31}{105 \cdot 0,8} = 3,242 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{loc} = 5,74 \text{ кН/см}^2; \quad \delta = 1,22.$$

$$\text{При } \frac{a_1}{h_w} = \frac{a_2}{h_w} = \frac{210}{105} = 2 > 0,8 \text{ и отношение } \frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_3} = \frac{5,74}{22,604} = 0,254 \text{ не больше}$$

значения $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}$, указанного в таблице 6.3 ($\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = 0,658$ по таблице 6.3 при $\delta = 1,22$

и $\frac{a_1}{h_w} = \frac{a_2}{h_w} = \frac{210}{105} = 2$), $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_3} = 0,254 < \frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = 0,658$, то значения σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ определим в

соответствии с указаниями п. 6.5 в, соответственно по формулам (6.10) и (6.18).

$$\sigma_{cr} = 38,146 \text{ кН/см}^2, \quad \sigma_{loc,cr} = 22,16 \text{ кН/см}^2, \quad \tau_{cr} = 8,49 \text{ кН/см}^2 \text{ (см. вы-}$$

числения для первого условного отсека).

Полученные значения напряжений подставляем в формулу (6.17):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{22,604}{38,146} + \frac{5,74}{22,16}\right)^2 + \left(\frac{3,242}{8,49}\right)^2} = \sqrt{0,725 + 0,146} = 0,933 < \gamma_{\bar{n}} = 1.$$

Проведенные проверки показали, что местная устойчивость стенки во втором от опоры отсеке обеспечена.

Задания 6.1

Проверить местную устойчивость сжатого пояса главной балки балочной площадки. Расчет выполнить в упругой стадии работы материала.

Проверить местную устойчивость стенки главной балки в первом от опоры отсеке. Место изменения сечения балки на расстоянии $x = \frac{l}{6}$ от опоры (рисунок 6.5). Исходные данные принять по таблице 6.1.

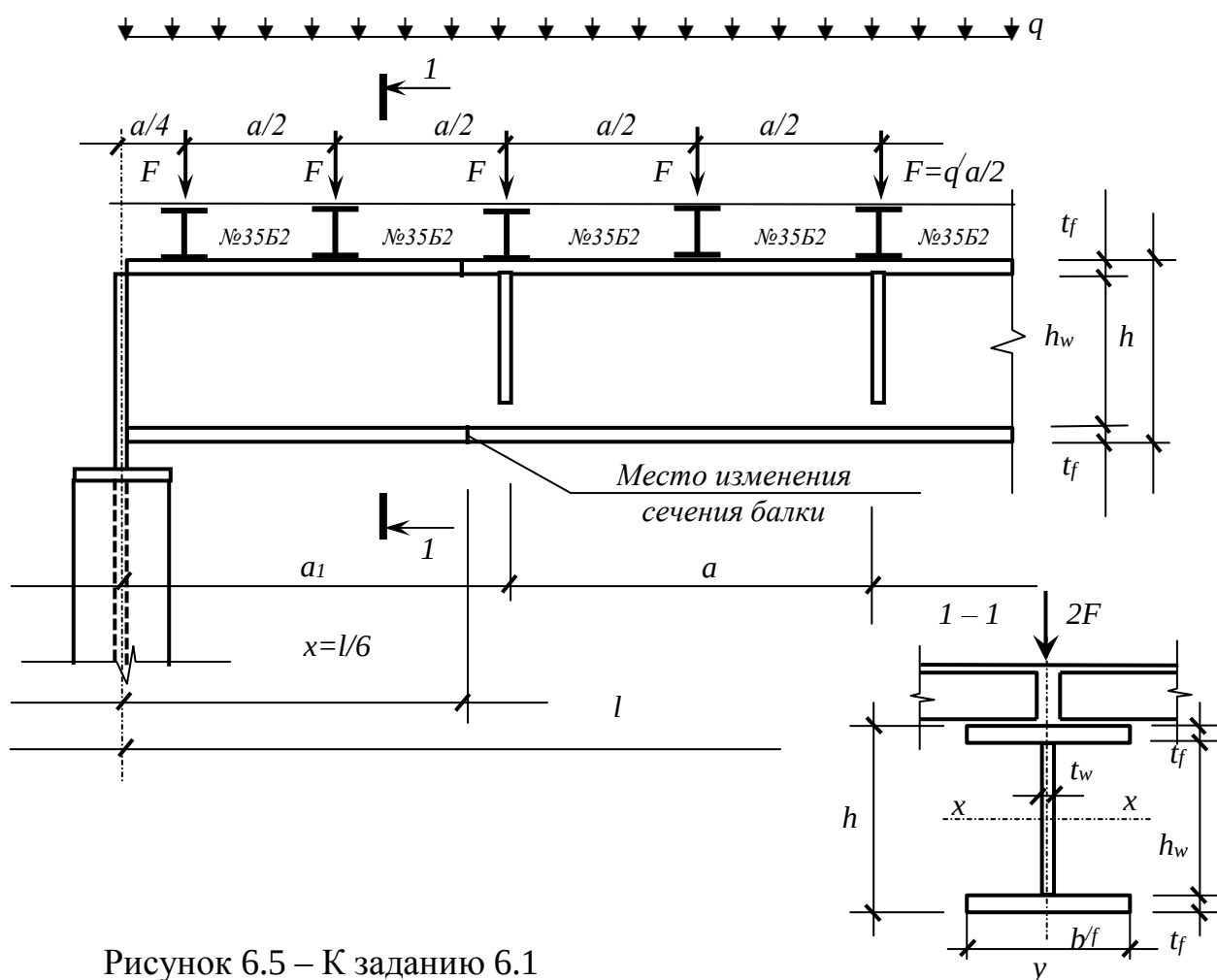


Рисунок 6.5 – К заданию 6.1

Таблица 6.1 – Исходные данные

Номер варианта	Расчетный пролет главной балки l , м	Расчетная нагрузка на главную балку q , кН/м	Поперечные размеры уменьшенного сечения балки, мм					Сталь по ГОСТ 27772 – 88	a_1 , м	a , м	$x=l/6$, м	Расчетная нагрузка на балку настила q' , кН/м
			h	h_w	t_w	b_f'	t_f					
1	12,0	150	1290	1250	10	200	20	С 245	2,5	2,0	2,0	146
2	12,0	200	1440	1400	10	220	20	С 255	2,5	2,0	2,0	195
3	15,0	150	1440	1400	10	220	20	С 275	2,75	2,2	2,5	145
4	15,0	180	1540	1500	12	240	20	С 285	2,75	2,2	2,5	174
5	15,0	180	1440	1400	12	220	20	С 345	2,75	2,2	2,5	174
6	15,0	200	1540	1500	12	240	20	С 375	2,75	2,2	2,5	194
7	18,0	150	1740	1700	12	240	20	С 275	3,25	2,6	3,0	144
8	18,0	200	1840	1800	14	260	20	С 285	3,25	2,6	3,0	193
9	18,0	220	1740	1700	14	260	20	С 345	3,25	2,6	3,0	212
10	18,0	240	1840	1800	14	260	20	С 375	3,25	2,6	3,0	231

Вопросы к практическому занятию

1. С какой целью и в каких местах устанавливают продольные, поперечные и короткие рёбра жёсткости?
2. В чём особенность расстановки рёбер жёсткости в балках, рассчитанных с учётом развития пластических деформаций?
3. По какой форме происходит выпучивание стенки балки при действии касательных напряжений $\tau > \tau_{cr}$?
4. По какой форме происходит выпучивание стенки балки при действии нормальных напряжений $\sigma > \sigma_{cr}$?
5. По какой форме происходит выпучивание стенки балки при действии местной нагрузки?
6. Как проверяют устойчивость стенки балки при отсутствии и наличии местных напряжений у сжатого пояса?

Литература – [1, 2, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 7

Подбор и проверка сечения сплошной центрально-сжатой колонны

Цель: научиться подбирать и проверять сечение сплошной центрально-сжатой колонны.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

– знать подбор и проверки сечения сплошной центрально-сжатой колонны (ПК-7, ПК-16);

– уметь подбирать и проверять сечение сплошной центрально-сжатой колонны, составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

– владеть навыками подбора и проверок сечения сплошной центрально-сжатой колонны, для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

Актуальность темы: получение навыков в подборе и проверках сечения сплошной центрально-сжатой колонны, моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов и способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документации в сфере

инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Типы сечений сплошных стальных колонн достаточно разнообразны. Они могут быть открытого [1, с. 233, рисунок 8.2; 2, с. 345, рисунок 6.16а, б] и замкнутого [1, с. 234, рисунок 8.3; 2, с. 345, рисунок 6.16в] типов, прокатные и составные. К колоннам, как и ко всем центрально-сжатым стержням, предъявляются следующие требования к сечениям: сечения должны обеспечивать экономию металла за счет выгодности геометрических характеристик и тонкостенности, быть технологичными удобными и малотрудоемкими) в изготовлении, удобными в эксплуатации (доступными для осмотра, окраски), долговечными или коррозионностойкими, ремонтпригодными, т. е. удобными для реконструкции и т.д.

Важным фактором для выбора типа сечения является условие равноустойчивости. Сечение равноустойчиво, если

$$\frac{i_x}{i_y} = \frac{l_{ef,x}}{l_{ef,y}}, \quad (7.1)$$

где $l_{ef,x}$, $l_{ef,y}$, i_x , i_y – соответственно расчетные длины и радиусы инерции сечения колонн во взаимно перпендикулярных плоскостях.

Сечения сварных колонн, состоящие из трех листов (рисунок 7.1), достаточно экономичны по затрате материала, так как могут иметь развитое сечение, обеспечивающее колонне необходимую жесткость и равноустойчивость в работе. Сварной двутавр является основным типом сечения сжатых колонн. При размерах сечения не менее указанных на рисунке 4.33 [1, с. 135], рисунке 4.21а, [2, с. 162], автоматическая сварка обеспечивает дешевый промышленный способ изготовления таких колонн.

Расчет колонны начинают с определения расчетной сжимающей силы N , которая равна сумме опорных реакций от расчетных нагрузок всех опирающихся на колонну элементов, веса колонны и связей. Далее, определившись с

сопряжениями примыкающих или опирающихся на нее элементов и сопряжения колонны с фундаментом, выбирают расчетную схему, находят расчетные длины, назначают тип поперечного сечения колонны, выбирают сталь с учетом назначения конструкции, принимают γ_c .

Подбор сечения сплошной колонны (рисунок 7.1) начинают с определения требуемой площади сечения

$$A_{red} = N / (\varphi R_y \gamma_c), \quad (7.2)$$

где N – расчетное усилие в колонне; φ – коэффициент продольного изгиба определяется по таблице 9 приложение 8 по предварительно принятой гибкости $\lambda = 50 \div 80$; γ_c – коэффициент условий работы (таблица , приложение).

Для сплошных колонн с расчетным усилием $N = 1500 - 2500$ кН и расчетной длиной $l_{ef} = 5 \div 6$ м можно задаться гибкостью $\lambda = 100 \dots 70$, при расчетных усилиях $N = 2500 - 4000$ кН можно предварительно принять гибкость $\lambda = 70 \dots 50$.

Далее при принятой гибкости определяют требуемые радиусы инерции

$$i_{red,x} = \varphi_{ef,x} / \lambda, \quad i_{red,y} = \varphi_{ef,y} / \lambda \quad (7.3)$$

и требуемые габаритные размеры сечения (рисунок 7.1)

$$h_{red} = i_{red,x} / \alpha_x; \quad b_{red} = i_{red,y} / \alpha_y, \quad (7.4)$$

где $\alpha_x; \alpha_y$ – коэффициенты для приближенного определения размеров сечения по радиусам инерции, которые можно принимать при расчетных длинах колонны $\varphi_{ef,x} / \varphi_{ef,y} \leq 2$ равными $\alpha_x = 0,43; \alpha_y = 0,24$; при $\varphi_{ef,x} / \varphi_{ef,y} \geq 4$, $\alpha_x = 0,4, \alpha_y = 0,2$ при промежуточных отношениях по интерполяции.

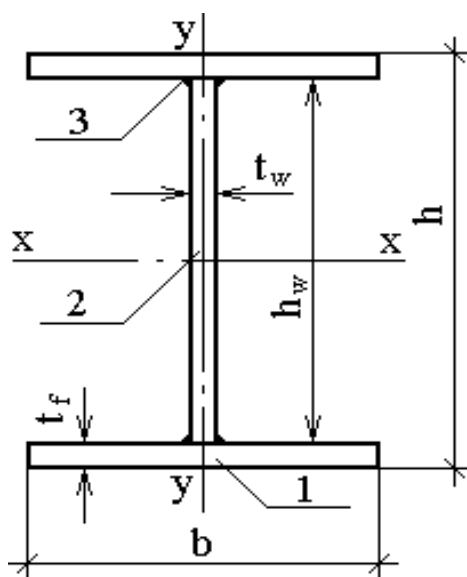


Рисунок 7.1 – Сплошное двутавровое сечение колонны из трех листов; 1 – пояс; 2 – стенка; 3 – сварные швы

Для уменьшения сварочных напряжений и деформаций рекомендуется выполнять условие $b \leq h$ (рисунок 7.1). Часто при определении размеров b и h учитывают требования автоматической сварки ([2], рисунок 4.21a) и удобного примыкания конструкций. Размеры b и h_w должны соответствовать сортаменту универсальной стали (таблица 16, приложение 14). Для этого по таблице 16 принимается ширина полки b и определяется толщина полки t_f . В центрально-сжатых элементах с условной гибкостью $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$ от 0,8 до 4 толщину полки t_f можно определить из условия местной устойчивости

$$t_f = b / [2(0,36 + 0,10 \bar{\lambda}) \sqrt{E / R_y}] \quad (7.5)$$

При значениях $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ в формуле (7.5) следует принимать, соответственно, $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$. Приняв по сортаменту $t_f > t_{red,f}$, определяют требуемую высоту стенки $h_{red,w} = h_{red} - 2t_f$ и принимают h_w в соответствии с универсальным прокатом. Толщину стенки принимают в зависимости от вели-

чины условной гибкости $\bar{\lambda}$:

при $\bar{\lambda} < 2,0$

$$t_{red,w} = h_w / [(1,3 + 0,15\bar{\lambda}^2) \sqrt{E/R_y}] ; \quad (7.6)$$

при $\bar{\lambda} \geq 2,0$

$$t_{red,w} = h_w / [(1,20 + 0,35\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}] , \quad (7.7)$$

$$\text{но не менее } t_{red,w} = h_w / (2,3 \sqrt{E/R_y}) , \quad (7.8)$$

где h_w – принятый размер высоты сечения стенки.

Толщину стенки $t_w > t_{red,w}$ принимают по сортаменту универсальной стали (таблица 16, приложение 14).

Приняв листы по сортаменту, определяют площадь A , скомпонованного, при принятой гибкости, сечения. $A = h_w \cdot t_w + 2b \cdot t_f$. Отличие площади скомпонованного сечения A от требуемой площади сечения A_{red} , определенной по формуле (7.2), более чем на 10 %, говорит, обычно, о неправильно принятой гибкости. В этом случае размеры сечения необходимо откорректировать. Для этого можно изменить величину предварительно принимаемой гибкости λ и вновь определить размеры сечения по формулам (7.2 – 7.8). Следует иметь в виду, если $A > A_{red}$, то вновь принимаемую гибкость надо увеличить, если $A < A_{red}$, то уменьшить.

Если площадь скомпонованного сечения A отличается от требуемой площади A_{red} менее чем на 10 %, то скомпонованное сечение проверяют на устойчивость. Для этого определяют геометрические характеристики сечения:

$$I_x ; I_y ; i_x = \sqrt{I_x / A} ; \quad i_y = \sqrt{I_y / A} , \quad (7.9)$$

$$\text{где } I_x = \left(\frac{t_w \cdot h_w^3}{12} \right) + 2b \cdot t_f \left[h + \left(\frac{t_f}{2} \right) \right]^2 ; \quad I_y = 2 \cdot \frac{(t_f b_f^3)}{12}$$

и гибкости стержня колонны

$$\lambda_x = l_{ef,x} / i_x; \quad \lambda_y = l_{ef,y} / i_y, \quad (7.10)$$

где $l_{ef,x}$ – расчетная длина колонны в плоскости $y - y$, относительно оси $x - x$; $l_{ef,y}$ – расчетная длина колонны в плоскости $x - x$, относительно оси $y - y$. Расположение осей в сечении колонны см. рисунок 7.1.

По наибольшей гибкости (λ_x и λ_y) по таблице 9, приложение 8 или по таблицам в [1, 2, 5] определяют и выполняют проверку устойчивости колонны по формуле

$$\sigma = N / (\varphi \cdot A) \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (7.11)$$

В случаях недонапряжения, превышающих 10 % (а в соответствии с нормами [5, п. 1.9] не более 5 %, размеры сечения следует вновь откорректировать (необходимо уменьшить площадь сечения A за счет изменения размеров сечения колонны) и проверить. Перенапряжения не допускаются. При перенапряжении необходимо увеличить площадь сечения A .

При незначительных усилиях в колонне ее сечение подбирают по предельной гибкости $[\lambda]$, установленной нормами. Для колонн предельная гибкость $[\lambda]$ не должна превышать $[\lambda] \leq 180 \div 60\alpha$. Приняв $\alpha=0,5$ получают максимально допустимую гибкость. $[\lambda]_{\max}=180 - 60 \cdot 0,5=150$. Определяют минимально возможные радиусы инерции

$$i_{\min,x} = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]_{\max}}, \quad i_{\min,y} = \frac{l_{ef,y}}{[\lambda]_{\max}} \quad (7.12)$$

и наименьшие размеры сечения

$$h_{\min} = \frac{i_{\min,x}}{\alpha_x}, \quad b_{\min} = \frac{i_{\min,y}}{\alpha_y}. \quad (7.13)$$

Рекомендуется принимать $b \leq h$.

По сортаменту универсальной стали (таблица 16, приложение 14) принимают ширину полки $b \geq b_{\min}$ и из условия местной устойчивости определяют требуемую толщину полки $t_{red,f}$ по формуле (7.5). Приняв по сортаменту $t_f \geq t_{red,f}$, но не менее $t_f \geq 6$ мм, определяют требуемую высоту стенки $h_w \geq h_{red,w}$,

$h_{red,w} = h_{min} - 2t_f$, в соответствии с универсальным прокатом. Требуемую толщину стенки $t_{red,w}$ определяют по формулам (7.7) – (7.8) и принимают $t_w \geq t_{red,w}$ (по сортаменту универсальной стали). Определяют площадь скомпонованного сечения $A = h_w \cdot t_w + 2 \cdot b \cdot t_f$ и проверяют его по формулам (7.9) – (7.11). В формулах (7.9) $\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \leq [\lambda]_{max} = 150$; $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \leq [\lambda]_{max} = 150$. Обычно такое сечение имеет недонапряжения больше 10 %. Его оставляют, так как оно было скомпоновано исходя из минимально необходимых размеров b и h и наименьшей возможной толщины элементов (по условиям местной устойчивости).

Устойчивость полок и стенки (после выполнения условия по формуле (7.11)) проверяют по максимальной условной гибкости $\bar{\lambda}$ по формулам:

для полки при $\bar{\lambda} = (0,8 \div 4)$

$$b_{ef}/t_f \leq (0,36 + 0,10\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}, \quad (7.14)$$

где $b_{ef} = (b - t_w)/2$; при значениях $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ в формуле (7.14) следует принимать, соответственно, $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$; для стенки:

$$h_w/t_w \leq (1,3 + 0,15\bar{\lambda}^2) \sqrt{E/R_y} \quad \text{при } \bar{\lambda} < 2,0 \quad (7.15)$$

и
$$h_w/t_w \leq (1,2 + 0,35\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y} \quad \text{при } \bar{\lambda} \geq 2,0, \text{ но не более} \quad (7.16)$$

$$h_w/t_w = 2,3 \sqrt{E/R_y}.$$

Если местная устойчивость не обеспечена, размеры сечения необходимо изменить, при этом следует стремиться к минимальному увеличению площади сечения. После изменения размеров сечения необходимо проверять местную устойчивость по формулам (7.14) – (7.16), а в случае уменьшения размеров b и h – общую устойчивость по формулам (7.9) – (7.11).

Для уменьшения случайных погнутостей колонн их максимальная гибкость λ_x или λ_y не должна быть больше предельной $[\lambda_{lim}] = 180 - 60\alpha$, где $\alpha = (N / \varphi A R_y \gamma_c)$ – коэффициент, учитывающий недогруженность колонны,

принимаемый не менее 0,5.

Если сечение колонны скомпоновано по условию предельной гибкости, то его фактические гибкости λ_x , λ_y не должны превышать значения предельной $[\lambda_{lim}] = 180 - 60\alpha$, где $\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}$ принимаемый не менее 0,5.

При назначении сечения по предельной гибкости, а также в случае недонапряжения колонны, отношение b_{ef} / t_f и h_w / t_w можно умножить на коэффициент $\sqrt{R_y \cdot \varphi / \sigma}$, но не более, чем на 1,25, где $\sigma = N / A$; φ – меньшее из значений, использованное при проверке устойчивости элемента.

Стенки сплошных колонн при $h_w / t_w \geq 2,3 \sqrt{E / R_y}$ следует укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2,5 \div 3) h_w$ одно от другого, на каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер. Минимальные размеры поперечных ребер жесткости определяются по п. 7.10 [5]

Угловые сварные швы 3 (рисунок 7.1), для соединения поясов со стенкой колонны, принимаются в зависимости от максимальной толщины соединяемых листов (обычно полки) по таблице 3, приложение 3. В центрально-сжатых колоннах из сварных двутавров допускается применять односторонние поясные швы. В узлах крепления к колонне с односторонними поясными швами связей, балок, распорок и т. п. в зоне передачи усилия и в том числе с деталей баз и оголовков следует принимать двусторонние поясные швы. При этом двусторонние швы должны выходить за контуры прикрепляемого элемента (узла) на длину $30 k_f$ с каждой стороны.

Пример 7.1

Подобрать и проверить сечение сплошной колонны высотой 5.5 м с шарнирным закреплением концов в обеих плоскостях. Материал конструкции

– сталь С235 с расчетным сопротивлением $R_y=23 \text{ кН/см}^2$. Расчетное усилие $N=3710 \text{ кН}$. Коэффициент условия работы $\gamma_c=1$ Расчетная температура $t \geq -30^\circ\text{C}$, климатический район строительства II₅.

Решение

Назначаем двутавровое сечение, сварное из трех листов (рисунок 7.1). Расчетные длины при шарнирном закреплении концов равны геометрическим: $l_{ef,x}=l_{ef,y}=5 \text{ м}$.

Задаемся гибкостью $\lambda=60$, по таблице 9, приложение 8, $\varphi=0,81$, определяем требуемую площадь сечения по формуле (7.2)

$$A_{red} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \gamma_c} = \frac{3710}{0,81 \cdot 23 \cdot 1} = 199,14 \text{ см}^2.$$

Вычисляем требуемые радиусы инерции и габариты сечения по формулам (7.3), (7.4):

$$i_{xt} = i_{yt} = 550 / 60 = 9,17 \text{ см};$$

$$h_t = \frac{i}{\alpha_1} = \frac{9,17}{0,43} = 21,32 \text{ см};$$

$$b_t = \frac{i}{\alpha_2} = \frac{9,17}{0,24} = 38,21 \text{ см}.$$

По технологическим требованиям (из условия сварки поясных швов автоматом) назначаем $b=h=40 \text{ см}$ и проводим дальнейший расчет только относительно оси $y - y$, так как относительно оси $x - x$ гибкость стержня будет почти в два раза меньше.

Определим минимально допустимые по условиям местной устойчивости толщины поясов и стенки. Предварительно находим условную гибкость $\bar{\lambda}$ и

величину $\sqrt{\frac{E}{R_y}}$

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 60 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 2,005,$$

$$\sqrt{\frac{E}{R_y}} = \sqrt{\frac{20600}{23}} = 29,39,$$

т. к. $\bar{\lambda} > 2$, то требуемую толщину стенки находим по формуле (7.7), а толщину полки по формуле (7.5)

$$\text{Толщина стенки } t_{red,w} = \frac{h}{(1,2 + 0,35\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{40}{(1,2 + 0,35 \cdot 2,005) \cdot 29,93} = 0,703 \text{ см.}$$

$$\text{Толщина полки } t_{red,f} \approx \frac{b_f}{2 \cdot (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{40}{2 \cdot (0,36 + 0,1 \cdot 2,005) \cdot 29,93} = 1,193 \text{ см.}$$

Компонуем сечение так, чтобы: получить общую площадь $\sim 199 \text{ см}^2$ с передачей большей ее части на полки; используя стандартный металлопрокат (таблица 16, приложение 14); сохраняя генеральные размеры назначенного сечения и обеспечивая местную устойчивость элементов. Принимаем толщину стенки не менее 7,03 мм, а полок – не менее 11,93 мм. С учетом толщины и ширины сортамента листового проката (таблица 16, приложение 14), назначаем стенку из листа 10×380 мм, полки – из листов 20×400 мм.

Вычислим геометрические характеристики сечения

$$A = 2 \cdot 2 \cdot 40 + 10 \cdot 38 = 198 \text{ см}^2;$$

$$I_y = \frac{2 \cdot t_f \cdot b_f^3}{12} = \frac{2 \cdot 2 \cdot 40^3}{12} = 21333 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{21333}{198}} = 10,38 \text{ см.}$$

Находим фактическую гибкость стержня λ_y по формуле (7.10), коэффициент φ по таблице 9 приложение 8 и проверяем устойчивость по формуле (7.10), (7.11)

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{550}{10,38} = 52,99; \varphi = 0,842;$$

$$\frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{3710}{0,842 \cdot 198} = 22,25 \frac{\sigma}{\sigma_c} < R_y \cdot \gamma_c = 23 \cdot 1 = 23 \frac{\sigma}{\sigma_c}.$$

$$\text{Недонапряжение (запас): } \left[\frac{(23 - 22,25)}{23} \right] 100\% = 3,26\% < 5\%.$$

Проверка местной устойчивости полок и стенки.

Условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 52,99 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,77$.

Проверяем местную устойчивость полки по формуле (7.14), определив

предварительно $\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{(40-1)/2}{2} = 9,75$

$$9,75 < (0,36 + 0,1 \cdot 1,77) \sqrt{\frac{20600}{23}} = 16,071,$$

местная устойчивость полки обеспечена.

Местную устойчивость стенки проверяем по формуле (7.14), т.к. $\bar{\lambda} < 2$

$$\frac{38}{1} = 38 < (1,3 + 0,15 \cdot 1,77^2) \sqrt{\frac{20600}{23}} = 52,97.$$

Следовательно, местная устойчивость стенки обеспечена.

Так как $\frac{h_w}{t_w} = 38 < 2,3 \sqrt{\frac{20600}{24}} = 67,38$, то стенку сплошной колонны по

длине не нужно укреплять поперечными ребрами, расположенными на расстоянии $(2,5 - 3)h_w$ одно от другого. По требованиям норм СНиП на отправочном элементе должно быть предусмотрено не менее двух ребер (п. 7.21* [5]).

Проверяем, чтобы $\lambda_y \leq [\lambda_{lim}]$. $[\lambda_{lim}] = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,9675 = 121,9$,

где $\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{3710}{0,842 \cdot 198 \cdot 23 \cdot 1} = 0,9675$; $\lambda_y = 52,99 < [\lambda_{lim}] = 121,9$.

Условие выполнено. Сечение колонны принято.

Задания

Задача 1

Подобрать и проверить сечение центрально сжатой колонны сплошного составного сечения. Исходные данные принять по таблице 7.1.

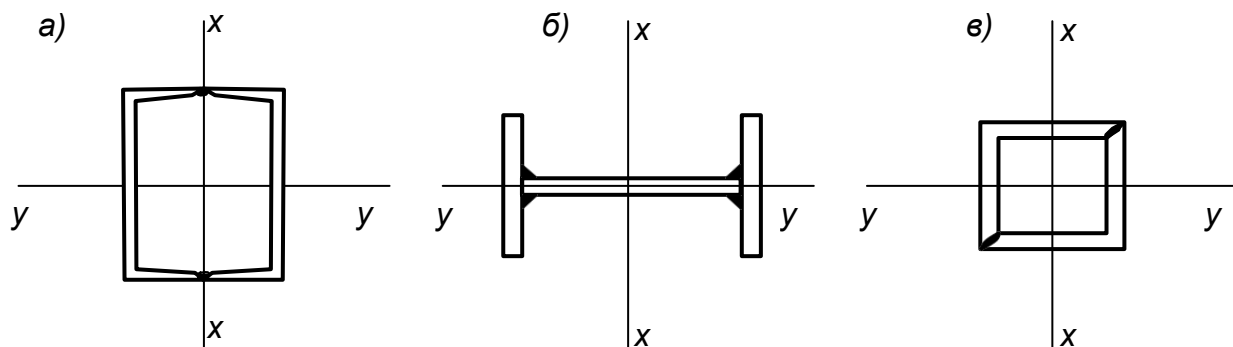


Рисунок 7.2 – Типы сечений сплошных составных центрально-сжатых колонн

Таблица 7.1 – Исходные данные

№ варианта	Высота колонны H , м	Расчетная длина колонны		Тип сечения колонны по рисунку 7.2	Расчетное усилие N , кН	Сталь по ГОСТ 27772-88
		в плоскости x $l_{ef,x}$, м	в плоскости y $l_{ef,y}$, м			
1	5,0	2,5	5,0	<i>a</i>	900	C 245
2	8,0	8,0	8,0	<i>б</i>	2000	C 245
3	6,0	4,2	4,2	<i>б</i>	1200	C 275
4	4,5	4,5	4,5	<i>в</i>	850	C 245
5	6,5	4,55	4,55	<i>б</i>	2500	C 345
6	5,5	2,75	5,5	<i>a</i>	950	C 345
7	6,0	6,0	6,0	<i>б</i>	2100	C 375
8	3,5	3,5	3,5	<i>б</i>	800	C 245
9	3,0	1,5	3,0	<i>a</i>	1600	C 345
10	4,0	2,8	2,8	<i>a</i>	1800	C 345

Вопросы к практическому занятию

1. Какие типы сечений наиболее часто применяются для сплошных колонн?
2. Когда сечение сплошной составной центрально-сжатой колонны будет равноустойчивым?
3. Как проверить устойчивость центрально-сжатой колонны сплошного

составного двутаврового сечения?

4. Когда необходимо укреплять стенки сплошных колонн поперечными ребрами жесткости и для чего?

5. Каковы правила размещения этих ребер?

Литература – [1, 2, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 8

Подбор и проверки сечения сквозной центрально-сжатой колонны

Цель: научиться подбирать и проверять сечение сквозной центрально-сжатой колонны.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

– знать подбор и проверки сечения сквозной центрально-сжатой колонны (ПК-7, ПК-16);

– уметь подбирать и проверять сечение сквозной центрально-сжатой колонны, составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

– владеть навыками подбора и проверок сечения сквозной центрально-сжатой колонны, для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

Актуальность темы: получение навыков в подборе и проверках сечения сквозной центрально-сжатой колонны, моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов и способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документации в сфере

инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Стержень сквозной центрально-сжатой колонны обычно состоит из двух ветвей колонны, связанных между собой планками или решетками, располагаемыми в двух плоскостях. Ветви принимают из швеллеров, рисунок 8.1а или двутавров, рисунок 8.1б. Двутавры применяют, когда несущая способность швеллеров недостаточна. Ось, пересекающая ветвь, называется материальной; ось параллельная ветвям, называется свободной. Расстояние между ветвями устанавливается из условия равноустойчивости стержня.

В сквозных колоннах из двух ветвей необходимо обеспечить свободный зазор между ветвями колонны, $a \geq 100$ мм (рисунок 8.1а, б) для возможности окраски внутренних поверхностей.

При расстоянии между ветвями колонн в 0,8 – 1 м и более рекомендуется назначать решетку раскосной, так как безраскосная решетка (с планками) получается тяжелой.

Для сохранения неизменяемости контура поперечного сечения сквозных колонн с решетками в двух плоскостях, ветви соединяют поперечными диафрагмами, располагаемые у концов отправочного элемента. Роль диафрагм могут выполнять приваренные к стержню колонн и планкам (траверсам) плиты баз и оголовков колонн.

Расчет сквозных колонн, как и колонн сплошного сечения, начинают с определения расчетной сжимающей силы N , определения сопряжения с примыкающими или опирающимися на нее элементами и сопряжении колонны с фундаментом. Выбирают расчетную схему, сталь с учетом назначения конструкции, принимают γ_c .

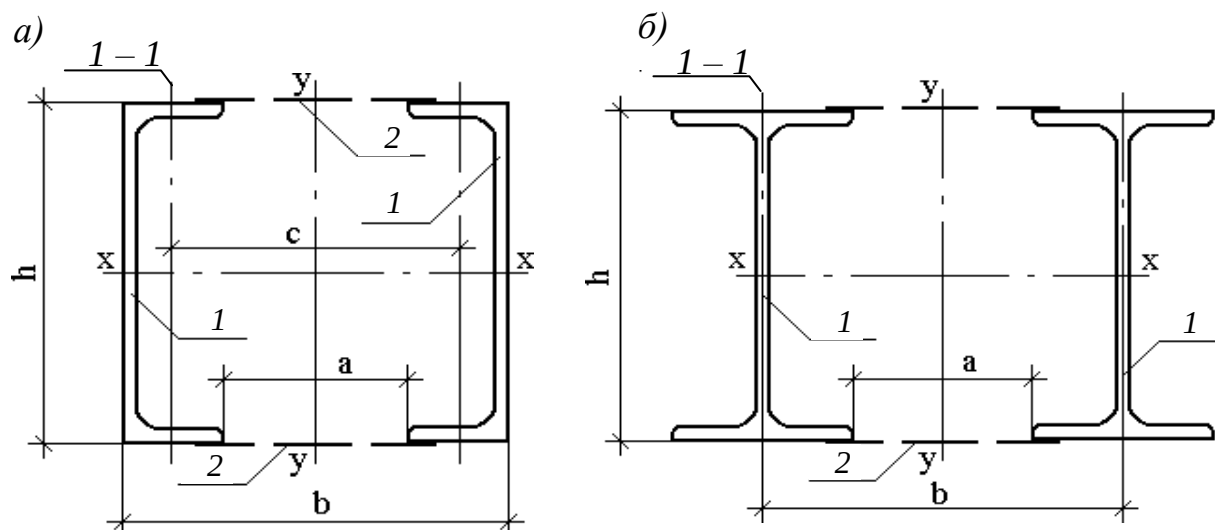


Рисунок 8.1 – Сечения сквозных колонн: *a* – сквозное из швеллеров; *б* – сквозное двухветвевое из двутавров; 1 – ветви; 2 – планки

Размеры сечения колонны определяются в основном из условий общей и местной устойчивости обычно методом последовательных приближений. Это объясняется тем, что в используемую при расчете формулу для определения требуемой площади сечения колонны (8.2) входит два неизвестных A_{red} и φ , одним из которых, чаще всего φ , приходится первоначально задаваться приближенно.

Предварительно гибкостью относительно материальной оси сечения $x - x$ (рисунок 8.1*a, б*) можно задаться в пределах $\lambda_x = 60 \div 100$. По принятой гибкости и минимальной расчетной длине $\varphi_{ef,x}$ определяют требуемый радиус инерции сечения

$$i_{red,x} = \varphi_{ef,x} / \lambda_x \quad (8.1)$$

и требуемую площадь сечения двух ветвей колонны

$$A_{red} = N / (\varphi R_y \gamma_c), \quad (8.2)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба, определяют по принятой гибкости λ_x и расчетному сопротивлению R_y по таблице 15, приложение 13.

Благодаря более рациональному распределению материала в сечении сквозных колонн расчетная гибкость у них бывает несколько меньше, чем у сплошных (при равных условиях). Для сквозных колонн с расчетной нагрузкой N до 1500 кН и расчетными длинами $l_{ef} = 5 - 7$ м можно задаться гибкостью $\lambda = 90 - 60$, для более мощных колонн с нагрузкой $N = 2500 - 3000$ кН при тех же расчетных длинах, можно принять гибкость $\lambda = 60 - 40$.

Требуемая площадь ветви равна половине A_{red} . По сортаментам прокатных швеллеров, а если A_{red} велика, то двутавров (таблицы 6, 7, приложений 6, 5) подбирают профиль, имеющий наиболее близкие к требуемым характеристики A_{red} и $i_{red, x}$, и проверяют принятое сечение на устойчивость относительно материальной оси $x - x$ по фактической площади сечения двух ветвей A и радиусу инерции i_x . Для проверки определяют

$$\lambda_x = \square_{ef, x} / i_x \quad (8.3)$$

находят коэффициент продольного изгиба по таблице 15, приложение 13 и сравнивают

$$\sigma = N / (\varphi \cdot A) \leq R_y \gamma_c, \quad (8.4)$$

где A – фактическая площадь сечения двух ветвей колонны.

Если $\sigma < R_y$ на 10 % и более, то необходимо принять меньшие профили и проверить новое сечение по формулам (8.3) – (8.4).

Кроме проверки устойчивости относительно материальной оси по формуле (8.4) необходимо, чтобы гибкость колонны не превышала предельную $[\lambda_{lim}] = 180 - 60\alpha$, то есть должно выполняться условие

$$i_x \geq \square_{ef, x} / (180 - 60\alpha), \quad (8.5)$$

где $\alpha = N / (\varphi A R_y \gamma_c)$, но не менее 0,5.

После подбора сечения ветвей из условия равноустойчивости $\lambda_{ef} = \lambda_x$ определяют расстояние между ветвями b (рисунок 8.1а, б). Здесь λ_{ef} – приведенная гибкость относительно свободной оси сечения $y - y$ с учетом податли-

вости решетки и гибкости ветвей. Для сечения на планках при учете только гибкости ветвей

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}, \quad (8.6)$$

где λ_1 – гибкость ветви в плоскости, перпендикулярной оси 1 – 1 на участках между приваренными планками (в свету);

λ_y – гибкость колонны в плоскости перпендикулярной оси $y - y$ без учета податливости решетки и гибкости ветвей.

Из условия равноустойчивости $\lambda_{ef} = \lambda_x$ и условия (8.6), приняв первоначально $\lambda_1 \leq 40$, определяют $\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}$.

Желательно, чтобы $\lambda_y \geq \lambda_1$.

По гибкости λ_y определяют требуемый радиус инерции

$$i_{red,y} = \square_{ef,y} / \lambda_y \quad (8.7)$$

и требуемый размер b_{red}

$$b_{red} = i_{red,y} / \alpha_y, \quad (8.8)$$

где α_y – коэффициент для приближенного определения радиуса инерции, равный для сечения из двух швеллеров (по рисунку 8.1а) $\alpha_y = 0,44$; для сечения из двух двутавров (по рисунку 8.1б) $\alpha_y = 0,52$.

Принимаемый размер b должен обеспечить необходимый для окраски зазор $a \geq 100$ мм (рисунок 8.1а, б). Размер b должен быть кратным 10 мм.

Приняв размер b , сечение проверяют на устойчивость в плоскости, перпендикулярной свободной оси $y - y$. Для этого вычисляют момент инерции относительно оси $y - y$

$$I_y = 2I_b + A_b c^2 / 2, \quad (8.9)$$

где A_b ; I_b – соответственно площадь сечения ветви и ее момент инерции относительно оси 1 – 1, проходящей через центр тяжести ветви (рисунок 8.1а, б);

$I_b = I_y$ (таблицы 6, 7, приложений 6, 5);

c – расстояние между центрами тяжести ветвей (рисунок 8.1а)
 $c = b - 2z_0$, если ветви из швеллеров и $c = b$, если из двутавров (рисунок 8.1б).

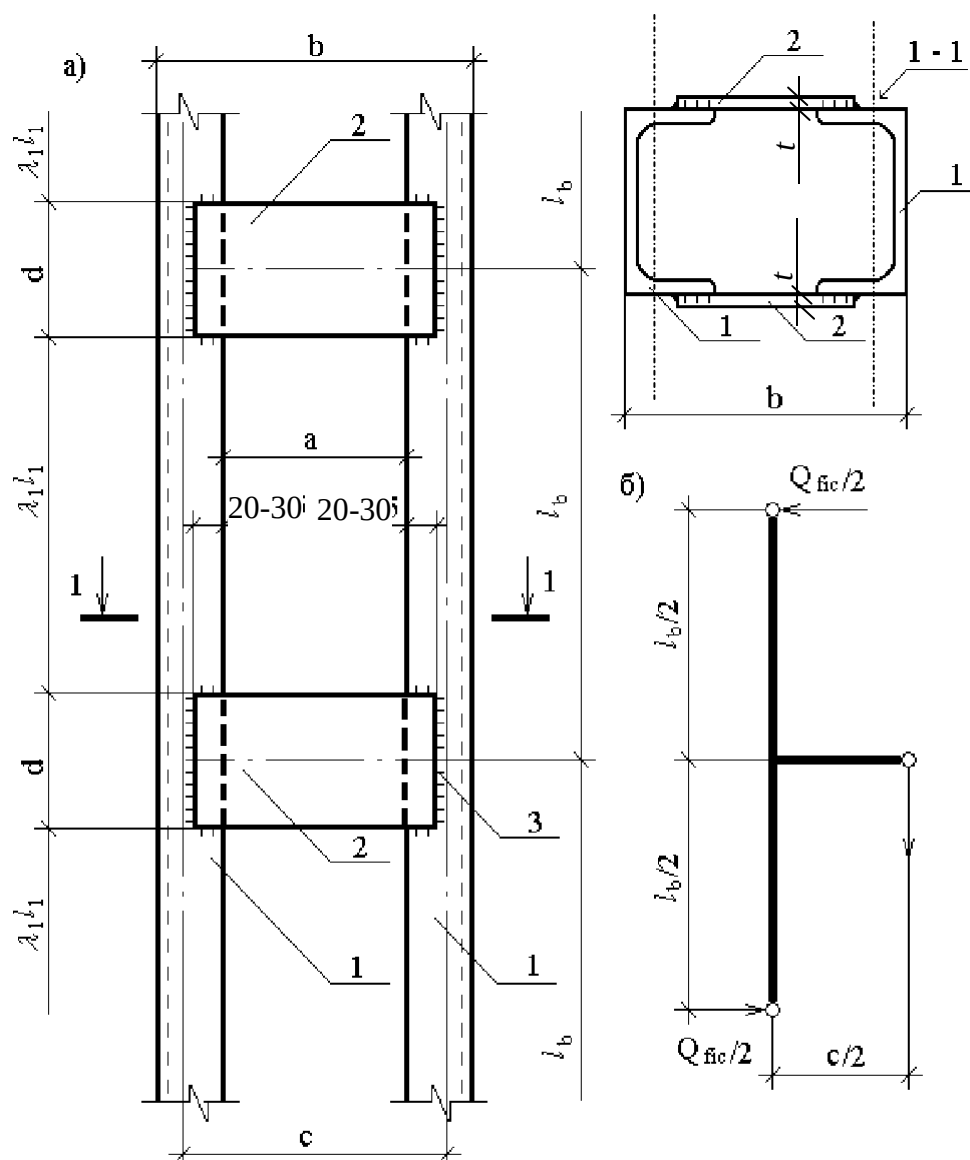


Рисунок 8.2 – соединение ветвей колонны планками:

а) – конструктивное решение; б) – расчетная схема; 1 – ветви колонны; 2 – соединительные планки; 3 – сварные швы

Затем определяют радиус инерции i_y и гибкость λ_y по формулам

$$i_y = \sqrt{I_y / A}; \quad \lambda_y = \lambda_{ef,y} / i_y. \quad (8.10)$$

Далее задаются размерами соединительных планок. При выполнении планок из листовой стали их размеры (рисунок 8.2 а) в первом приближении принимают в пределах

$$d = (0,2 \div 0,6)b; \quad t \geq d/30. \quad (8.11)$$

Ширина планок для сечений из швеллеров обычно меньше, чем для сечений из двутавров. Нахлест планок на ветви принимают $20 \div 30$ мм (рисунок 8.2а).

Приняв размеры планок, определяют отношение погонной жесткости планки к погонной жесткости ветви

$$n = I_s \cdot \square_b / (I_b \cdot c), \quad (8.12)$$

где $I_s = t \cdot d^3 / 12$ – момент инерции сечения планки;

$\square_b = \lambda_1 \cdot i_1 + d$ – расстояние между центрами планок;

c – расстояние между центрами тяжестей ветвей; $c = b - 2z_0$, если ветви из швеллеров и $c = b$, если из двутавров;

I_b ; i_1 – соответственно момент и радиус инерции ветви относительно оси 1 – 1 (рисунок 8.1а, б).

Если $n > 10$, сечение планок следует уменьшить.

Если $n \geq 5$, приведенную гибкость определяют по формуле (8.6), в которой λ_y определяют по формуле (8.10).

Если $n < 5$ – по формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_1^2(1 + \frac{1}{n})}. \quad (8.13)$$

Приведенная гибкость λ_{ef} не должна превышать $[\lambda_{lim}] = 180 - 60\alpha$, при определении используют λ_{ef} . По значениям λ_{ef} и R_y , находят величину φ (таблица 9, приложения 8) и проверяют устойчивость по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c. \quad (8.14)$$

Если проверка не выполняется, то обычно увеличивают b и проверяют устойчивость вновь.

Соединительные планки сквозной колонны (рисунок 8.2) работают на изгиб и срез от условной поперечной силы (Q_{fc}), возникающей при продольном изгибе колонны. Q_{fc} определяется по формуле:

$$Q_{fc} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot (2330 - E / R_y) \cdot N / \varphi, \quad (8.15)$$

где N – продольное усилие в составном стержне;

φ – коэффициент продольного изгиба, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительных элементов и определяемый по гибкости λ_{ef} .

Расчет соединительных планок и их крепления (рисунок 8.2б) должен выполняться как расчет элементов безраскосных ферм на силу F , срезающую планку,

$$F = Q_s \cdot b / c \quad (8.16)$$

и момент M , изгибающий планку в ее плоскости,

$$M = Q_s \cdot b / 2, \quad (8.17)$$

где Q_s – условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости, равная при расположении планок в двух плоскостях

$$Q_s = Q_{fic} / 2. \quad (8.19)$$

Для оговоренной конструкции планок (рисунок 8.2) прочность будет обеспечена, если достаточна прочность швов их крепления к ветвям.

Если швы заведены на горизонтальную грань планки на 20 мм с каждой стороны, то расчетную длину шва можно принимать $\sum w = d$ (рисунок 8.2а).

Для обеспечения прочности катет шва k_f должен быть не менее величин, определяемых из условий прочности сварных угловых швов по двум сечениям: по металлу шва и металлу границы сплавления. Для крепления планок желательно применять сварку полуавтоматическую в среде углекислого газа CO_2 , сварочную проволоку Св – 08Г2С, диаметром $d=1,4 - 2$ мм (таблица 55*, приложения 2 [5] или таблица , приложение), положение шва при сварке нижнее. Расчет ведут по сечению с меньшей прочностью R_{wm} , принимаемой равной меньшей из величин,

$$R_{wm} = \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}, \text{ или } R_{wm} = \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz}, \quad (8.20)$$

тогда

$$k_f = (1 / (\sum w R_{wm})) \cdot \sqrt{(6M / \sum w)^2 + F^2}, \quad (8.21)$$

где R_{wf} – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва (его можно принять по таблице 10, приложение 9);

$R_{wz} = 0,45R_{un}$ – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу границы сплавления;

R_{un} – временное сопротивление стали разрыву (нормативное сопротивление свариваемой стали по пределу прочности) (таблица 51* [5] или таблица 15, приложение 13);

γ_{wz} и γ_{wf} – коэффициенты условий работы, равные 1 во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в климатических районах I₁, I₂, II₂, II₃ (с расчетной температурой $< -40^{\circ}\text{C}$), для которых $\gamma_{wf} = 0,85$, для металла шва с нормативным сопротивлением металла шва $R_{wun} = 410$ МПа, и $\gamma_{wz} = 0,85$ – для всех сталей, для примеров на практических занятиях γ_{wz} и γ_{wf} равны 1;

β_f и β_z – коэффициенты, принимаемые по таблице 8, приложение 7) и учитывающие проплавление металла при сварке.

Значение k_f не должно быть меньше минимального по условию свариваемости (таблица 3, приложение 3), не больше толщины планки и должно соответствовать условию (при толщине полки ветви меньше толщины планки) $k_f \leq 1,2 t_{\min}$.

Если $k_f > t$ или $k_f > 1,2 t_{\min}$, то нужно увеличить высоту планки d .

Пример 8.1

Подобрать и проверить сечение стержня сквозной центрально-сжатой колонны на планках длиной 10 м (рисунки 8.1а, 8.2) при шарнирном закреплении концов в обеих плоскостях. Материал конструкций – сталь С 235 с расчетным сопротивлением $R_y = 23$ кН/см². Расчетное усилие 2300 кН, $\gamma_c = 1$. расчетная температура $t \geq -30^{\circ}\text{C}$. Климатический район строительства II₅.

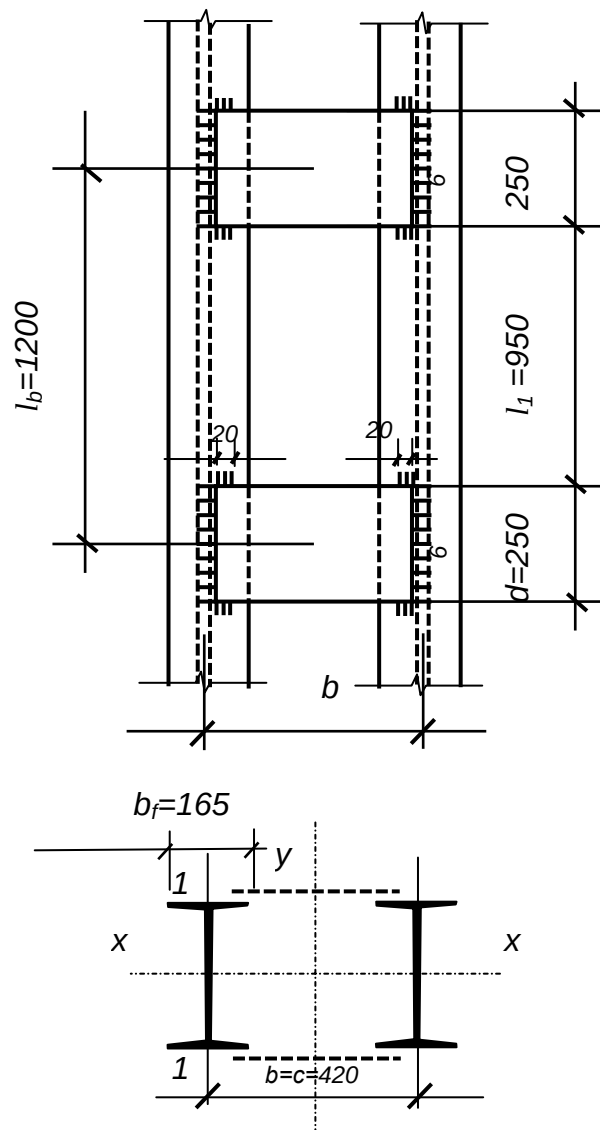


Рисунок 8.3 – Стержень сквозной колонны из двух двутавров с планками, к примеру, 8.1

Решение

Расчет относительно материальной оси $x - x$

Задаемся гибкостью $\lambda = 70$, по таблице 9, приложение 8 находим $\varphi = 0,761$, определяем требуемую площадь сечения по формуле (8.2) и радиус инерции по формуле (8.2): $A_{red} = N/(\varphi R_y \gamma_c) = 2300/(0,761 \cdot 23 \cdot 1) = 131,4 \text{ см}^2$;

$$i_{red,x} = \frac{1000}{80} = 12,25 \text{ см.}$$

По таблице 6, приложение 5 назначаем сечение из двух двутавров $\text{I} 40 \text{ Б } 2$ с площадью $A = 2 \cdot 69,72 = 139,44 \text{ см}^2$ и радиусом инерции $i_x = 16,3 \text{ см}$ (площадь сечения двух швеллеров не достаточна).

Проверяем устойчивость относительно материальной оси $x - x$ (рисунок 8.1б) по формулам (8.3) и (8.4):

$$\lambda_x = l_{ef,x}/i_x = 1000/16,3 = 61,35; \varphi = 0,804;$$

$$N/(\varphi A) = 2300/(0,804 \cdot 139,44) = 20,52 \text{ кН/см}^2 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2. \text{ Недонапряже-}$$

ние (запас): $\left[\frac{(23 - 20,52)}{23} \right] \cdot 100\% = 10,78\%$, сечение из двух двутавров $\frac{40}{1}$ Б 1 не

подходит. Проверяем, чтобы $\lambda_x \leq [\lambda_{lim}]$.

$$[\lambda_{lim}] = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,892 = 126,48,$$

$$\text{где } \alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{2300}{0,804 \cdot 139,44 \cdot 23 \cdot 1} = 0,892 \quad \lambda_x = 61,35 < [\lambda_{lim}] = 126,48.$$

Расчет относительно свободной оси $y - y$

Задаем гибкость ветви $\lambda_1 = 40$, помня при этом, что заданная гибкость должна быть обеспечена при последующем конструировании колонны путем выполнения условия $l_1/i_1 \leq 40$. Требуемая гибкость стержня относительно оси $y - y$ будет равна $\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{61,35^2 - 40^2} = 46,52$, чему соответствует требуемый радиус инерции $i_y = l_{ef,y}/\lambda_y = 1000/46,52 = 21,5$ см и искомое расстояние между ветвями (приложение 10 [2] или формула (8.8))

$$b_{red} = i_y / 0,52 = 21,5 / 0,52 = 42 \text{ см.}$$

Проверяем наличие зазора $a \geq 100$ мм между полками двутавров, необходимого для окраски конструкций: $a = b_{red} - b_f = 420 - 165 = 225$ мм. Расстояние между осями ветвей увеличивать не требуется и принимаем его $b = b_{red} = 42$ см (рисунок 8.1б и 8.3).

Геометрические характеристики назначенного сечения: $A_b = 69,72 \text{ см}^2$; $I_b = 865 \text{ см}^4$; $i_1 = 2,52 \text{ см}$;

$$\text{по формуле (8.9) } I_y = 2 \cdot 865 + 69,72(42^2/2) = 63223,04 \text{ см}^4;$$

$$c = 42 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{63223,04}{2 \cdot 69,72}} = 21,29 \text{ см.}$$

Для определения приведенной гибкости стержня необходимо знать погонные жесткости ветвей и планок. Принимаем высоту планки по формуле

(8.11) $d = (0,6 \cdot 420)$, $b = 250$ мм, толщину планки $t \geq d/30 = 8,33$ мм. Принимаем $t = 10$ мм. Момент инерции планки $I_s = 1 \cdot 25^3 / 12 = 1302,08$ см⁴. Расстояние между осями планок $l_b = l_1 + d = \lambda_1 \cdot i_1 + d = 40 \cdot 2,52 + 20 = 120$ см. Отношение погонных жесткостей по формуле (8.12) будет равно $n = I_s l_b / (I_{bc}) = 1302,08 \cdot 120 / (865 \cdot 42) = 4,3 < 5$.

Гибкость стержня относительно оси $y - y$ $\lambda_y = l_{ef,y} / i_y = 1000 / 21,29 = 46,97$.

Так как $n < 5$, то приведенную гибкость находим по формуле (8.13)

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82 \lambda_1^2 \left(1 + \frac{1}{n}\right)} = \sqrt{46,97^2 + 0,82 \cdot 40^2 \left(1 + \frac{1}{4,3}\right)} = 61,83 > 61,35.$$

Проверяем устойчивость относительно свободной оси $y - y$.

По таблице 9 приложение 8 при $\lambda_{ef} = 61,83$ $\varphi = 0,8018$.

Проверку устойчивости выполняем по формуле (8.14)

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{2300}{0,8018 \cdot 139,44} = 20,57 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y = 23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Условие $\lambda_{ef} \leq [\lambda_{lim}]$ можно не проверять, так как гибкость $\lambda_{ef} = 61,83$ значительно меньше $[\lambda_{lim}]$.

Далее выполняют расчет по формулам (8.15) – (8.21).

Находим условную поперечную силу Q_{fic} по формуле (8.15)

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \cdot \varphi \right) \cdot N = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{20600}{23} \right) \cdot \frac{2300}{0,8018} = 29,42 \text{ кН}.$$

Условная поперечная сила, приходящаяся на одну ветвь колонны, по формуле (8.19)

$$Q_s = \frac{Q_{fic}}{2} = \frac{29,42}{2} = 14,71 \text{ кН}. \text{ Поперечная сила и момент, действующий в}$$

планке по формулам (8.16), (8.17)

$$F = \frac{Q_s \cdot l_b}{c} = \frac{14,71 \cdot 120}{42} = 42,03 \text{ кН}; \quad M = \frac{Q_s \cdot l_b}{2} = \frac{14,71 \cdot 120}{2} = 882,6 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Выполняем расчет швов, соединяющих планку с ветвями колонны.

Расчетная длина швов, прикрепляющих одну планку $l_w = d = 25$ см (так как швы заводим на горизонтальную грань на 20 мм с каждой стороны рисунок

8.3).

Угловой шов проверяется на условный срез от равнодействующей напряжений.

Определим катет шва k_f (сечение швов), соединяющих планку со стержнем колонны. Принимаем полуавтоматическую сварку в среде углекислого газа CO_2 , сварочную проволоку Св – 08Г2С, диаметром $d=1,4 - 2$ мм (таблица , приложение), положение шва при сварке нижнее. Согласно таблице 10, приложение 9 и таблице 15, приложение 13, $R_{wf}=215 \text{ МПа}=21,5 \text{ кН/см}^2$; $R_{wz}=0,45R_{un}=0,45 \cdot 36=16,2 \text{ кН/см}^2$. По таблице 8, приложение 7, $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$. Находим расчетное сечение по формуле (8.20)

$$R_{wm} = \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c = 0,9 \cdot 21,5 \cdot 1 = 19,35 \text{ кН/см}^2,$$

$R_{wm} = \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} = 1,05 \cdot 16,2 \cdot 1 = 17,01 \text{ кН/см}^2$, так как $\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} > \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz}$, расчетным сечением является сечение по металлу границы сплавления $R_{wm} = 17,01 \text{ кН/см}^2$.

По формуле (8.21) находим расчетный катет шва по металлу границы сплавления

$$k_f = \left(\frac{1}{l_w R_{wm}} \right) \cdot \sqrt{\left(\frac{6M}{l_w} \right)^2 + F^2} = \left(\frac{1}{25 \cdot 17,01} \right) \cdot \sqrt{\left(\frac{6 \cdot 882,6}{25} \right)^2 + 42,03^2} = 0,508 \text{ см} \approx 0,6 \text{ см} = 6 \text{ мм}.$$

По таблице 3, приложение 3, минимальный катет $k_{f, \min} = 5$ мм (соединение – нахлесточное; вид сварки – полуавтоматическая; предел текучести стали до 430 МПа – стальС 235; толщина более толстого из свариваемых элементов – толщина полки двутавра 40 Б2, $t_f=11,5 \text{ м} > t=10 \text{ мм}$ (t – толщина планки, см. расчет выше). Расчетный катет шва $k_f = 6 \text{ мм} > k_{f, \min} = 5 \text{ мм}$, не больше толщины планки $t=10 \text{ мм}$, поэтому окончательно принимаем для крепления планки к ветвям колонны расчетный катет $k_f = 6 \text{ мм}$.

Задания

Задача 1

Подобрать и проверить сечение центрального сжатой двухветвевой колонны сквозного сечения на планках. Исходные данные принять по таблице 8.1.

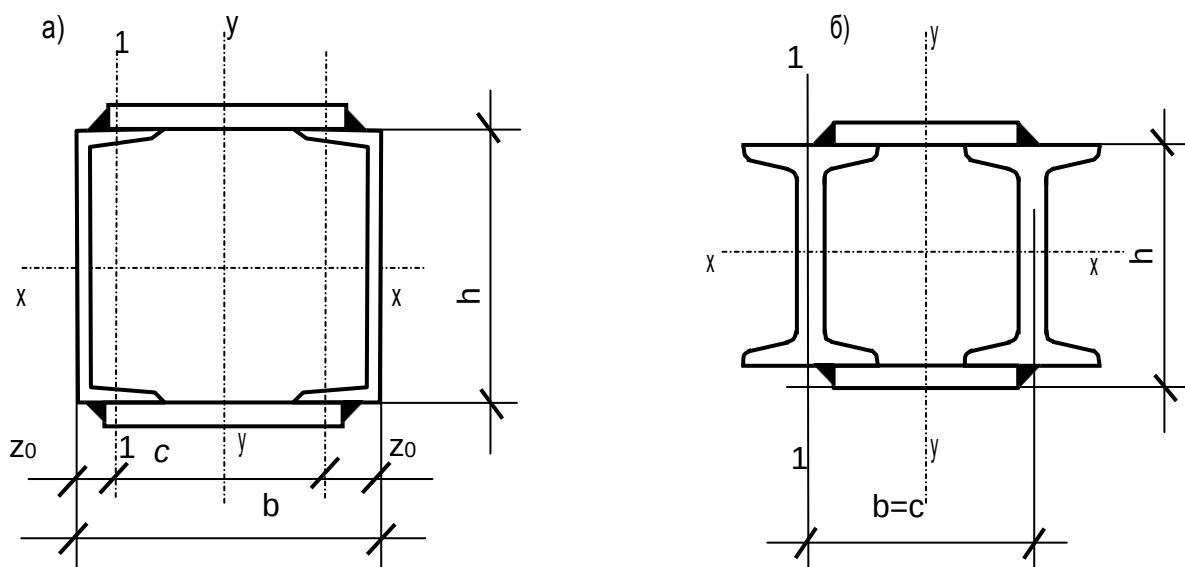


Рисунок 8.2 – Типы сечений сквозных двухветвевых центрально-сжатых колонн на планках

Таблица 8.1 – Исходные данные

№ варианта	Высота колонны H , м	Расчетная длина колонны		Тип сечения колонны по рисунку 8.2	Расчетное усилие N , кН	Сталь по ГОСТ 27772-88
		в плоскости x $l_{ef,x}$, м	в плоскости y $l_{ef,y}$, м			
1	6,0	4,2	4,2	а	1800	C245
2	7,5	5,25	5,25	а	2000	C245
3	9,0	9,0	9,0	б	1500	C245
4	6,5	4,55	4,55	б	2100	C245
5	7,5	5,25	5,25	а	900	C245
6	9,5	9,5	9,5	а	1000	C245
7	8,0	5,6	5,6	б	1750	C275
8	9,5	9,5	9,5	б	2000	C275
9	9,0	9,0	9,0	б	600	C235
10	10,0	5,0	10,0	б	800	C235

Вопросы к практическому занятию

1. Какие типы сечений наиболее часто применяются для сквозных колонн?
2. Какую функцию в сквозных колоннах выполняют соединительные планки?
3. Какая из главных осей инерции сечения сквозной колонны называется материальной, а какая – свободной?
4. В отношении какой из осей (материальной, свободной) определяется приведенная гибкость?
5. Когда сечение сквозной двухветвевой центрально-сжатой колонны на планках будет равноустойчивым?
6. Как проверить устойчивость центрально-сжатой сквозной двухветвевой колонны на планках?

Литература – [1, 2, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 9

Компоновка однопролетной, одноэтажной рамы производственного здания

Цель: научиться выполнять компоновку однопролетной, одноэтажной рамы производственного здания.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

– знать компоновку однопролетной одноэтажной рамы производственного здания (ПК-7, ПК-16);

– уметь выполнять компоновку однопролетной, одноэтажной рамы производственного здания, составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

– владеть навыками компоновки однопролетной, одноэтажной рамы производственного здания, для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

Актуальность темы: получение навыков в выполнении компоновки однопролетной, одноэтажной рамы производственного здания, моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов и способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей

документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Рассмотрим компоновки бескранового здания, и здания с мостовыми опорными кранами при опирании крана на подкрановую ветвь нижней части колонны.

Бескрановое здание (рисунок 9.1). Компоновку рам начинают с установления размеров по вертикали. Размеры по вертикали определяют по отношению к нулевой отметке, соответствующей уровню пола.

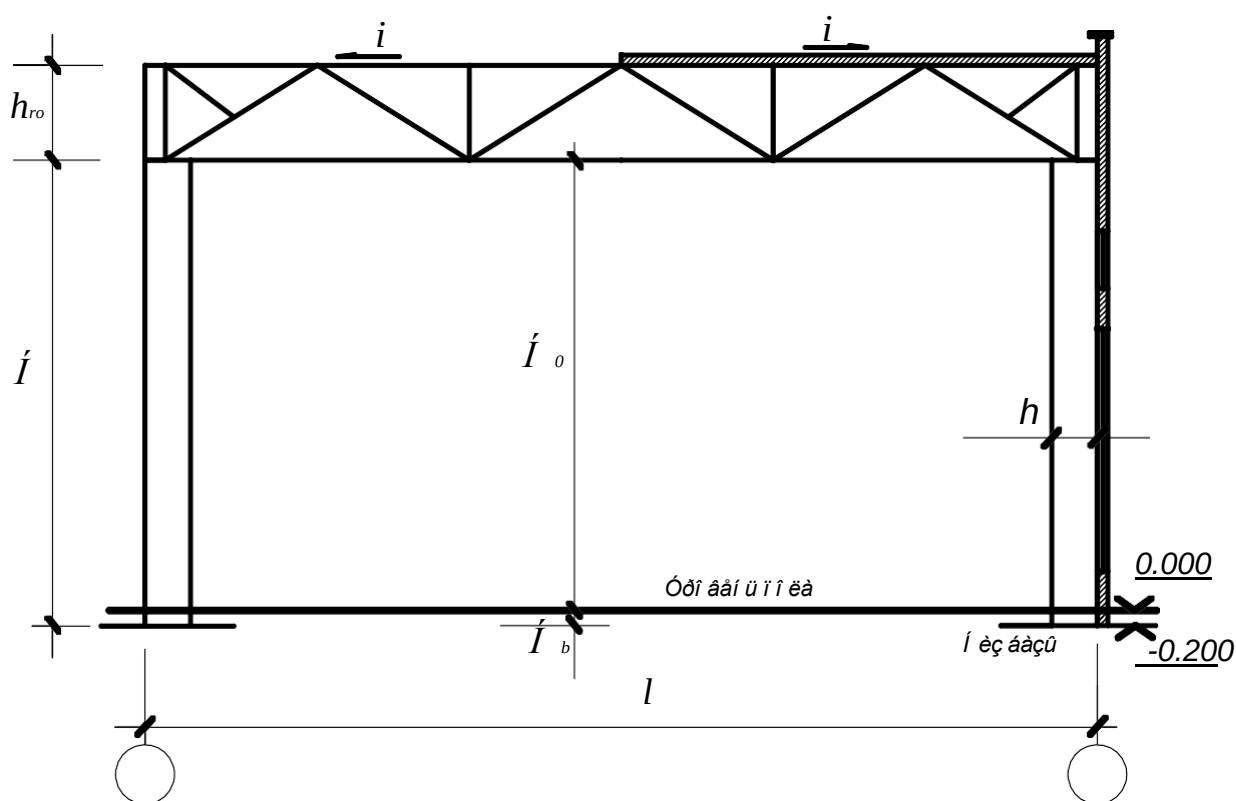


Рисунок 9.1 – Схема каркаса бескранового здания

Полезную высоту здания H_0 , от уровня пола до низа фермы, принимают в соответствии с технологическим заданием, но не менее 2,4 м и назначают ее кратной 0,6 м. При выборе H_0 в качестве определяющего фактора выступает либо габаритный размер по высоте стационарного оборудования $H_{об}$

$$H_0 = H_{об} + (200 \dots 400) \text{ мм}, \quad (9.1)$$

либо параметры напольного транспортного средства и перемещаемого груза.

Высота колонны от низа базы до нижнего пояса фермы

$$H = H_0 + H_b, \quad (9.2)$$

где H_b — заглубление опорной базы колонны ниже нулевой отметки, которое назначают так, чтобы верх базы (анкеров или ребер и траверс) не доходил до уровня чистого пола на 50...100 мм. Окончательно этот размер можно установить только после расчета базы. Если предполагается выполнить базу из толстой плиты без траверс (в зданиях небольших пролетов $l=18, 24$ м), то $H_b = 150...200$ мм, при больших пролетах $l=30, 36$ м и нагрузках — $H_b = 400...600$ мм.

Участок в пределах высоты опорной части ригеля при шарнирном сопряжении его с колонной обычно оформляют в виде отдельного отправочного элемента — опорной стойки. Длину этой стойки h_{r0} принимают равной высоте фермы на опоре. Можно ориентироваться на типовые серии стропильных ферм для пролетов 18...36 м, в которых рекомендованы двускатные фермы с уклоном $i=1,5...2,5\%$ и высотой на опоре 3150 мм, а также на типовые серии ферм из парных уголков пониженной высоты — 2250 мм для пролетов 18 и 24 м, которые применяют только при покрытиях из стальных профилированных настилов, уложенных по прогонам.

Привязку колонн к продольным разбивочным осям a в таких зданиях принимают нулевой.

Высоту сечения колонн в плоскости рамы назначают из условия жесткости, ориентировочно принимая $h = (1/20...1/30) H$.

Здания с мостовыми опорными кранами (рисунок 9.2). Исходным данным при определении размеров по вертикали является отметка головки кранового рельса H_1 , которую задают в технологическом задании на проектирование (или в задании на РГР).

Размеры по вертикали.

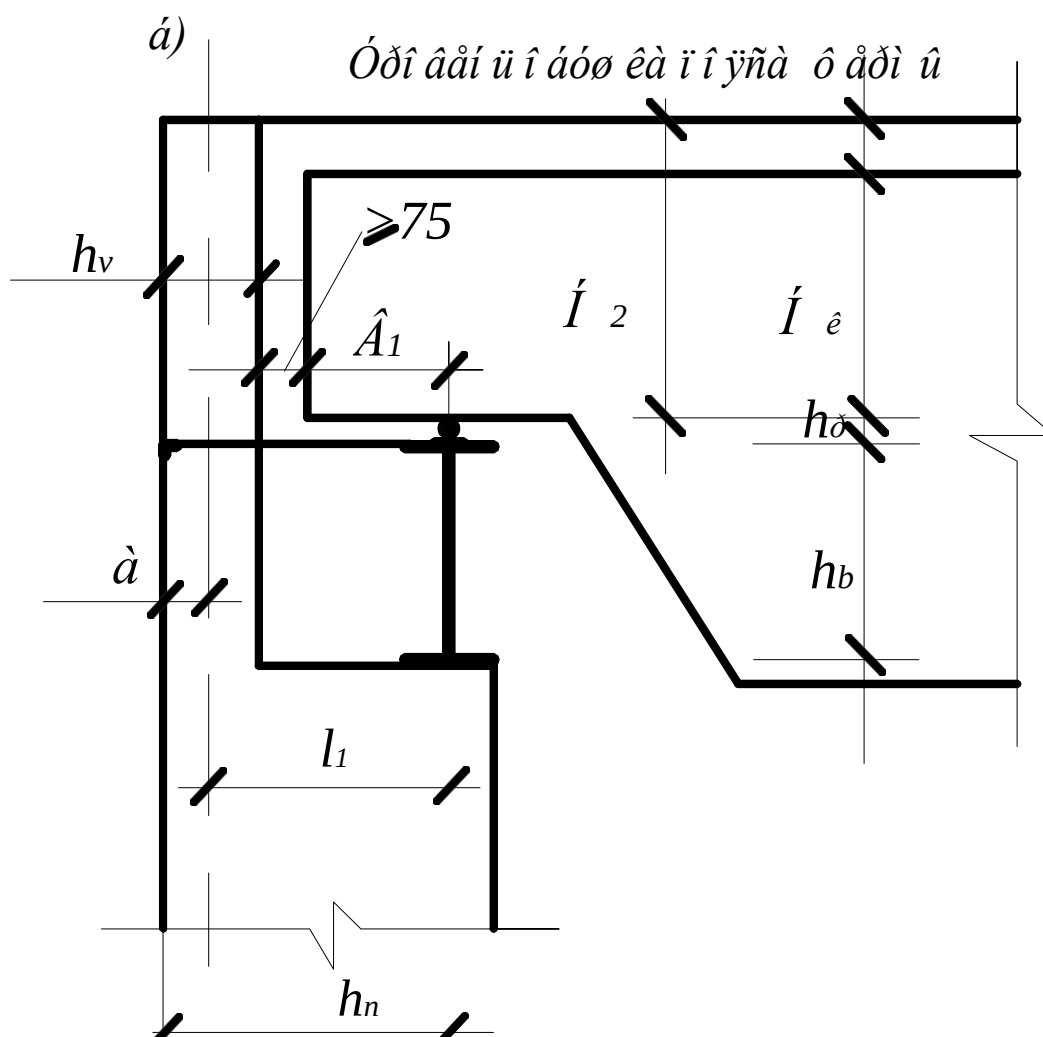
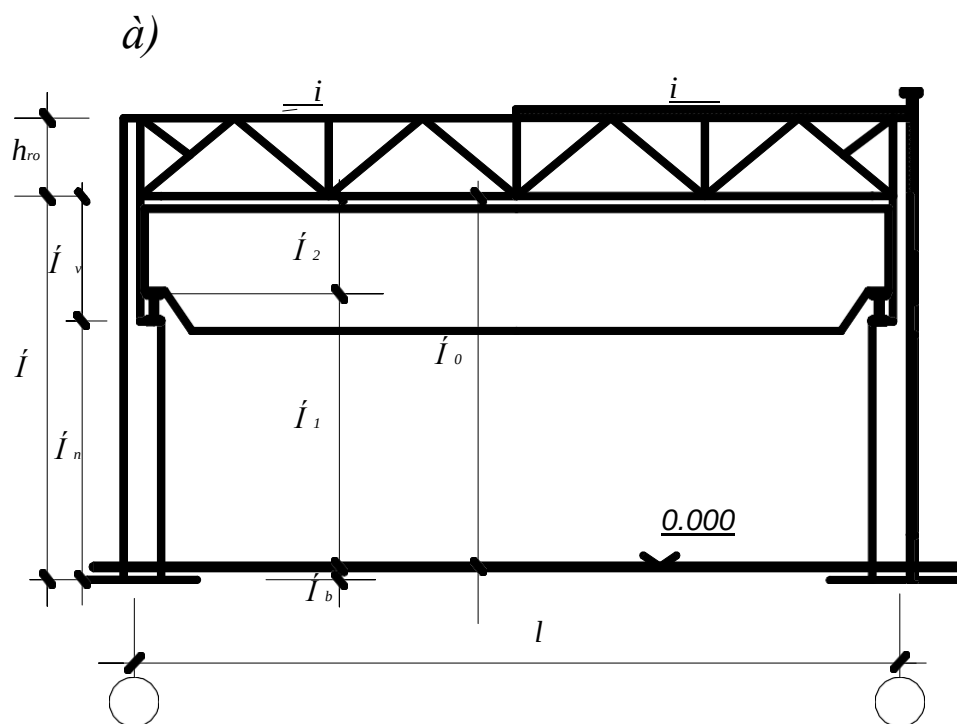


Рисунок 9.2 – Схема каркаса здания с мостовыми опорными кранами при опирании крана на подкрановую ветвь нижней части колонны

Размер H_2 включает в себя габаритный размер мостового крана H_k – от головки кранового рельса до верхней точки тележки крана плюс установленный по требованиям техники безопасности зазор 100 мм между этой точкой и стропильными конструкциями, H_k – см. таблицу , приложение , зазор c , который учитывает прогиб фермы и провисание связей по нижним поясам ферм. В зависимости от пролета $c = 200 \dots 400$ мм (при $L = 18$ м, $c = 200$ мм; $L = 24$ м, $c = 300$ мм; $L = 30 \dots 36$ м, $c = 400$ мм).

$$H_2 = H_k + 100 + c. \quad (9.3)$$

Полная полезная высота цеха

$$H_0 = H_1 + H_2. \quad (9.4)$$

Для соблюдения условий унификации принимают H_2 кратным 200 мм и H_0 кратным 600 мм. При корректировке H_0 размер H_2 принимают минимально необходимым с кратностью 200 мм, а H_1 увеличивают, назначив его из условия

$$H_1 = H_0 - H_2 \quad (9.5)$$

Общая высота колонны рамы от низа базы до низа ригеля

$$H = H_0 + H_b. \quad (9.6)$$

Величину заглубления колонны H_b принимают с учетом высоты траверсы базы колонны. Предварительно этот размер можно принять $H_b = 500 \dots 800$ мм и уточнить после проектирования базы.

Размеры высот верхней H_v и нижней H_n частей колонны составляют

$$H_v = h_b + h_p + H_2; \quad (9.7)$$

$$H_n = H - H_v. \quad (9.8)$$

Высоту сечения подкрановой балки h_b , при компоновке, можно назначить в пределах $1/8 \dots 1/10 l_b$ (l_b – пролет подкрановой балки, равный шагу колонн B в продольном направлении) и уточнить при последующем проектировании. h_p – высота кранового рельса (таблица , приложение). Предварительно h_p можно принять равной 200 мм.

Размеры по горизонтали (рисунок 9.2). Расстояние от оси колонны до оси подкрановой балки

$$l_1 > B_1 + (h_v - a) + 75 \text{ мм}, \quad (9.9)$$

где B_1 — выступающая за ось рельса часть кранового моста, принимаемая по ГОСТу на краны (таблица , приложение), $(h_v - a)$ — расстояние от продольной оси здания до внутренней грани колонны; 75 мм — минимальный зазор между краном и колонной, принимаемый по требованиям безопасности; a — привязка наружной грани колонны к оси колонны; $a=500$ мм для относительно высоких зданий с кранами грузоподъемностью $Q=100$ т и более, а также, если в верхней части колонны устраиваются проемы для прохода. В остальных случаях $a=250$ мм.

Пролет крана L_k должен быть увязан с пролетом здания

$$L_k = L - 2l_1,$$

а поскольку пролеты кранов L_k кратны 500 мм, размер l_1 должен быть кратным 250 мм, т.е. его следует принимать равным 750, 1000, 1250, 1500 мм.

Для ступенчатой колонны (рисунок 9.2) из условия жесткости высота сечения в верхней части колонны $h_v \geq l/12H_2$. Если ригель примыкает к колонне сбоку при жестком сопряжении (рисунок 9.2), то при использовании унифицированных стропильных ферм с привязкой торца фермы к разбивочной оси 200 мм, $h_v = a + 200$, т.е. этот размер следует принять 450 или 700 мм.

В зданиях с кранами режима работы 7 К и 8 К, а также в некоторых случаях при более низком режиме по правилам Госгортехнадзора вдоль крановых путей следует предусматривать проходы. Проходы могут быть организованы через проемы в стенке колонны либо сбоку между колонной и краном (рисунок 9.3). Ширину прохода назначают не менее 400 мм, высоту — 1800 мм. При проходе в стенке колонны высота сечения верхней части колонны h_v должна быть не менее 1000 мм. При устройстве прохода сбоку размер l_1 дополнительно включает габарит прохода 400 мм и ограждения 50 мм, т.е.

$$l_1 \geq B_1 + h_v - a + 400 + 50 + 75, \text{ мм}. \quad (9.11)$$

Высоту сечения нижней части колонны принимают равной расстоянию от наружной ее грани до оси подкрановой ветви, т.е.

$$h_n = a + l_l. \quad (9.12)$$

Для обеспечения жесткости колонны в плоскости рамы рекомендуется назначать $h_n \geq 1/20H$, а при режимах работы крана 7 К – 8 К – $h_n \geq 1/15H$.

Верхнюю (надкрановую) часть колонны проектируют сплошностенчатой из прокатного или сварного двутавра, нижнюю (подкрановую) при $h_n \leq 1$ м сплошностенчатой, при $h_n \geq 1,2$ м – решетчатой.

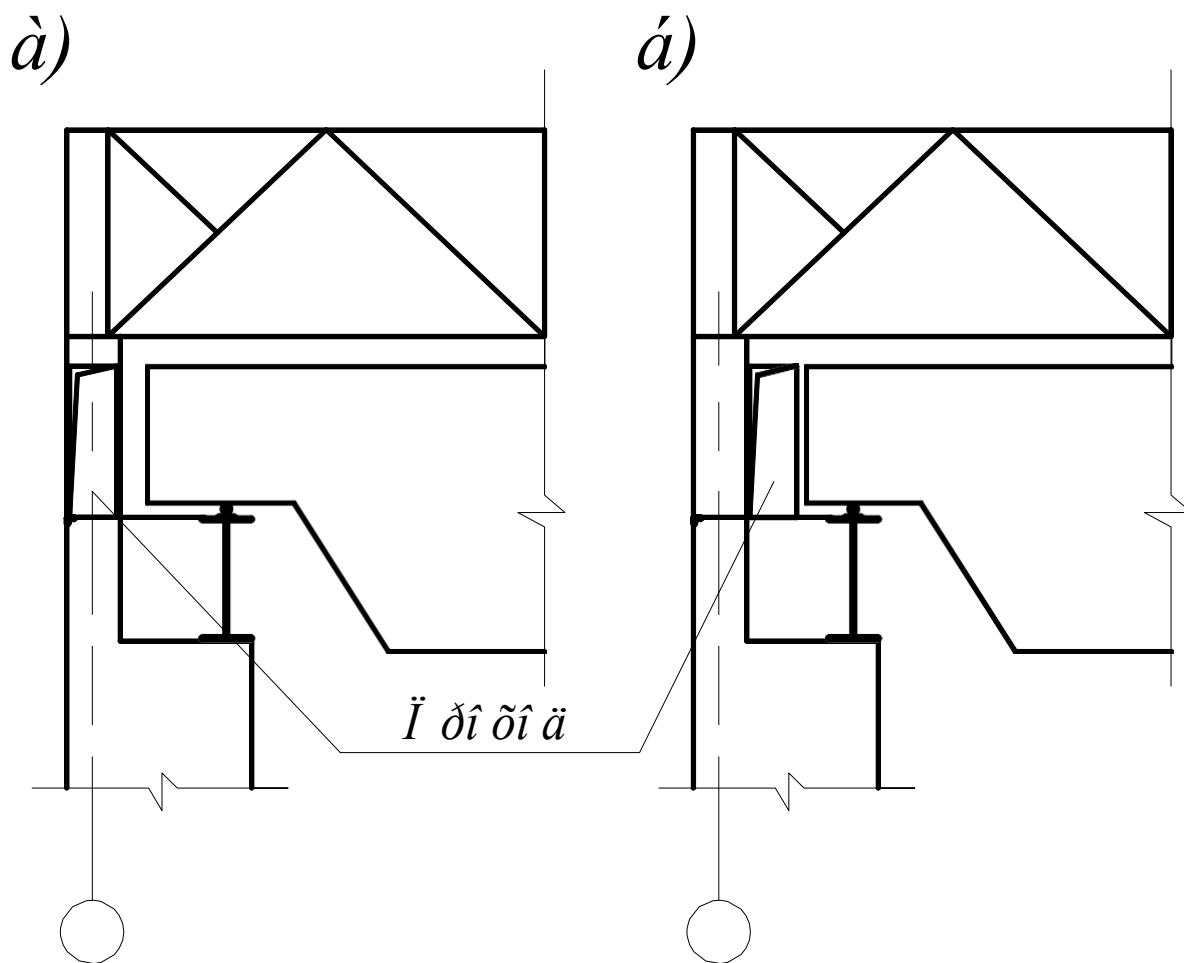


Рисунок 9.3 – Схемы колонн при наличии проходов: а – ступенчатые колонны с проходом внутри надкрановой части; б – то же, с проходом сбоку

Пример 9.1

Требуется выполнить компоновку однопролетной, одноэтажной поперечной рамы производственного здания (рисунок 9.2) при следующих исходных данных:

1.. Пролет здания

$$l = 24 \text{ м}$$

2. Отметка головки кранового рельса

$$H_1 = 19,7 \text{ м}$$

3. Длина здания	$b = 100\text{м}$
4. Шаг колонн в продольном направлении	$B = 10\text{м}$
5. Грузоподъемность крана (работают два крана по длине здания)	$Q = 80/20\text{ т}$
6. Конструкция кровли – с прогонами и стальным профилированным настилом.	
7. Место строительства	г. Тверь.
8. Материал конструкций каркаса – сталь по ГОСТ 27772 – 88, по ТЭО	
9. Материал фундамента – бетон класса	В 12.5
10. Здание – отапливаемое	
11. Режим работы кранов – 5 К (средний)	
12. Колонны – ступенчатые; сечение верхней части – сплошное, сечение нижней части – сквозное.	

Решение

Компоновка поперечной рамы.

Основным элементом рамно-связевых каркасов является поперечная рама (рисунок 9.2а), состоящая в нашем случае из двух колонн и ригеля. Сопряжение ригеля с колоннами принимаем жестким, учитывая грузоподъемность крана и отметку H_1 .

Исходными данными при определении размеров рамы по вертикали является отметка головки кранового рельса H_1 .

Находим размеры по вертикали.

Размер H_2 включает в себя: габаритный размер мостового крана H_k (таблица , приложение), допуск на изготовление крана – 100 мм; а также зазор c , который учитывает прогиб фермы и провисание связей по нижним поясам ферм. В зависимости от пролета принимаем размер c . В нашем случае c принимаем равным $c = 300$ мм. Находим H_2 по формуле (9.3)

$$H_2 = H_k + 100 + c = 3700 + 100 + 300 = 4100 \text{ мм.}$$

Принимаем размер $H_2=4200$ мм, что кратно 200 мм.

Высота цеха от уровня пола до низа стропильной конструкции H_0 по формуле (9.4):

$$H_0 = H_2 + H_1 = 4200 + 19700 = 23900 \text{ мм.}$$

H_0 принимается кратным 600 мм. $H_0 = 24000$ мм.

При корректировании H_0 , размер H_2 принимают минимально необходимым, с кратностью 200 мм, а H_1 – увеличивают, $H_1 = H_0 - H_2 = 24000 - 4200 = 19800$ мм.

Полная высота колонны по формуле (9.6)

$$H = H_0 + H_b = 24000 + 700 = 24700 \text{ мм,}$$

где величина заглубления колонны $H_b = 700$ мм, принимается с учетом высоты конструкций базы колонны.

Размеры высот верхней H_v и нижней H_n частей колонны определяем по формулам (9.7), (9.8), предварительно определив высоту сечения подкрановой балки h_b и высоту кранового рельса h_p (по таблице , приложение); $h_p = 150$ мм.

$$h_b \approx \frac{1}{10} \cdot 10000 = 1000 \text{ мм,}$$

$$H_v = 150 + 1000 + 4200 = 5350,$$

$$H_n = 24000 + 700 - 5350 = 19350.$$

Общая высота колонны по формуле (9.6)

$$H = H_v + H_n = 5350 + 19350 = 24700 \text{ мм.}$$

Высота части колонны в пределах ригеля h_{ro} зависит от принятой конструкции стропильных ферм. Принимаем типовую серийную стропильную ферму с параллельными поясами, из парных уголков, для пролета 24 м, с высотой на опоре $h_{ro} = 3150$ мм. Решетка фермы треугольная с дополнительными стойками и восходящими опорными раскосами. Кровля двускатная с уклоном $i = 1,5\%$, утепленная.

Размеры по горизонтали.

Принимаем привязку $a = 250$ мм.

Высоту сечения верхней части колонны назначаем с учетом унифицированных привязок наружных граней колонн к разбивочной оси, а также привязки ферм к разбивочной оси – 200 мм. Таким образом, высота сечения верхней части колонны: $h_v = 250 + 200 = 450$ мм.

Высота сечения верхней части колонны, по условию жесткости поперечной рамы, должна быть $h_v \geq \frac{1}{12} H_v$.

$$h_v = 450 \text{ мм} > \frac{1}{12} 5350 = 446 \text{ мм. Условие выполняется.}$$

Находим расстояние от оси колонны до оси подкрановой балки по формуле (9.9)

$$l_1 \geq B_1 + h_v - a + 75 = 400 + 450 - 250 + 75 = 675 \text{ мм.}$$

Принимаем размер $l_1 = 750$ мм, что кратно 250 мм.

Высоту сечения нижней части колонны находим по формуле (9.12).

$$h_n = a + l_1 = 250 + 750 = 1000 \text{ мм}$$

С учетом обеспечения жесткости здания в поперечном направлении высота сечения нижней части колонны должна быть не менее

$$h_n \geq \frac{1}{20} H, \quad h_n > \frac{1}{20} 24600 = 1235 \text{ мм.}$$

$$h_n = 1000 \text{ мм} < 1235 \text{ мм.}$$

Условие не выполняется, принимаем высоту сечения нижней части колонны h_n из условия требования жесткости равной $h_n = 1250$ мм, тогда размер l_1 будет равен $l_1 = 1000$ мм.

Пример 9.2

Требуется выполнить компоновку бескранового однопролетного производственного здания (рисунок 9.1) при следующих исходных данных:

- пролет здания $l = 18$ м;
- отметка верха стационарного оборудования $H_{об} = 5,5$ м;
- конструкция кровли – с прогонами и стальным профилированным настилом;

- здание – отапливаемое;
- сопряжение фермы с колоннами – шарнирное.

Решение

Определяем вертикальные габаритные размеры здания.

Находим полезную высоту здания по формуле (9.1)

$$H_0 = H_{ос} + 400 = 5500 + 400 = 5900 \text{ мм.}$$

Принимаем размер H_0 кратным 600 мм и равным $H_0=6000$ мм.

Высота колонны от низа базы до нижнего пояса фермы по формуле (9.2)

$$H = H_0 + H_b = 6000 + 200 = 6200 \text{ мм.}$$

Стропильную ферму принимаем серийную, из парных уголков, двускатную с уклоном $i=1,5\%$ и с высотой на опоре $h_{он}=2250$ мм по наружным граням уголков.

Горизонтальные размеры здания.

Привязку наружных граней колонн к осям a принимаем нулевой.

Высота сечения колонн в плоскости рамы, из условия жесткости

$$h = \frac{1}{25} H = \frac{1}{25} \cdot 6200 = 248 \text{ мм.}$$

Принимаем $h=250$ мм.

Задания

Выполнить размещение колонн в плане и компоновку поперечной рамы стального каркаса одноэтажного производственного здания с мостовыми опорными кранами. В качестве стропильной несущей конструкции принять ферму с параллельными поясами, треугольной решеткой и дополнительными стойками, с восходящим опорным раскосом. Отдельно показать решение схем связей: вертикальных между колоннами и связей по покрытию (по верхним и нижним поясам ферм). Исходные данные принять по таблице 9.1.

Таблица 9.1 – Исходные данные

№ варианта	Пролет здания l , м	Отметка головки кранового рельса H_l , м	Длина здания $n \times B$ (n – число шагов рам B , м)	Шаг колонн в продольном направлении B , м	Грузоподъемность крана Q , т	Число кранов, перемещающихся вдоль здания	Число поперечных пролетов здания	Конструкция кровли	Сопряжение фермы с колоннами каркаса	Место строительства, город	Здание отапливаемое (+), неотапливаемое (-)	Режим работы кранов	Уровень ответственности здания
1	30,0	14,0	10×7,0	7,0	32/5	2	1	беспрогонное с применением крупноразмерных ж/б плит	жесткое	Саратов	+	7 К	II
2	24,0	15,0	11×8,0	8,0	50/12,5	2	1	— // —	жесткое	Ставрополь	-	7 К	II
3	30,0	16,0	9×9,0	9,0	80/20	2	1	— // —	жесткое	Чита	+	8 К	II
4	36,0	17,0	6×10,0	10,0	100/20	2	1	— // —	жесткое	Игарка	-	5 К	II
5	36,0	18,0	7×11,0	11,0	125/20	2	1	— // —	жесткое	Новосибирск	-	7 К	II
6	24,0	19,0	6×13,0	13,0	32/5	2	1	с прогонами и мталным профилированным настилом	жесткое	Игарка	+	8 К	II
7	30,0	20,0	12×7,0	7,0	50/12,5	2	1	— // —	жесткое	Пермь	+	5 к	II
8	36,0	14,0	10×8,0	8,0	80/20	2	1	— // —	жесткое	Тула	+	7 К	II
9	30,0	15,0	8×9,0	9,0	100/20	2	1	— // —	жесткое	Магадан	+	8 К	II
10	24,0	16,0	9×10,0	10,0	125/20	2	1	— // —	жесткое	Владивосток	+	5 к	II

Вопросы к практическому занятию

1. Какие размеры здания даются в технологическом задании на проектирование?
2. Как размещаются колонны в плане на основе задания технологов?
3. Как определить размеры поперечной рамы по высоте? Какие эксплуатационные требования учитывают при этом?
4. Как унифицируют размеры поперечной рамы по высоте в однопролётных зданиях?
5. В каких случаях целесообразно проектировать колонны постоянного по высоте сечения?
6. От каких условий зависит высота сечения верхней части ступенчатой колонны?
7. Как определить высоту сечения верхней части ступенчатой колонны в зданиях с кранами режимов 7 К и 8 К?
8. Как увязать высоту сечения нижней части ступенчатой колонны с высотой сечения верхней части, с унифицированными пролётами мостовых кранов и требованием обеспечения жёсткости?
9. Какие функции выполняют связи каркаса?
10. Какие функции выполняют связи между колоннами?
11. Как размещают жёсткие блоки связей между колоннами? Почему не рекомендуется устраивать их в торцах длинных зданий? От каких условий зависит предельное расстояние от оси блока до крайней колонны, а также между соседними блоками?
12. Какие усилия и нагрузки воспринимают вертикальные связи между колоннами, и какие элементы каркаса при этих нагрузках загружены?
13. Какие функции выполняют продольные горизонтальные связи по верхним поясам ферм. Как учитывается их наличие при расчёте верхних поясов ферм?
14. Зачем используют горизонтальные поперечные связи по верхним поясам ферм?

15. Какие функции выполняют продольные горизонтальные связи по нижним поясам ферм? В каких случаях можно их не предусматривать?

16. Какие функции выполняют поперечные горизонтальные связи по нижним поясам ферм, устанавливаемые в торцах здания? Какие нагрузки они воспринимают и как передают их на колонны?

17. В каких случаях и для чего необходимо устанавливать горизонтальные поперечные связи не только в торцах здания (температурного блока, но и в других местах по его длине?

18. Какие схемы возможны для горизонтальных поперечных связей по нижним поясам ферм? Как выбрать схему решетки этих связей?

19. Какое назначение имеют вертикальные связи между фермами? Каковы их схемы?

Литература – [1, 3].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 10

Подбор и проверка сечения подкрановой балки

Цель: научиться подбирать и проверять сечения подкрановых балок.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

- знать подбор и проверки сечений подкрановых балок (ПК-7, ПК-16);
- уметь подбирать, компоновать и проверять сечения подкрановых балок, составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);
- владеть навыками подбора и проверок сечений подкрановых балок, для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

Актуальность темы: получение навыков в подборе и проверок сечений подкрановых балок, моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов и способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Расчет подкрановых балок во многом аналогичен расчету обычных балок. Однако подвижная нагрузка, вызывающая большие местные напряжения под катками крана, воздействие не только вертикальных, но и горизонтальных боковых сил, динамичность нагрузки и многократность ее приложения приводят к тому, что расчет подкрановых балок имеет особенности.

Расчетные усилия (наибольшие изгибающие моменты и поперечные силы) в подкрановых балках находят от нагрузки двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности. Так как нагрузка подвижная, то сначала нужно найти такое положение ее, при котором расчетные усилия в балки будут наибольшими. Наибольший изгибающий момент в разрезной балке от заданной системы сил возникает, когда равнодействующая всех сил, находящихся на балке, и ближайшая к ней сила равно удалены от середины пролета балки (рисунок 10.1, а); при этом наибольший изгибающий момент $M_{\max}$ будет находиться под силой, ближайшей к середине пролета балки (правило Винклера).

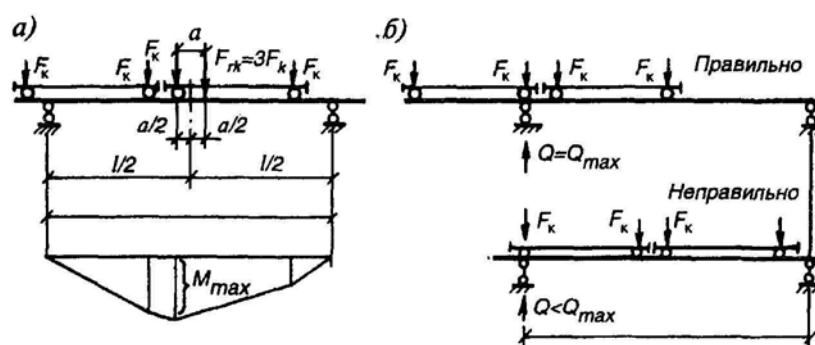


Рисунок 10.1 – К определению расчетных усилий в разрезных подкрановых балках: а – наибольший изгибающий момент в подкрановой балке; б – наибольшая поперечная сила

Поскольку сечение с наибольшим моментом расположено близко к середине пролета балки, значение $M_{\max}$ можно определить, пользуясь линией влияния момента в середине пролета. Погрешность не превышает 1...2 %.

Наибольшая поперечная сила $Q_{\max}$ в разрезной балке будет при таком положении нагрузки, когда одна из сил находится непосредственно у опоры, а остальные расположены как можно ближе к этой же опоре (рисунок 10.1, б).

В неразрезных балках наибольшие усилия определяют загрузением линий влияния, построенных для опорных и промежуточных сечений.

Расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы от вертикальной нагрузки определяют по формулам:

$$M_x = \alpha \psi \sum F_{ki} y_i, \text{ м}; \quad Q_x = \alpha \psi \sum F_{ki} y_i, \text{ кН}; \quad (10.1)$$

где ψ – коэффициент сочетания; $y_i, \text{ м}$ и $y_i, \text{ кН}$ – ординаты линий влияния момента и поперечной силы; α – коэффициент, учитывающий влияние веса балки.

Расчетный изгибающий момент M_y и поперечную силу Q_y от горизонтальной поперечной нагрузки находят при том же положении кранов

$$M_x = \psi \sum T_{ki} y_i, \text{ м}; \quad Q_x = \psi \sum T_{ki} y_i, \text{ кН}. \quad (10.2)$$

При расчете балок условно принимают, что вертикальная нагрузка воспринимается только сечением подкрановой балки (без учета тормозной конструкции), а горизонтальная – только тормозной балкой, в состав которой входят верхний пояс подкрановой балки, тормозной лист и окаймляющий его элемент (или верхний пояс смежной подкрановой балки). Таким образом, верхний пояс балки работает как на вертикальную, так и на горизонтальную нагрузку, и максимальные напряжения в точке А (рисунок 10.2) можно определить по формуле:

$$\sigma_A = \frac{M_x}{W_{x,A}} + \frac{M_y}{W_{y,A}} \leq R \gamma_{yc}, \quad (10.3)$$

соответственно в нижнем поясе

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} \leq R \gamma_{yc}, \quad (10.4)$$

где $W_{x,A}$ – момент сопротивления верхнего пояса; W_x – то же, нижнего пояса; $W_{y,A} = I_y / x_{A}$ – момент сопротивления тормозной балки для крайней точки

верхнего пояса (точка А), при отсутствии тормозных конструкций момент сопротивления верхнего пояса относительно вертикальной оси.

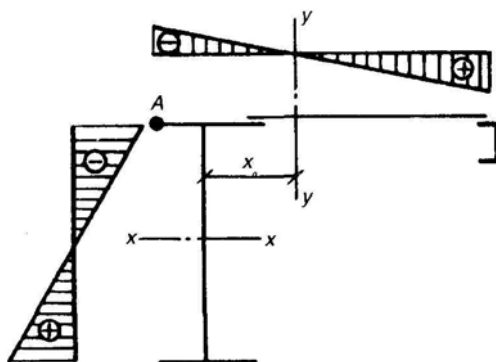


Рисунок 10.2 – К расчету подкрановых балок

Подбор сечений подкрановых балок выполняют в том же порядке, что и обычных балок. Из условия общей прочности определяют требуемый момент сопротивления. Влияние горизонтальных поперечных нагрузок на напряжение в верхнем поясе подкрановых балок можно учесть коэффициентом β и представить формулу (10.3) в виде:

$$\sigma_x = \frac{M_x \beta}{W_x} \leq R_{yc}, \quad (10.5)$$

Коэффициент β

$$\beta = 1 + \frac{M_y W_x}{M_x W_y} \approx 1 + 2 \frac{M_y h_b}{M_x h_t}, \quad (10.6)$$

Ширину сечения тормозной конструкции h_t , при компоновке рамы принимают

$h_t \approx h_n$; высоту балки h_b задают в пределах $(1/6 \dots 1/10)l$ (большие значения принимают при большей грузоподъемности крана).

Из формулы (10.5) определяем требуемый момент сопротивления $W_{x,req} = \frac{M_x \beta}{R_{yc}}$.

Затем определяют оптимальную высоту балки и толщину стенки по аналогии как для главных балок.

При определении минимальной высоты необходимо учесть, что жесткость подкрановых балок проверяют на нагрузку от одного крана, поэтому предварительно (по линии влияния или по правилу Винклера) находят максимальный момент от загрузки балки одним краном M_{xn} при коэффициенте $\gamma_f=1,0$.

Из условия полного использования материала балки при загрузке расчетной нагрузкой $h_{\min}$ определяют по формуле:

$$h_{\min} = \frac{5\gamma_{cs} R_{\sigma} l}{24 \beta E} \left[\frac{l}{f} \right] \frac{M_{xn}}{M_x}, \quad (10.7)$$

где $\frac{l}{f}$ – максимальный относительный регламентируемый нормами прогиб подкрановых конструкций.

Окончательно высоту балки принимают с учетом ширины листов (с припуском для строжки кромок) или в целях унификации конструкций – кратно 100мм. Определив требуемую площадь полки, назначают ее размеры из условий местной устойчивости при упругой работе и возможности размещения рельса с креплениями.

После компоновки проводят все проверки принятого сечения.

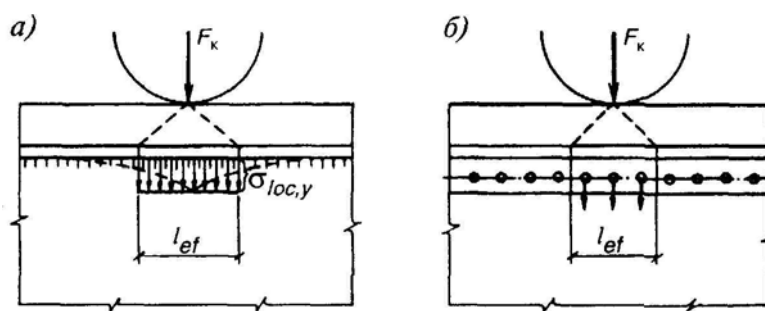


Рисунок 10.3 – Местные напряжения в стенке подкрановой балки под колесом крана: *а* – в сварной балке; *б* – в клепаной балке

Касательные напряжения в стенке подкрановых балок определяют так же, как и в обычных балках.

Действующая на балку сосредоточенная нагрузка от колеса крана распределяется рельсом и поясом на некоторый участок стенки, и в ней возни-

кают местные нормальные напряжения $\sigma_{loc,y}$ (рисунок 10.3). Действительную эпюру распределения этих напряжений (пунктирная линия) можно заменить равновеликой (сплошная линия) из условия равенства их максимальных значений. Прочность стенки на действие максимальных местных напряжений проверяют по формуле:

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} F_k}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c, \quad (10.8)$$

где F_k – расчетная нагрузка на колесе крана без учета динамичности; γ_{f1} – коэффициент увеличения нагрузки на колесе, учитывающий возможное перераспределение усилий между колесами и динамический характер нагрузки, его принимают равным 1,6 – при кранах режима 8К с жестким подвесом груза; 1,4 – при кранах 8К с гибким подвесом груза; 1,3 – при кранах 7К; 1,1 – при прочих кранах; t_w – толщина стенки; l_{ef} – условная расчетная длина распределения усилия F_k зависящая от жесткости пояса, рельса и сопряжения пояса со стенкой

$$l_{ef} = c \sqrt[3]{\frac{I_{1f}}{t_w}}, \quad (10.9)$$

где c – коэффициент, учитывающий степень податливости сопряжения пояса и стенки, для сварных балок $c = 3,25$, клепаных – 3,75; I_{1f} – сумма собственных моментов инерции пояса и кранового рельса или общий момент инерции в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса.

Пример 10.1

Требуется рассчитать разрезную подкрановую балку под два крана грузоподъемностью $Q=100/20$ т, режим работы кранов – 5 К. Пролет здания – 36 м, пролет крана – 34.5м, пролёт балки (шаг колонн) – 7 м, коэффициент надежности по ответственности для второго уровня – $\gamma_n = 0,95$, район строительства – г. Невинномысск, средняя температура наиболее холодной пяти-

дневки – $t = -19^{\circ}\text{C}$. Высота сечения нижней (подкрановой) части колонны $h_n = 1250\text{мм}$.

Решение

Нагрузки на подкрановую балку

По приложению 3, табл. П.3.3 [2] максимальные нормативные давления на колесе крана $F_{n1} = 460\text{кН}$, $F_{n2} = 480\text{кН}$; вес крана – $G_k = 1283,8\text{ кН}$; вес тележки – $G_t = 353,16\text{ кН}$; крановые рельсы – КР 120.

Для кранов режима работы 5 К поперечное горизонтальное усилие на колесе:

$$T_n = \frac{0,05(9,8Q + G_t)}{n_0} = \frac{0,05 \cdot (9,8 \cdot 100 + 353,16)}{4} = 16,664\text{кН},$$

где G_t – вес тележки, кН;

n_0 – число колес с одной стороны крана;

9,8 – коэффициент перехода от массы к весу;

0,05 – коэффициент для кранов с гибким подвесом груза.

Максимальные расчетные значения усилий на колесе крана

$$F_1 = \gamma_n F_{n1} \gamma_f k_1 = 0,95 \cdot 460 \cdot 1,1 \cdot 1 = 480,70\text{кН},$$

$$F_2 = \gamma_n F_{n2} \gamma_f k_1 = 0,95 \cdot 480 \cdot 1,1 \cdot 1 = 501,6\text{кН},$$

$$T = \gamma_n T_n \gamma_f k_1 = 0,95 \cdot 16,664 \cdot 1,1 \cdot 1 = 17,413\text{кН},$$

где k_1 – коэффициент динамичности, учитывающий ударный характер нагрузки при движении крана по неровностям пути и на стыках рельсов. Коэффициент динамичности $k_1 = 1$

$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке;

γ_n – коэффициент ответственности, для зданий и сооружений массового строительства принимается нормальный – II уровень ответственности и $\gamma_n = 0,95$, если не оговорен в задании.

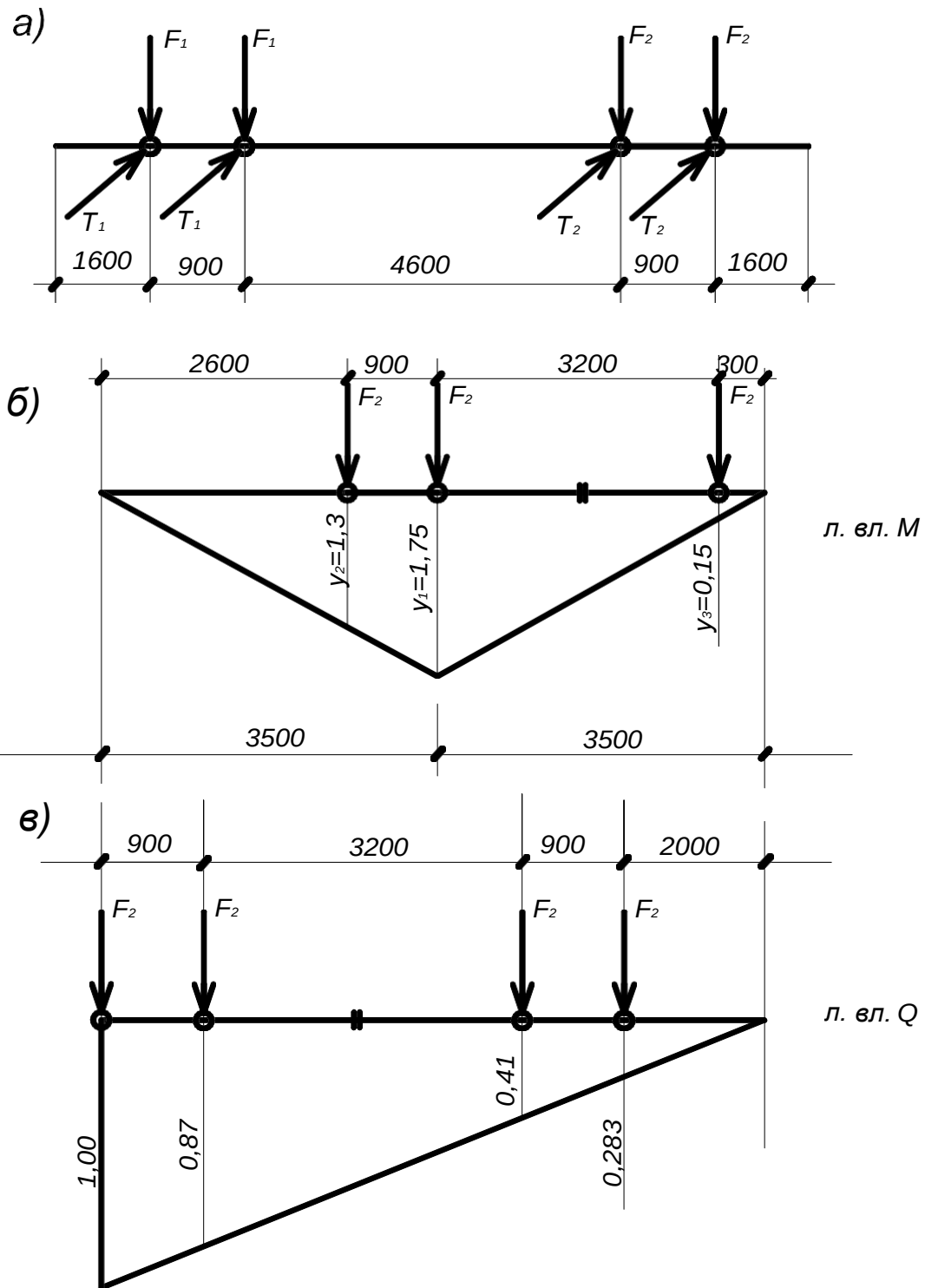


Рисунок 10.4 – Пример к расчету подкрановой балки при грузоподъемности крана $Q=100/20$ т, режиме работы 5 К и пролете подкрановой балки $l=7,0$ м: а) схема крановой нагрузки от одного крана; б) определение M_{max} при загрузлении подкрановой балки двумя сближенными кранами; в) определение Q_{max} при загрузлении подкрановой балки двумя сближенными кранами

Расчетный момент от вертикальной нагрузки:

$$M_x = \alpha \psi \sum F_i y_i = 1,06 \cdot 0,85 \cdot 501,6 \cdot (1,75 + 1,3 + 0,15) = 1457,511 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где y_i – ординаты линий влияния (рисунок 10.4б);

$\alpha = 1,06$ – коэффициент учитывающий влияние собственного веса подкрановых конструкций и временной нагрузки на тормозной площадке (с. 168 [2])

ψ – коэффициент сочетания, для двух кранов режима работы 1 К – 6 К равен 0,85.

Расчетный момент от горизонтальной нагрузки:

$$M_y = \psi \sum T y_i = 0,85 \cdot 17,413 \cdot 3,22 = 47,66 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Для определения максимальной поперечной силы загружается линия влияния поперечной силы на опоре (рисунок 10.4в), так чтобы возможно большее число максимальных давлений катков было возможно ближе к опоре.

Расчетные значения вертикальной и горизонтальной поперечных сил:

$$Q_x = \alpha \psi \sum F_i y_i = 1,06 \cdot 0,85 \cdot 501,6 \cdot (1 + 0,87 + 0,41 + 0,285) = 1160 \text{ кН},$$

$$Q_y = \psi T \sum y_i = 0,85 \cdot 17,413 \cdot 2,565 = 38 \text{ кН}$$

Подбор сечения балки

Принимается подкрановая балка составного симметричного двутаврового сечения, (рисунок 10.5) с тормозной конструкцией в виде листа из рифленой стали $t=6$ мм, подкрепленной ребрами и швеллера 24.

Техническое обоснование стали выполняется по таблице 50*[6]. Подкрановые балки относятся к конструкциям группы 1. При средней температуре наиболее холодной пятидневки $t = -19^\circ \text{C}$, можно использовать сталь марки С 255, с расчетным сопротивлением $R_y = 24 \text{ МПа}$ для листов $t=4 \dots 20$ мм по ГОСТ 27772 – 88 (таблица 51*[6] или приложение 1 [1].

Требуемый момент сопротивления:

$$W_{x,red} = \frac{M_x \beta}{\gamma_c R_y} = \frac{1457,511 \cdot 100 \cdot 1,052}{1 \cdot 24} = 6546,653 \text{ см}^3,$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы;

β – учитывает влияние горизонтальных воздействий, определяется по формуле:

$$\beta = 1 + \frac{M_y W_x}{M_x W_y} \approx 1 + 2 \frac{M_y h}{M_x h_t} = 1 + 2 \frac{47,66 \cdot 0,875}{1457,511 \cdot 1,25} = 1,052,$$

где $h = (1/6 \dots 1/10) l$ – высота балки, принятая равной приблизительно 875 мм в дальнейшем расчете будет уточнена;

$h_t = h_n = 1250$ мм – номинальная ширина тормозной балки, равная номинальной высоте сечения нижней части колонны (по заданию). Задаемся

$$k_w = \frac{h}{t_w} = 120 \text{ (таблица 5.8 [1])}.$$

Оптимальная высота балки:

$$h_{onm} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} k_w W_{x,red}} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot 120 \cdot 6546,653} = 105,62 \text{ см}$$

Минимальная высота балки:

$$h_{min} = \frac{5 \gamma_c R_y l}{24 \beta E} \left[\frac{l}{f_u} \right] \frac{M_n}{M_x} = \frac{5 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 700 \cdot 400 \cdot 146400}{24 \cdot 1,052 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 145751,1} = 61,88 \text{ см},$$

где M_n – максимальный момент при загрузке балки нормативными вертикальными нагрузками одного крана. Значение M_n определяется с помощью линии влияния (рисунок 10.4б), $M_n = \sum F_{ni} y_i = 480 \cdot (1,75 + 1,3) = 1464 \text{ кН} \cdot \text{м}$

f_u – предельно допустимый прогиб подкрановых балок; для кранов режима работы 1 К – 6 К – $f_u = 1/400 l$;

$$E = 2,06 \cdot 10^4 \text{ МПа} – \text{модуль упругости стали}.$$

Так как $h_{onm} > 1,1 h_{min}$, то может оказаться рациональным использование более прочной стали.

Выполним обоснование более прочной стали по критерию минимального веса. Более прочные стали принимаются в соответствии с табл. 50* [6]

тогда при $h_{onm} < \frac{R_y' h_{min}}{R_y}$ – целесообразна принятая сталь.

Где $R'_y = 26 \text{ КН/см}^2$ – расчетное сопротивление более прочной стали С285 (толщина проката до 20 мм).

Т.к. $105,62 > \frac{26 \cdot 64,68}{24} = 70,3 \text{ см}$, то сталь С255 не рациональна.

$$\sqrt{\frac{24}{26}} \cdot 105,62 = 101,46 > 1,2 \cdot 64,88 \frac{26}{24} = 84,4 \text{ мм}$$

При $\sqrt{\frac{R_y}{R'_y}} h_{onm} > 1,2 h_{\min} \frac{R'_y}{R}$ – целесообразна еще более прочная сталь, чем

сталь принятая с R'_y .

Принимаем сталь С345 с $R_y = 31,5 \text{ КН/см}^2$ (толщина проката от 11 до 20 мм).

$$W_{x,red} = \frac{1457,511 \cdot 100 \cdot 1,052}{1 \cdot 31,5} = 4868 \text{ мм}^3$$

По табл.5.8 [3] принимаем $k_w = 110$ и определяем

$$h_{onm} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot 110 \cdot 4858,37} = 92,9 \text{ см},$$

$$h_{\min} = \frac{5 \cdot 1 \cdot 31,5 \cdot 700 \cdot 400 \cdot 146400}{24 \cdot 1,052 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 14575,1} = 81,3 \text{ см},$$

Более прочная сталь С375 не рациональна, т.к.

$$\sqrt{\frac{R_y}{R'_y}} h_{onm} = \sqrt{\frac{31,5}{34,5}} \cdot 92,9 = 88,7 < h_{\min} \frac{R'_y}{R_y} = 81,3 \frac{34,5}{31,5} = 89 \text{ см}$$

Принимаем сталь С345 и высоту стенки балки $h_w = 90 \text{ мм}$ в соответствии с рекомендациями п. 5.4.1 [1] стр. 234.

Определяем толщину стенки балки:

$$t_w = \frac{3Q_{\max}}{2h_w R} = \frac{1,5 \cdot 1160}{90 \cdot 18,27} \approx 1 \text{ см}$$

Примем толщину полки балки $t_f = 12 \text{ мм}$, тогда высота балки будет равна:

$$h = h_w + 2t_f = 90 + 2 \cdot 1,2 = 92,4 \text{ см}$$

Проверяем возможность обеспечения устойчивости стенки без продольных ребер:

$$\frac{90}{1} = 90 < 6 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 6 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{31,5}} = 153$$

Устойчивость стенки без продольных ребер может быть обеспечена.

Для определения размеров полки балки вычислим следующие величины:

Требуемый момент инерции балки:

$$I_{x,red} = \frac{W_{x,red} h}{2} = \frac{4868 \cdot 92,4}{2} = 2,249 \cdot 10^5 \text{ см}^4$$

$$\text{Момент инерции стенки: } I_w = \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{1 \cdot 90^3}{12} = 7,29 \cdot 10^4 \text{ см}^4$$

$$\text{Момент инерции полки: } I_f = I_{x,red} - I_w = 2,249 \cdot 10^5 - 7,29 \cdot 10^4 = 1,52 \cdot 10^5 \text{ см}^4$$

$$\text{Требуемую площадь полок: } A_f = \frac{2I_f}{h_f^2} = \frac{2 \cdot 1,52 \cdot 10^5}{91,2^2} = 36,5 \text{ см}^2$$

$$\text{При толщине полки } t_f = 12 \text{ мм } b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{36,5}{1,2} = 30,5 \text{ см},$$

Принимаем $b_f = 320 \text{ мм}$, что равно минимальной ширине полки подкрановой балки, по условию размещения креплений рельсов на двух болтовых прижимных планках (рисунок 2.71а [2]).

Проверим устойчивость пояса балки:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{b_f - t_w}{2t_f} = \frac{320 - 10}{2 \cdot 12} = 12,9 \approx 0,5 \sqrt{\frac{E}{R}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{31,5}} = 12,8$$

Устойчивость обеспечена, т.к. перенапряжение меньше 1 %.

Проверки принятого сечения балки

Определяем геометрические характеристики принятого сечения.

Относительно оси $x - x$:

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2b_f t_f \left(\frac{h_f}{2} \right)^2 = \frac{1 \cdot 90^3}{12} + 2 \cdot 32 \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{91,2}{2} \right)^2 = 2,326 \cdot 10^5 \text{ см}^4$$

$$W_{x,A} = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 2,326 \cdot 10^5}{92,4} = 5035 \text{ см}^3$$

Геометрические характеристики тормозной балки относительно оси $y - y$. В состав тормозной балки входят (рисунок 10.5): устанавливаемый у

наружной грани колонны швеллер 24, верхний пояс балки – 320×12 и привариваемый к ним сверху лист рифленой стали сечением – 1050 × 6, подкрепленный поперечными и продольными ребрами, т.к. его гибкость:

$$\lambda_{w,T} = \frac{h_{efT}}{t_{w,T}} = \frac{1050 - 40 - 40}{6} = 160 > 6 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 6 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{31,5}} = 153,4$$

Расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения тормозной балки:

$$x_0 = \frac{0,6 \cdot 105 \cdot 64,5 + 30,5 \cdot (122 - 2,42)}{0,6 \cdot 105 + 30,5 + 1,2 \cdot 32} = 58,5 \text{ см}$$

Момент инерции тормозной балки:

$$I_y = \frac{0,6 \cdot 105^3}{12} + 0,6 \cdot 105 \cdot (64,5 - 58,5)^2 + 30,5 \cdot (122 - 2,42 - 58,5)^2 + 1,2 \cdot 32 \cdot 58,5^2 + \frac{1,2 \cdot 32^3}{12} = 3,09 \cdot 10^5 \text{ см}^4$$

Момент сопротивления тормозной балки для точки A:

$$W_{x,A} = \frac{I_y}{x_A} = \frac{3,09 \cdot 10^5}{74,5} = 4148 \text{ см}^3$$

$$x_A = x_0 + \frac{b_f}{2} = 58,5 + 16 = 74,5 \text{ см}$$

Проверяем нормальное напряжение в верхнем поясе (точка A)

$$\sigma_{x,A} = \frac{M_x}{W_{x,A}} + \frac{M_y}{W_{y,A}} = \frac{1457,511 \cdot 100}{5035} + \frac{47,66 \cdot 100}{4149} = 30,1 \text{ КН/см}^2 < R_{yc} = 31,5 \text{ КН/см}^2$$

Прочность стенки на действие касательных напряжений на опоре обеспечена, так как принятая толщина стенки примерно равна определенной из условия среза. Жесткость балки также обеспечена, так как $h > h_{\min}$.

Проверяем прочность стенки, от действия локальных напряжений, под колесом крана (формула 2.68 [2])

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} F}{t_w l_{ef}} \leq R_{yc},$$

где $\sigma_{loc,y}$ – локальные (местные) напряжения;

F – максимальная расчетная нагрузка на колесе без учета коэффициен-

та динамичности $F = F_n \gamma_n \gamma_f = 480 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 501,6 \text{ кН}$;

где γ_{f1} – коэффициент увеличения нагрузки на колесе, учитывающий возможное перераспределение усилий между колесами и динамический характер нагрузки (п. 2.6.5 [2], с. 176)

l_{ef} – условная расчетная длина распределения усилия F , зависящая от жесткости пояса и рельса, а так же вида сопряжения пояса со стенкой,

$$l_{ef} = c^3 \sqrt[3]{\frac{I_{1f}}{t_w}} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{4799}{1}} = 54,82 \text{ см},$$

c – коэффициент, учитывающий степень податливости сопряжения пояса и стенки; для сварных балок $c=3,25$;

I_{1f} – сумма собственных моментов инерции пояса и кранового рельса или общий момент инерции, в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса.

$$I_{1f} = I_{rs} + \frac{b_f t_f^3}{12} = 4794,2 + \frac{32 \cdot 1,2^3}{12} = 4799 \text{ см}^4$$

$I_{rs} = 4794,2 \text{ см}^4$ – момент инерции рельса (П. 3.4 [4])

$$\sigma_{loc,y} = \frac{1,1 \cdot 501,6}{1 \cdot 54,82} = 10,06 \text{ кН / см}^2 < 31,5 \cdot 1 = 31,5 \text{ кН / см}^2$$

Задания

Рассчитать разрезную подкрановую балку крайнего ряда. Исходные данные принять по таблице 10.1

Таблица 10.1 – Исходные данные

№ вариан- та	Пролет под- крановой балки B , м	Число кра- нов, учиты- ваемых при расчете	Грузоподъемность крана Q , т	Режим работы кранов	Пролет здания l , м	Коэффициент надежности по назначе- нию γ_n	Климатический район строи- тельства (рас- четная темпе- ратура, $^{\circ}\text{C}$)
1	7,0	2	32/5	7 К	30,0	0,95	$t = -35^{\circ}$
2	8,0	2	50/12,5	7 К	24,0	0,95	$t = -22^{\circ}$
3	9,0	2	80/20	8 К	30,0	0,95	$t = -42^{\circ}$
4	10,0	2	100/20	5 К	36,0	0,95	$t = -50^{\circ}$
5	11,0	2	125/20	7 К	36,0	0,95	$t = -42^{\circ}$
6	13,0	2	32/5	8 К	24,0	0,95	$t = -50^{\circ}$
7	7,0	2	50/12,5	5 К	30,0	0,95	$t = -38^{\circ}$
8	8,0	2	80/20	7 К	36,0	0,95	$t = -30^{\circ}$
9	9,0	2	100/20	8 К	30,0	0,95	$t = -31^{\circ}$
10	10,0	2	125/20	5 К	24,0	0,95	$t = -25^{\circ}$

Вопросы к практическому занятию

1. Какие нагрузки воспринимают подкрановые конструкции и в чём их отличие от нагрузок на балки в балочной конструкции? Как определить нагрузки на подкрановые конструкции?
2. Как определить усилия в подкрановых конструкциях?
3. Какие виды подкрановых конструкций применяются? Как выбрать определённую конструкцию подкрановой и тормозной балок?
4. Чем определяются генеральные размеры (пролёт, высота и ширина балки) для подкрановых конструкций?
5. Чем отличается напряжённое состояние сплошностенчатой подкрановой балки от напряжённого состояния балки, входящей в состав балочной конструкции?
6. В какой точке сечения балки напряжения будут наибольшими? Как проверить сечение подкрановой балки на прочность?

Литература – [1 – 2, 5, 6].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 11

Сбор нагрузок на поперечную раму и составление задания для расчета рамы на ЭВМ

Цель: научиться собирать нагрузки на поперечную раму производственного здания и составлять задание для расчета рамы на ЭВМ.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

- знать сбор нагрузок на поперечную раму производственного здания и составление задания для расчета рамы на ЭВМ (ПК-7, ПК-16);
- уметь собирать нагрузки на поперечную раму производственного здания и составлять задание для расчета рамы на ЭВМ, составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);
- владеть навыками сбора нагрузки на поперечную раму производственного здания и составления задания для расчета рамы на ЭВМ, для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

Актуальность темы: получение навыков в сборе нагрузок на поперечную раму производственного здания и составления задания для расчета рамы

на ЭВМ, моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов и способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Переход от конструктивной схемы рамы к расчетной схеме

Рассмотрим основные положения перехода от конструктивной схемы рамы к расчетной схеме.

Ферму при малоуклонном верхнем поясе заменяют эквивалентным по жесткости прямолинейным стержнем. Если опорный раскос фермы восходящий, то стержень располагают по оси нижнего пояса, при нисходящем раскосе – по оси верхнего.

Оси стержней, заменяющих колонны, проходят через центры тяжести поперечных сечений последних. Колонны переменного ступенчатого сечения заменяют ломаными стержнями с расстояниями между осями верхних и нижних участков

$$a \approx (0,5 \dots 0,55)h_n - 0,5h_v, \quad (11.1)$$

где h_n – высота сечения нижнего (подкранового) участка колонны;

h_v – то же, верхнего участка.

Сопряжения ригелей с колоннами и колонн с фундаментами на отметке низа опорной плиты принимают либо шарнирными, либо жесткими в зависимости от конструктивного решения.

Поперечные рамы как однопролетных, так и многопролетных одноэтажных зданий, как правило, статически неопределимы. Для их расчета методами строительной механики необходимо в качестве исходных данных иметь жесткостные параметры по всем элементам расчетной схемы. Ввиду того, что размеры сечений стержней вначале неизвестны, отсутствует возможность точного определения EI и EA . Их следует назначать либо по проектам-аналогам, либо с использованием приближенных формул.

Определение расчетных нагрузок

На каркас производственного здания могут действовать в различных сочетаниях постоянные и временные (длительные, кратковременные, особые) нагрузки, правила определения и условия учета которых регламентированы в нормах проектирования.

Ввиду того, что расчетные усилия для различных элементов каркаса получаются при разных комбинациях воздействий (для каждого элемента существует своя опасная комбинация нагрузок), необходимо для выявления неблагоприятных сочетаний иметь полный набор расчетов по всем видам нагрузок и схемам загрузений. Под видом здесь понимается тип нагрузки (собственный вес конструкций, снеговая нагрузка и т.п.), под схемой – один из возможных вариантов ее расположения. Некоторые виды нагрузок имеют лишь одну схему загрузения, например, постоянная нагрузка, другие – две и более (например, ветер слева и ветер справа). Вследствие этого при рассмотрении видов загрузений следует определять соответствующие им возможные схемы.

Постоянная нагрузка. При формировании схемы загрузения от постоянной нагрузки необходимо определиться с конструкциями покрытия, стен с учетом их сопряжений с колоннами (осуществляется ли передача собственного веса стеновых ограждений на колонны, в каких местах, с какими эксцентриситетами). Нагрузки от конструкций, которые еще только предстоит спроектировать (фермы, колонны, подвесные пути, подкрановые балки, подкрановые рельсы), устанавливаются по проектам-аналогам. При отсутствии проектов-аналогов на стадии предварительных расчетов можно воспользоваться усредненными весовыми показателями, отнесенными к единице (1 м^2) площади здания или площади стенового ограждения.

На расчетную раму передаются нагрузки от собственного веса всех конструкций, образующих расчетный блок. Вес конструкций покрытия с грузовой площадью расчетного блока (заштрихованной на рис. 11.1) может быть

передан на ригель в виде равномерно-распределенной погонной нагрузки полностью (рис.11.1, а, б) с интенсивностью q

$$q = q_0 B, \quad (11.2)$$

либо в схемах с подстропильными конструкциями частично (рис.20.42, в, г) с интенсивностью q_1

$$q_1 = q_0 B_1. \quad (11.3)$$

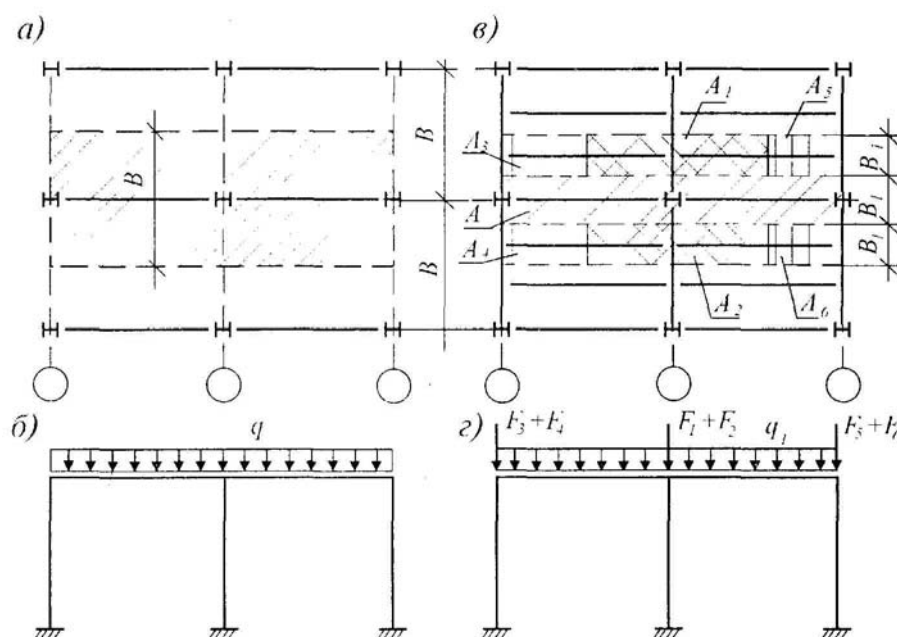


Рисунок 11.1 – К определению нагрузок от покрытия: а, б – при отсутствии подстропильных ферм; в, з – при наличии подстропильных ферм

В последнем случае часть нагрузки будет передаваться в виде сосредоточенных сил на колонны (рис. 11.1, з)

$$F_1 = q_0 A_1. \quad (11.4)$$

В формулах (11.2)...(11.4): $q_0 = \sum q_{0i} \gamma_{fi}$ – расчетная нагрузка от веса 1 м^2 конструкций покрытия; q_{0i} – нормативное значение веса i -й составляющей конструкции покрытия (стропильные фермы, прогоны, настил, утеплитель, гидроизоляционный ковер и др.), отнесенное к 1 м^2 площади здания; γ_{fi} – коэффициент надежности по нагрузке для i -й составляющей; B – шаг колонн; B_1 – шаг стропильных ферм; A_i – грузовые площади.

Нагрузку от веса конструкций пути подвесного транспорта задают в виде сосредоточенных сил в местах крепления путей к ферме.

Передачу нагрузок на колонну от веса подкрановых конструкций, стеновых панелей и других сосредоточенных воздействий осуществляют в местах их приложения с учетом эксцентриситетов, т.е. задают эти нагрузки в виде сосредоточенных сил по оси колонны и моментов. Для упрощения расчета можно передать нагрузки от стенового ограждения и собственного веса колонны в середине ее длины или участка постоянного сечения (для ступенчатых колонн). Нагрузку от веса подкрановых конструкций можно включать в состав вертикального давления крана.

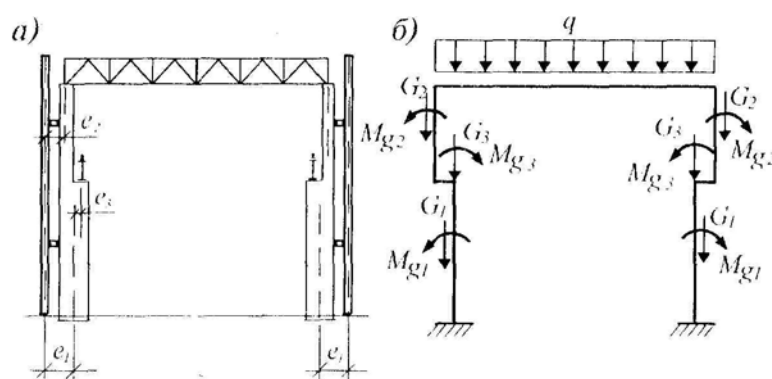


Рисунок 11.2 – Схема загрузки рамы постоянной нагрузкой

В качестве примера на рисунке 11.2 представлена схема загрузки постоянной нагрузкой однопролетной поперечной рамы с колоннами ступенчато-переменной жесткости и навесными стеновыми панелями. На этом рисунке q – нагрузка от веса покрытия; сила G_1 включает нагрузку от собственного веса подкрановой части колонны (0,7...0,8 от веса всей колонны) и нагрузку от веса стен, примыкающих к колонне на этом участке (G_1^*). По ширине такой примыкающий участок при отсутствии стоек фахверка равен шагу колонн, при наличии стоек фахверка он равен расстоянию между колонной и стойкой фахверка. Сосредоточенные силы (G_1^*) передаются с моментами: $M_1=(G_1^*)e_1$ где e_1 – эксцентриситет (расстояние между центрами тяжести сечения колонны и стеновой панели), равный $e_1 = h_n/2 + t_s/2 + c$, t_s –

толщина стеновой панели, c – расстояние между внутренней поверхностью стены и наружной гранью колонны; G_2 и M_{g2} – аналогичны G ; и M_{gi} , но отнесены к верхнему участку; G_3 – вес подкрановых конструкций; $M_{g3} = G_3 \cdot e_3$, e_3 – эксцентриситет приложения силы G_3 , $e_3 \approx h_n/2$.

Снеговая нагрузка. Полное расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяют по формуле

$$S = s_g \mu, \quad (11.5)$$

где s_g – расчетное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемого по нормам в зависимости от снегового района, μ – коэффициент, учитывающий профиль покрытия; для одно- и двускатной кровли при $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 1$.

Воздействие снеговой нагрузки через покрытие на поперечную раму аналогично воздействию нагрузки от веса покрытия. На ригель поперечной рамы здания без подстропильных конструкций и $\alpha \leq 25^\circ$ передается равномерно распределенная нагрузка с расчетной интенсивностью

$$p = s_g \cdot \mu \cdot B. \quad (11.6)$$

Для некоторых типов зданий и покрытий в нормах предусмотрено снижение снеговой нагрузки, например, для неутепленных покрытий зданий с повышенным тепловыделением при уклонах кровли свыше 3% и обеспечением отвода талой воды допускается снижение коэффициента μ на 20%.

Ветровая нагрузка. В нормах ветровую нагрузку представляют в виде двух составляющих – средней (статической, соответствующей установившемуся скоростному напору ветра) и пульсационной (динамической). При расчете одноэтажных производственных зданий высотой $h \leq 36 \text{ м}$ при отношении высоты к пролету менее 1,5 динамическую составляющую можно не учитывать. Рассмотрим влияние статической составляющей. Она оказывает активное давление на здание с наветренной стороны и на отсос – с заветренной. Расчетное значение ветровой нагрузки на 1 м^2 поверхности

$$q_{ow} = w_0 \cdot k \cdot c \cdot \gamma_f, \quad (11.7)$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления, принимается по нормам [] в зависимости от района строительства; k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте и тип местности; c – аэродинамический коэффициент, зависящий от конфигурации здания. При расчете рамы обычно учитывают только коэффициенты c для вертикальных стен, принимая их равными $c = 0,8$ с наветренной стороны и $c = 0,6$ для отсоса; $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по ветровой нагрузке.

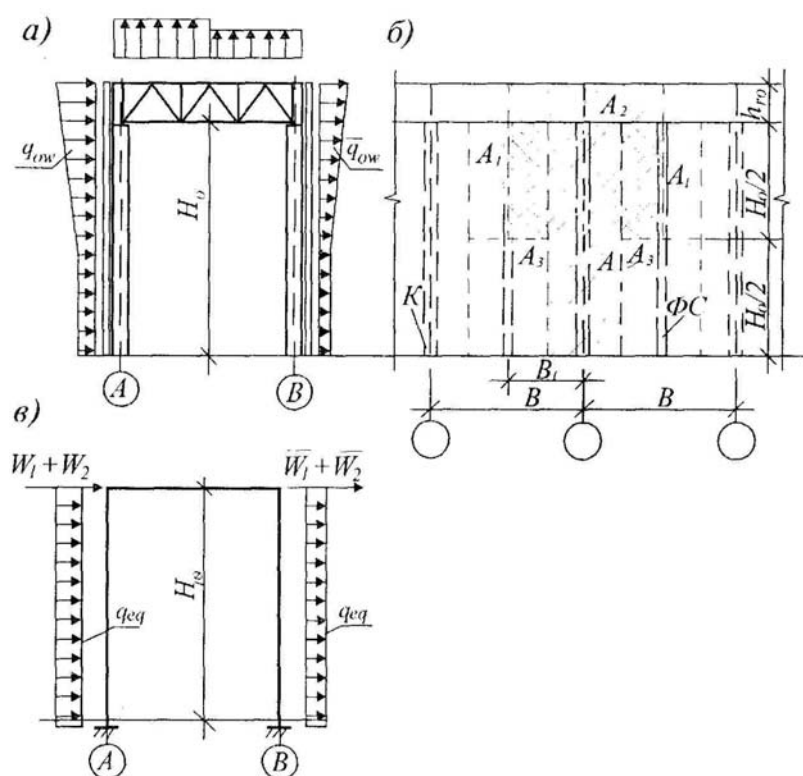


Рисунок 11.3 – Схема загрузки рамы ветровой нагрузкой: а – по нормам проектирования; б – грузовая площадь; в – условная расчетная схема

В практических расчетах неравномерную по высоте здания нагрузку на участках от уровня земли до отметки расчетной оси ригеля (рисунок 11.3, а) заменяют эквивалентной равномерно распределенной (рисунок 11.3, в). Интенсивность эквивалентной нагрузки можно найти из условия равенства изгибающих моментов M_0 в основании защемленной условной стойки от фактической эпюры ветрового давления и от равномерно распределенной нагрузки

$$M_0 = w_{eq} H^2 / 2, \quad (11.8)$$

где

$$w_{ed} = w_0 c \gamma_f k_{eq}; \quad M_0 = \int_{-H_b}^{H-H_b} w_0 c \gamma_f k(y+H_b) dy.$$

Из равенства (20.8) будем иметь

$$k_{eq} = 2 \int_{-H_b}^{H-H_b} \frac{k(y+H) dy}{H_2}$$

Интенсивность расчетной нагрузки на колонны поперечной рамы (рис. 11.3)

$$q_{eq} = w_{eq} B, \quad (11.9)$$

где B – ширина грузовой площади, равная шагу рам для схем с одинаковым шагом колонн по наружным и внутренним рядам и отсутствием продольного фахверка. При наличии продольного фахверка нагрузку на колонны принимают в виде эквивалентной равномерно распределенной, собранной с участков шириной, равной расстоянию между основной колонной и соседней с ней стойкой фахверка (ФС),

$$q_{eq} = w_{eq} B_1, \quad (11.10)$$

и сосредоточенных, передаваемых опорно-связевыми элементами в местах их соединения с основной колонной. Величины сосредоточенных сил, передаваемых на колонны, равны реакциям опорно-связевых элементов

$$W_i = w_{eq} A_i, \quad (11.11)$$

где A_i – грузовая площадь i -го участка.

Роль опорно-связевых элементов выполняют горизонтальные связевые фермы, расположенные вдоль здания в уровне нижних поясов стропильных ферм, к которым прикрепляют верхним концом стойки фахверка. Сила W_1 от активного давления ветра и W – от отсоса соответствуют верхним реакциям стоек фахверка, расчетные схемы которых приняты как для однопролетных шарнирно опертых по концам балок, загруженных распределенной нагрузкой

$$W_1 = w_{eq} 2A_1. \quad (11.12)$$

Также в виде горизонтальной сосредоточенной силы передают ветровую нагрузку с участков от оси ригеля до верхней отметки здания (парапета, конька кровли или фонаря). Ее можно определять по усредненным значениям интенсивности нагрузки w_m на этих участках

$$W_2 = w_m A_2. \quad (11.13)$$

Нагрузки от мостовых кранов определяют с учетом группы режимов работы крана, вида привода и способа подвески груза.

Крановые нагрузки по своей природе являются динамическими, так как могут сопровождаться рывками и ударами при перемещении крана, тележки, подъеме и опускании груза. Однако, ввиду демпфирующих свойств подкрановых конструкций, проявление динамических эффектов на элементы поперечной рамы несущественно. В связи с этим при расчетах поперечной рамы можно рассматривать нагрузки от кранов как статические.

На крановый рельс от колес крана передаются вертикальные силы F_k , которые зависят от веса крана, веса груза на крюке и положения тележки на крановом мосту; горизонтальные поперечные T_k , возникающие при торможении тележки; горизонтальная продольная $T_{кр}$, возникающая при торможении крана за счет трения колес о рельсы. Первые две из названных нагрузок учитывают при расчете поперечной рамы, третью – при проектировании вертикальных связей по колоннам.

Многопролетные производственные здания, как правило, оборудуют несколькими крановыми путями, на каждом из которых могут одновременно работать два и больше мостовых опорных кранов. Это обстоятельство обуславливает возможность появления целого ряда неблагоприятных сочетаний нагрузок от кранов, одновременно выполняющих подъемно-транспортные операции вблизи расчетной рамы.

При совместной работе двух мостовых кранов (рисунок 11.4, а), когда их тележки с грузом расположены в непосредственной близости от колонны K_1 , наибольшее давление $D_{\max}$ будет передаваться на эту колонну (рисунок 11.4 б, г), а на колонну K_2 в этот момент будет передаваться давление $D_{\min}$.

Эти давления определяют по линиям влияния опорных реакций (рисунок 11.4, в):

$$D_{\max} = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{i,\max} y_i, \quad (11.14)$$

$$D_{\min} = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{i,\min} y_i.$$

(20.15)

В этих формулах $F_{i,\max}$ ($F_{i,\min}$) – максимальное (минимальное) нормативное давление на колесо крана; y_i – ордината линии влияния опорной реакции колонн; n – число колес всех кранов, передающих нагрузку на рассматриваемую колонну; $\gamma_f = 1,1$.

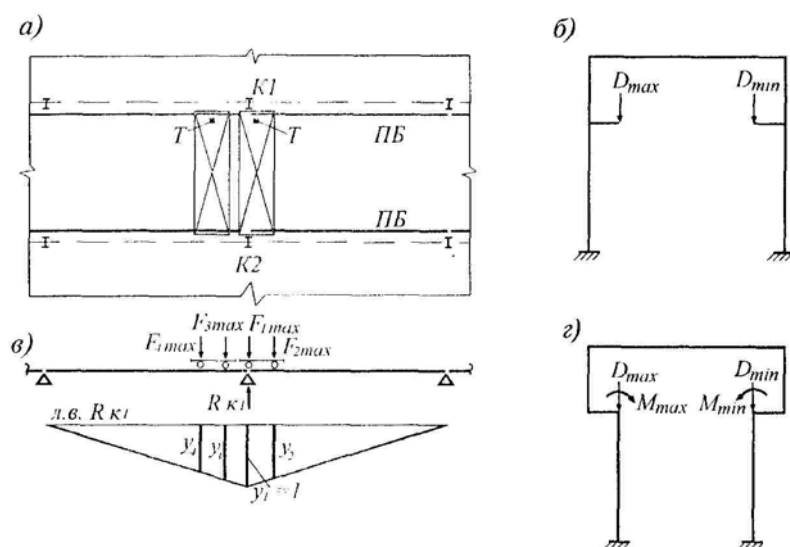


Рисунок 11.4 – К определению $D_{\max}$ и $D_{\min}$

Коэффициенты сочетаний равны: при учете двух кранов с режимами работы 1К...6К $\psi=0,85$, с режимами работы 7К...8К $\psi=0,95$; при учете четырех кранов с режимами работы 1К...6К $\psi = 0,7$, при режимах работы 7К...8К $\psi = 0,8$; при учете одного крана $\psi = 1$.

Наибольшее нормативное вертикальное давление одного колеса крана $F_{\max}$ на той стороне, к которой приближена тележка с грузом, обычно приводят в стандартах на краны (см. табл. ПЗ.1...ПЗ.3 [2]). При отсутствии таких данных, можно определить нормативное давление колеса крана по формуле

$$F_{\max} = \left[\frac{(Q + G_k)(L_{cr} - l_{\min})}{L_{cr}} + \frac{G_k}{2} \right] \frac{1}{n_0}, \quad (11.16)$$

где Q – грузоподъемность крана; G_k – вес крана без крановой тележки; G_T – вес крановой тележки; L_{cr} – пролет крана; $l_{\min}$ – минимальное расстояние от крюка крана до оси подкрановой балки; n_0 – число колес на одной стороне крана.

С противоположной стороны крана на одно колесо будет передаваться давление $F_{\min}$, которое можно найти из условия равновесия $Q + G = n_0 F_{\max} + n_0 F_{\min}$, или

$$F_{\min} = \frac{Q + G}{n_0} - F_{\max}, \quad (11.17)$$

где G – вес крана с тележкой.

В кранах с $Q > 80$ т $F_{\max}$ для разных колес может быть различным. В этом случае обычно принимают среднее значение максимальных давлений колес $F_{m,\max} = (F_1 + F_2)/2$ и вычисляют по формуле (11.17) среднее значение минимальных давлений $F_{m,\min}$. При желании уточнить расчет можно распределить минимальные давления пропорционально распределению максимальных, т.е.

$$F_{1,\min} \approx F_{m,\min} \left(\frac{F_1}{F_{m,\max}} \right); \quad F_{2,\min} \approx F_{m,\min} \left(\frac{F_2}{F_{m,\max}} \right). \quad (11.18)$$

В рамах с колоннами ступенчато-переменного сечения силы $D_{\max}$ и $D_{\min}$ прикладывают по оси подкрановой ветви, т.е. с эксцентриситетом по отношению к геометрической оси сечений нижнего (подкранового) участка колонны. Вследствие этого в расчетную схему следует включить моменты (рисунки 11.4, г)

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_k \quad (11.19)$$

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_k \quad (11.20)$$

где e_k – эксцентриситет приложения $D_{\max}$ или $D_{\min}$ по отношению к центру тяжести сечения подкрановой части колонны, он примерно равен $(0,5...0,55)h_n$.

На колонны среднего ряда действуют вертикальные силы $D_{\max}$ ($D_{\min}$) от кранов, расположенных соответственно в левом и правом пролетах. При переносе этих сил на ось колонны следует учитывать направления возникающих моментов (рисунок 11.5).

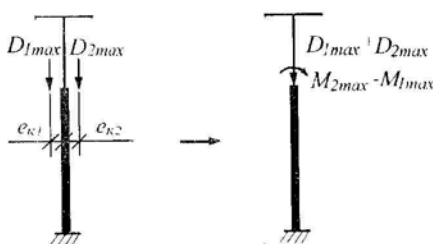


Рисунок 11.5 – Нагрузки на колонну от кранов, расположенных в соседних с колонной пролетах

Расчетную горизонтальную силу на колонну от поперечного торможения тележек кранов определяют по линии влияния опорной реакции тормозной балки, которая не будет отличаться от линии влияния опорной реакции подкрановой балки (см. рисунок 11.4, е), но вместо вертикальных сил F здесь будут приложены горизонтальные силы T_{kn} , приходящиеся на одно колесо мостового крана

$$T_{\max} = \gamma_f \psi \sum T_{kn} y_i, \quad (11.21)$$

Для определения T_{kn} нужно тормозную силу поделить на число колес мостового крана с одной его стороны, полагая, что эта сила целиком передается на одну сторону кранового пути и распределяется поровну между всеми колесами на этой стороне крана. Тормозная сила, возникающая при разгоне тележки с грузом или при ее торможении, зависит от их массы и ускорения. Но, поскольку эта сила не может превысить силу трения между тормозными колесами и рельсом, последнюю принимают за основу. Нагрузка может быть направлена как внутрь, так и наружу рассматриваемого пролета. Таким обра-

зом, нормативное значение горизонтальной силы, приходящейся на одно колесо с одной стороны крана, принимают равным

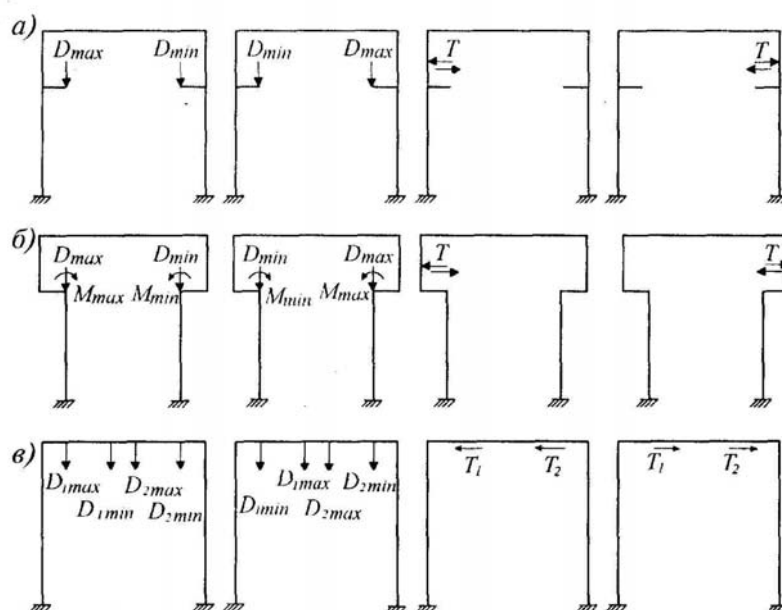
$$T_{kn} = \beta(Q + G_T) / n_0, \quad (11.22)$$

где $\beta = 0,05$ – для кранов с гибким подвесом груза и $\beta = 0,1$ – с жестким подвесом груза.

Горизонтальные силы можно учитывать только в совокупности с вертикальными, так как горизонтальные силы не могут возникать при отсутствии кранов.

От подвесных кранов нагрузка передается через подвесной крановый путь на ригель в виде сосредоточенных вертикальных и горизонтальных сил. Как правило, подвесной подкрановый путь выполняют по схеме неразрезной балки и поэтому для подсчета D_{max} , D_{min} T ординаты y , следует брать с линий влияния реакций для неразрезной балки. В практических расчетах можно использовать решения для пятипролетной балки. При этом в расчет следует включать ординаты тех линий влияния (R_0 , R_1 или R_2), при которых получаются большие расчетные усилия D_{max} .

В качестве примеров на рисунке 11.6 представлены схемы загрузений для однопролетных зданий, оборудованных мостовыми опорными и подвесными кранами.



Рисунки 11.6 – Схемы загрузений крановой нагрузкой: *а* – опирание кранов на консоль колонны; *б* – то же, на подкрановую ветвь; *в* – подвеска кранов к стропильной конструкции

Статический расчет рамы

При расчете рамы сквозной ригель заменяют эквивалентным по жесткости сплошностенчатым, момент инерции которого можно определить по формуле

$$EI_r = E(A_{f1} \cdot z_1^2 + A_{f2} \cdot z_2^2), \quad (11.23)$$

где A_{f1} и A_{f2} – площади сечения нижнего и верхнего поясов фермы в середине пролета; z_1 и z_2 – расстояния от центра тяжести поясов до нейтральной оси фермы в сечении посередине пролета; μ – коэффициент, учитывающий уклон верхнего пояса и деформативность решетки фермы, принимаемый при уклоне верхнего пояса $i = 1/8 \dots 1/10$ $\mu = 0,7$; при $i = 1:15$ $\mu = 0,8$; при $i = 0$ $\mu = 0,9$.

Если площади сечений поясов неизвестны, то

$$EI_r = E \frac{M_{\max} h_r}{2R_y} 1,15\mu, \quad (11.24)$$

где $M_{\max}$ – максимальный изгибающий момент в середине пролета ригеля как в простой балке от расчетной нагрузки (от собственного веса конструкций покрытия, включая нагрузку от подвесного оборудования, и снега); h_r – вы-

сота фермы в середине пролета; 1,15 – коэффициент, учитывающий отношение усредненной площади сечения поясов к площади нижнего пояса.

Осевая жесткость ригеля

$$EA_r \approx 2EA_f = \frac{4EI_r}{h_r^2}, \quad (11.25)$$

где $2A_f$ – площадь сечения поясов ферм.

При расчете рам с колоннами ступенчато-переменного сечения изгибную и осевую жесткости подкрановой части колонны можно приближенно определить по формулам:

$$EI_1 = \frac{E(R_2 + 2D_{\max})h_n^2}{k_2 R_y}; \quad (11.26)$$

$$EA_1 = \frac{4EI_1}{h_n^2}, \quad (11.27)$$

где R_2 – опорная реакция ригеля от расчетной нагрузки (постоянной и снеговой); $D_{\max}$ – расчетное давление на колонну от двух сближенных кранов. Для колонны среднего ряда $D_{\max}$ принимают от двух кранов большей грузоподъемности, сближенных в одном из смежных с колонной пролете; h_n – высота сечения нижнего участка колонны (расстояние от оси подкрановой ветви до наружной грани колонны крайнего ряда или расстояние между осями подкрановых ветвей для колонн средних рядов); k_2 – коэффициент, зависящий от шага колонн и их высоты – $k_2 = 3,2 \dots 3,8$ при шаге рам 12 м, $k_2 = 2,5 \dots 3,0$ при шаге рам 6 м. Меньшие значения k_2 следует принимать при кранах с малой грузоподъемностью и при большой высоте колонн.

По этим же формулам можно определять жесткости колонн постоянного сечения, принимая $k_2 = 2,2 \dots 2,5$.

Жесткости верхних (надкрановых) частей ступенчатых колонн

$$EI_2 = \frac{EI_v}{k_1} \left(\frac{h_v}{h_n} \right)^2 \quad (11.28)$$

$$EA_2 = \frac{4EI_2}{h_v^2} \quad (11.29)$$

где h_v – ширина сечения верхнего участка колонны; k_1 – коэффициент, учитывающий фактическое неравенство площадей и радиусов инерции поперечных сечений верхней и нижней частей колонны. При шарнирном сопряжении ригелей с колоннами $k_1=1,8...2,0$ для колонн крайних рядов, $k_1 = 2,0...2,3$ для колонн средних рядов. При жестком сопряжении ригелей с колоннами $k_1 = 1,2...1,8$. Меньшие значения принимают для кранов небольшой грузоподъемности.

Жесткости условных горизонтальных стержней, объединяющих верхние и нижние участки колонн, задают на два-три порядка больше жесткостей нижних участков колонн.

Жесткости колонн зданий бескрановых и с подвесным крановым оборудованием, а также зданий с мостовыми кранами, опираемыми на подкрановые стойки, на этапе формирования исходных данных можно подобрать, исходя из заданной при компоновке рамы высоты сечения колонны, ориентируясь, например, на прокатные профили. Пользуясь сортаментом, выбирают по заданной высоте сечения колонны профиль и устанавливают тем самым площадь и момент инерции сечения.

Для статического расчета рамы без использования ЭВМ достаточно знать только соотношения моментов инерции элементов рамы. Эти соотношения можно принимать в пределах

$$J_n/J_v = 5...10; J_r/J_n=2...6.$$

В многопролетных зданиях отношения моментов инерции нижнего участка средней колонны J_{ns} и верхнего ее участка J_{vs} к моментам инерции сечений соответствующих участков крайних колонн обычно составляют:

$J_{ns}/J_v = 10...30$ при одинаковом шаге внутренних и наружных колонн;
 $20...60$ – при шаге внутренних колонн вдвое большем, чем наружных;

$J_{vs}/J_v = 1,5...3$ при одинаковом шаге внутренних и наружных колонн;
 $2,5...7$ – при шаге внутренних колонн вдвое большем, чем наружных.

Дальнейший расчет можно выполнить, опираясь на известные методы строительной механики.

При расчете рамы на нагрузки, приложенные к колоннам, если выполняется условие $k = 6/(1+1,1\sqrt{\mu})$, где $k = J_r H / J_n l$; $\mu = (J_n / J_v) - 1$, можно принимать жесткость ригеля бесконечно большой. Это дает возможность понизить степень кинематической неопределимости рамы при ее расчете методом перемещений, принимая углы поворота сечений в местах сопряжения ригелей с колоннами, равными нулю. Так, при расчете многопролетной рамы с одинаковой высотой пролетов достаточно наложить только одну связь, препятствующую линейному перемещению в уровне ригеля, и, следовательно, свести расчет к решению задачи с одним неизвестным. Все это позволяет приближенно оценить напряженно-деформированное состояние каркаса на отдельные виды загрузок, используя лишь микрокалькулятор. Однако, учитывая необходимость выполнения отдельных расчетов по многим видам загрузок, вычислительные процедуры очень трудоемки. С этих позиций целесообразно выполнять статические расчеты на ЭВМ по разработанным для этих целей программным комплексам (Ли́ра, Скад, Парус, Космос, А́стра, Экспресс, Рама и др.) В большинстве из них реализован алгоритм метода перемещений с учетом, наряду с изгибными, еще и продольных деформаций стержней. Такая модель дает существенные уточнения для схем с сосредоточенными узловыми нагрузками, направленными вдоль стержней с малой осевой жесткостью.

Роль проектировщика при выполнении статических расчетов на ЭВМ несколько

Роль проектировщика при выполнении статических расчетов на ЭВМ несколько снижается. Центр тяжести в решении смещается на оценку расчетной схемы и правильное выполнение формальных процедур по составлению исходной информации. Все вычисления возлагаются на ЭВМ с полным доверием к результатам. Однако, ввиду возможных ошибок и неточностей в задании исходной информации, расшифровке данных и др., выданные результаты могут быть ошибочными. Указанные обстоятельства требуют повышенного внимания на анализ решений, их соответствия расчетной схеме

по нагрузкам и условиям закрепления, по характеру эпюр, по условиям равновесия всей системы в целом и выделенных из системы отдельных частей.

Все рассуждения касались расчета плоских рам. На самом деле поперечные рамы каркаса связаны диском покрытия, продольными связями по нижним поясам ферм, другими элементами (например, тормозными конструкциями в крановых зданиях) и не являются свободными.

При нагружении всех рам, например при действии ветровых нагрузок, горизонтальные перемещения рам одинаковы и их совместная работа не проявляется. Если же нагрузка приложена к отдельным рамам, например крановая, соседние менее нагруженные рамы за счет имеющихся связей также включаются в работу и сдерживают перемещения рассматриваемой рамы, т.е. возникает эффект пространственной работы каркаса.

Учет этого фактора позволяет снизить моменты в нижних сечениях колонн и уменьшить горизонтальные перемещения каркаса.

Если расчет выполняется на ЭВМ при использовании программ, построенных на методе конечного элемента, можно рассмотреть каркас как единую пространственную стержневую систему и, введя жесткостные характеристики связей, получить результаты расчета с учетом пространственной работы. При этом достаточно рассмотреть блок из 5...7 рам.

При расчете рамы методом перемещений вручную или с использованием программ, построенных на основе этого метода, учет пространственной работы каркаса может быть выполнен путем введения коэффициента пространственной работы α_{pr} . Он показывает, насколько перемещение рамы, работающей в пространственном блоке Δ_{pr} , меньше перемещения плоской рамы Δ_{pl} , т.е. $\alpha_{pr} = \Delta_{pr}/\Delta_{pl}$. Этот коэффициент зависит от жесткости диска покрытия, колонн, связей, шага рам, высоты здания и других параметров.

Прочие нагрузки

Кроме рассмотренных выше нагрузок, которые присущи всем промышленным зданиям с мостовыми крапами, в некоторых случаях при расче-

те рамы приходится учитывать и другие нагрузки, связанные со спецификой условий эксплуатации проектируемого объекта. Сюда относятся прежде всего различные нагрузки от веса конструкций и рабочих площадок, нагрузки от консольных и подвесных кранов или тельферов, иногда специальные нагрузки, возникающие при ремонте или ревизии технологического оборудования. Для промышленных зданий, строящихся в районах, подверженных землетрясениям, необходимо учитывать сейсмические воздействия.

При расчете поперечных рам в ряде случаев учитываются климатические и технологические температурные воздействия.

Учет пространственной работы каркаса при расчете поперечных рам

Смещения рам, входящих в систему каркаса, отличаются от смещений отдельно стоящих рам, нагруженных так же. Продольные элементы (связи, тормозные конструкции, кровля) для загруженной рамы являются горизонтальными упругими опорами, воспринимают часть нагрузки и передают ее на соседние рамы (рисунок 11.7, а, б). В результате этого горизонтальные смещения рамы становятся меньше. Смещение рамы, входящей в систему каркаса Δ_{pr} , можно определить как долю смещения отдельной плоской рамы Δ , т. е.

$$\Delta_{pr} = \alpha_{pr} \Delta, \quad (11.30)$$

где α_{pr} — коэффициент пространственной работы.

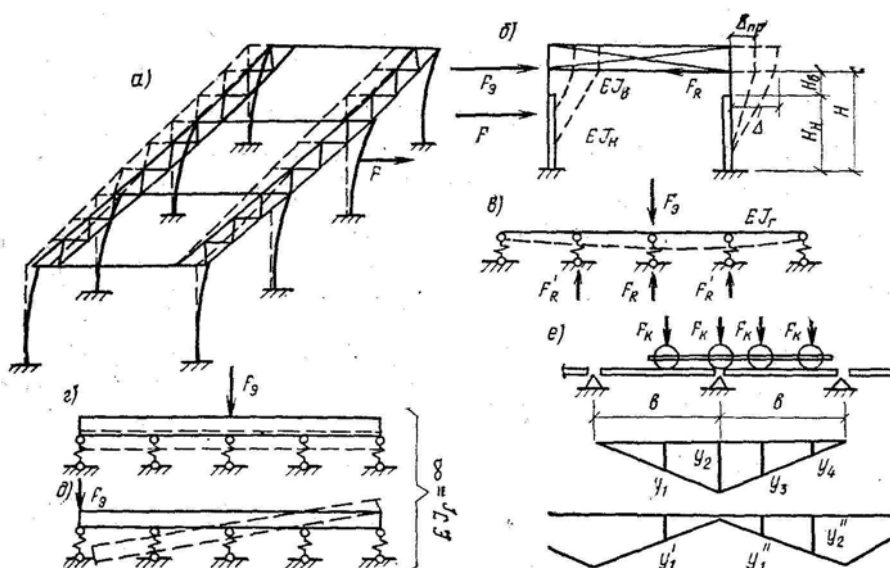


Рисунок 11.7 – К учету пространственной работы каркаса

Горизонтальные элементы, обеспечивающие перераспределение нагрузки, можно представить в виде балки, опорами для которой будут поперечные рамы (рисунок 11.7, в). Балка нагружена силой F_e , т. е. силой, вызывающей такое же смещение Δ одиночной рамы, что и заданная нагрузка F , но приложенной в уровне горизонтальных элементов. Под влиянием силы F_e балка будет изгибаться. Опоры балки (поперечные рамы) обладают упругой податливостью. Вид изогнутой оси балки зависит от ее жесткости EI_r , и при $EI_r = \infty$ балка не будет изгибаться, а переместится параллельно самой себе (рисунок 11.7. з). Если же сила F_e приложена не посередине длины балки, то балка при $EI_r = \infty$ будет не только поступательно перемещаться, но и поворачиваться (рисунок 11.7 д). Жесткость балки складывается из жесткостей всех элементов, обеспечивающих пространственную работу. Существенное значение имеет конструкция кровли. Если кровля мало податлива (например, при железобетонных панелях, приваренных к верхним поясам ферм), то жесткость балки можно считать бесконечной, т. е. кровлю «жесткой». Если же кровля выполнена из мелкогабаритных элементов, то она не может воспринимать значительные горизонтальные нагрузки и передача усилий обеспечивается главным образом горизонтальными продольными связями по нижнему поясу ферм, а участие в работе кровли не учитывается. Такие пред-

посылки приводят к двум разным подходам при определении α_{pr} в одно-двухпролетных каркасах.

Пространственная работа каркаса при отсутствии жесткой кровли

Исследования показали, что в этом случае в работу вовлекается 5–6 рам вместе с загруженной и для определения α_{pr} с достаточной точностью можно рассмотреть пятиопорную неразрезную балку на упругосмещающихся опорах (рисунок 11.7, в). Реакция в опоре, соответствующей загруженной раме F_R , зависит от соотношения жесткости самой опоры и жесткости балки (связей), т. е. от высоты колонны H , соотношения погонных жесткостей верхней и нижней частей ступенчатой колонны, шага поперечных рам B и суммарной жесткости горизонтальных элементов, перераспределяющих усилия. Отношение реакции опоры к эквивалентной силе $F_R/F_e = \alpha$ может быть определено по таблице 11.1 в зависимости от параметра β .

Таблица 11.1 – Таблица коэффициентов α и α' для блока из пяти рам с одноступенчатыми колоннами

β	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1	0,15	0,2	0,5
α	0,77	0,73	0,71	0,69	0,67	0,62	0,58	0,56	0,46
α'	-0,2	-0,22	-0,24	-0,25	-0,25	-0,26	-0,26	-0,26	-0,25

Параметр β определяется по формуле

$$\beta = B^3 \sum I_n d / H^3 \sum I_g, \quad (11.31)$$

где B – шаг поперечных рам; H – высота колонны; I_n – момент инерции нижней части колонны; d – коэффициент приведения ступенчатой колонны к колонне постоянного сечения, эквивалентной по смещению; I_g – момент инерции горизонтальных элементов.

Если колонны поперечной рамы одинаковые, то d может быть вынесено за знак суммы, отношение $\sum I_n / \sum I_g$ принято при обычных конструкциях каркаса равным 0,5-0,25, а коэффициент $d=1/c$ при шарнирном сопряжении ригеля с колонной или $d=1/k$ при жестком.

Коэффициентом α учитывается загрузка лишь одной рамы блока; в действительности же вертикальные и горизонтальные нагрузки от крана, расположенного невыгоднейшим образом по отношению к рассматриваемой раме, одновременно воздействуют и на рамы, смежные с ней. При этом уменьшается величина упругого отпора связей, нагружается рассчитываемая рама.

Обычно достаточно учесть влияние нагрузки на две смежные рамы по отношению к средней рассматриваемой раме данного блока. Значения F'_e и F''_e , отвечающие загрузке смежных рам, можно определить исходя из соотношений нагрузок, приходящихся на среднюю раму и смежные с ней (рис. 11.7, e):

$$F'_e = (\sum y' / \sum y) F_e \quad \text{и} \quad F''_e = (\sum y'' / \sum y) F_e. \quad (11.32)$$

В таблице 1.1 даны значения коэффициентов α' , которые учитывают влияние на рассчитываемую раму частичного загрузки крановой нагрузкой смежных рам.

Полная величина упругого отпора для рассчитываемой рамы

$$F_R = \alpha F_e + \alpha' (F'_e + F''_e). \quad (11.33)$$

Учитывая, что при одинаковых усилиях колес крана (число колес n_0)

$$F'_e + F''_e = F_e (\sum y' + \sum y'') / \sum y = F_e (n_0 - \sum y) / \sum y = (n_0 / \sum y - 1) F_e$$

(рис. 11.7, e) и $\Delta_{pr} = \delta_{11} (F_y - F_R)$, где δ_{11} – смещение рамы от силы $F_e=1$, коэффициент α_{pr} будет равен:

$$\alpha_{pr} = 1 - \alpha - \alpha' (n_0 / \sum y - 1), \quad (11.34)$$

где α, α' – коэффициенты по табл. 20.4; n_0 – число колес кранов на одной нитке подкрановых балок; $\sum y$ – сумма ординат линии влияния реакции для рассматриваемой рамы.

Смещение рамы с учетом пространственной работы определяется по формуле (11.30).

Пространственная работа каркаса при жесткой кровле

n_0 – число колес кранов на одной нитке подкрановых балок; $\sum y$ – сумма ординат линии влияния реакции рассматриваемой рамы.

Пространственная работа каркаса многопролетных рам

В многопролетных рамах (при числе пролетов более двух) смещения рам от горизонтальных и вертикальных нагрузок значительно меньше, чем в однопролетных.

Учитывая пространственную работу, можно считать, что верх всех колонн, входящих в расчетный блок, при наличии горизонтальных связей смещается одинаково при любой кровле.

При большом числе пролетов (4–5) нагрузки от ветра и от мостовых кранов, воздействующие на некоторые колонны расчетного блока, воспринимаются большим числом колонн. Поэтому верхние концы колонн, на которые воздействуют эти нагрузки, можно считать несмещаемыми.

Пример 11.1

Записать полученные данные в результате компоновки и сбора нагрузок для расчета рамы на ПЭВМ по программе «RAMAST».

$$l = 36,3\text{м}; H = 13,8\text{м}; H_v = 5,514\text{м}; e = 0,275\text{м}; g = 20,781 \text{ кН/м};$$

$$G_1 = 181,27\text{кН}; J_v = 1; J_n = 7; p = 6,517 \text{ кН/м}; M_{\max} = 900,33 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_{\min} = 373,94 \text{ кН}\cdot\text{м}; \alpha_{pr} = 0,338; T = 46,181 \text{ кН}; q_{eq} = 2,784 \text{ кН/м}; q_{eq}' = 1,789 \text{ кН/м};$$

$$W_1 = 28,616 \text{ кН}; W_1' = 21,462 \text{ кН}.$$

Решение

Пример подготовки исходных данных

Исходные данные к расчету поперечной рамы
на ПЭВМ по программе «RAMAST» студента группы ПГС

Ф.И.О.

$L=36,3$ м – пролет рамы;

$H=13,8$ м – полная высота колонны;

$H_B=5,514$ м – высота надкрановой (верхней) части колонны (принято после расчета подкрановой балки с учетом выступа опорного ребра);

$E=0,275$ м – расстояние между центрами тяжести верхней и нижней части колонны;

$G=20,781$ кН/м – постоянная равномерно распределенная нагрузка на ригель;

$Fl=181,27$ кН – собственный вес надкрановой части колонны и стенового ограждения в этой части;

$IB=1$ – относительный момент инерции надкрановой части колонны;

$IN=7$ – относительный момент инерции подкрановой части колонны;

$PSN=6,517$ кН/м – расчетная снеговая нагрузка на ригель;

$M_{max} = 900,33$ кН·м – максимальный момент от давления

кранов; $M_{min} = 373,94$ кН·м – минимальный момент от давления

кранов; $ALPR=0,338$ – коэффициент пространственной работы;

$T=46,181$ кН – расчетное горизонтальное давление от крана на колонну;

$QE=2,784$ кН/м – погонная ветровая эквивалентная нагрузка (активное давление);

$QEl = 1,789$ кН/м – погонная ветровая эквивалентная нагрузка (пассивное давление);

$FB=28,616$ кН – сосредоточенная ветровая нагрузка (активная);

$FB1=21,462$ кН – сосредоточенная ветровая нагрузка (пассивная).

Подпись:

Руководитель проекта:

Задания

Собрать нагрузки на поперечную раму здания: постоянную, снеговую, вертикальные и горизонтальные от мостовых кранов, ветровую. Расчетную схему рамы см. рисунок 11.9. Исходные данные принять по таблице 11.2, дополнительные по таблице 11.1. Определить коэффициент пространственной работы α_{np} . Полученные результаты расчета оформить в виде исходных данных для статического расчета поперечной рамы на ПЭВМ (программа «RAMAST»).

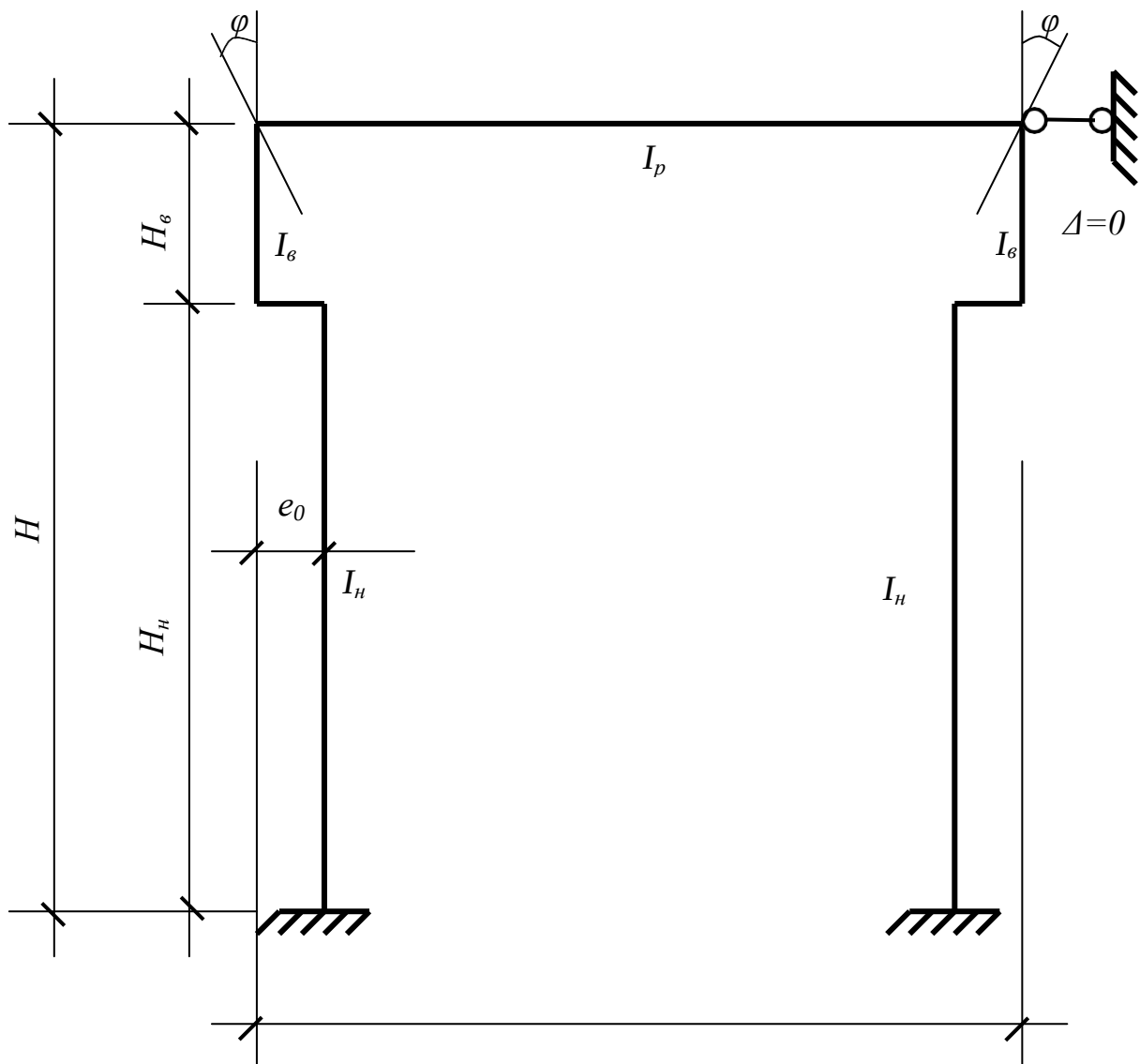


Рисунок 11.9 – Расчетная схема рамы

Таблица 11.2 – Исходные данные

№ варианта	Высота колонны			e_0 , м	I_n	I_e	Высота сечения нижней части колонны, $h_{нз}$, м	Общая высота стеновых панелей		Высота оконных проемов		Косинус угла наклона кровли $\cos \alpha$	Высота сечения верхней части колонны $h_{ев}$, м
	верхней части, H_e , м	нижней части, $H_{нз}$, м	общая высота, H , м					в верхней части колонны, $h_{евс}$, м	в нижней части колонны, $h_{нс}$, м	в верхней части колонны, $h_{евп}$, м	в нижней части колонны, $h_{нп}$, м		
1	4,1	14,1	18,2	0,525	5	1	1,5	7,1	8,1	1,2	6	1	0,45
2	4,8	14,6	19,4	0,525	5	1	1,5	7,6	8,6	1,2	6	1	0,45
3	5,6	15,6	21,2	0,525	6	1	1,75	8,6	8,1	1,2	6+1,5	1	0,7
4	6,0	16,4	22,4	0,275	6	1	1,25	8,8	8,9	1,2	6+1,5	1	0,7
5	6,2	17,4	23,6	0,525	7	1	1,75	9,0	8,4	1,2	6+3	1	0,7
6	4,9	18,1	23	0,65	7	1	1,75	7,7	9,1	1,2	6+3	1	0,45
7	4,7	19,7	24,4	0,4	8	1	1,25	7,5	10,7	1,2	6+3	1	0,45
8	5,6	13,6	19,2	0,525	5	1	1,75	8,4	7,6	1,2	6,0	1	0,7
9	5,7	14,5	20,2	0,525	6	1	1,75	8,5	7,0	1,2	6+1,5	1	0,7
10	5,9	15,3	21,2	0,275	6	1	1,25	8,7	7,8	1,2	6+1,5	1	0,7

Вопросы к практическому занятию

1. Какие нагрузки и воздействия должны учитываться при расчете каркаса производственного здания?
2. Какие постоянные нагрузки воспринимаются поперечными рамами?
3. Как определить постоянные нагрузки и моменты от них в однопролетных зданиях при расчете каркасов при жестком сопряжении ригеля с колонной?
4. От каких факторов зависит снеговая нагрузка? Как ее определить для расчета ригеля рамы и для расчета однопролетного здания?
5. В каких случаях снеговая поверхностная нагрузка может быть меньше, чем вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности на земле?
6. От каких факторов и как зависит ветровая нагрузка и какие ее со-

ставляющие?

7. Почему при расчете каркаса производственного здания обычно учитывают только статическую составляющую ветровой нагрузки?

8. Как изменяется ветровая нагрузка по высоте здания и как это изменение интерпретируется в СНиП 2.01.07 – 85*?

9. Как определяются эквивалентная равномерно распределенная поверхностная и линейная ветровые нагрузки для расчета поперечной рамы?

10. Как определить ветровую нагрузку, действующую на вертикальные поверхности, расположенные выше уровня нижнего пояса ригеля рамы? Как она учитывается при расчете?

11. Какие усилия передаются на каркас мостовыми кранами? Где они приложены и как направлены?

12. Какое количество кранов учитывается при определении усилий, передающихся на каркас при расчете по предельным состояниям первой группы? Тоже, по предельным состояниям второй группы?

13. Как определить усилия ($D_{\max}$, $D_{\min}$, $M_{\min}$, T), действующие на колонны каркаса при разрезных подкрановых балках?

14. Что учитывает коэффициент сочетания крановой нагрузки? От чего он зависит?

15. Чем отличается действительная конструктивная схема каркаса одноэтажного производственного здания от расчетной?

Литература – [1 – 2, 5, 6].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 12

Составление таблицы расчетных усилий рамы

Цель: научиться составлять таблицу расчетных усилий для колонн поперечной рамы производственного здания.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

– знать составление таблицы расчетных усилий для колонн поперечной рамы производственного здания (ПК-7, ПК-16);

– уметь составлять таблицу расчетных усилий для колонн поперечной рамы производственного здания, составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

– владеть навыками составления таблицы расчетных усилий для колонн поперечной рамы производственного здания, для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

Актуальность темы: получение навыков в составлении таблицы расчетных усилий для колонн поперечной рамы производственного здания, моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элемен-

тов и способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Расчеты элементов каркаса здания должны выполняться с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок и им соответствующих усилий. Эти сочетания устанавливают на основе анализа возможных вариантов одновременного действия различных нагрузок. Для этого статический расчет рамы производят отдельно на каждую нагрузку (постоянную, временные: снеговую, ветровую и др.). Пользуясь данными такого расчета, находят для каждого расчетного сечения рамы свою комбинацию нагрузок, которая создаст наиболее неблагоприятные условия работы этого сечения. Усилия в раме определяют по расчетным нагрузкам, т.е. по наибольшим из ожидаемых за весь период эксплуатации, но, поскольку вероятность одновременной реализации наибольших значений у всех нагрузок мала и зависит от количества одновременно учитываемых временных нагрузок, вводят коэффициент сочетаний, меньший единицы.

Нормами предусмотрены два вида основных сочетаний и одно особое сочетание.

– Основное сочетание с одной кратковременной нагрузкой допускает одновременно учитывать постоянную и одну временную нагрузку (длительную или кратковременную нагрузку), причем все эти нагрузки можно принимать без снижения, т.е. с коэффициентом сочетаний $\psi = 1$.

– Основное сочетание с двумя и более временными нагрузками позволяет одновременно учитывать любые нагрузки, кроме особых. При этом временные длительные принимают с коэффициентом сочетаний $\psi = 0,95$, а кратковременные – $\psi = 0,9$.

– В особых сочетаниях можно учитывать постоянные, временные длительные с $\psi = 0,95$, кратковременные с $\psi = 0,8$ и одну особую с $\psi = 1$, кроме

случаев, оговоренных в нормах проектирования сооружений для сейсмических районов и в других нормах проектирования конструкций и оснований.

Для расчета колонны расчетные усилия определяют для всех характерных сечений элементов рамы, в которых ожидаются наибольшие усилия. В каждом таком сечении вначале определяют комбинацию нагрузок, которая дает наибольший положительный изгибающий момент $+M_{max}$ и соответствующую этой комбинации нормальную силу N_{coomb} . При этом анализируют все возможные варианты загрузений с отвечающими им коэффициентами сочетаний. Затем определяют наибольший по величине отрицательный момент $-M_{min}$ при соответствующей нормальной силе N_{coomb} . И, наконец, – наибольшую нормальную силу при соответствующих (положительном и отрицательном) изгибающих моментах. Таким образом, для каждого расчетного сечения имеем следующие группы усилий:

$$+M_{max}, N_{coomb}; -M_{max}, N_{coomb}; |N|_{max}, +M_S; |N|_{max}, -M_{coomb}. \quad (12.1)$$

Элемент конструкции, например верхняя часть ступенчатой колонны, может включать несколько расчетных сечений (обычно два). Анализируя все возможные комбинации моментов и нормальных усилий в этом элементе, можно отсеять те из них, которые явно не представляют опасности, т.е. имеют меньшие, чем в других сочетаниях значения, как моментов, так и нормальных сил. После этого по одной или двум из оставшихся комбинаций подбирают сечение элемента конструкции проверяют его, оставляя для дальнейших проверок ту комбинацию при которой, требуемая площадь сечения оказалась большей.

Так для колонн сплошного сечения (например, верхняя часть ступенчатой колонны) большее влияние на площадь сечения оказывает величина изгибающего момента M , не зависимо от его знака. Поэтому в качестве расчетных выбирают сочетания с большей величиной изгибающего момента. Для решетчатых колонн (например, нижняя часть ступенчатой колонны) большее влияние на площадь сечения оказывает величина продольной сжимающей силы $-N$ и меньше величина изгибающего момента M . В качестве расчетных

сочетаний для таких колонн выбирают два сочетания с наибольшими продольными силами – N_{max} и соответствующими им изгибающими моментами с разными знаками (например $-N_{max}$, $-M_{coomb}$; $-N_{max}$, $+M_{coomb}$). Каждая из этих комбинаций будет вызывать наибольшие сжимающие усилия в соответствующих ветвях колонны, а следовательно и большие требуемые площади сечения ветвей A_{red} .

Усилия M и N выписывают для сечений, где усилия носят скачкообразный характер и где размер сечения стержня колонны изменяется. Если в верхней части колонны есть проем для прохода, то у начала и конца проема тоже определяются усилия.

Для верхнего и нижнего участков ступенчатой колонны кроме усилий изгибающего момента M и продольной сжимающей силы Q , необходимой для расчета раскосов решетки сквозной колонны, фундаментов и проверок прочности и местной устойчивости стенки сплошной колонны. Комбинации нагрузок должны быть возможными. Например, при учете крановых нагрузок нельзя учитывать усилия от боковых сил крана T без учета вертикальных сил крана N и наоборот, нельзя не учитывать постоянную нагрузку. Значения от боковых сил крана T учитывают в составленном сочетании всегда большими по величине и с тем знаком, который для данного сочетания увеличивает значение изгибающего момента M (пример 12.1).

Для расчета анкерных болтов в нижнем сечении колонны, у узла сопряжения базы колонны с фундаментом, составляют дополнительную комбинацию усилий, способных создать растяжение в фундаментных болтах (обычно это сочетание постоянной и ветровой нагрузок). Если постоянная нагрузка разгружает анкерные болты, то есть вызывает в них сжимающие продольные усилия $-N$, то ее следует принимать с коэффициентом $\gamma_f = 0,9$.

Для проверки упоров на срез для этого же сечения следует составлять комбинацию, соответствующую максимальной поперечной силе $|Q|_{max}$. Для расчета стропильной фермы при ее жестком сопряжении с колонной следует найти наибольший опорный момент при сочетании постоянной и снеговой

нагрузок с другими нагрузками. Найдя такой момент на одной стороне фермы, нужно определить величину опорного момента на другой ее стороне при этой же комбинации нагрузок. Например, нагрузка от рамных моментов в сечении 1 – 1 левой стойки рамы получена при сочетании (1, 2, 3*, 4*, 5*) (пример 12.1) тогда в сечении 1 – 1 на правой стойке ее следует получить при сочетании (1, 2, 3, 4, 5). Для проверки нижнего пояса фермы на сжатие необходимо оценить комбинацию нагрузок от рамных моментов и от распора рамы, способных привести к появлению в крайней, а возможно и последующих панелях нижнего пояса сжимающих усилий (обычно это комбинации без снеговой нагрузки).

При машинном расчете алгоритм выбора расчетных сочетаний усилий (РСУ) задают в виде графа. Такой граф представляет собой совокупность дуг, соединенных между собой в вершинах графа. Каждая дуга обозначает отдельное нагружение или его отсутствие (нулевая дуга). Последовательность дуг (цепь) от начальной точки до конечной определяет одну возможную комбинацию нагрузок. Если две или несколько нагрузок не могут действовать одновременно, то они должны быть представлены параллельными дугами. На рисунке 12.1 показан граф для однопролетного здания, оборудованного мостовыми кранами.

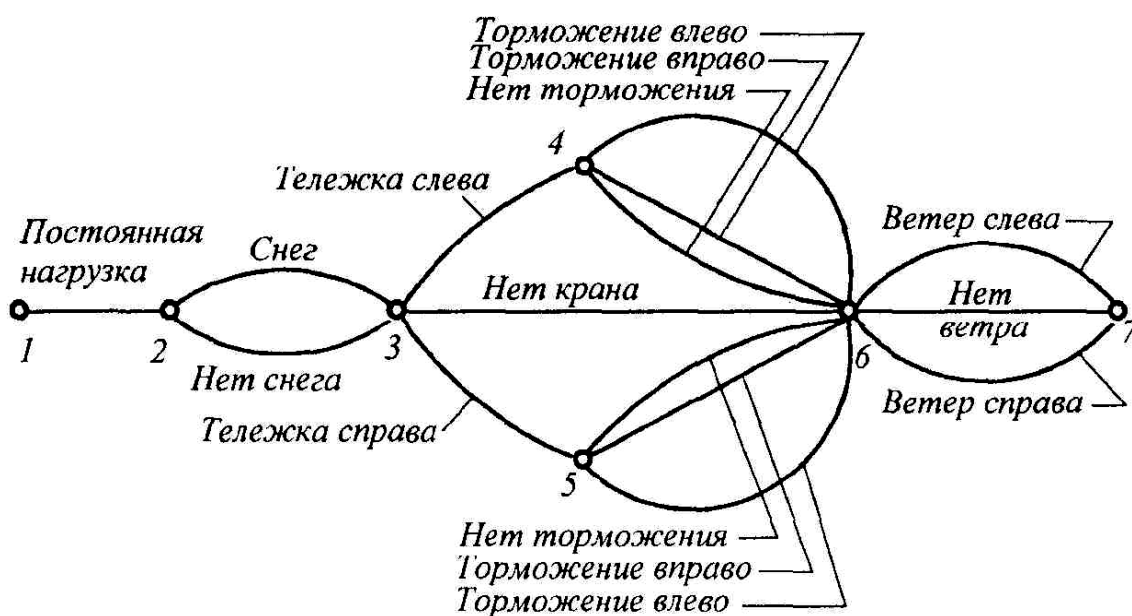


Рисунок 12.1 – Граф сочетаний нагрузок

Надписи на дугах приведены для наглядности. Вместо них указывают порядковые номера нагрузок и коэффициенты сочетаний. В машину граф вводят в форме матрицы, приемы заполнения которой оговаривают в сопроводительной документации на программу. В некоторых программных комплексах граф сочетаний встроен в тело программы, что лишает пользователя возможности отражать изменения в нормах проектирования, появившиеся после разработки данной версии программы.

Пример 12.1

Требуется по результатам силового расчета поперечной симметричной рамы и построенным эпюрам усилий от каждой из нагрузок, приложенных к раме (рисунки 12.3 – 12.7), составить таблицу расчетных усилий для левой стойки рамы (M , кН·м, N , кН, Q , кН). Результаты расчета представлены таблицей 12.1. Расчет выполнен на ЭВМ по программе «RAMA ST». Схему рамы с расчетными сочетаниями и принятыми знаками усилий см. на рисунке 12.2. Выделить рамкой усилия, принимаемые для расчета колонн.

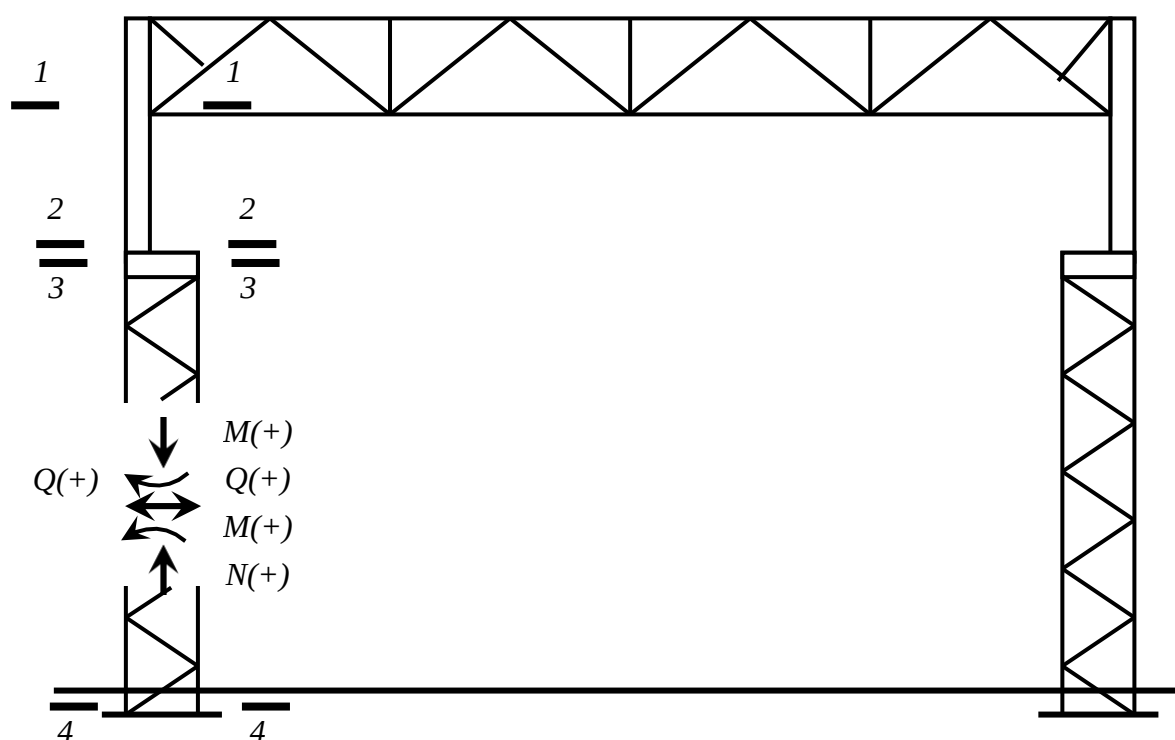


Рисунок 12.2. – Схема поперечной рамы, к примеру, 12.1

Таблица 12.1 – Результаты силового расчета поперечной рамы

РАБОТАЕТ ПРОГРАММА RAMAST РАЗРАБОТЧИК КАФ. СТРОИТЕЛЬСТВО ЗАКАЗЧИК СТУДЕНТ *****						
	L=24.05 F1=188.8 ALPR=0.454	H=24.70 IB=1.0 T=48.73	HB=5.35 IN=5.0 QE=2.80	HN=19.35 PSN=17.10 QE1=2.10	E=0.400 MMAX=927.70 FB=11.69	G=17.19 MMIN=244.19 FB1=8.76
НАГРУЗКА	МА, КН*М	МВ, КН*М	МСВ, КН*М	МСН, КН*М	QA, КН	QB, КН
ПОСТОЯННАЯ	11,247	-98,666	-109,568	48,652	1,933	2,038
СНЕГОВАЯ	41,522	-101,115	-88,396	-6,145	-2,463	-2,377
КРАНДМАХНАЛЕВОЙ	219,754	36,867	313,874	-658,153	-44,853	-51,777
Т НАЛЕВОЙ	-226,873	-43,894	121,316	121,316	17,994	-30,880
ВЕТЕР СЛЕВА	-800,948	207,504	135,290	135,290	75,408	6,248
КРАНДМАХНАПРАВОЙ	250,246	-80,055	44,495	-198,847	+23,209	+23,280
Т НАПРАВОЙ	+152,177	-71,024	-22,837	-22,837	9,045	9,007
ВЕТЕР СПРАВА	757,94	-229,017	-125,064	-125,064	+65,893	+14,023

Обозначения, принятые в таблице 12.1:

1. в графе «НАГРУЗКА» – перечислены нагрузки, приложенные к расчетной схеме рамы;

2. в графе «МА, КН*М» – величина изгибающего момента в точке А (соответствует сечению 4 – 4 рисунка 12.2) от указанной в строке нагрузки;

3. в графе «МВ, КН*М» – величина изгибающего момента в точке В (соответствует сечению 1 – 1 рисунка 12.2) от указанной в строке нагрузки;

4. в графе «МСВ, КН*М» – величина изгибающего момента в точке С над уступом (соответствует сечению 2 – 2 рисунка 12.2) от указанной в строке нагрузки;

5. в графе «МСН, КН*М» – величина изгибающего момента в точке С под уступом (соответствует сечению 3 – 3 рисунка 12.2) от указанной в строке нагрузки;

6. в графе «QA, КН» – величина поперечной силы в точке А (соответствует сечению 4 – 4 рисунка 12.2) от указанной в строке нагрузки;

7. в графе «QB, КН» – величина поперечной силы в точке В (соответствует сечению 1 – 1 рисунка 12.2) от указанной в строке нагрузки;

Продольные усилия в каждом сечении элементов рассматриваемой поперечной рамы определяют без использования ПЭВМ.

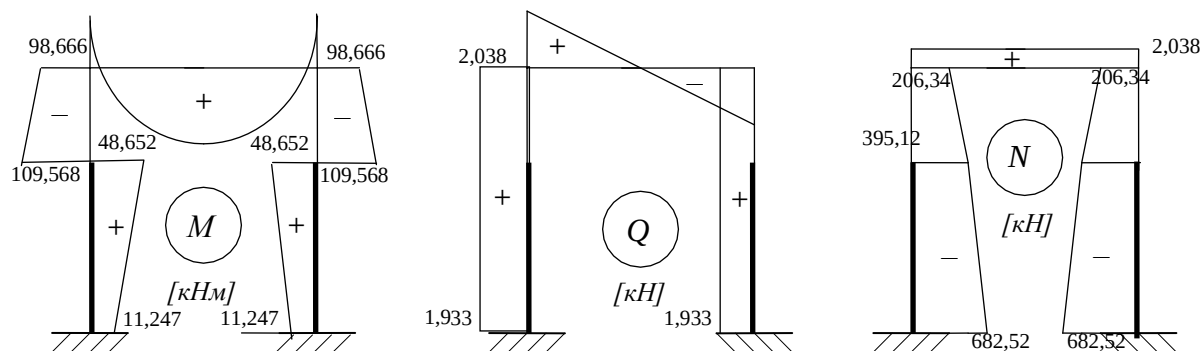


Рисунок 12.3 – Эпюры усилий в раме от постоянной нагрузки

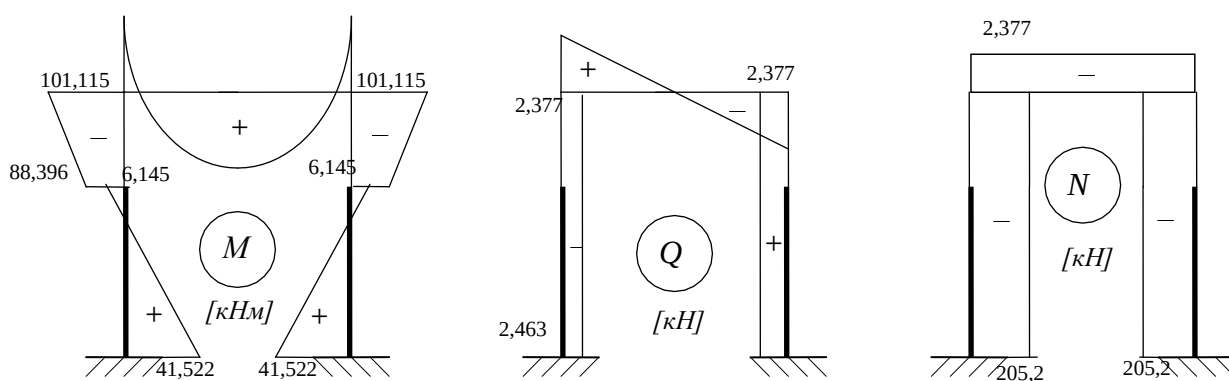


Рисунок 12.4 – Эпюры усилий в раме от снеговой нагрузки

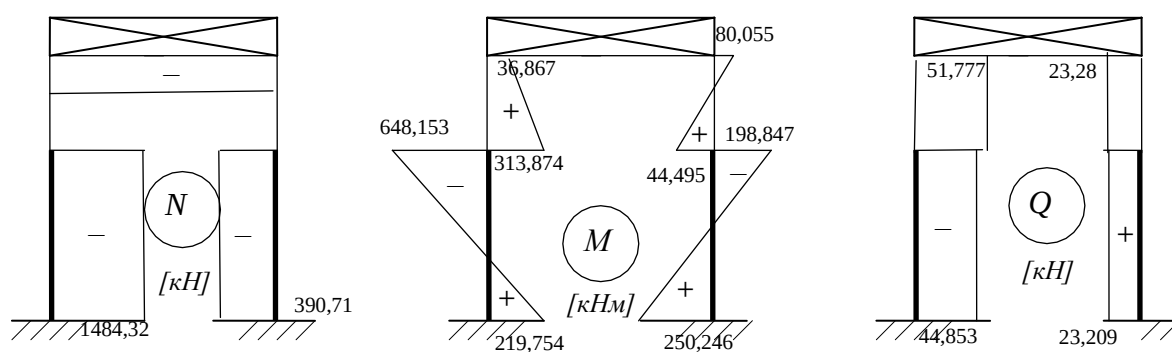


Рисунок 12.5 – Эпюры усилий в раме от вертикальной нагрузки от мостовых кранов

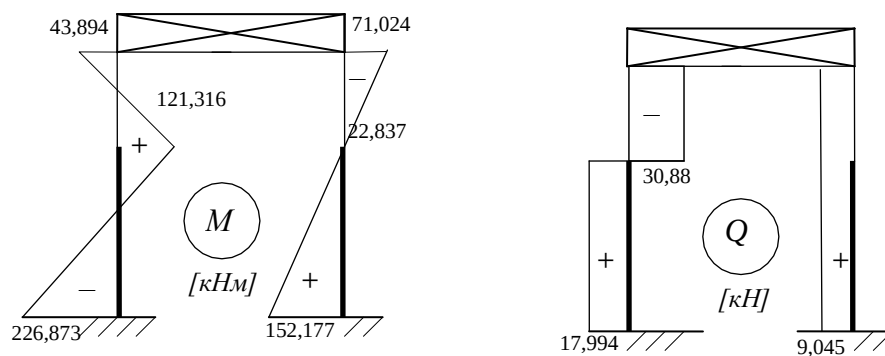


Рисунок 12.6 – Эпюры усилий в раме от горизонтальной нагрузки от мостовых кранов

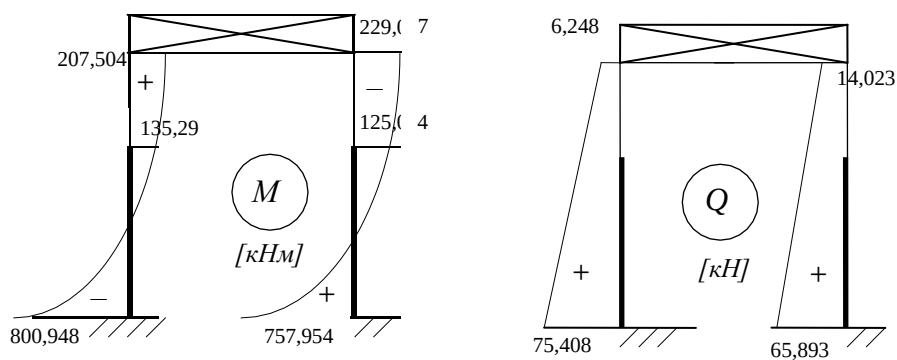


Рисунок 12.7 – Эпюры усилий в раме от ветровой нагрузки

Решение

Составляем таблицу для характерных сечений левой стойки рамы (рисунок 12.2, таблица 12.2). Чтобы учесть все возможные случаи загрузки, в таблицу заносим также усилия от вертикальных крановых воздействий при расположении тележки у правой стойки, усилия при силе T , приложенной к правой стойке, усилия при другом направлении ветра.

Таблица 12.2 – Расчетные усилия в сечениях левой стойки рамы

№ нагруз- ки	Нагрузки и ком- бинации усилий		ψ_2	Сечение стойки														
				1 – 1		2 – 2		3 – 3		4 – 4								
				M	N	M	N	M	N	M	N	Q						
1	Постоянная		1	-98,666	-206,34	-109,568	-395,12	-48,652	-395,12	11,247	-682,52	-2,038						
2	Снеговая		1	-101,115	-205,2	-88,396	-205,2	-6,145	-205,2	41,522	-205,24	-2,463						
			0,9	-91,000	-184,68	-79,56	-184,68	-5,53	-184,68	37,37	-184,68	-2,22						
3	На левую стойку	$D_{\max}$	1	36,867	0	313,874	0	-648,153	-1484,32	219,754	-1484,32	-44,583						
			0,9	33,180	0	282,49	0	-583,34	-1335,89	197,78	-1335,89	-40,13						
3*	На правую стойку		1	-80,055	0	44,495	0	-198,847	-390,71	250,246	-390,71	-23,209						
			0,9	-72,050	0	40,05	0	-178,96	-351,64	225,22	-351,64	-20,89						
4	На левую стойку	T	1	±43,894	0	±121,316	0	±121,316	0	±226,873	0	±17,994						
			0,9	±39,51	0	±109,18	0	±109,18	0	±204,19	0	±16,19						
4*	На правую стойку		1	±71,024	0	±22,837	0	±22,837	0	±152,177	0	±9,045						
			0,9	±63,92	0	±20,55	0	±20,55	0	±136,36	0	±8,14						
5	Слева	ветровая	1	207,504	0	135,290	0	135,290	0	-800,948	0	75,408						
			0,9	186,75	0	121,76	0	121,76	0	-720,85	0	67,87						
5*	Справа		1	-229,017	0	-125,064	0	-125,064	0	757,954	0	-65,893						
			0,9	-206,120	0	-112,56	0	-112,56	0	682,16	0	-59,3						
	$+M_{\max}$ $N_{\text{соотв}}$	№ нагрузок	1	1,5		1,3,4		1,5		1,5*								
		усилия		108,84	-206,34	325,62	-395,12	183,94	-395,12	769,20	-682,52							
		№ нагрузок	0,9	1,3,4*,5		1,3,4,5		-		1,2,3*,4,5*								
		усилия		185,18	-206,34	403,86	-395,12	-	-	1160,19	-1218,84							
	$-M_{\max}$ $N_{\text{соотв}}$	№ нагрузок	1	1,3*,4*(-)		1,5*		1,3,4(-)		1,5								
		усилия		-249,750	-206,34	-234,63	-395,12	-720,82	-1879,4	-789,7	-682,52							
		№ нагрузок	0,9	1,2,3*,4*(-),5*		1,2,3*,4(-),5*		1,2,3,4(-),5*		1,3,4(-),5								
		усилия		-531,760	-391,02	-370,62	-579,80	-761,96	-1915,69	-716,01	-2018,41							
	$N_{\max}$ $+M_{\text{соотв}}$	№ нагрузок	1	1,5		1,3,4		1,5		1,3,4								
		усилия		108,84	-206,34	325,62	-395,12	183,94	-395,12	457,87	-2166,84							
		№ нагрузок	0,9	1,3,4*,5		1,3,4,5		1,2,5		1,2,3,4,5*								
		усилия		185,18	-206,34	403,86	-395,12	164,83	-579,8	1132,75	-2203,1							
	$N_{\max}$ $-M_{\text{соотв}}$	№ нагрузок	1	1,2		1,2		1,3,4(-)		1,3,4								
		усилия		-199,78	-411,54	-197,96	-600,52	-720,82	-1879,4	-	-							
		№ нагрузок	0,9	1,2,3*,4*(-),5*		1,2,3*,4(-),5*		1,2,3,4(-),5*		1,2,3,4(-),5								
		усилия		-531,76	-391,02	-370,82	-579,80	-761,96	-1915,69	-678,64	-2203,1							
	$N_{\min}$ $+M_{\text{соотв}}$	№ нагрузок	1	Усилия M, N от постоянной нагрузки подсчитаны с коэффициентом 0,9/1,163=0,774						1,5*								
		усилия								766,66	-528,27							
	$N_{\min}$ $-M_{\text{соотв}}$	№ нагрузок	1													1,5		
		усилия														-792,24	-528,27	
	$Q_{\max}$	№ нагрузок	0,9							1,2,3,4,5*								
		усилия								-	-	-115,8						

Задания

Составить таблицу комбинаций усилий в четырех сечениях левой стойки рамы (колонны). Определить расчетные усилия для верхней и нижней частей колонны, выделив их в таблице. Исходные данные принять по таблицам 12.3 – 12.5.

Таблица 12.3 – Расчетные усилия в сечениях левой стойки рамы (изгибающие моменты M , кН·м, нормальные N и поперечные Q силы, кН)

№ нагрузки	Нагрузки и комбинации усилий			$\psi/2$	Сечение стойки									
					1 – 1			2 – 2		3 – 3		4 – 4		
					M	N	Q	M	N	M	N	M	N	Q
1	Постоянная			1,0	-382	-378	-32	-269	-688	-121	-688	+312	-945	-32
2	Снеговая			1,0	-454	-432	-42	-393	-432	-291	-432	+513	-432	-42
				0,9	-409	-389	-37,8	-354	-389	-262	-389	+462	-389	-38
3	На левую стойку	$D_{\max}$		1,0	-150	0	-84	+480	0	-983	-1944	+320	-1944	-134
	0,9			-135	0	-75,6	+432	0	-885	-1750	+288	-1750	-121	
3*	На правую стойку			1,0	-186	0	-65	+175	0	-421	-811	+435	-811	-95
	0,9			-168	0	-58,5	+157.5	0	-379	-730	+392	-730	-85.5	
4	На левую стойку	T		1,0	±35	0	±24	±65	0	±65	0	±110	0	±21
	0,9			±31,5	0	±21,6	+58.5	0	±58.5	0	±99	0	±19	
4*	На правую стойку			1,0	±31	0	±5,8	±2	0	±2	0	±53	0	±7.1
	0,9			±28	0	±5,2	±1.8	0	±1.8	0	±48	0	±6.7	
5	Слева	ветровая		1,0	+252	0	+35	+55	0	+55	0	-710	0	+94
	0,9			+227	0	+31,5	+49.5	0	+49.5	0	-639	0	+84.6	
5*	Справа			1	-284	0	-41	-49	0	-49	0	+685	0	-81
	0,9			-256	0	-37	-44.1	0	-44.1	0	+469.2	0	-73	

Таблица 12.4 – Расчетные усилия в сечениях левой стойки рамы (изгибающие моменты M , кН·м, нормальные N и поперечные Q силы, кН)

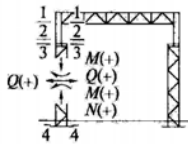
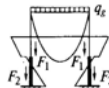
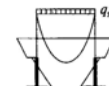
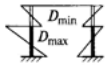
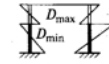
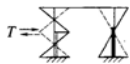
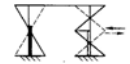
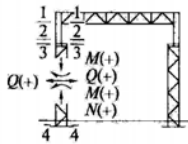
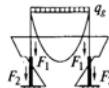
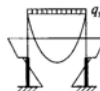
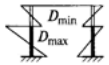
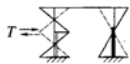
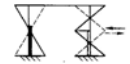
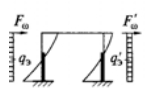
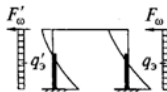
№ нагрузки	Нагрузки и комбинации усилий			$\psi/2$	Сечение стойки									
					1 – 1			2 – 2		3 – 3		4 – 4		
					M	N	Q	M	N	M	N	M	N	Q
1	Постоянная			1,0	-212	-243	-17	-132	-455	-36	-455	+195	-694	-17
2	Снеговая			1,0	-138	-162	-15	-79	-162	-54	-162	+115	-162	-15
				0,9	-124,2	-146	-13,5	-71,1	-146	-48,6	-146	+103,5	-146	-13,5
3	На левую стойку	$D_{\max}$		1,0	-130	0	-83	+410	0	-795	-1510	+315	-1510	-83
	0,9			-117	0	-74,7	+369	0	-715,5	-1359	+283,5	-1359	-74,7	
3*	На правую стойку			1,0	-113	0	-58	+107	0	-238	-630	+342	-630	-58
	0,9			-102	0	-52,2	+96,3	0	-214,2	-567	+308	-567	-52,2	
4	На левую стойку	T		1,0	±32	0	±23	±59	0	±59	0	±105	0	±11
	0,9			±28,8	0	±20,7	±53,1	0	±53,1	0	±94,5	0	±9,9	
4*	На правую стойку			1,0	±27	0	±5,3	±1,5	0	±1,5	0	±64	0	±5,3
	0,9			±24,3	0	±4,8	±1,35	0	±1,35	0	±57,6	0	±4,8	
5	Слева	ветровая		1,0	+341	0	+58	+64	0	+64	0	-1032	0	+129
	0,9			+307	0	+52,2	+57,6	0	+57,6	0	-929	0	+116,1	
5*	Справа			1	-383	0	-69	-55	0	-55	0	+983	0	-114
	0,9			-345	0	-62,1	-49,5	0	-49,5	0	+885	0	-102,6	

Таблица 12.5 – Расчетные усилия в сечениях левой стойки рамы (изгибающие моменты M , кН·м, нормальные N и поперечные Q силы, кН)

№ нагрузки	Нагрузки и комбинации усилий			$\psi/2$	Сечение стойки									
					1 – 1			2 – 2		3 – 3		4 – 4		
					M	N	Q	M	N	M	N	M	N	Q
1	Постоянная			1,0	-215	-281	-21	-154	-561	-38	-561	+183	-823	-21
2	Снеговая			1,0	-598	-624	-45	-263	-624	-194	-624	+510	-624	-45
				0,9	-538,2	-561,6	-40,5	-236,7	-561,6	-174,6	-561,7	+459	-561,7	-40,5
3	На левую стойку	$D_{\max}$		1,0	-43	0	-32	+138	0	-284	-879	+114	-879	-32
	0,9			-38,7	0	-28,8	-124,2	0	-255,6	-791,1	+102,6	-791,1	-28,8	
3*	На правую стойку			1,0	-56	0	-21	+51	0	-193	-364	+204	-364	-21
	0,9			-50,4	0	-18,9	+45,9	0	-173,7	-327,6	+183,6	-327,6	-18,9	
4	На левую стойку	T		1,0	±24	0	±12	±43	0	±43	0	±83	0	±9
	0,9			±21,6	0	±10,8	±38,7	0	±38,7	0	±74,7	0	±8,1	
4*	На правую стойку			1,0	±19	0	±3,2	±0,8	0	±0,8	0	±41	0	±3,2
	0,9			±17,1	0	±2,9	±0,72	0	±0,72	0	±36,9	0	±2,9	
5	Слева	ветровая		1,0	+130	0	+17	+28	0	+28	0	-410	0	+51
	0,9			+117	0	+15,3	+25,2	0	+25,2	0	-369	0	+45,9	
5*	Справа			1	-139	0	-23	-25	0	-25	0	+392	0	-48
	0,9			-125,1	0	-20,7	-22,5	0	-22,5	0	+352,8	0	-43,2	

Вопросы к практическому занятию

1. Какие комбинации действия нагрузок нужно рассматривать при определении расчётных усилий? В каких сечениях однопролётной рамы определяются расчётные усилия?
2. Какие сочетания усилий учитывают при составлении таблицы расчётных усилий?
3. Как приближённо определить, включать ли усилия от какой-либо нагрузки в расчётную комбинацию?
4. В чём состоит особенность определения комбинаций усилий при расчёте анкерных болтов базы колонны?

Литература – [1, 3, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 13**Подбор и проверки сечения сплошной внецентренно-сжатой колонны из прокатного двутавра**

Цель: научиться подбирать и проверять сечение сплошной внецентренно-сжатой колонны из прокатного двутавра.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

– знать подбор и проверки сечения сплошной внецентренно-сжатой колонны из прокатного двутавра (ПК-7, ПК-16);

– уметь подбирать и проверять сечение сплошной внецентренно-сжатой колонны из прокатного двутавра, составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПКО-, ПК-16);

– владеть навыками подбора и проверок сечения сплошной внецентренно-сжатой колонны из прокатного двутавра, для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

Актуальность темы: получение навыков в подборе и проверок сечения сплошной внецентренно-сжатой колонны из прокатного двутавра. Моде-

лирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов и способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Внецентренно-сжатые колонны в зданиях и сооружениях используются очень часто. Это конструкции, которые, кроме сжимающей силы, испытывают воздействия от изгибающего момента в одной или двух главных плоскостях. Причина возникновения моментов – либо влияние поперечной нагрузки, либо внецентренное приложение осевой силы.

1. Характеристика сечений сплошных стержней колонн

Сплошные колонны чаще проектируют двутаврового сечения (рисунок 13.1). Для колонн с постоянным по высоте сечением и надкрановых частей ступенчатых колонн производственных зданий применяют симметричные двутавры (рисунок 13.1а, б). Достоинством сплошных колонн постоянного сечения является их конструктивная простота, обеспечивающая небольшую трудоемкость при изготовлении. Такие колонны применяют для невысоких зданий (H до 10 – 12 м) и зданий, оборудованных кранами небольшой грузоподъемностью (Q до 20 т).

Сечения внецентренно-сжатых колонн следует проектировать развитыми в плоскости действия момента. Они могут быть симметричными и асимметричными. Если изгибающий момент в колонне действует только в одном направлении, целесообразно применять несимметричные сечения.

Для снижения трудоемкости изготовления сплошных колонн рационально применение прокатных двутавров с параллельными гранями полок типа III. Однако, с точки зрения уменьшения расхода стали на колонну более экономичными могут быть составные сварные.

Для крайних рядов колонн промышленных зданий, оборудованных мостовыми кранами, обычно применяют ступенчатые колонны несимметрично-

го сечения (рисунок 13.1в, д). Наружную ветвь этих колонн проектируют из листа или из гнутого профиля. К таким ветвям удобно крепить панели стенового ограждения. Для подкрановой ветви ступенчатых колонн рекомендуется применять прокатный или составленный из листов двутавр. Высоту сечений ветвей принимают одинаковой. Стенку проектируют из листа. Колонны средних рядов обычно имеют симметричные сплошные сечения (рисунок 13.1а, б, е, ж).

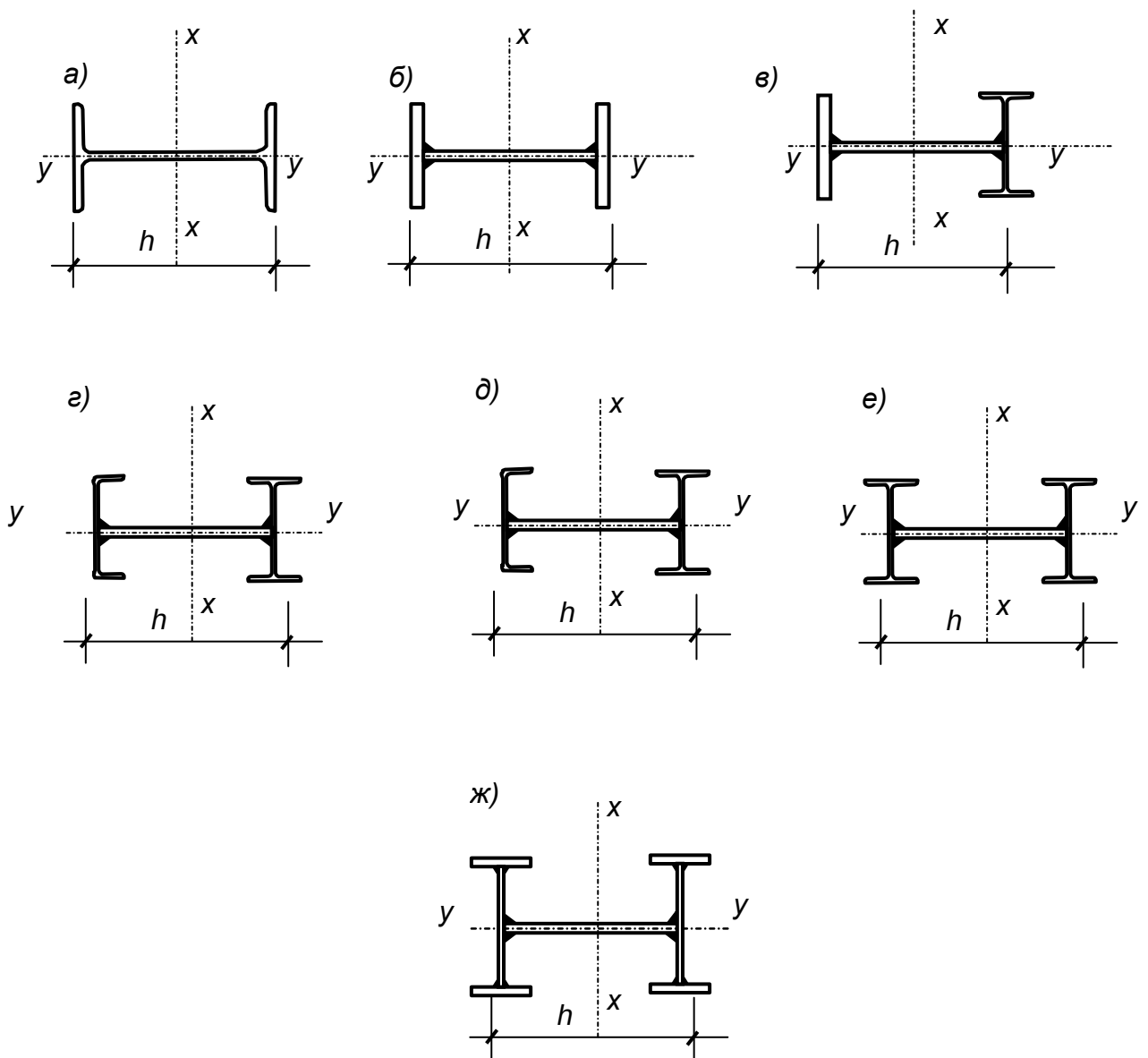


Рисунок 13.1 – Типы сечений сплошных внецентренно-сжатых колонн:
а – из прокатного двутавра, б, в, г, д, ж – сварные составные
(а, б, е, ж – симметричного; в, г, д – несимметричного)

2. Подбор сечения, проверка прочности и устойчивости стержня сплошной внецентренно-сжатой колонны из прокатного двутавра

До подбора сечения стержня внецентренно-сжатой колонны необходимо выполнить компоновочный этап. Должны быть известны комбинации N , M (следовательно $e_x = \frac{M}{N}$, расчетные длины стержня колонны $l_{ef,x}$, $l_{ef,y}$,

сталь. Выбирается тип сечения и его высота). Высотой сечения h (рисунок 13.1а) обычно предварительно задаются, принимая ее из условия требования жесткости (так, например, для колонны бескранового здания $h=(1/20...1/30) H$, где H – высота колонны от низа базы до низа стропильной конструкции) или из условия предельной гибкости.

2.1 Далее подбор сечения ведут в следующей последовательности:

1. Определяют приближенные геометрические характеристики: радиус инерции i_x и ядровое расстояние ρ_x .

$$i_x \approx \alpha h, \quad \rho_x = \frac{i_x^2}{z}, \quad (13.1)$$

где α – коэффициент для приближенного определения радиуса инерции при принятой высоте сечения h .

Для симметричного двутаврового сечения

$$i_x \approx 0,42h \text{ и } \rho_x = \frac{2i_x^2}{h} \approx 0,35h, \quad (13.2)$$

2.2 С помощью i_x и ρ_x определяют:

$$\text{гибкость стержня} \quad \lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x}, \quad (13.3)$$

$$\text{условную гибкость} \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (13.4)$$

$$\text{относительный эксцентриситет} \quad m = \frac{e_x}{\rho_x}, \quad (13.5)$$

$$\text{приведенный относительный эксцентриситет} \quad m_{ef} = \eta \cdot m, \quad (13.6)$$

где η – коэффициент влияния формы сечения, определяют по таблице 13,

приложение 11. Предварительно, для симметричного двутавра, η можно принять $\eta=1,25$.

Далее по $\bar{\lambda}_x$ и m_{ef} находят φ_e по таблице 14 приложение 12.

Требуемую площадь сечения определяют по формуле:

$$A_{red} = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c}. \quad (13.7)$$

Если сечение из прокатного профиля, например, двутавр, то по h , A_{red} и i_x подбирается в сортаменте подходящий номер.

2.3 Для выбранного по сортаменту профиля выписывают: его номер, площадь сечения A , момент сопротивления W_x , радиусы инерции i_x , i_y , высоту сечения h , толщину стенки t_w , ширина полки b_f , толщина полки t_f , моменты инерции I_x , I_y .

2.4 Далее выполняют проверку на прочность, если сечение ослаблено отверстиями для болтов по формуле (49) [5] либо (50) [5].

2.5 Проверку на устойчивость в плоскости действия момента выполняют по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} \leq R \gamma_{yc}, \quad (13.8)$$

где коэффициент φ_e определяют по уточненным значениям λ_x , $\bar{\lambda}_x$, m , η , m_{ef} , найденными по формулам (13.3) – (13.6) с подстановкой в них принятых геометрических характеристик подобранного профиля.

Перенапряжение по формуле (13.8) не допускается, запас по недонапряжению не более 5...7 %.

При перенапряжениях необходимо принять следующий больший профиль и заново его проверить, при недонапряжениях – принять меньший профиль и также его проверить.

2.6 Выполняют проверку на гибкость относительно оси x :

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \leq [\lambda_{lim}], \quad (13.9)$$

относительно оси y :

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \leq [\lambda_{lim}], \quad (13.10)$$

$$\text{где } [\lambda_{lim}] = 180 - 60\alpha, \quad (13.11)$$

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c}, \text{ но не менее } 0,5.$$

Если проверки по формулам (13.9) или (13.10) не выполняются, то необходимо принять следующий больший профиль и выполнить для него проверки по прежним формулам.

2.7 Проверку на устойчивость из плоскости действия момента выполняют по формуле (13.12) (эту проверку выполняют для профиля, который удовлетворил всем предыдущим проверкам)

$$\sigma = \frac{N}{c \varphi_y A} \leq R_y \gamma_c, \quad (13.12)$$

где $c < 1$ – коэффициент, учитывающий влияние изгибающего момента в плоскости (M_x) на устойчивость из плоскости аналогичного центрально-сжатого стержня. Зависит от значения относительного эксцентриситета m_x и вычисляется согласно требованиям п. 5.31 [5].

φ_y – коэффициент продольного изгиба определяют по таблице 9, приложение 8 в зависимости от R_y и $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y}$.

При определении относительного эксцентриситета m_x по формуле:

$$m_x = \frac{M_x A}{N W_x}, \quad (13.13)$$

за расчетный момент M_x следует принимать:

- для стержней с шарнирно-опертыми концами, закрепленными от смещения перпендикулярно плоскости действия момента – максимальный момент в пределах средней трети длины (но не менее половины наибольшего по длине стержня момента);
- для стержней с одним защемленным, а другим свободным концом –

момент в заделке (но не менее момента в сечении, отстоящем на треть длины стержня от заделки).

Коэффициент c в формуле (13.12) следует определять:

при значениях относительного эксцентриситета $m_x \leq 5$ по формуле:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x}, \quad (13.14)$$

где α и β – коэффициенты, принимаемые по таблице 10 [5] или таблице , приложение ;

при значениях $m_x \geq 10$ по формуле:

$$c = \frac{1}{1 + m_x \frac{\varphi_y}{\varphi_b}}, \quad (13.15)$$

где φ_b – коэффициент снижения расчетного сопротивления при потере устойчивости балок, в большинстве практических случаев при проверке устойчивости колонн $\varphi_b = 1,0$. Согласно требованиям, [5] определяется по приложению 7* [5] как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса. При выполнении заданий по подбору и проверкам сечений сплошных внецентренно-сжатых колонн из прокатных двутавров φ_b можно принять равным 1,0;

при значениях относительного эксцентриситета $5 < m_x < 10$ по формуле:

$$c = c_5(2 - 0,2m_x) + c_{10}(0,2m_x - 1), \quad (13.16)$$

где c_5 определяется по формуле (13.14) при $m_x = 5$, а c_{10} – по формуле (13.15) при $m_x = 10$.

При гибкости $\lambda_y > \lambda_c = 3,14 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, коэффициент c не должен превышать:

для стержней двутаврового сечения с двумя осями симметрии – значений, определяемых по формуле:

$$c_{\max} = \frac{2}{\left[1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\frac{M_x}{Nh'} \right)^2} \right]}, \quad (13.17)$$

$$\text{где } \delta = \frac{4\rho}{\mu}; \quad \rho = \frac{I_x + I_y}{(Ah')^2}; \quad \mu = 2 + 0,156 \frac{I_t}{Ah'^2} \lambda_y^2; \quad I_t = 0,433 \sum b_i t_i^3,$$

здесь b_i и t_i – соответственно ширина и толщина листов, образующих сечение; h' – расстояние между осями поясов, $h' = h - t_f$.

Если проверка по формуле (13.12) не выполняется (в проверяемом сечении есть перенапряжение), то необходимо принять следующий больший профиль и для него повторить проверку по формуле (13.12), т.к. перенапряжения не допускаются.

2.8 Окончательно должно быть принято сечение стержня внецентренно-сжатой колонны, для которого все перечисленные проверки выполняются, а запасы не более 5...7 %. Для составных сечений необходимо добиваться равноустойчивости работы стержня, когда $\sigma_x = \sigma_y$ реализуется, если

$$\varphi_e = c\varphi_y \quad (13.18)$$

Для сечений из прокатных профилей также желательно выполнение условия (13.18), если выбранный по ГОСТ сортамент профилей позволяет этого добиться.

2.9. При значениях приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef} > 20$ расчет на устойчивость не требуется, и в этих случаях расчет выполнят как для изгибаемых элементов (см. практическое занятие №4).

Прочность проверяют по формулам (49) [5] или (50) [5].

Если $\varphi_e > \varphi$ (при больших значениях N и малых M), то устойчивость таких колонн необходимо проверить еще и как центрально-сжатых по формуле (7) [5] или по формуле (7.10).

Пример 13.1

Подобрать и проверить колонну из двутавра с параллельными гранями полок одноэтажного, однопролетного, бескранового здания при следующих исходных данных: максимальные расчетные усилия в заделке $M = 300 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N = 600 \text{ кН}$; материал конструкции – сталь С345 по ГОСТ 27771 – 88 с

$R_y=31,5 \text{ кН/см}^2$ при $t=10\dots 20 \text{ мм}$, расчетные длины колонны: в плоскости рамы $l_{ef,x}=20,3 \text{ м}$, из плоскости рамы $l_{ef,y}=5,2 \text{ м}$. Верхний конец колонны свободен, нижний – зашце́млен, высота колонны от низа базы до низа стропильной конструкции $H=10,15 \text{ м}$. В качестве предварительно принятого сечения колонны – принят двутавр с $h=40,0 \text{ см} \approx \frac{1}{25}H = \frac{1}{25} \cdot 1015 = 40,6 \text{ см}$, что лежит в пределах $\left(\frac{1}{20} - \frac{1}{30} \right) H$; коэффициент условия работы $\gamma = 1$.

Решение

Подбор сечения колонны.

В качестве первого приближения используем следующие зависимости для симметричного двутавра (см. формулы (13.1) – (13.6) или (6.96) [2]): $i_x \approx 0,42h$; $\rho_x = 0,35h$; $\eta = 1,25$, тогда

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{l_{ef,x}}{0,42h} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{2030}{0,42 \cdot 40} \sqrt{\frac{31,5}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,73;$$

$$m_{ef} = \eta \frac{e}{\rho_x} = 1,25 \frac{M}{N \cdot 0,35h} = 1,25 \frac{300 \cdot 10^2}{600 \cdot 0,35 \cdot 40} = 4,46.$$

По таблице 14 приложение 12 $\varphi_e = 0,15$.

Требуемая площадь сечения по формуле (13.7)

$$A_{red} = \frac{N}{\varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{600}{0,15 \cdot 31,5 \cdot 1} = 126,98 \approx 127 \text{ см}^2.$$

По таблице 6, приложение 5 принимаем I 40 Ш2 с геометрическими характеристиками:

$A=141,6 \text{ см}^2$, $W_x=2025 \text{ см}^2$, $i_x=16,75 \text{ см}$, $i_y=7,14 \text{ см}$, $I_x=39700 \text{ см}^4$, $I_y=7209 \text{ см}^4$, $b_f=30,0 \text{ см}$; $t_f=1,60 \text{ см}$; $t_w=1,15 \text{ см}$; $h=39,2 \text{ см}$, $R=2,2 \text{ см}$.

Проверяем устойчивость принятого профиля в плоскости действия момента

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{2030}{16,75} \sqrt{\frac{31,5}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,74;$$

$$m = \frac{M_x}{N} \cdot \frac{A}{W_x} = \frac{300 \cdot 10^2 \cdot 141,6}{600 \cdot 2025} = 3,496 \approx 3,5.$$

При $\frac{A_f}{A_w} = \frac{30 \cdot 1,6}{1,15 \cdot [39,2 - 2(1,6 + 2,2)]} = 1,32 > 1$ коэффициент влияния

формы сечения вычисляем по формуле 6 таблицы 13, приложение 11

$$\eta = (1,9 - 0,1m) - 0,02(6 - m) = (1,9 - 0,1 \cdot 3,5) - 0,02(6 - 3,5) \cdot 4,74 = 1,31;$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,31 \cdot 3,5 = 4,595 = 4,6.$$

По таблице 14, приложение 12 находим $\varphi_e = 0,148$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \gamma_c; \quad \sigma = \frac{600}{0,148 \cdot 141,6} = 28,63 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 31,5 \cdot 1 = 31,5 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость колонны в плоскости действия момента обеспечена.

Предельная гибкость стержня колонны

$$[\lambda_{lim}] = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,91 = 125,4,$$

где $\alpha = \frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{600}{0,148 \cdot 141,6 \cdot 31,5} = 0,9089 \approx 0,91.$

Проверяем колонну по предельной гибкости:

относительно оси x: $\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{2030}{16,75} = 121,19 < [\lambda_{lim}] = 125,4;$

относительно оси y: $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{520}{7,14} = 72,83 < [\lambda_{lim}] = 125,4.$

Выполним проверку устойчивости стержня колонны из плоскости действия момента.

Максимальный момент в средней трети сечения колонны

$$M_x = \frac{2}{3} M = \frac{2}{3} \cdot 300 = 200 \text{ кН} \cdot \text{м} > \frac{300}{2} = 150 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

за расчетный принимаем $M_x = 200 \text{ кН} \cdot \text{м}$; относительный эксцентриситет

$$m_x = \frac{M_x}{N} \cdot \frac{A}{W_x} = \frac{200 \cdot 10^2 \cdot 141,6}{600 \cdot 2025} = 2,33 \text{ т.к. } m_x = 2,33 < 5, \text{ то коэффици-}$$

ент ϵ находим по формуле (13.14).

Для определения коэффициента c предварительно находим: предельную гибкость при упругой работе сжатого стержня

$$\lambda_c = 3,14 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{31,5}} = 80,3.$$

Гибкость из плоскости эксцентриситета

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{520}{7,14} = 72,83; \varphi_y = 0,668, \lambda_y = 72,83 < \lambda_c = 82,28.$$

По таблице 10 [5] или таблице , приложение , коэффициент $\beta=1$, коэффициент $\alpha=0,65+0,05m_x=0,65+0,05 \cdot 2,33=0,767$.

$$\text{Коэффициент } c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x} = \frac{1}{1 + 0,767 \cdot 2,33} = 0,359$$

Проверяем устойчивость

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} = \frac{600}{0,359 \cdot 0,668 \cdot 141,6} = 17,67 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 31,5 \text{ кН/см}^2,$$

устойчивость обеспечена. Все проверки выполнены.

Задания

Задача 1

Подобрать и проверить устойчивость защемленной внизу внецентренно-сжатой колонны из прокатного двутавра с параллельными гранями полков типа К по ГОСТ 26020 – 83 (рисунок 13.2) в плоскости и из плоскости действия момента. Верхний конец колонны свободен. Исходные данные принять по таблице 13.1.

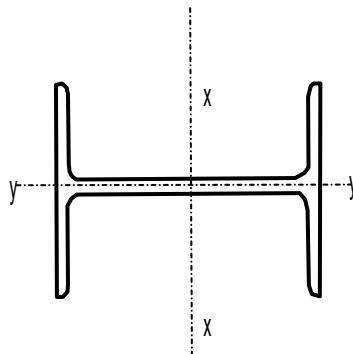


Рисунок 7.2 – Сечение внецентренно-сжатой колонны из прокатного двутавра с параллельными гранями полков типа К

Таблица 13.1 – Исходные данные

№ варианта	Номер двутавра	Расчетная длина, м		Максимальное расчетное усилие в заделке		Сталь по ГОСТ 27772-88
		$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$	N , кН	M , кН•м	
1	23К1	4,7	2,3	250	500	C345
2	23К1	4,0	2,3	250	150	C345
3	26К1	6,1	3,0	350	150	C345
4	26К1	6,2	3,0	270	200	C345
5	30К1	7,8	3,5	400	250	C345
6	30К1	7,2	3,5	350	160	C345
7	35К1	8,0	4,0	600	200	C345
8	35К1	7,0	4,0	400	300	C345
9	40К1	9,0	6,5	550	200	C345
10	40К3	9,5	5,2	700	350	C345

Вопросы к практическому занятию

1. Как проверить устойчивость внецентренно-сжатой колонны из прокатного двутавра в плоскости действия момента?
2. Как проверить устойчивость внецентренно-сжатой колонны из прокатного двутавра из плоскости действия момента?
3. От каких параметров зависит коэффициент φ_e ? Каков его физический смысл?
4. Что учитывает коэффициент φ_e при проверке устойчивости внецентренно-сжатых колонн из плоскости действия момента и от каких параметров он зависит?
5. Как определить условную гибкость?
6. Как определить относительный эксцентриситет?
7. Каков физический смысл коэффициента влияния формы сечения и от каких параметров он зависит?
8. В каких случаях внецентренно-сжатые колонны нужно проверить не только на устойчивость, но и на прочность?
9. В каких случаях требуется установка ребер жесткости в сплошнотелых колоннах производственных зданий?

Литература: [1 – 3, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 14

Расчет сквозной нижней части колонны производственного здания

Цель: научиться выполнять расчет сквозной нижней части колонны производственного здания.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

- знать расчет сквозной нижней части колонны производственного здания (ПК-7, ПК-16);

- уметь выполнять расчет сквозной нижней части колонны производственного здания, составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

- владеть навыками расчета сквозной нижней части колонны производственного здания, для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

Актуальность темы: получение навыков в выполнении расчета сквозной нижней части колонны производственного здания, моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов и способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей до-

кументации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Стержень решетчатой колонны состоит из двух ветвей, связанных между собой соединительной решеткой. Решетку обычно устанавливают в двух плоскостях (по граням ветвей), хотя для легких колонн иногда применяют решетку, расположенную по оси сечения. Для лучшего включения обеих ветвей колонны в работу на вертикальную нагрузку от кранов в колоннах крайних рядов верхний конец первого (сверху) раскоса целесообразно крепить к подкрановой ветви (рисунок 14.1, в).

Распространенные сечения сквозных колонн показаны на рисунке 14.1. Для колонн крайних рядов чаще применяют несимметричные сечения с наружной ветвью швеллерной формы (для удобства примыкания стены) (рисунок 14.1, а). Наиболее проста эта ветвь из прокатного швеллера, применяется она только в легких колоннах; в более мощных колоннах ветвь проектируют либо из гнутого листа толщиной до 16 мм, либо составного сечения.

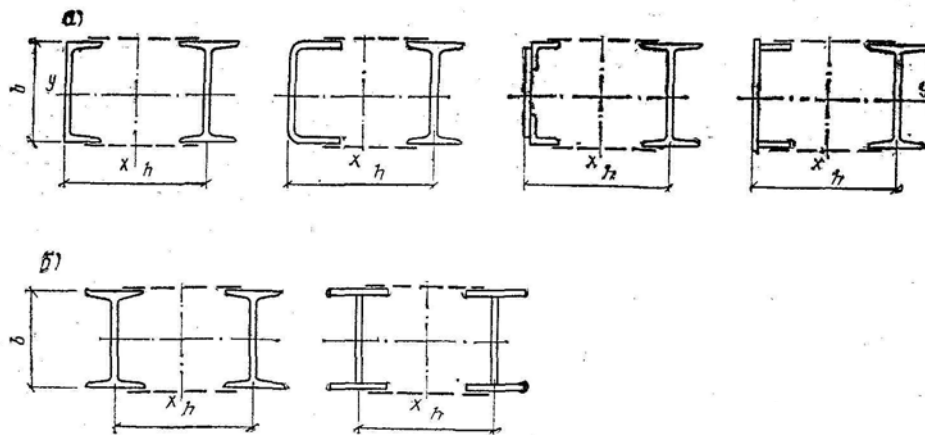


Рисунок 14.1 – Типы сечений решетчатых колонн

Колонны средних рядов проектируют обычно симметричного сечения (рисунок 14.1, б) с ветвями из прокатных профилей (двутавр типа Ш) либо составного сечения. Сквозная колонна работает как ферма с параллельными поясами; от действующих в колонне расчетных усилий N и M в ее ветвях

возникают только продольные усилия. Поперечную силу Q воспринимает решетка. Несущая способность колонны может быть исчерпана в результате потерн устойчивости какой-либо ветви (в плоскости или из плоскости рамы) или в результате потери устойчивости колонны в целом (в предположении, что она работает как единый сквозной стержень).

Продольные усилия в ветвях колонны несимметричного сечения (рисунок 14.2) определяют по формулам:

в ветви 1

$$N_{a1} = N \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0}; \quad (14.1)$$

в ветви 2

$$N_{a2} = N \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0}. \quad (14.2)$$

Здесь N , M – расчетные продольная сила и изгибающий момент; y_1 , y_2 – расстояние от центра тяжести сечения колонны до центра тяжести соответствующих ветвей; $h_0 = y_1 + y_2$ – расстояние между центрами тяжести ветвей колонны.

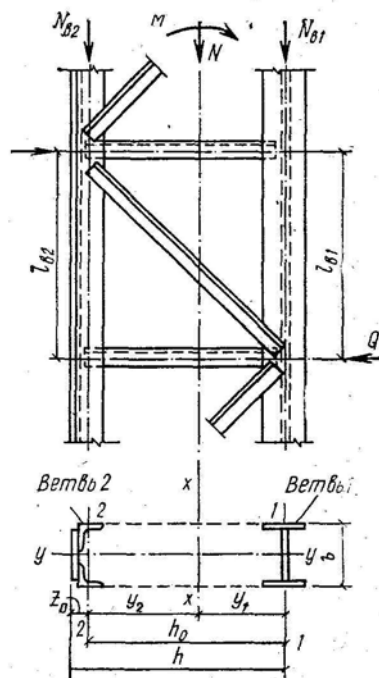


Рисунок 14.2 – К расчету решетчатой колонны

В формулах (14.1) и (14.2) значения N и M принимают в комбинациях, дающих наибольшие значения N_{B1} и N_{B2} .

После определения расчетных усилий в ветвях каждую из них проверяют на устойчивость в обеих плоскостях как работающую на центральное сжатие (рисунок 14.1).

Устойчивость ветви 1 в плоскости колонны (рамы)

$$N_{a1} / (\varphi_1 A_{a1}) \leq R_y \gamma_c ; \quad (14.3)$$

из плоскости колонны

$$N_{a1} / (\varphi_y A_{a1}) \leq R_y \gamma_c , \quad (14.4)$$

где φ_1 – коэффициент продольного изгиба, определяемый по гибкости ветви $\lambda_{a1} = l_{ef,1} / i_1$ ($l_{ef,1}$ – расчетная длина ветви в плоскости колонны, равная расстоянию между узлами крепления решетки; i_1 – радиус инерции сечения ветви относительно оси 1–1); φ_y – коэффициент продольного изгиба, определяемый по гибкости $\lambda_y = l_{ef,y} / i_y$ ($l_{ef,y}$ – расчетная длина ветви из плоскости колонны, равная обычно высоте нижней части колонны; i_y – радиус инерции сечения ветви относительно оси у–у); A_{B1} – площадь сечения ветви.

Аналогично проверяют устойчивость ветви 2.

Устойчивость колонны или ее участка как единого стержня (в плоскости действия момента) проверяют как для внецентренно сжатого стержня: $N / \varphi_e A \leq R_y \gamma_c$, коэффициент φ_e определяют в зависимости от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{E / R_y}$ относительного эксцентриситета m (коэффициент η не учитывается) по таблице 75 [] для сквозных стержней. Приведенную гибкость λ_{ef} вычисляют так же, как для центрально-сжатых сквозных колонн. Относительный эксцентриситет для сквозных сечений определяют по формуле

$$m = e \frac{A}{W_x} = \frac{M_x A}{N I_x} y_1 . \quad (14.5)$$

где M_x – расчетное значение, изгибающего момента при . проверке устойчивости, принимаемое так же, как для сплошных колонн; A – площадь

сечения стержня (обеих ветвей); $I_x = A_{a1}y_1^2 + A_{a2}y_2^2$ – момент инерции сечения колонны (рисунок 14.2); y_1 – расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести наиболее нагруженной ветви колонны.

Устойчивость сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента проверять не нужно, так как она обеспечивается проверкой устойчивости в этом направлении каждой из ветвей по формуле (14.4). Чтобы увеличить сопротивление колонны скручиванию, ветви колонны соединяют жесткими поперечными диафрагмами, расположенными у концов отправочных элементов. Элементы решетки сквозной внецентренно сжатой колонны рассчитывают на поперечную силу, равную большей из величин: определенной при статическом расчете, или условной Q_{fic} . Сечения элементов решетки подбирают точно так же, как в центрально-сжатых колоннах.

Если раскосы центрировать на ось ветви, то при малой ширине ветви приходится устраивать в узлах фасонки для крепления раскосов. Для упрощения узлов допускается центрировать раскосы на грань ветви, что приводит к появлению в узлах местных изгибающих моментов и более раннему развитию пластичности.

Расчет ветвей на совместное действие продольной силы и момента от внецентренного крепления решетки обычно не производят, так как местные пластические деформации приближают условия работы колонны к принятой расчетной схеме с шарнирными узлами и несущественно влияют на несущую способность колонны.

Сечение внецентренно сжатой сквозной колонны обычно подбирают в следующем порядке.

По формулам (14.1) и (14.2) определяют ориентировочно усилия в ветвях колонны. Так как заранее положение центра тяжести сечения неизвестно, то предварительно принимают $y_1 \approx (0,45 \dots 0,55)h_0$; $y_2 \approx (0,55 \dots 0,45)h_0$ и $h_0 = h_n$ (размер h_n установлен при компоновке рамы).

Положение центра тяжести сквозной колонны несимметричного сечения более точно можно определить в предположении, что площади ветвей пропорциональны усилиям в них, из решения уравнения

$$y^2 - \left(\frac{M_1 + M_2}{N_1 - N_2} + h_0 \right) y_1 + \frac{M_2 h_0}{N_1 - N_2} = 0, \quad (14.6)$$

где N_1, M_1 – комбинация усилий с моментом, догружающим ветвь 1; N_2, M_2 – комбинация усилий с моментом, догружающим ветвь 2.

В большинстве случаев $N_1 \approx N_2$ (разница не превышает 10 %) и

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|} h_0. \quad (14.7)$$

Для симметричных сечений $y_1 = y_2 = 0,5h_0$.

Далее находят требуемую площадь ветвей

$$A_{a1} = N_{a1} / (0,7...0,9) R_y \gamma_c \quad \text{и} \quad A_{a2} = N_{a2} / (0,7...0,9) R_y \gamma_c \quad (14.8)$$

и komponуют сечения ветвей. Ширину ветви для обеспечения устойчивости колонны из плоскости рамы принимают $1/20 - 1/30$ длины ветви (длины колонны или ее участка из плоскости рамы). Ветви колонны работают на центральное сжатие, поэтому местная устойчивость полков и стенки обеспечивается так же, как и в центрально-сжатых колоннах.

После этого определяют геометрические характеристики обеих ветвей и всего сечения и целом. По формулам (14.1) и (14.2) уточняют значение продольных сил в ветвях и проверяют их устойчивость в обеих плоскостях по формулам (14.3) и (14.4). Устойчивость стержня в целом проверяют после подбора сечений раскосов решетки.

Пример 14.1

Подобрать и проверить сечение нижней части сквозной (решетчатой) колонны производственного здания. Исходные данные.

Расчетные усилия: $N_1 = -2071,97 \text{ кН}$; $M_1 = -680,28 \text{ кНм}$ (изгибающий момент догружает внутреннюю подкрановую ветвь);

$N_2 = -2071,97 \text{ кН}$; $M = 1452,63 \text{ кНм}$ (изгибающий момент догружает наружную ветвь).

Расчетные длины: в плоскости поперечной рамы $l_{efx1} = 16,66 \text{ м}$; из плоскости поперечной рамы $l_{efy2} = 8,286 \text{ м}$. Геометрическая длина колонны $l = 8,286 \text{ м}$. Материал колонны – сталь С235 по ГОСТ 27772–88. $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$, при толщине проката до 20 мм. Высота сечения колонны $h_n = 1250 \text{ мм} = 125 \text{ см}$.

Решение

Высота сечения нижней части колонны $h_n = 1250 \text{ мм}$. Внутреннюю, подкрановую ветвь колонны можно принять из балочного двутавра, с параллельными гранями полок, наружную – составного сварного сечения из трех листов, в виде швеллера (рисунок 14.1,а).

Определяем ориентировочно положение центра тяжести сечения нижней части колонны.

Приняв центр тяжести наружной ветви от внешней грани на расстояние $z_0 = 5 \text{ см}$, получив расстояние между осями ветвей $h_0 = h_n - z_0 = 125 - 5 = 120 \text{ см}$ (рисунок 14.2).

Определим расстояние от центра тяжести колонны до центра тяжести внутренней ветви в первом приближении:

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|} \cdot h_0 = \frac{145263}{68028 + 145263} \cdot 120 = 81,72 \text{ см.}$$

Расстояние до центра тяжести наружной ветви:

$$y_2 = h_0 - y_1 = 120 - 81,72 = 38,28 \text{ см.}$$

Усилия в ветвях определяются по сочетаниям, вызывающим в них наибольшее сжатие (см.)

– в подкрановой ветви:

$$N_{v1} = N_1 \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = 2071,97 \cdot \frac{38,28}{120} + \frac{68028}{120} = 1227,85 \text{ кН,}$$

– в наружной ветви:

$$N_{v2} = N_2 \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = 2071,97 \cdot \frac{81,72}{120} + \frac{145263}{120} = 2621 \text{ кН},$$

Из условия устойчивости ветвей, как центрально сжатых стержней определим требуемую площадь ветвей и назначим сечение, задаваясь предварительно $\varphi=0,8$,

– для подкрановой ветви:

$$A_{v1} = \frac{N_{v1}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_e} = \frac{1227,85}{0,8 \cdot 23 \cdot 1} = 66,73 \text{ см}^2,$$

По таблице , приложение или по сортаменту [3] табл. П. 11.5 принимаем двутавр 40 Б2, у которого:

$$A = A_{v1} = 69,72 \text{ см}^2, \quad h = 396 \text{ мм}; \quad b = b_f = 16,5 \text{ см}; \quad s = t_w = 0,75 \text{ см}; \\ t = t_f = 1,15 \text{ см}; \quad i_{x1} = 3,52 \text{ см}, \quad i_{x2} = 16,3 \text{ см}.$$

– для наружной ветви:

$$A_{v2} = \frac{N_{v2}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_e} = \frac{2621}{0,8 \cdot 23 \cdot 1} = 142,4 \text{ см}^2,$$

Для удобства крепления элементов решетки просвет между внутренними гранями полок наружной ветви принимается таким же, как в подкрановой ветви

$$h_s = h - 2t = 396 - 2 \cdot 11,5 = 373 \text{ мм}.$$

Толщину стенки швеллера t_w для удобства соединения ее встык с полкой подкрановой части колонны принимаем равной $t_w = 1,8 \text{ см}$.

Высота стенки, из условия размещения сварных швов:

$$h_w \geq h_s + 2 \cdot t_f + 2 \cdot k_f + (5 \dots 10) \text{ мм};$$

Толщину полки швеллера t_f первоначально можно принять равной толщине стенки t_w , катеты швов – минимальными, для тавровых соединений двусторонними угловыми швами.

$$h_w = 37,3 + 2 \cdot 1,8 + 2 \cdot 0,6 + (1 \dots 1,5) \text{ см} = 43,1 \dots 43,6 \text{ см}.$$

Примем $h_w = 44$ см, вырезая полосу из листовой стали, так как ближайший лист из универсальной стали либо мал, либо широк.

Требуемая площадь полки:

$$A_{f2red} = \frac{A_{v2} - t_w \cdot h_w}{8} = \frac{142,4 - 1,8 \cdot 44}{2} = 31,6 \text{ см}^2,$$

Из условия местной устойчивости полки швеллера:

$$k_f = \frac{b_f}{t_f} \leq (0,43 + 0,08 \cdot \bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,43 + 0,08 \cdot 2) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} \approx 17,6,$$

где $\bar{\lambda}$ – определяется по принятому φ из таблицы , приложения или из таблицы 72 [7], таблицы 16.2.2 [8] или приложения 6 [1].

Далее записав площадь полки в следующем виде $A_f = k_f \cdot t_f^2$, получим

$$t_f = \sqrt{\frac{A_f}{k_f}} = \sqrt{\frac{31,6}{17,6}} = 1,34 \text{ см.}$$

После предварительных расчетов сечений наружной ветви с равными полками по сортаменту универсальной стали (таблица , приложение....) принимаем $b_f = 18$ см, $t_f = 1,4$ см, $A_f = 18 \cdot 1,4 = 25,2 \text{ см}^2$.

Геометрические характеристики ветви:

– площадь ветви:

$$A_{v2} = h_w \cdot t_w + 2A_f = 44 \cdot 1,8 + 2 \cdot 25,2 = 129,6 \text{ см}^2;$$

– расстояние от наружной грани колонны до центра тяжести ветви:

$$z_0 = \frac{(h_w \cdot t_w \cdot 0,5t_w + 2 \cdot A_f(0,5b_f + t_w))}{A_{v2}} = \frac{(44 \cdot 1,8 \cdot 0,5 \cdot 1,8 + 2 \cdot 25,2(0,5 \cdot 18 + 1,8))}{129,6} = 4,75 \text{ см};$$

– моменты инерции:

$$I_{x2} = t_w \cdot h_w \left(z_0 - \frac{t_w}{2} \right)^2 + \frac{2t_f \cdot b_f^3}{12} + 2A_f \left(0,5 \cdot b_f + t_w - z_0 \right)^2 = 1,8 \cdot 44 \left(4,75 - \frac{1,8}{2} \right)^2 + \frac{2 \cdot 1,4 \cdot 18^3}{12} + 2 \cdot 25,2(0,5 \cdot 18 + 1,8 - 4,75)^2 = 4380 \text{ см}^4;$$

$$I_{y2} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2A_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = \frac{1,8 \cdot 44^3}{12} + 2 \cdot 25,2 \left(\frac{37,3 + 1,4}{2} \right)^2 = 31648 \text{ см}^4;$$

– радиус инерции: $i_{x2} = \sqrt{\frac{I_{x2}}{A_{v2}}} = \sqrt{\frac{4380}{129,6}} = 5,81 \text{ см},$

$$i_{y2} = \sqrt{\frac{I_{y2}}{A_{v2}}} = \sqrt{\frac{31648}{129,6}} = 15,63 \text{ см}.$$

Уточняем положение центра тяжести колонны:

– расстояние между центрами тяжести ветви равно:

$$h_0 = h_n - z_0 = 125 - 4,75 = 120,25 \text{ см},$$

– расстояние от центра тяжести внутренней ветви до центра тяжести сечения нижней части колонны равно:

$$y_1 = \frac{A_{v2} \cdot h_0}{A_{v1} + A_{v2}} = \frac{129,6 \cdot 120,15}{69,72 + 129,6} = 78,19 \text{ см},$$

– от центра тяжести наружной ветви

$$y_2 = h_0 - y_1 = 120,25 - 78,19 = 42,06 \text{ см}.$$

Так как значение y_2 отличается от ранее вычисленного более чем на 3 %, пересчитаем усилия в ветвях:

$$N_{v1} = N_1 \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = 2071,97 \cdot \frac{42,06}{120,25} + \frac{68028}{120,25} = 1290,44 \text{ кН},$$

$$N_{v2} = N_2 \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = 2071,97 \cdot \frac{78,19}{120,25} + \frac{145263}{120,25} = 2555 \text{ кН}.$$

Проверка устойчивости ветвей из плоскости рамы (относительно оси $y-y$):

– подкрановая ветвь:

$$\lambda_y = \frac{l_{efy1}}{i_{y1}} = \frac{828,6}{16,3} = 51,25,$$

находим $\varphi_y = \varphi = 0,85$ (таблица , приложение или таблица 72 [7],

приложение 6 [1], или таблица 16.2.2 [8])

$$\frac{N_{v1}}{\varphi_y \cdot A_{v1}} = \frac{1295,45}{0,85 \cdot 69,72} = 21,85 < R_y \cdot \gamma_c \leq 23 \text{ кН/см}^2,$$

$$\lambda_y = \frac{l_{efy1}}{i_y} = \frac{828,6}{15,63} = 53,01,$$

$$\varphi_y = 0,838$$

$$\frac{N_{v2}}{\varphi_y \cdot A_{v2}} = \frac{2545}{0,838 \cdot 127,8} = 23,53 > 23 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{Перенапряжение } \Delta = \frac{R - \sigma}{R} = \frac{23 - 23,76}{23} \cdot 100 \approx 3\%.$$

Из условия равноустойчивости подкрановой ветви в плоскости и из-за плоскости рамы, определяем требуемое расстояние между узлами решетки l_{v1} .

$$\lambda_{x1} = \frac{l_{v1}}{i_{x1}} = \lambda_y;$$

$$\text{откуда } l_{v1} = \lambda_y \cdot i_{x1} = 51,25 \cdot 3,52 = 180,4 \text{ см.}$$

Принимаем $l_{v1} = 148$ см, приняв высоту траверсы для сопряжения верхней и нижней частей колонны, $h_{tr} \approx 766$ мм (это лежит в пределах $(0,5 \dots 0,8) \cdot h_n = 625 \dots 1000$ мм) и сумму расстояний точек пересечений осей верхнего и нижнего раскосов с осями ветвей от низа траверсы и низа базы ≈ 100 мм (это расстояние можно принять предварительно $100 \dots 150$ мм), а также разделив нижнюю часть колонны на целое число панелей.

Проверяем устойчивость ветвей в плоскости рамы (относительно осей $x_1 - x_1$ и $x_2 - x_2$):

– для подкрановой ветви:

$$\lambda_{x1} = \frac{l_{v1}}{i_{x1}} = \frac{148}{3,52} = 42,33;$$

$$\varphi_x = 0,887$$

$$\frac{N_{v1}}{\varphi_x \cdot A_{v1}} = \frac{1295,45}{0,887 \cdot 69,72} \approx 21 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2;$$

– для наружной ветви:

$$\lambda_{x2} = \frac{l_{v1}}{i_{x2}} = \frac{148}{6} = 24,83 \cdot \varphi_x = 0,948,;$$

$$\frac{N_{v1}}{\varphi_x \cdot A_{v2}} = \frac{2545}{0,948 \cdot 127,8} = 21 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость полок подкрановой ветви из двутавров с параллельными гранями полок можно не проверять т.к. она обеспечена условиями прокатки. Устойчивость стенки балочных двутавров следует проверять при малых гибкостях (если $0,8 < \lambda \leq 2$) или сталях повышенной прочности по формулам таблицы 27* [7] или формулам 6.38 [1]. В нашем случае максимальная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 51,25 \cdot \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,71 < 2$ и максимальное отношение расчетной высоты двутавра к ее толщине равно:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = (1,30 + 0,15\bar{\lambda}^2) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (1,3 + 0,15 \cdot 1,71^2) \sqrt{\frac{20600}{23}} = 52.$$

Для двутавров 40 Б2 $h_{ef} = h - 2(t_f + R) = 396 - 2(11,5 + 21) = 331$ мм, а отношение $\frac{h_{ef}}{t_w} = \frac{331}{7,5} = 44,1$, т.е. устойчивость стенки обеспечена.

Устойчивость стенки составного сварного швеллера наружной ветви при максимальной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 53,83 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,8 > 0,8$ проверяется по формулам таблицы 27* [7]. Максимальное отношение расчетной высоты стенки к ее толщине равно:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = (0,85 + 0,19\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,85 + 0,19 \cdot 1,8) \sqrt{\frac{20600}{23}} = 35,6, \text{ но не более}$$

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = 1,6 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 47,8.$$

Фактическое значение $h_{ef} = h_s = 373$ мм, а фактическое отношение высоты стенки к ее толщине равно:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \frac{373}{18} = 20,7, \text{ т. е. устойчивость стенки обеспечена.}$$

Устойчивость полки швеллера проверяется по формуле таблицы 29* [7].

В вашем случае фактическое отношение ширины полки к ее толщине

меньше максимальной:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{180}{14} = 12,9 \leq (0,43 + 0,08\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,43 + 0,08 \cdot 1,8) \sqrt{\frac{20600}{23}} = 17,2$$

и устойчивость полки обеспечена.

Расчет решетки подкрановой части колонны

Поперечная сила в подкрановой части колонны $Q_{\max} = 231,752$ кН (таблица). Условная поперечная сила, по таблице 6.5 [1], $Q_{fic} = 0,24 \cdot (A_{v1} + A_{v2}) = 0,24 \cdot (69,72 + 127,8) = 47,4$ кН < $Q_{\max}$, значит, расчет решетки производится на $Q_{\max}$.

Усилие сжатия в раскосе (тип решетки – треугольная):

$$N_r = \frac{Q_{\max}}{2 \sin \alpha} = \frac{231,752}{2 \cdot 0,859} = 134,9 \text{ кН},$$

$$\sin \alpha = \frac{h_0}{l_r} = \frac{h_0}{\sqrt{h_0^2 + \left(\frac{l_{v1}}{2}\right)^2}} = \frac{120,6}{\sqrt{120,6^2 + \left(\frac{148}{2}\right)^2}} = 0,859,$$

где α – угол между осью пояса и осью раскоса.

Задаем гибкость раскоса $\lambda_r = 100$, $\varphi = 0,556$.

Требуемая площадь раскоса:

$$A_{r,red} = \frac{N_r}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{134,9}{0,556 \cdot 23 \cdot 0,75} = 14,06 \text{ см}^2,$$

где $\gamma_c = 0,75$ – коэффициент условия работы сжатого элемента из одиночного уголка, прикрепленного одной полкой.

Принимаем, по таблице , приложение или по таблице П. 11.1 [1], равнополочный уголок $\angle 90 \times 7$, $A_r = 12,28 \text{ см}^2$, $i_{\min} = 1,78 \text{ см}$.

Длина раскоса:

$$l_r = \frac{h_0}{\sin \alpha} = \frac{120,6}{0,859} = 140,4 \text{ см},$$

$$\lambda_{\max} = \frac{l_r}{i_{\min}} = \frac{145,5}{1,78} = 81,75,$$

$$\varphi_x = 0,685.$$

Напряжение в раскосе:

$$\frac{N_r}{\varphi \cdot A_r} = \frac{134,9}{0,685 \cdot 12,28} = 16,04 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 23 \cdot 0,75 = 17,3 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости нижней части колонны в плоскости действия момента, как единого стержня, выполняется по формуле:

$$\frac{N_r}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

Геометрические характеристики всего сечения:

– площадь сечения:

$$A = A_{v1} + A_{v2} = 69,72 + 127,8 = 197,52 \text{ см}^2,$$

– момент инерции:

$$I_x = A_{v1} \cdot y_1^2 + A_{v2} \cdot y_2^2 + I_{x1} + I_{x2} = 69,72 \cdot 7803^2 + 127,8 \cdot 4257^2 + 865 + 4602 = 6,62 \cdot 10^5 \text{ см}^4,$$

– радиус инерции:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{6,62 \cdot 10^5}{197,52}} = 57,9 \text{ см},$$

– гибкость колонны без учета податливости решетки:

$$\lambda = \frac{l_{efx1}}{i_x} = \frac{1666}{57,9} = 28,9;$$

– приведенная гибкость:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \cdot \frac{A}{A_{r1}}} = \sqrt{28,9^2 + 26,46 \cdot \frac{197,52}{24,6}} = 32,36,$$

$$\text{где } \alpha_1 = 10 \cdot \frac{l_r^3}{b^2 \cdot a} = 10 \cdot \frac{145,5^3}{120,6^2 \cdot 74} = 26,46$$

$$b = h_0 = 120,6 \text{ см}, \quad a = \frac{l_{v1}}{2} = 74 \text{ см};$$

A_{r1} – площадь сечения раскосов по двум граням сечения колонны.

$$A_{r1} = 2 \cdot A_r = 2 \cdot 12,28 = 24,6 \text{ см}^2.$$

Условная приведенная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 32,36 \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,08$$

Проверим устойчивость при комбинации усилий догружающих наружную ветвь:

$$N_2 = -2071,97 \text{ кН},$$

$$M_2 = 1452,63 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

– относительный эксцентриситет для сквозных стержней определяем по формуле 53 [7]

$$m = \frac{M_2 \cdot A}{N_2 \cdot I_x} \left(y_2 + z_0 - \frac{t_w}{2} \right) = \frac{145263 \cdot 197,52}{2071,97 \cdot 6,561 \cdot 10^5} \left(42,57 + 4,4 - \frac{1,8}{2} \right) = 0,98,$$

где $\left(y_2 + z_0 - \frac{t_w}{2} \right)$ – расстояние до оси стенки ветви от центра тяжести всего сечения колонны.

По таблице , приложение или по таблице 75 [7], или по таблице П. 7.2. [1] (удобна таблица 16.2.4 [8]), находим $\varphi_e = 0,484$ – коэффициент для проверки устойчивости в плоскости действия момента при внецентренном сжатии для сквозных стержней.

$$\frac{N_2}{\varphi_e \cdot A} = \frac{2071,97}{0,484 \cdot 197,52} = 21,52 < R_y \cdot \gamma_c \leq 23 \text{ кН/см}^2.$$

Для проверки устойчивости при комбинации усилий догружающих подкрановую ветвь:

$$N_1 = -2071,97 \text{ кН},$$

$$M_1 = 680,28 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Относительный эксцентриситет в этом случае равен:

$$m = \frac{M_1 \cdot A}{N_1 \cdot I_x} \cdot y = \frac{68028 \cdot 197,52}{2071,97 \cdot 6,561 \cdot 10^5} \cdot 78,05 = 0,77,$$

$$\varphi_e = 0,549$$

$$\frac{N_1}{\varphi_e \cdot A} = \frac{2071,97}{0,549 \cdot 197,52} = 19,1 < R_y \cdot \gamma_c \leq 23 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость нижней части колонны в плоскости действия момента обеспечена.

Устойчивость сквозной колоны как единого стержня из плоскости действия момента проверять не надо, т.к. она обеспечена проверкой устойчивости отдельных ветвей.

Задания

Подобрать и проверить сечение нижней (решетчатой) части внецен-тренно-сжатой колонны производственного здания. Сечение колонны см. рисунок 14. . Исходные данные принять по таблице 14.1.

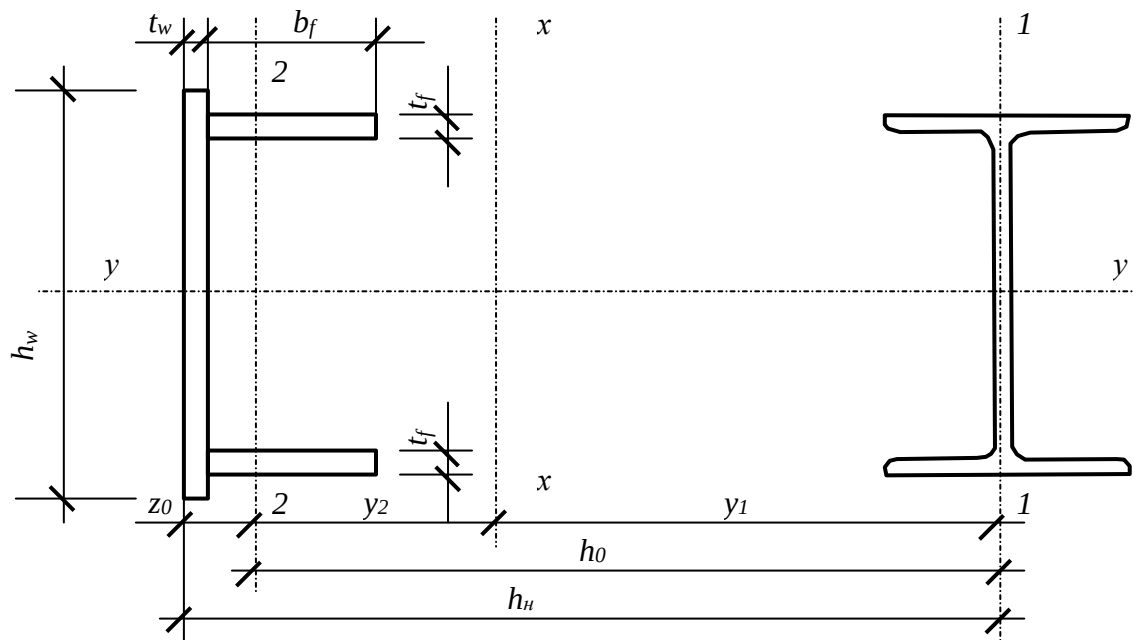


Рисунок 14.3 – Сечение колонны

Таблица 14.1 – Исходные данные

№ варианта	Расчетные усилия					Сталь по ГОСТ 27772 – 88	Расчетная длина колонны в плоскости поперечной ра- мы l_{effx} , см	Расчетная длина колонны из плоскости поперечной рамы l_{effy} , см	Высота сечения колонны h_n , м	Длина колонны l_2 , м
	Изгибающий момент догру- жает подкрано- вую ветвь		Изгибающий момент догру- жает наружную ветвь		Q_{max} , кН					
	N_1^* , кН	$M_1(-)$, кН·м	N_2^* , кН	$M_2(+)$, кН·м						
1	1800	800	1900	1000	130	С 245	2820	1410	1,5	14,1
2	2000	900	2200	1200	140	С 245	2920	1460	1,5	14,6
3	2100	1250	2500	1400	150	С 345-1	3120	1560	1,75	15,6
4	2800	1500	3000	1800	180	С 345-1	3280	1640	1,25	16,4
5	3000	1500	3200	1900	210	С 345-1	3480	1740	1,75	17,4
6	2000	1100	2250	1300	160	С 390	3620	1810	1,75	18,1
7	1900	750	2100	1100	170	С 255	3940	1970	1,25	19,7
8	3100	1600	3300	2000	200	С 245	2720	1360	1,75	13,6
9	3500	1700	3600	1900	220	С 255	2900	1450	1,75	14,5
10	2000	1150	2300	1300	240	С 245	3060	1530	1,25	15,3

Вопросы к практическому занятию

1. Как определить усилия в ветвях сквозной колонны (при заданных M , N , Q)? Какая статическая схема сквозной колонны при этом принимается?
2. Как определить усилия в стержнях решётки (раскосы, стойки) сквозной колонны?
3. Как распределены нормальные напряжения в ветвях сквозной внецентренно сжатой колонны? Как проверить их устойчивость?
4. Как определить расчётные длины ветвей и элементов решётки сквозной внецентренно сжатой колонны в плоскости и из плоскости рамы?
5. Каково напряжённое состояние стержней решётки? Как проверить их устойчивость? Какая условность принимается при этой проверке?
6. Как проверить устойчивость сквозной колонны «в целом»? Почему при этой проверке учитывается не приведённый (как в сплошностенчатых колоннах), а относительный эксцентриситет?

7 Как определить приведённую гибкость сквозной колонны? От каких параметров она зависит?

8 .Как назначаются углы между вертикалью и направлением раскосов сквозной колонны производственного здания?

9. Каково назначение диафрагм в колоннах? Как они располагаются по длине колонны производственного здания?

Литература: [1, 2, 5].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 15

Расчет элементов базы сквозной колонны производственного здания

Цель: научиться рассчитывать элементы базы сквозной колонны производственного здания.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

– знать расчет элементов базы сквозной колонны производственного здания (ПК-7, ПК-16);

– уметь рассчитывать элементы базы сквозной колонны производственного здания, составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

– владеть навыками расчета элементов базы сквозной колонны производственного здания, для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

Актуальность темы: получение навыков в расчете элементов базы сквозной колонны производственного здания, моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов и способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документа-

ции в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Под сквозные колонны при ширине их 1 м и более устраивают, как правило, отдельные базы (под каждую ветвь – своя база) (рисунок 15.1). Ветви сквозной колонны работают на продольные осевые силы, поэтому их базы рассчитывают и конструируют как базы центрально-сжатых колонн. Центр плиты совмещают с центром тяжести ветвей, в противном случае в ветви колонны появляется дополнительный момент.

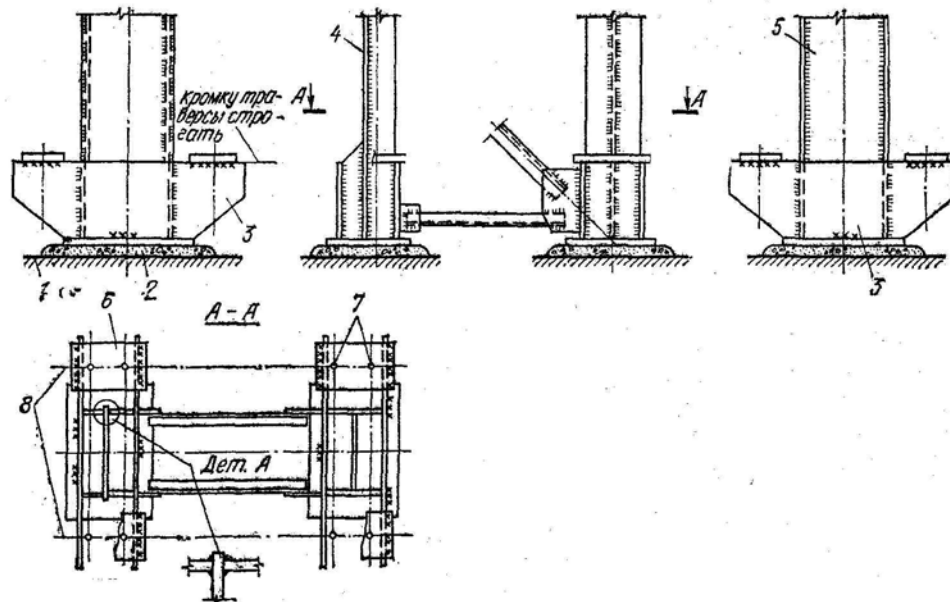


Рисунок 15.1 – Раздельная база решетчатой колонны: 1 – верх фундамента; 2 – цементная подливка; 3 – траверса; 4 – наружная ветвь; 5 – подкрановая ветвь; 6 – анкерная плитка; 7 – отверстия в плитке $d = d_{\text{анк.б}} + 6 \text{ мм}$; 8 – ось анкерных болтов

Базу каждой ветви рассчитывают на свою комбинацию изгибающего момента и продольной силы, дающую наибольшие усилия сжатия в ветви в нижнем сечении колонны. Усилия, передающиеся на базы, определяют по формулам (14.1) и (14.2).

При значительном изгибающем моменте и небольшой продольной силе в одной из ветвей может возникнуть растягивающее усилие. Это усилие воспринимается анкерными болтами и определяется по формуле

$$F_a = (M - Ny_{1(2)})/h_n.$$

Из условия появления растягивающих усилий в анкерных болтах в сочетании учитываются нагрузки, для которых

$$M/N > y_{1(2)}/h_n.$$

Анкерные болты располагают по оси ветвей и закрепляют на столиках или с помощью анкерной плитки.

Конструкция базы должна обеспечивать удобство прихватки деталей при их сборке и доступность сварки всех швов. При проектировании базы следует учитывать также способ установки колонны на фундамент.

При установке колонны на подкладки с последующей выверкой или на выверенную поверхность фундамента плита базы приваривается к стержню колонны на заводе-изготовителе.

В связи с высокой трудоемкостью таких способов монтажа (трудность выверки колонны, сложность выполнения поверхности фундамента с высокой точностью) основным в настоящее время является безвыверочный метод. Сущность его заключается в том, что первоначально на фундамент устанавливают опорные плиты с верхней фрезерованной поверхностью. Выверку плит и установку их в проектное положение выполняют с помощью установочных болтов (рисунок 15.2).

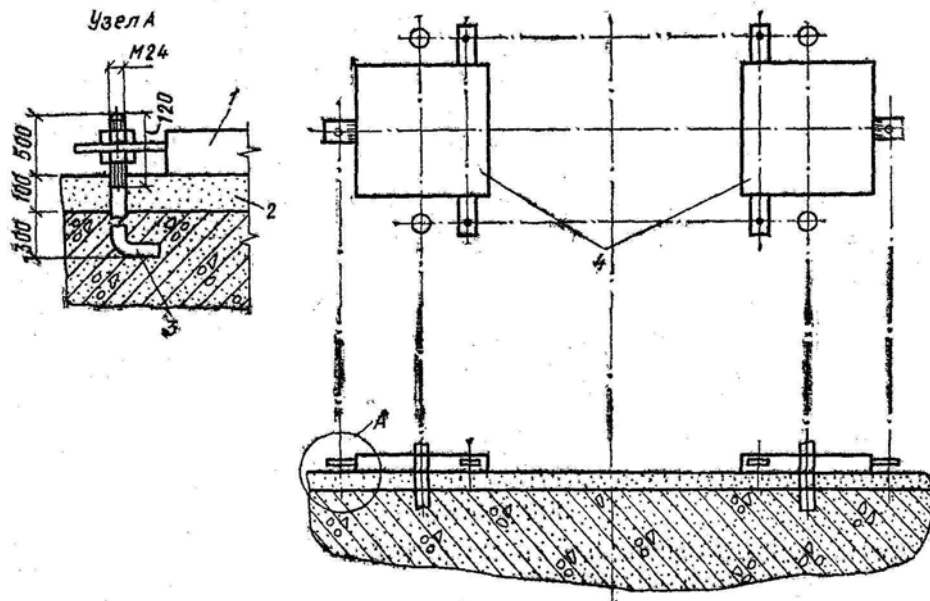


Рисунок 15.2 – Опорные плиты баз при безвыверочном методе монтажа: 1 – плита; 2 – подливка; 3 – установочный болт для рихтовки плиты под колонну; 4 – анкерные болты

После выверки под плиты подливают цементный раствор. Торцы колонны при изготовлении фрезеруют. На монтаже колонну устанавливают по осевым рискам на опорную плиту. Высокая точность фрезеровки и установки плит обеспечивает проектное положение колонны без дополнительной выверки. Затем на анкерные болты надевают анкерные плитки и затягивают болты. После установки колонны стержень ее приваривают к плите конструктивными швами. При необходимости эти швы следует проверить на действие сдвигающего усилия, передача же продольного усилия осуществляется через фрезерованные поверхности.

При проектировании базы для безвыверочного монтажа следует предусмотреть крепление установочных болтов. Толщина плиты должна быть на 2–3 мм больше полученной по расчету (для выполнения фрезеровки). База колонны не должна иметь длинных выступающих деталей, которые могут быть повреждены при фрезеровке.

Метод безвыверочного монтажа позволяет упростить и ускорить монтаж колонн и опирающихся на них конструкций (благодаря более точной установке колонн).

Пример 15.1

Выполнить расчет и конструирование отдельной базы решетчатой внецентренно-сжатой колонны производственного здания. Конструктивное решение базы см. рисунок 15.3. Для сварных швов принять сварку полуавтоматическую, положение шва при сварке – нижнее, марка сварочной проволоки Св – 08 Г2С, $d = 2$ мм. Исходные данные. Расчетные усилия в нижнем сечении колонны: для расчета базы подкрановой ветви $M_1 = -28,38$ кН·м, $N_1 = 1963,47$ кН; для расчета базы наружной ветви

$M_2 = 1452,63$ кН·м $N_2 = -2071,97$ кН. Класс бетона В10. Для расчета анкерных болтов: 1) $M_1 = 881,314$ кН·м, $N_1 = -667$ кН; 2) $M_2 = 1536,2$ кН·м, $N_2 = -1313,98$ кН. Высота сечения колонны $h_n = 1250$ мм; привязка наружной грани колонны к оси $a = 250$ мм; положение центра тяжести колонны – от центра тяжести наружной ветви до центра тяжести колонны $y_2 = 42,57$ см, от центра тяжести подкрановой ветви до центра тяжести колонны $y_1 = 78,03$ см. Сталь колонны С235 по ГОСТ 27772-88.

Решение

Ширина нижней части колонны h_n превышает 1 м, поэтому проектируем базу раздельного типа (рисунок 15.3). Расчетные комбинации усилий в нижнем сечении колонны, вызывающие максимальное сжатие в ветвях.

1 – для расчета базы подкрановой ветви:

$$M_1 = -28,38 \text{ кН·м}, N_1 = 1963,47 \text{ кН}.$$

2 – для расчета базы наружной ветви:

$$M_2 = 1452,63 \text{ кН·м}, N_2 = -2071,97 \text{ кН}.$$

Усилия в ветвях колонны:

подкрановая ветвь:

$$N_{V1} = \frac{M_1}{h_0} + \frac{N_1 y_2}{h_0} = \frac{2838}{120,6} + \frac{1963,47 \cdot 42,57}{120,6} = 716,607 \text{ кН},$$

наружная ветвь:

$$N_{V2} = \frac{M_2}{h_0} + \frac{N_2 y_1}{h_0} = \frac{145263}{120,6} + \frac{2071,97 \cdot 78,03}{120,6} = 2545,098 \text{ кН}.$$

База наружной ветви (более нагруженной).

Требуемая площадь плиты базы определяется из условия прочности бетона, под плитой при смятии: $A_{pl2,red} = \frac{N_{V2}}{R_{bloe}} = \frac{2545,098}{0,6} = 4242 \text{ см}^2$,

где R_{bloe} – расчетное сопротивление бетона местному сжатию (смятию) для бетона класса ниже В 25 $R_{bloe} = \varphi_b \cdot R_b$.

R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию можно принимать по таблице 6.7 [1], в нашем случае для бетона класса В 10 $R_b = 0,6 \text{ кН/см}^2$;

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_f}{A_{pl}}} \leq 2,5 \text{ – коэффициент, учитывающий отношение площадей}$$

фундамента и базы: A_f – площадь обреза фундамента, A_{pl} – площадь плиты базы ветви;

первоначально можно принять $\varphi_b = 1$

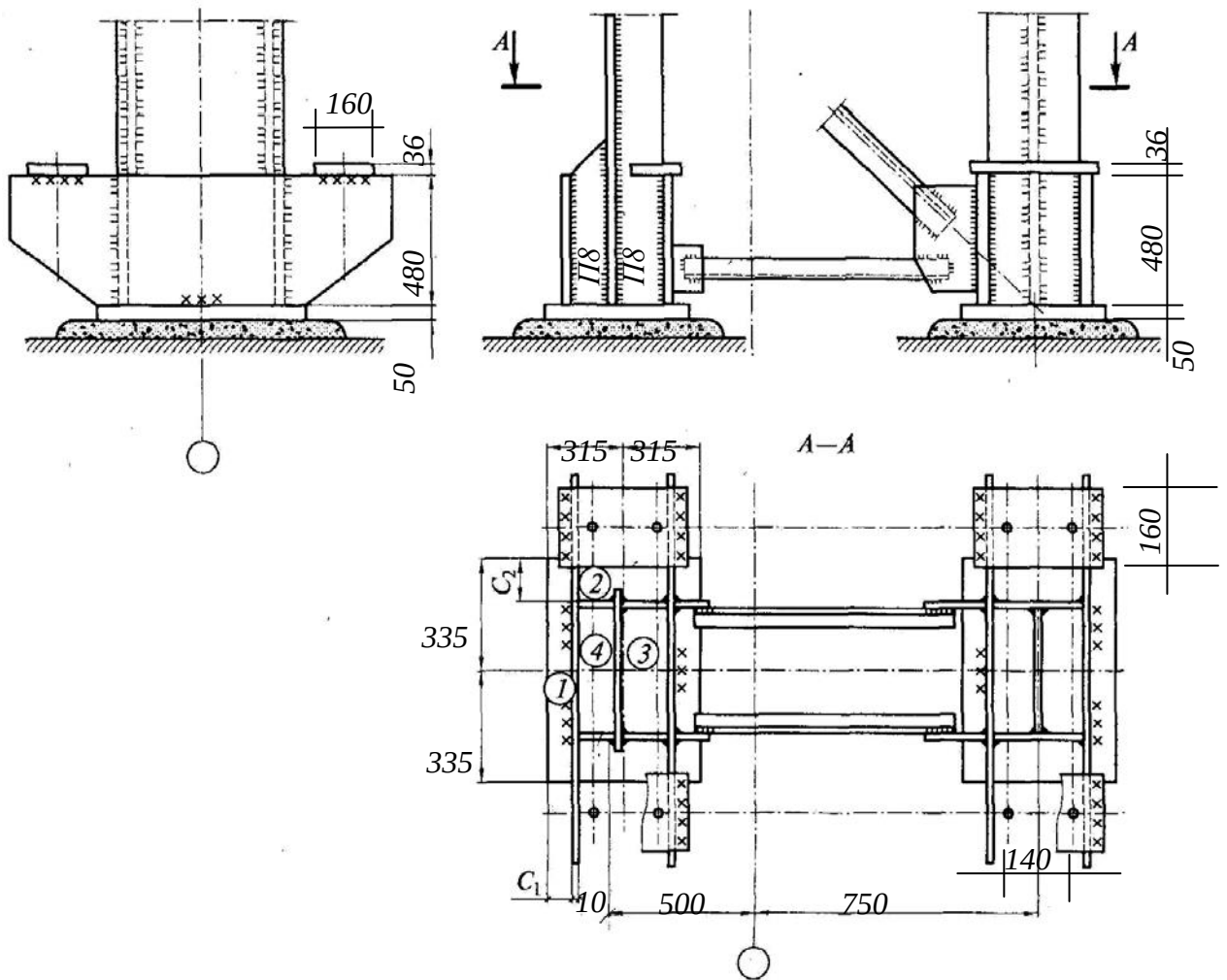


Рисунок 15.3 – Расчетные схемы базы колонны

Свес плиты c_2 должен быть не менее 4 см, тогда

$$B \geq b_{k2} + 2c_2 = 40,1 + 2 \cdot 4 = 48,1 \text{ см},$$

где $b_{k2} = h_s + 2t_f = 37,3 + 2 \cdot 1,4 = 40,1 \text{ см}$.

После предварительных расчетов принимаем $B=67 \text{ см}$, тогда

$$L_{red} = \frac{A_{pl2red}}{B} = \frac{4242}{67} = 63,3 \text{ см}$$

Принимаем $L = 63 \text{ см}$, тогда $A_{pl2} = 4221 \text{ см}^2$

Среднее напряжение в бетоне под плитой:

$$\sigma_f = \frac{N_{V1}}{A_{pl2}} = \frac{2545}{4221} = 0,603 \text{ кН/см}^2,$$

При $\varphi = 1$ перенапряжение менее 3 %. Перенапряжения не будет если площадь обреза фундамента назначить такой, чтобы соблюдать условие $\sigma_f \leq \varphi_b \cdot R_b$. Кроме того, угол плиты базы не должен совпадать с углом обреза фундамента [1, п. 3.39].

Из условия симметричного расположения траверс относительно центра тяжести ветви, расстояние между траверсами в свету равно:

$$b_t = 2(b_f + t_w - z_0) = 2(18 + 1,8 - 4,4) = 30,8 \text{ см.}$$

При толщине траверсы $t_{tr2} = 1 \text{ см}$ ($t_{tr2} \geq 0,02b_{k2}$), вылет консоли плиты:

$$c_1 = \frac{63 - 30,8 - 1 \cdot 2}{2} = 15,1 \text{ см.}$$

Определим изгибающий момент на отдельных участках плиты:

участок 1 (консольный свес $c = c_1 = 15,1 \text{ см}$)

$$M_1 = \frac{\sigma_f c_1^2}{2} = \frac{0,603 \cdot 15,1^2}{2} = 68,74 \text{ кНм;}$$

участок 2 (свес $c_2 = 0,5(B - b_k) = 0,5(67 - 40,1) = 13,45 \text{ см}$,

т.к. $\frac{c_2}{b_t} = \frac{13,45}{30,8} = 0,44 < 0,5$, то участок 2 может рассматривать как консоль-

ный, и он имеет меньший момент, чем участок 1, т.к. $c_2 < c_1$.

участок 3 (плита оперта на 4 стороны): $b_3 = h_s = 37,3 \text{ см}$; $a_3 = b_f = 18 \text{ см}$

$$\frac{b_3}{a_3} = \frac{37,3}{18} = 2,07 > 2, \text{ тогда } \alpha = 0,125 \text{ (см. таблицу 6.8 [1],}$$

$$M_3 = \alpha \sigma_f a_3^2 = 0,125 \cdot 0,603 \cdot 18^2 = 24,4 \text{ кНм,}$$

где $b_3 a_3$ – соответственно большая и меньшая сторона участка 3;

участок 4 (плита оперта на 4 стороны) $\frac{b_4}{a_4} = \frac{37,3}{11} = 3,4 > 2$, где

$b_4 = h_s = 37,3 \text{ см}$; $a_4 = 63 - 2(15,1 + 1) - 18 - 1,8 = 11 \text{ см}$, тогда $\alpha = 0,125$; и участок 4 имеет меньший момент, чем участок 3, т.к. $a_4 < a_3$.

В том случае, когда моменты на консольных участках 1 и 2 существен-

но превышают моменты на участках 3 и 4 рационально использовать более прочный бетон, что делается при технико-экономическом обосновании класса бетона, или по согласованию с руководителем проекта.

Для расчетов принимаем $M_{\max} = 68,74$ кНм.

Требуется толщина плиты:

$$t_{pl2} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 68,74}{21 \cdot 1,15}} = 4,13 \text{ см}$$

$\gamma_c = 1,2$ по п.1.1 таблицы 6* [6] при $t_{pl} \leq 40$ мм;

$\gamma_c = 1,15$ при $40 < t_{pl} \leq 60$ мм и $\gamma_c = 1,1$ при $60 < t_{pl} \leq 80$ мм.

Принимаем $t_{pl2} = 50$ мм (5 – 10 мм – припуск на фрезеровку).

Высоту траверсы определим из условия размещения шва крепления траверсы к ветви колонны.

В запас прочности принимаем, что все усилие в ветви передает на траверсы через 4 угловых шва. По согласованию с руководителем возможен учет передачи части усилий со стержня колонны непосредственно на плиту базы и уточнения расчетной схемы траверсы.

Сварка полуавтоматическая, проволокой марки Св – 08 Г2С $d=1,4 \dots 2$ мм. Принимаем $k_f = 8$ мм.

Требуется длина шва:

$$l_{wtr} = \frac{N_{V2}}{4k_f R_{wm}} + 1 = \frac{2545}{4 \cdot 0,8 \cdot 17,01} + 1 = 47,75 \text{ см} < 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2,$$

где $R_{wm} = 17,01$ кН/см² и $\beta_f = 0,9$.

Принимаем $h_{tr2} = 48$ см.

Проверка прочности траверсы.

Момент сопротивления траверсы:

$$W_{tr2} = \frac{t}{6} \frac{h^2}{tr2} = \frac{1 \cdot 48^2}{6} = 384 \text{ см}^3.$$

Равномерно распределенная нагрузка на единицу длины траверсы:

$$q_{tr2} = \frac{\sigma_f L}{2} = \frac{0,603 \cdot 63}{2} = 19 \text{ кН/см.}$$

В зависимости от соотношения консоли и пролета траверсы, как в двухконсольной балке, определяем максимальное значение момента в траверсе.

Так как $c_2 = 13,45 < 0,35b_{k2} = 0,354 \cdot 40,1 = 14,2$, то максимальный изгибающий момент в траверсе определяем по формуле:

$$M_{\max} = \frac{q_{tr2} \cdot b^2}{8} - \frac{q_{tr2} \cdot c^2}{2} = \frac{19 \cdot 40,1^2}{8} - \frac{19 \cdot 13,45^2}{2} = 2100,45 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Возникающие при этом максимальные нормальные напряжения будут равны:

$$\sigma_1 = \frac{M_{\max}}{W_{tr2}} = \frac{2100,45}{384} = 5,46 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Касательные напряжения в траверсе определим по формуле:

$$\tau = \frac{1,5Q_{\max}}{t_{tr2} \cdot h_{tr2}}.$$

Т.к. $c_2 < 0,5b_{k2}$, то максимальное значение поперечной силы определяем по формуле:

$$Q_{\max} = \frac{q_{tr2} \cdot b_{k2}}{2} = \frac{19 \cdot 40,1}{2} = 980,95 \text{ кН,}$$

тогда касательные напряжения будут равны:

$$\tau_1 = \frac{1,5 \cdot 980,95}{1 \cdot 48} = 11,9 < R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,3 \text{ кН/см}^2.$$

При большом запасе прочности траверсы ее толщину можно уменьшить, но толщину траверсы следует принимать не менее 10 мм и не менее $0,02h_{tr2}$ по условиям коррозионной стойкости и устойчивости.

Расчет базы подкрановой ветви производится подобно расчету базы наружной ветви. По определенному ранее максимальному сжимающему усилию в подкрановой ветви $N_{VI} = 716,607 \text{ кН}$ определяем требуемую площадь плиты

$$A_{pl,red} = \frac{716,607}{1 \cdot 0,6} = 1194,34 \text{ см}^2.$$

Определяем, $L_a \geq b_f = 2(t_{tr} + 40) = 165 + 2(10 + 40) = 265 \text{ мм}$, и принимаем в соответствии с ГОСТ на универсальную сталь $L = 280 \text{ мм}$, тогда

$$B \geq \frac{A_{pl,red}}{L_k} = \frac{1194,34}{28} = 42,66 \text{ см}.$$

Ширину плиты базы подкрановой ветви обычно принимают по ширине плиты базы наружной ветви $B=670 \text{ мм}$. Принимаемая ширина плиты должна быть не меньше высоты двутавра b_{k1} и двух консольных свесов плиты по 40 мм: $B=670 > b_{k1} + 2 \cdot 40 = 476 \text{ мм}$.

$$\text{Площадь плиты } A_{pl,2} = L \cdot B = 28 \cdot 67 = 1876 \text{ см}^2.$$

Напряжение в бетоне под плитой:

$$\sigma_f = \frac{716,607}{1876} = 0,382 \text{ кН/см}^2.$$

Изгибающие моменты на отдельных участках плиты.

1-й участок (консольный)

$$M_1 = \frac{\sigma_f \cdot c_3^2}{2} = \frac{0,382 \cdot 4,75^2}{2} = 4,31 \text{ кНм};$$

2-й участок

$$\text{оперт на 3 канта, } c_4 = \frac{B - b_{kl}}{2} = \frac{670 - 396}{2} = 137 \text{ мм}; \quad \frac{c_4}{b_t} = \frac{137}{165} = 0,83 > 0,5, \text{ зна-}$$

чение коэффициента β находим по таблице 6.9 [1] или таблице 3.2 [14] $\beta=0,1$.

$$M_2 = \beta \sigma_f b_f^2 = 0,1 \cdot 0,382 \cdot 16,5^2 = 10,4 \text{ кНсм};$$

3-й участок

$$\text{оперт на 4 канта } a = 7,88 \text{ см}; \quad b = 37,3 \text{ см}; \quad \frac{b}{a} > 2; \quad \alpha = 0,125 \text{ (по таблице 6.8 [1])}$$

$$a = 0,5(b_f - s) = 0,5(16,5 - 0,75) \approx 7,88 \text{ см};$$

$$M_3 = \alpha \sigma_f a^2 = 0,125 \cdot 0,382 \cdot 7,88^2 = 2,97 \text{ кНсм}.$$

По максимальному моменту на участке 2 определим толщину плиты

$$t_{pl1} = \sqrt{\frac{6 \cdot 10,4}{22 \cdot 1,2}} = 1,50 \text{ см}$$

В целях унификации и упрощения фрезеровки торца колонны принимаем толщину плиты базы подкрановой ветви такой же, как и толщину базы наружной ветви, $t_{pl1} = t_{pl2} = 50 \text{ мм}$.

Высоту траверсы подкрановой ветви определяем по формуле:

$$h_{rt1} = \frac{N_{V1}}{4k_f R_{wm}} + 1 = \frac{716,604}{4 \cdot 0,8 \cdot 17,01} + 1 = 13,54 \text{ см.}$$

И принимаем $h_{rt1} = h_{rt2} = 48 \text{ см}$ – такой же, как и высота траверсы наружной ветви.

Проверка прочности траверсы производится подобно проверке траверсы наружной ветви:

$$W_{tr1} = \frac{1 \cdot 48^2}{6} = 384 \text{ см}^3;$$

$$q_{tr1} = \frac{0,382 \cdot 28}{2} = 5,35 \text{ кН/см,}$$

т.к. $c_4 = 13,7 < 0,354b_{k1} = 0,354 \cdot 39,6 = 14,02 \text{ см}$, то максимальный момент можно определить по формуле:

$$M_{\max} = \frac{5,35 \cdot 39,6^2}{8} - \frac{5,35 \cdot 13,7^2}{\text{кН} \cdot \text{см,2}} = 547$$

$$\sigma_1 = \frac{547}{384} = 1,4 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

т.к. $c_4 = 13,7 < 0,5b_{k1} = 0,5 \cdot 39,6 = 19,8 \text{ см}$, то максимальная поперечная сила определяется по формуле:

$$Q_{tr1} = \frac{5,35 \cdot 39,6}{2} = 106 \text{ кН,}$$

$$\tau_{tr1} = \frac{1,5Q_{tr1}}{t_{tr1} \cdot h_{tr1}} = \frac{1,5 \cdot 106}{1 \cdot 48} = 3,3 < 13,3 \text{ кН/см}^2.$$

Расчет анкерных болтов

Выбираем комбинации усилий, которые могут вызвать максимальные

растягивающие усилия в ветвях у их сопряжения с фундаментом.

$$1) M_1 = 881,314 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad N_1 = -667 \text{ кН};$$

$$2) M_2 = 1536,2 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad N_2 = -1313,98 \text{ кН}.$$

Для расчета принимаем большее из усилий:

$$N_{V1} = \frac{N_1}{h_0} y^2 + \frac{M_1}{h_0} = -\frac{667}{120,6} \cdot 42,57 + \frac{881,314 \cdot 100}{120,6} = 495,33 \text{ кН},$$

$$N_{V2} = \frac{N_2}{h_0} y^2 + \frac{M_2}{h_0} = -\frac{1313,98}{120,6} \cdot 42,57 + \frac{1536,2 \cdot 100}{120,6} = 810 \text{ кН},$$

$$N_{V \max} = N_{V1} = 810 \text{ кН}.$$

Требуется толщина сечения анкерных болтов:

$$A_{a,red} = \frac{N_{V \max}}{R_{ba} \gamma_c} = \frac{810}{18,5 \cdot 1} = 43,78 \text{ см}^2,$$

где $R_{ba} = 18,5 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление растяжению фундаментных болтов из стали ВСт3кп2 по таблице 60* [1].

Устанавливаем 6 болтов $d=36 \text{ мм}$, по 3 болта с каждой стороны ветви (рисунок 4.3), т.к. размесить по два болта диаметром 42 мм между траверсами с каждой стороны ветви не возможно, а замена двух болтов диаметром 42 мм на один болт диаметром 64 мм потребует их глубокой или специальной анкеровки, что не всегда рационально.

$$A_n = nA_{bn} = 6 \cdot 8,16 = 48,96 \text{ см}^2 > A_{red} = 43,78 \text{ см}^2$$

A_{bn} – площадь сечения болта нетто $d=36 \text{ мм}$ по таблице 62* [6].

Задания

Выполнить расчет и конструирование отдельной базы решетчатой внецентренно-сжатой колонны производственного здания. Конструктивное решение базы см. рисунок 15.4. Для сварных швов принять сварку полуавтоматическую, положение шва при сварке – нижнее, марка сварочной проволоки Св – 08 Г2С, $d = 2 \text{ мм}$. Исходные данные принять по таблице 15.1.

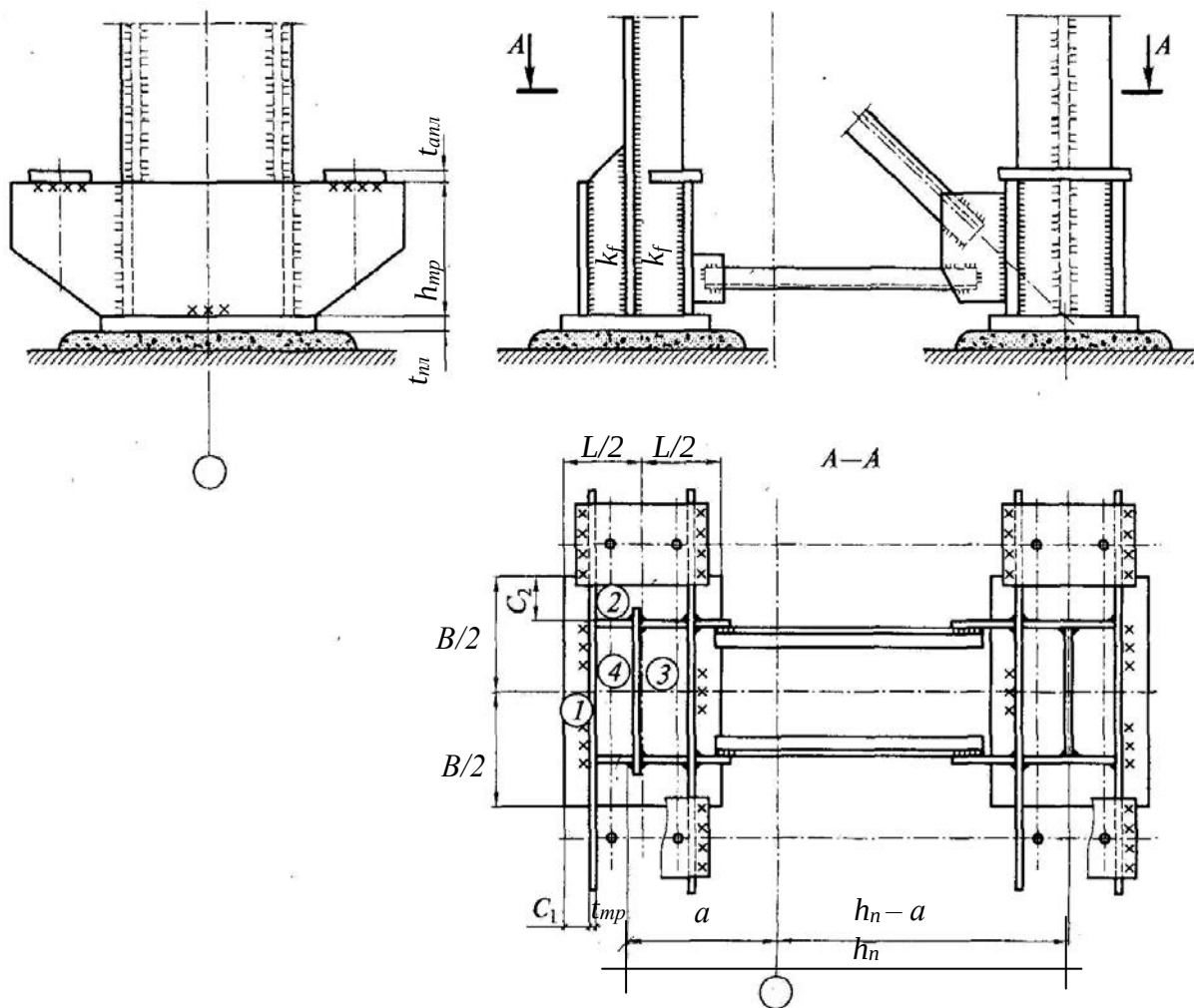


Рисунок 15.4 – Расчетные схемы базы колонны

Таблица 15.1 – Исходные данные

№ варианта	Расчетное усилие (M , кН·м; N , кН) в нижнем сечении колонны для расчета								Высота сечения колонны h_n , м	Материал фундаментов – бетон класса	$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{f2}}{A_{f1}}}$	Сталь по ГОСТ 27772 – 88
	базы				анкерных болтов*							
	$+M^*$	N^*	$-M^*$	N^*	$+M^*$	N^*_{min}	$-M^*$	N^*_{min}				
1	1000	1900	100	1700	780	500	400	500	1,5	В 10	1,1	С 235
2	1200	2000	120	1800	600	550	400	550	1,5	В 12,5	1,15	С 235
3	1400	2500	140	2000	750	600	350	600	1,75	В 15	1,2	С 345 – 1
4	1800	3000	150	2400	650	600	500	600	1,25	В 10	1,1	С 345 – 1
5	1900	3200	160	2500	500	700	300	700	1,75	В 12,5	1,15	С 345 – 1
6	1300	2250	80	1900	350	320	200	320	1,75	В 15	1,2	С 390
7	1100	2100	90	1600	400	320	250	300	1,25	В 10	1,1	С 255
8	2000	3300	110	2900	500	550	250	550	1,75	В 12,5	1,15	С 235
9	1900	3600	115	3000	650	750	300	750	1,75	В 15	1,2	С 255
10	1300	2300	125	1600	800	700	600	700	1,25	В 12,5	1,15	С 235

N^* и N^*_{min} – имеют знак «—» и вызывают сжатие.

* При определении усилий в ветвях колонны и в анкерных болтах крепления соответствующих ветвей, расстояния y_1 , y_2 , a (рисунок 14.1) принять в соответствии с выполненным вариантом расчета колонны по заданию таблицы 14.1 практического занятия 14.

Вопросы к практическому занятию

1. Чем отличается расчёт базы раздельного типа сквозной колонны производственного здания от расчёта базы центрально сжатой колонны? Что общего в этих расчётах?

2. Как определить усилия, действующие на базу раздельного типа при заданных M , N , Q , в нижнем сечении стержня сквозной колонны?

3. При каких сочетаниях усилий возникают наибольшие растягивающие усилия в анкерных болтах наружной и подкрановой ветвей колонны (при базах раздельного типа)? Как проверить прочность (или подобрать се-

чение) анкерных болтов?

4. Какие сочетания усилий следует учитывать при определении площади и толщины плиты, горизонтальных и вертикальных сварных швов, траверс и рёбер, анкерных болтов базы колонны производственного здания? Одинаковы ли будут сочетания усилий для расчёта каждого из этих элементов и соединений?

5. Чем отличается расчёт базы колонны производственного здания с фрезерованным торцом (для безвыверочного монтажа) от расчёта базы колонны с торцом без фрезеровки?

Литература: [1, 2, 4 – 6].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 16

Подбор и проверка сечений элементов ферм покрытий

Цель: научиться подбирать и проверять сечения элементов ферм покрытий.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

- знать подбор и проверки сечений элементов ферм покрытий (ПК-7, ПК-16);
- уметь подбирать и проверять сечения элементов ферм покрытий, составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);
- владеть навыками подбора и проверок сечений элементов ферм покрытий, для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

Актуальность темы: получение навыков в подборе и проверках сечений элементов ферм покрытий, моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов и способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документации в сфере

инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Исходными данными для подбора сечений элементов ферм являются: расчетные усилия во всех стержнях (продольные силы N или продольные силы N и изгибающие моменты M), расчетные длины стержней в плоскости фермы $l_{ef,x}$, сталь выбранная в соответствии с требованиями норм СНиП [5], коэффициенты условий работы γ_c (устанавливают по таблице , приложение), типы сечений. Для ферм с узлами на фасонках (например, из двух уголков, составленных тавром) выбрана толщина фасонки. Рассмотрим подробнее отдельные пункты исходных данных.

Расчетные усилия.

Усилия в элементах ферм рекомендуют определять отдельно для каждого вида нагрузки (например, от постоянной, временной длительной и кратковременной; если на конструкцию действует особая нагрузка, например, сейсмическая, то усилия определяют и от нее). Затем решают вопрос о выборе расчетной схемы фермы. Расчетную схему принимают в соответствии с ее компоновочным решением и указаниями п. 13.8 норм [5], предварительно решив вопрос о типе сечения элементов и узловых соединений. Силовой расчет ферм рекомендуют выполнять на ЭВМ. При невозможности выполнить расчет на ЭВМ усилия определяют графическим методом, который можно считать более удобным, то есть построением диаграмм Максвелла-Кремоны, или аналитическим – для ферм с параллельными поясами.

Расчетные усилия N или M определяют, как результат суммирования усилий при невыгоднейшем загрузении для всех возможных сочетаний нагрузок в соответствии с п. 1.10 – 1.13 норм [6].

Расчетные длины.

Расчетные длины $l_{ef,x}$ и $l_{ef,y}$ элементов плоских ферм, за исключением элементов перекрестной решетки ферм, принимают в соответствии с требо-

ваниями п. 6 норм СНиП [5], по таблице 11 (или таблице , приложение). Расчетную длину l_{ef} элемента, по длине которого действуют сжимающие силы N_1 и N_2 ($N_1 > N_2$), из плоскости фермы (рисунок 16.1а, б; 16.2) следует вычислять по формуле

$$l_{ef} = l_1 \left(0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1} \right), \quad (16.1)$$

где обозначения в формуле и на рисунках 16.1, 16.2 приняты как в таблице , приложение .

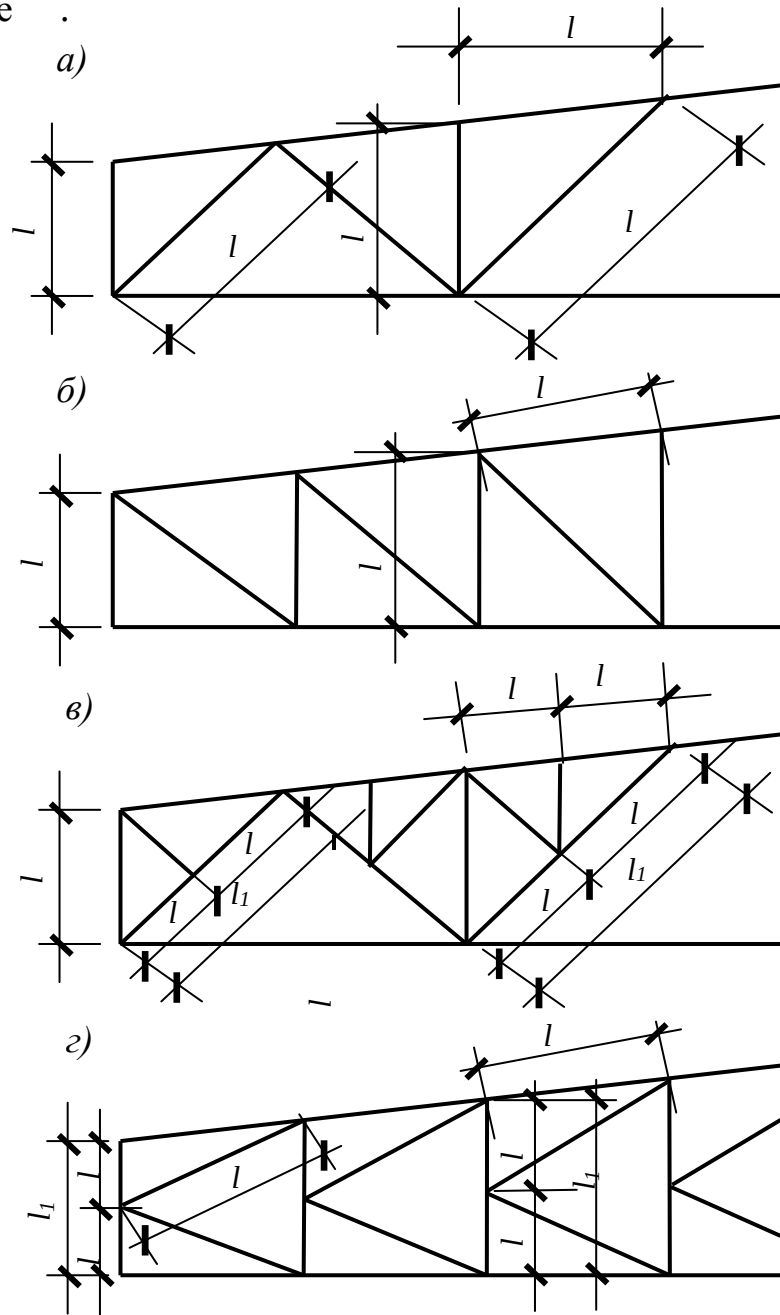


Рисунок 16.1 – Схемы решеток ферм при определении расчетных длин элементов: а – треугольная со стойками; б – раскосная; в – треугольная со шпренгелем; г – полураскосная треугольная

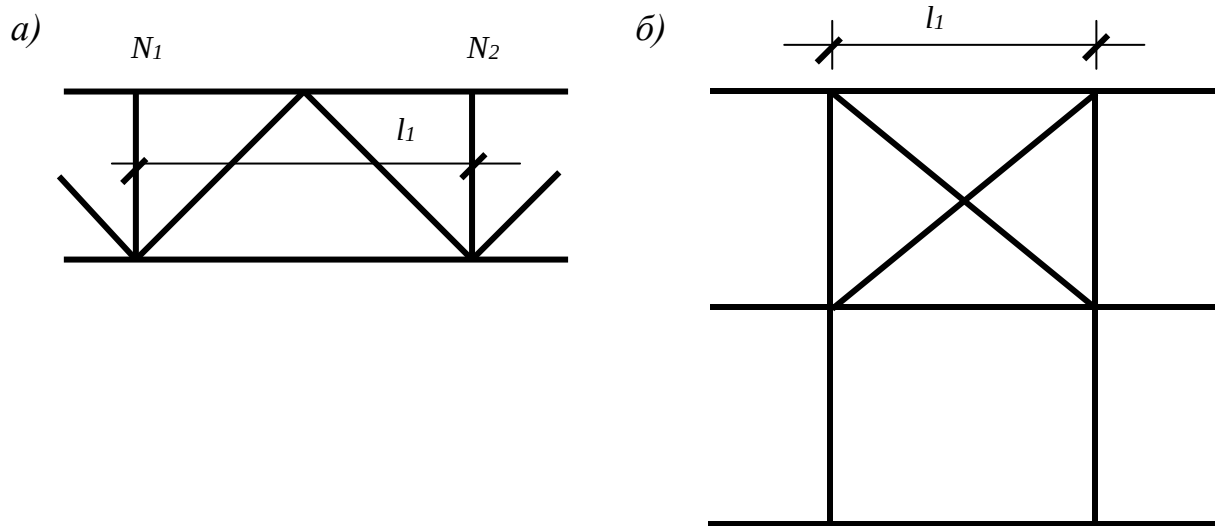


Рисунок 16.2 – Схемы для определения расчетной длины пояса фермы из плоскости: *а* – схема фермы; *б* – схема связей между фермами (вид сверху)

В других случаях расчетные длины элементов ферм принимают по нормам п. 6 [5] или в соответствии с указаниями других нормативных документов (например, свода правил (СП)).

Выбор стали.

Выбор стали для ферм (ее элементов, фасонок ферм, если узлы проектируют на фасонках) выполняют в соответствии с требованиями таблицы 50*, приложение 1 норм [5]. При выборе стали, желательно учитывать и экономический фактор – уменьшение веса фермы за счет снижения расхода стали. Для элементов с большими усилиями (например, пояса при $N \geq 2000$ кН; опорные раскосы, стойки при $N \geq 1400$ кН) рекомендуют принимать сталь повышенной прочности, а прочие элементы – из обычной стали. Такой выбор стали возможен, если расчетная температура $t \geq -40$ °С. При более низких расчетных температурах $t < -40$ °С сталь повышенной прочности принимается для всех элементов фермы (таблица 50*, приложение 1 [5]).

Выбор типа сечений (на примере сечений из двух уголков).

При выборе типа профилей сжатых элементов нужно помнить, что рациональным является сечение, имеющее одинаковые гибкости как в плоскости, так и из плоскости фермы (принцип равноустойчивости $\lambda_x = \lambda_y$), поэтому при назначении профилей необходимо обращать внимание на соотношение расчетных длин. Например, если проектируется ферма из двух уголков образующих тавровое сечение и расчетные длины сжатых элементов в плоскости $l_{ef,x}$ и из плоскости $l_{ef,y}$ одинаковы $l_{ef,x} = l_{ef,y}$ (верхние пояса ферм, опорные раскосы), то рационально выбрать неравнополочные уголки и поставить их большими полками вместе, так как в этом случае $i_x \approx i_y$ и $\lambda_x \approx \lambda_y$. Такое сечение может быть рациональным для сжатых опорных раскосов. Для сжатых поясов ферм (при $l_{ef,x} = l_{ef,y}$) такое сечение пояса неудобно для транспортировки и монтажа. Они легко гнуться из своей плоскости, что вызывает дополнительные расходы на правку. Кроме того, узкие полки неравнополочных уголков не всегда обеспечивают требуемую площадь опирания несущих элементов кровли и удобство их монтажа. Поэтому, применение такого сечения для верхних поясов не рекомендуется и в типовых стропильных фермах в верхних поясах приняты равнополочные уголки. Сечения из равнополочных уголков с точки зрения наивыгоднейших соотношений радиусов инерции лишь незначительно уступают сечениям из неравнополочных уголков, зато сортамент равнополочных уголков значительно шире, чем неравнополочных. Если расчетная длина из плоскости $l_{ef,y}$ в два раза больше расчетной длины в плоскости $l_{ef,x}$, $l_{ef,y} = 2 l_{ef,x}$ (например, верхний пояс на участке под фонарем или опорный раскос), то более рациональным будет сечение из двух неравнополочных уголков, поставленных вместе малыми полками, так как в этом случае $i_x \approx 0.5 i_y$ и при $l_{ef,x} = 0.5 l_{ef,y}$, $\lambda_x \approx \lambda_y$.

Таким образом, рациональными профилями для верхних поясов стропильных ферм следует считать сечения либо из двух неравнополочных уголков, поставленных большими полками в стороны при $l_{ef,y} = 2 l_{ef,x}$, либо из рав-

нополочных при $l_{ef,y} = l_{ef,x}$.

Для элементов решетки при $l_{ef,x} = 0,8l_{ef,y}$ наиболее рациональным будет сечение из равнополочных уголков.

Средние стойки, к которым крепят вертикальные связи ферм часто принимают крестового сечения.

Подбор сечений сжатых элементов ферм

Подбор начинают с определения требуемых: площади поперечного сечения A_{red} и радиусов инерции $i_{x,red}$, $i_{y,red}$ по формулам (16.2), (16.3) предварительно задавшись гибкостью λ и определив φ по таблице 9, приложение 8

$$A_{red} = N / (\varphi R_y \gamma_c), \quad (16.2)$$

$$i_{x,red} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda}, \quad i_{y,red} = \frac{l_{ef,y}}{\lambda}, \quad (16.3)$$

где γ_c – коэффициент условия работы.

При предварительном подборе гибкость λ можно принять: для поясов легких ферм $\lambda = 60 \div 80$, для решетки $\lambda = 100 \div 120$. Большие значения гибкости принимаются при меньших усилиях в элементах. По требуемой площади A_{red} и радиусам инерции $i_{x,red}$, $i_{y,red}$ подбирают по сортаменту подходящий профиль для ферм со стержнями из двух уголков по $A_{red} / 2$ и $i_{x,red}$, $i_{y,red}$. Определяют его фактические геометрические характеристики, площадь сечения A , радиусы инерции i_x , i_y , находят гибкости $\lambda_x = l_{ef,x} / i_x$ и $\lambda_y = l_{ef,y} / i_y$, по большей гибкости уточняют коэффициент φ по таблице 9, приложение 8 и выполняют проверку устойчивости по формуле (16.4).

$$\sigma = N / (\varphi A) \leq R_y \gamma_c. \quad (16.4)$$

При подборе сечений из двух уголков образующих тавровое сечение, при определении i_y необходимо знать толщину фасонки t_f . Ее выбирают в зависимости от максимально действующего усилия в стержнях решетки (обычно это расчетное усилие в опорном раскосе). Рекомендуемые толщины фасонки см. таблицу , приложение , или таблицу 9.2, с. 285 [1]; таблицу

7.3, с. 444 [2]. В пределах одного отправочного элемента фермы можно принимать две толщины фасонки (если расчетные усилия в решетке это позволяют). Обычно для опорных и близко к ним расположенным раскосам принимают одну толщину, а для последующих имеющих меньшие усилия – другую. Допустимая разница толщин фасонки в смежных узлах равна 2 мм.

Если в таблице для подбора сечений из двух уголков нет величины радиуса инерции i_y , при принятой толщине фасонки t_f , то его значение можно вычислить по формуле (16.5).

$$i_y = \sqrt{i_1^2 + (z_1 + 0,5t_f)^2}, \quad (16.5)$$

где i_1 – радиус инерции одного уголка относительно его собственной оси 1 – 1, параллельной свободной оси $x - x$ (для равнополочных и неравнополочных уголков поставленных вместе меньшими полками) и оси $y - y$ (для неравнополочных уголков поставленных вместе большими полками);

z_1 – расстояние от центра тяжести уголка до наружной грани вертикальной полки его ($z_1 = z_0$ – для неравнополочных и неравнополочных поставленных вместе большими полками и $z_1 = y_0$ – для неравнополочных уголков поставленных вместе меньшими полками; расположение осей уголков $x - x$, $y - y$, z_0 и y_0 см. таблицы , приложения).

Если гибкость стержня предварительно была задана неправильно и проверка показала перенапряжение или значительное (больше 5 – 10%) недонапряжение, то проводят корректировку сечения, принимая промежуточное между предварительно заданной и фактической значение гибкости. Обычно второе приближение достигает цели. Затем выполняют проверку на гибкость

$$\lambda_{max} \leq [\lambda_{lim}], \quad (16.6)$$

где

$$[\lambda_{lim}] = 180 - 60\alpha, \quad (16.7)$$

для сжатых поясов, опорных раскосов и стоек, передающих опорные реакции и

$$[\lambda_{lim}] = 210 - 60\alpha, \quad (16.8)$$

для остальных сжатых элементов ферм, здесь α определяется по формуле:

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}, \text{ но не менее } 0,5 \quad (16.9)$$

Если сечение сжатого элемента ослаблено отверстиями для болтов, то оно проверяется на прочность по формуле (5) [5].

Сечения сжатых стержней решетки с незначительными усилиями (раскосы в средних панелях ферм треугольного очертания, дополнительные стойки в треугольной решетке, элементы шпренгелей и т.п.) подбирают по предельной гибкости см. формулы (16.6), (16.8).

Зная расчетную длину стержня $l_{ef,x}$ и значение предельной гибкости $[\lambda_{lim}] = 180$ (см. формулу (16.8), в которой величину α при подсчете $[\lambda_{lim}]$ принимаем $\alpha=0,5$), определяют требуемый радиус инерции $i_{x,red} = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda_{lim}]}$.

По нему в сортаменте выбирают сечение, а затем проверяют на несущую способность по формулам (16.4), (16.8), (16.6), а при наличии ослабления сечения (отверстиями и т.п.) и по формуле (5) [5] (см. пример расчета 16.3).

Минимальное рекомендуемое сечение – два уголка 2 $\angle 50 \times 5$, чтобы предотвратить (уменьшить) повреждения стержней при транспортировке и монтаже.

Местную устойчивость сжатых элементов, выполненных из прокатных профилей, можно считать обеспеченной, поскольку из условий прокатки толщина полок и стенок профилей больше, чем требуется из условий устойчивости. Устойчивость стенок тавровых сечений проверяют в соответствии с п.п. 7.18*, 7.20* норм СНиП [5].

Подбор и проверку сжатых элементов из трубчатых профилей (цилиндрических, гнутосварных (ГСП) см. [11]).

Подбор сечения растянутых элементов.

Предельное состояние растянутых элементов определяется либо их разрывом $\sigma > \sigma_u$, где σ_u – временное сопротивление стали, либо развитием чрезмерных пластических деформаций $\sigma > \sigma_y$, где σ_y – предел текучести.

Для растянутых элементов тип сечения и его расположение (например, уголков) имеют меньшее значение, так как для них определяющим фактором является площадь сечения нетто A_n . Поэтому для элементов решетки, ферм из двух уголков, образующих тавровое сечение, рекомендуют принимать равнополочные уголки. При необходимости увеличения жесткости в боковом направлении по условиям монтажа элементы решетки могут быть приняты из неравнополочных уголков, поставленных большими полками в стороны.

Сечения нижних растянутых поясов ферм из двух уголков рекомендуют принимать из неравнополочных уголков, поставленных вместе меньшими полками, чтобы при подъеме фермы обеспечить большую жесткость из плоскости (если не требуется удовлетворить другим требованиям, например, устойчивости при возникновении в поясе и сжимающих усилий).

При больших растягивающих усилиях в поясах ферм, когда сечение из двух неравнополочных уголков недостаточно (даже при применении стали повышенной прочности), то есть требуется большая площадь, чем она указана в сортаменте таких уголков, а также при возможности появления и сжимающих усилий в поясе или отдельных его панелях (от отдельных составляющих усилий в их неблагоприятном сочетании), следует принимать равнополочные уголки. Если сечение нижнего пояса из неравнополочных уголков не проходит по гибкости, как сжатый элемент (при небольших сжимающих усилиях), то уменьшить гибкость отдельных панелей пояса в плоскости фермы, можно к этой панели (при треугольной решетке).

Требуемую площадь растянутого элемента определяют по формуле

$$A_{red} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (16.10)$$

Затем по сортаменту выбирают профиль, имеющий ближайшее боль-

шее значение площади. Проверку прочности принятого сечения выполняют по формуле (16.11).

Несущую способность элемента

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \gamma_c, \quad (16.11)$$

где A_n – площадь сечения нетто (за вычетом ослаблений сечения, например, отверстиями для болтов). При отсутствии ослаблений A_n принимается равной полной площади сечения A . Затем проверяют гибкость элемента по формуле (16.6).

В конструкциях ферм не подвергающихся динамическим воздействиям (при статических нагрузках), предельная гибкость $[\lambda_{\text{lim}}]$ растянутых стержней в соответствии с нормами СНиП [5] не должна превышать $[\lambda_{\text{lim}}] \leq 400$. Гибкость таких стержней проверяют только в вертикальной плоскости (чтобы предотвратить их чрезмерное провисание).

Предельные значения гибкостей $[\lambda_{\text{lim}}]$ растянутых элементов ферм, подвергающихся динамическим нагрузкам приложенных непосредственно к конструкции (см. примечание п. 5 к таблице 20* [5]) не должны превышать:

- для поясов и опорных раскосов – $[\lambda_{\text{lim}}] \leq 250$;
- для прочих стержней ферм – $[\lambda_{\text{lim}}] \leq 350$;

при воздействии на конструкцию нагрузок от кранов групп режимов работы 7 К (в цехах металлургических производств) и 8 К по ГОСТ 25546 – 82 предельные значения $[\lambda_{\text{lim}}]$ не должны превышать:

- для поясов и опорных раскосов – $[\lambda_{\text{lim}}] \leq 250$;
- для прочих стержней ферм – $[\lambda_{\text{lim}}] \leq 300$.

Для всех стержней ферм из двух уголков, образующих тавровое сечение, и особенно для сжатых стержней рекомендуют принимать уголки с меньшими толщинами полок, как более устойчивые при работе на сжатие (на продольный изгиб).

Пример 16.1

Требуется подобрать сечение сжатого верхнего пояса стропильной фермы из двух уголков, образующих тавровое сечение по расчетному усилию $N=-1700$ кН. Расчетные длины стержней в плоскости изгиба фермы $l_{ef,x}=3$ м; из плоскости $l_{ef,y}=3$ м. Материал – сталь С 345 – 1; $R_y = 31,5$ кН/см² при толщине фасонного проката свыше 10 до 20 мм; $\gamma_c = 0,95$ (сжатые элементы стержневых конструкций покрытий при расчетах на устойчивость, таблица , приложение); толщина фасонки $t_f=12$ мм; климатический район строительства – II₄; расчетная температура $t=-32$ °С.

Решение

Принимаем сечение из неравнополочных уголков. Задаемся гибкостью в пределах, рекомендуемых для поясов: $\lambda = 60$; по таблице 9, приложение 8, $\varphi = 0,768$; по формуле (16.2) требуемая площадь сечения

$$A_{red} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1700}{0,768 \cdot 31,5 \cdot 0,95} = 73,97 \text{ см}^2.$$

Требуемые радиусы инерции по формулам (16.3)

$$i_{x,red} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda} = \frac{300}{60} = 5 \text{ см},$$

$$i_{y,red} = \frac{l_{ef,y}}{\lambda} = \frac{300}{60} = 5 \text{ см}.$$

Принимаем по таблице приложение сечение из двух равнополочных уголков   160×12 по ГОСТ 8509 – 93; $A=37,39 \cdot 2=74,78 \text{ см}^2$; $i_x=4,94$ см; $i_y=7,02$ см. Проверяем принятое сечение. Находим фактические гибкости λ_x , λ_y и φ_{min} :

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{300}{4,94} = 60,73; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{300}{7,02} = 42,74;$$

по таблице 9, приложение 8 $\varphi_{min} = 0,764$ (по $\lambda_{max}=\lambda_x$)

Проверяем устойчивость по формуле (16.4)

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{1700}{0,764 \cdot 74,78} = 29,76 \text{ МПа} < R_{yk} = 31,5 \cdot 0,95 = 29,925 \text{ МПа}.$$

Проверяем гибкость по формулам (16.4), (16.3)

$$[\lambda_{lim}] = 180 - 60 \alpha = 120,339,$$

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_{yk}} = \frac{1700}{0,764 \cdot 74,78 \cdot 31,5 \cdot 0,95} = 0,994,$$

$$\lambda_{max} = \lambda_x = 60,73 < [\lambda_{lim}] = 120,339.$$

Т.к. сечение не ослаблено отверстиями под болты, то проверку прочности по формуле (5) [5] не выполняем.

Все проверки выполнены.

Принято сечение из двух уголков 2 $\angle 160 \times 12$.

Пример 16.2

Требуется подобрать сечение растянутого раскоса фермы из двух уголков, образующих тавровое сечение по расчетному усилию $N = 930$ кН; сталь С 345 – 1, по ГОСТ 27772 – 88; $R_y = 31,5$ кН/см² при толщине фасонного проката свыше 10 до 20 мм; $\gamma_c = 0,95$; $l_{ef,x} = 340$ см; $l_{ef,y} = 423$ см. Климатический район строительства II₄; расчетная температура $t = -32$ °С.

Усилие получено при статической нагрузке.

Крепление в узле к фасонке на сварке. Толщина фасонки $t_f = 12$ мм.

Решение

Требуемая площадь сечения по формуле (16.10):

$$A_{red} = \frac{930}{31,5 \cdot 0,95} = 31,08 \text{ см}^2. \text{ Принимаем по таблице приложение два}$$

равнополочных уголка $\angle 110 \times 8$; $A = 17,2 \times 2 = 34,4 \text{ см}^2 > A_{red}$; $i_x = 3,39$ см; $i_y = 4,95$ см. Т.к. усилия были определены при статической нагрузке, то $\lambda_{lim} = 400$ (п. 6.16* [5]).

Проверяем гибкость раскоса только в вертикальной плоскости, относи-

тельно оси x

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{340}{3,39} = 100,3 < \lambda_{lim} = 400.$$

Прочность и гибкость принятого раскоса обеспечена.

Пример 16.3

Требуется подобрать сечение сжатого раскоса стропильной фермы из двух уголков, образующих тавровое сечение. Расчетное усилие в раскосе $N=-25$ кН. Расчетная длина в плоскости изгиба фермы $l_{ef,x}=340$ см, из плоскости $l_{ef,y}=423$ см. Сталь С 255 по ГОСТ 27772 – 88, $R_y=24$ кН/см² при толщине фасонного проката от 4 до 20 мм; $\gamma_c=0,8$ при гибкости $\lambda \geq 60$; толщина фасонки $t_f=10$ мм. Климатический район строительства II₅, расчетная температура $t=-19$ °С.

Решение

Так как сжимающее усилие в раскосе незначительно, то подбираем его сечение по предельной гибкости. Для сжатых элементов решетки (кроме опорных раскосов и стоек) предельная гибкость определяется по формуле (16.8)

$$[\lambda_{lim}] = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 0,5 = 180,$$

где α предварительно принимаем равным 0,5.

Находим требуемые минимальные радиусы инерции сечения

$$i_{x,min} = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda_{lim}]} = \frac{340}{180} = 1,89 \text{ см},$$

$$i_{y,min} = \frac{l_{ef,y}}{[\lambda_{lim}]} = \frac{423}{180} = 2,35 \text{ см}.$$

По сортаменту равнополочных уголков таблица , приложение , принимаем по ГОСТ 8509 – 93 2 L 63×5; $i_x=1,94$ см, $i_y=2,96$ см, $A=6,13 \cdot 2=12,26$ см².

Проверяем сечение.

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{340}{1,94} = 175,26,$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{423}{2,96} = 142,91,$$

по $\lambda_{\max} = \lambda_x = 175,26$, находим $\varphi_{\min} = 0,206$, проверяем устойчивость по формуле (16.4)

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{25}{0,206 \cdot 12,26} = 9,9 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,8 = 19,2 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем гибкость по формулам (16.8) и (16.6).

$$[\lambda_{\lim}] = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 0,52 = 178,8,$$

$$\text{где } \alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{25}{0,206 \cdot 12,26 \cdot 24 \cdot 0,8} = 0,52,$$

$$\lambda_{\max} = 175,26 < [\lambda_{\lim}] = 178,8.$$

Подобранное сечение удовлетворяет требованиям устойчивости и гибкости.

Пример 16.4

Требуется подобрать сечение приопорной панели нижнего пояса стропильной фермы из двух уголков, образующих тавровое сечение. Расчетное усилие растяжения $N_p = 670$ кН, расчетное усилие сжатия $N_c = -63$ кН. Расчетная длина панели в плоскости изгиба фермы $l_{ef,x} = 5,8$ м, из плоскости $l_{ef,y} = 5,8$ м. Материал – сталь С255 по ГОСТ 27772 – 88, $R_y = 24$ кН/см² при толщине фасонного проката от 4 до 20 мм; $\gamma_c = 0,95$; толщина фасонки $t_f = 12$ мм; климатический район строительства II₅; расчетная температура $t = -29$ °С. Усилия получены при статической нагрузке.

Решение

Подбираем сечение панели пояса по сжимающему усилию $N_c = -63$ кН. Учитывая большую расчетную длину панели при малой величине сжимающе-

го усилия, найдем требуемые минимальные радиусы инерции сечения $i_{x,min}$ и $i_{y,min}$ при предельном значении гибкости для пояса по формуле (16.7) $[\lambda_{lim}] = 180 - 60\alpha$. Принимаем $\alpha = 0,5$, тогда $[\lambda_{lim}] = 180 - 60 \cdot 0,5 = 150$.

$$i_{x,min} = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda_{lim}]} = \frac{580}{150} = 3,87 \text{ см},$$

$$i_{y,min} = \frac{l_{ef,y}}{[\lambda_{lim}]} = \frac{580}{150} = 3,87 \text{ см}.$$

По сортаменту равнополочных уголков, таблица , приложение принимаем два уголка у которых $i_x \geq i_{x,min} = 3,87 \text{ см}$.

Этому условию отвечают 2 L 125×8 по ГОСТ 8509 – 93; $i_x = 3,87 \text{ см}$; $i_y = 5,55 \text{ см}$; $A = 19,69 \cdot 2 = 39,38 \text{ см}^2$.

Фактические гибкости сечения:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{580}{3,87} = 149,871,$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{580}{5,55} = 104,5.$$

По $\lambda_x = 149,871$ находим $\varphi_{min} = 0,214$ (таблица 9, приложение 8).

Проверяем устойчивость по формуле (16.4)

$$\sigma = \frac{N_c}{\varphi A} = \frac{63}{0,214 \cdot 39,38} = 7,48 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем гибкость по формулам (16.6), (16.7)

$$[\lambda_{lim}] = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,5 = 150,$$

$$\text{где } \alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{63}{0,214 \cdot 39,38 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,328 < 0,5,$$

принимаем для подстановки в формулу $\alpha = 0,5$

$$\lambda_{max} = 149,871 < [\lambda_{lim}] = 150.$$

Проверяем подобранное сечение по сжатию – на прочность при действии растягивающего усилия $N_p = 670 \text{ кН}$ по формуле (16.11)

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{670}{39,38} = 17,014 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Гибкость как растянутого стержня $\lambda_{\max} = 149,871 < [\lambda_{\lim}] = 400$.

Подобранное сечение из 2 $\angle 125 \times 8$ отвечает требованиям устойчивости, гибкости и прочности.

Задания

Задача 1

Подобрать сечение стержня фермы. Исходные данные принять по таблице 16.1. Толщину фасонки для всех стержней из парных уголков в таблице 16.1 принять $t_{\phi} = 12$ мм. Расчетные усилия получены при статической нагрузке. Крепление стержней в узлах к фасонке на сварке.

Таблица 16.1 – Исходные данные

№ варианта	Наименование стержня	Расчетная длина, см		Расчетное усилие N , кН	Тип сечения стержня	Сталь по ГОСТ 27772-88
		$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$			
1	Нижний пояс	600	1800	+1200		C245
2	Нижний пояс	600	900	+1500		C345
3	Раскос	340	430	+10		C245
4	Верхний пояс	300	300	-1500		C275
5	Верхний пояс	300	600	-1000		C255
6	Опорный раскос	200	400	-900		C255
7	Раскос	340	430	-500		C245
8	Раскос	340	430	-20		C245
9	Верхний пояс	300	300	-1000		C345
10	Стойка	240	300	-300		C275

Вопросы к практическому занятию

1. При каких пролетах зданий используют фермы?
2. В чем преимущества и недостатки ферм по сравнению со сплошнотенчатыми балками?
3. Какие методы используют для определения усилий в стержнях фермы?
4. Что учитывается коэффициентом условий работы $\gamma_c = 0,8$ при расчете

сжатых стержней решетки при $\lambda \geq 60$?

5. Как назначается толщина фасонки в фермах со стержнями из парных уголков?

6. Расскажите о порядке подбора и проверках растянутых стержней ферм.

7. Расскажите о порядке подбора и проверках сжатых стержней ферм:

а) пояса и опорного раскоса;

б) раскоса и стойки.

8. Изменится ли несущая способность сжатого элемента фермы из парных уголков, если между ними не будут поставлены соединительные прокладки (сухари)?

9. В каких случаях размеры сечения стержней определяются предельной гибкостью?

10. Назовите назначение соединительных прокладок (сухарей) в фермах из парных уголков. Правила их размещения по длине сжатых и растянутых элементов.

Литература – [1, 2, 5, 6].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ 17

Усиление центрально-сжатых и центрально-растянутых элементов

Цель: научиться выполнять усиление центрально-сжатых и центрально-растянутых элементов.

Знания и умения, приобретаемые студентом в результате освоения темы, формируемые компетенции или их части:

– знать, как выполняется усиление центрально-сжатых и центрально-растянутых элементов (ПК-7, ПК-16);

– уметь выполнять усиление центрально-сжатых и центрально-растянутых элементов, составлять проектную и рабочую документацию в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

– владеть навыками выполнения усиления центрально-сжатых и центрально-растянутых элементов, для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности, моделировать расчётные схемы, действующие нагрузки и иные свойства элементов проектируемого объекта контролировать соответствие разрабатываемых с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-7, ПК-16);

Актуальность темы: получение навыков в выполнении усиления центрально-сжатых и центрально-растянутых элементов, моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов и способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей до-

кументации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

Теоретическая часть

Цель усиления конструкций – обеспечить их несущую способность и нормальную эксплуатацию в новых условиях, вызванных реконструкцией. В некоторых случаях этого можно добиться, не производя усиления, а снижая величины действующих нагрузок (замена железобетонных плит покрытия профилированным настилом, ограничения сближения кранов, замены мостовых кранов напольным транспортом, замена тяжелого утеплителя более легким и т.д.). Техническое решение по усилению конструкций принимается на основании сравнения вариантов (при этом возможен вариант, предусматривающий уменьшение нагрузок).

Наиболее существенными факторами, влияющими на выбор варианта, являются простота и удобство проведения работ по усилению, сокращение сроков работ. Различают усиление конструкций с их предварительной разгрузкой и под нагрузкой. Менее трудоемко усиление конструкций под нагрузкой. Усиление под нагрузкой возможно, если напряжение в элементе или соединении не превышает $0,8 R_y$ (для сжатых стержней напряжения вычисляют с учетом коэффициента φ). В большинстве случаев оказывается возможным выполнить усиление, не разгружая конструкции от постоянной нагрузки, т. к. доля кратковременных нагрузок обычно больше 20 %. Крепление элементов усиления целесообразно (если позволяет качество металла) производить на сварке, что также снижает трудоемкость работ по усилению.

Конструктивные решения усиления, направленные на повышение несущей способности, весьма разнообразны, но принципиально их можно разделить на две группы:

- а) увеличение сечения элемента (или площади сечения швов в соединении);
- б) изменение расчетной схемы.

Рассмотрим технические решения по усилению отдельных конструкций центрально-сжатых и центрально-растянутых элементов путем увеличения сечения.

Центрально-сжатые стержни в конструкциях зданий – это в основном прямолинейные стержни стропильных ферм.

Увеличение поперечного сечения сжатых стержней усиливающими элементами является наиболее универсальным способом их усиления. Прямолинейный сжатый стержень может не обладать достаточной несущей способностью вследствие уменьшения площади поперечного сечения под воздействием коррозии или ошибки при изготовлении. В результате фактическая площадь оказывается меньше проектной. При проектировании усиления сжатых стержней следует стремиться к тому, чтобы увеличился радиус инерции усиленного сечения, и смещение центра тяжести усиленного сечения от центра тяжести основного сечения не произошло или было незначительным. Элементы усиления могут быть установлены на всю длину (например, элементы усиления сжатых раскосов могут не доводиться до узла), если существующее сечение обладает достаточной прочностью, то есть должно выполняться условие:

$$\sigma = \frac{N}{A_0} \leq R_y, \quad (17.1)$$

где N – полная расчетная сила;

A_0 – площадь поперечного сечения стержня до усиления.

При проверке несущей способности усиленных сжатых стержней исходят из того, что общая потеря устойчивости может произойти только для всего усиленного стержня (так как сварные швы или соединительные планки, связывающие элементы усиления с существующими уголками, обеспечивают их совместную работу).

Работа центрально-сжатых стержней, усиленных под нагрузкой, отличается от работы стержней такого же сечения, нагружаемых с нуля. Это объясняется более ранним появлением пластических деформаций в сечении уси-

ленного стержня, а также из-за влияния остаточных сварочных деформаций. В результате критические напряжения потери устойчивости стержня, усиленного под нагрузкой могут оказаться ниже критических напряжений, вычисленных по формулам СНиП для неусиленных стержней. Влияние этих факторов можно учесть коэффициентом условий работы $\gamma_c = 0,8$.

Проверка общей устойчивости сжатых симметрично усиленных прямолинейных стержней производится по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A \gamma_c} \leq R_y, \quad (17.2)$$

где $\gamma_c = 0,8$ – коэффициент, учитывающий особенности работы сжатого стержня, усиленного под нагрузкой;

$\varphi = f(\lambda_{max})$ – коэффициент продольного изгиба, принимаемый по таблице 9, приложение 8, в зависимости от наибольшей гибкости $\lambda = \frac{l_{efi}}{i_i}$;

здесь l_{efi} – расчетная длина стержня;

i_i – радиус инерции поперечного сечения усиленного стержня;

$$i_i = \sqrt{\frac{I_i}{A}},$$

где I_i – момент инерции поперечного сечения усиленного стержня;

A – суммарная площадь сечения существующего стержня и элементов усиления $A = A_0 + A_{yc}$.

Требуемую площадь поперечного сечения элементов усиления можно определить по формуле

$$A_{yc}^{mp} = A_{mp} - A_0 = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} - A_0, \quad (17.3)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба, определяется для неусиленного стержня.

Усиление растянутых стержней обычно производят увеличением сече-

ния стержня по всей длине. В основном это стержни стропильных ферм. При усилении стержней ферм следует стремиться к тому, чтобы центр тяжести усиленного сечения совпадал с центром тяжести основного сечения или был возможно ближе к нему.

В расчете усиления растянутых стержней исходят из предположения, что работа материала подчиняется диаграмме Прандля. В соответствии с этим работу растянутого стержня, усиленного под нагрузкой, можно представить следующим образом (рисунок 17.1):

I – стадия – после усиления нагрузка не прикладывалась: напряжения в усиливающем элементе равны нулю;

II – стадия – нагрузка увеличивается: напряжения возрастают в основном сечении до величины предела текучести. Но на этой стадии несущая способность усиленного стержня не исчерпывается;

III – стадия – при возрастании нагрузки происходит перераспределение напряжений между основным элементом и элементом усиления.

Предельное состояние усиленного под нагрузкой растянутого стержня наступит тогда, когда пластические деформации распространятся по всему усиленному сечению, и условие прочности будет иметь следующий вид:

$$\sigma = \frac{N}{A_0 + A_{yc}} \leq R_y, \quad (17.4)$$

где N – полное расчетное усилие в стержне от всех нагрузок;

A_0 – площадь поперечного сечения основного элемента сечения (до усиления);

A_{yc} – площадь поперечного сечения элемента усиления;

R_y – расчетное сопротивление материала.

Требуемая площадь усиления определяется по формуле:

$$A_{yc}^{mp} = \frac{N}{R_y} - A_0. \quad (17.5)$$

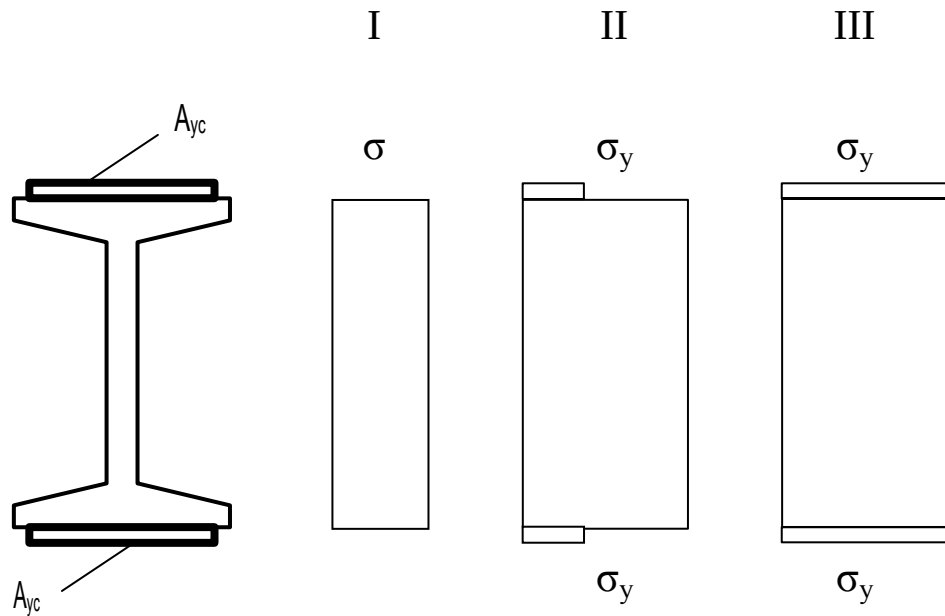


Рисунок 17.1 – Работа растянутого стержня, усиленного под нагрузкой увеличением сечения: I – III – эпюры напряжений в сечении на разных стадиях работы (элементы усиления показаны жирной линией)

Пример 17.1

Требуется проверить несущую способность сжатого прямолинейного раскоса фермы и, в случае необходимости, запроектировать усиление. Расчетное усилие в раскосе до реконструкции $N_0=380$ кН и после реконструкции $N=800$ кН. Материал раскоса Ст 3; $R_y=21$ кН/см². Сечение раскоса из двух равнополочных уголков 125×10, $l=428$ см, толщина фасонки $t_\phi=14$ мм. Фермы запроектированы в 1980 году.

Решение

Определяем геометрические характеристики сечения (ГОСТ 8509 – 72):
 $A_0=2 \cdot 24,3=48,6$ см²; $z_0=3,45$ см, $i_x=3,85$ см, $i_y=5,66$ см, $I_x=360$ см⁴.

Расчетная длина раскоса

$$l_{ef,x}=0,8 \cdot l=0,8 \cdot 428=342,4 \text{ см } l_y=l=428 \text{ см.}$$

Проверяем устойчивость раскоса:

в плоскости фермы $\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{342,4}{3,85} = 88,94; \varphi=0,658,$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A_0 \cdot \gamma_c} = \frac{800}{0,658 \cdot 48,6 \cdot 1} = 25,01 \text{ кН/см}^2 > R_y = 21 \text{ кН/см}^2;$$

из плоскости фермы $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{428}{5,66} = 75,62; \quad \varphi=0,747;$

$$\sigma = \frac{800}{0,747 \cdot 48,6 \cdot 1} = 22,04 \text{ кН/см}^2 > R_y = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Коэффициент γ_c принят равным единице, так как при обследовании не обнаружено искривление стержня.

Устойчивость раскоса не обеспечена как в плоскости, так и из плоскости фермы, поэтому необходимо усилить его увеличением сечения.

Проверяем возможность проведения работ по усилению без предварительной разгрузки:

$$\sigma = \frac{N_0}{\varphi \cdot A_0} \leq \gamma_c \cdot R_y,$$

где $\gamma_c=0,8$;

$$\sigma = \frac{380}{0,658 \cdot 48,6} = 11,88 \text{ кН/см}^2 < 0,8 \cdot 21 = 16,8 \text{ кН/см}^2.$$

Усиление возможно без предварительной разгрузки.

Определяем требуемую площадь элементов усиления, задавшись величиной $\varphi=0,6$.

$$A_{yc}^{mp} = A_{mp} - A_0 = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} - A_0 = \frac{800}{0,6 \cdot 21 \cdot 0,8} - 48,6 = 30,77 \text{ см}^2.$$

Принимаем два уголка $125 \times 80 \times 10$ ($A_{yc}=39,4 \text{ см}^2$) и размещаем их так, чтобы не сместился центр тяжести сечения (рисунок 17.26)

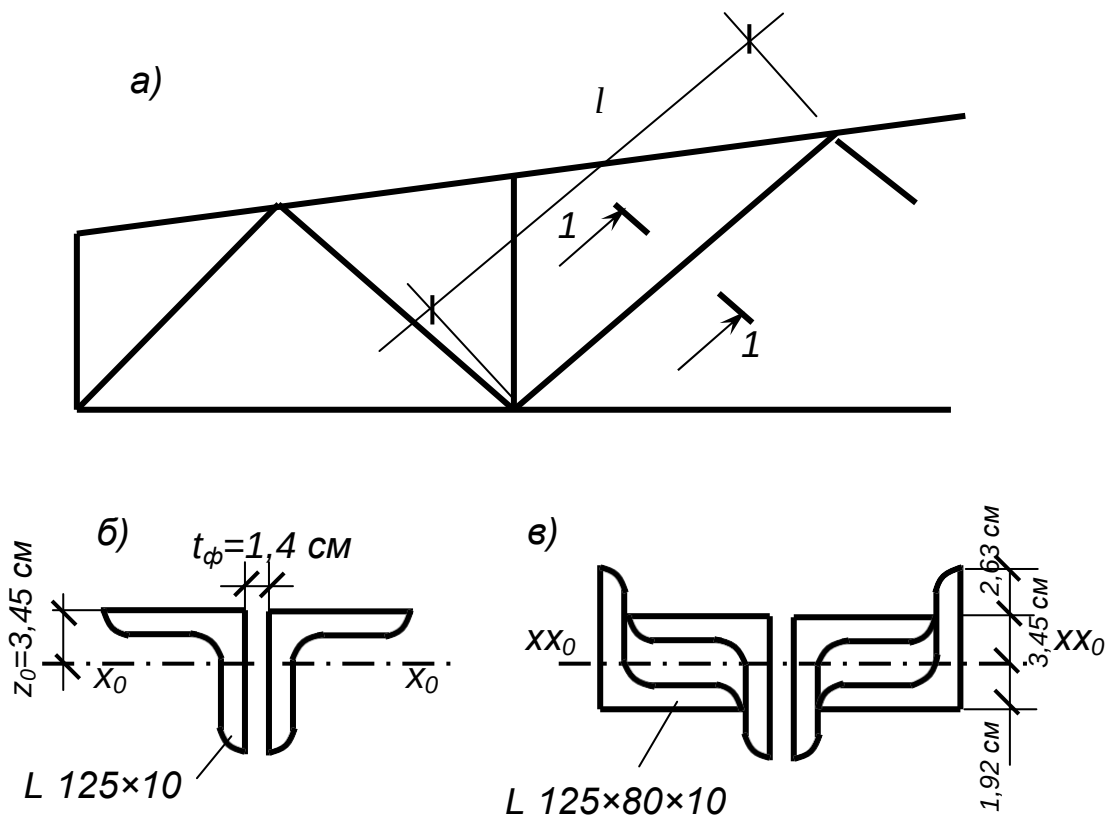


Рисунок 17.2 – К примеру 17.1: а – схема фермы; б – сечение раскоса до усиления; в – то же, после усиления

Определяем геометрические характеристики усиленного сечения:

$$I_x = 2 \cdot 360 + 2 \cdot 100,5 = 921 \text{ см}^4; A = 48,6 + 39,4 = 88,0 \text{ см}^2; i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{921,0}{88,0}} = 3,235 \text{ см}.$$

Проверяем устойчивость относительно оси $x - x$:

$$\lambda_x = \frac{342,4}{3,235} \approx 106; \varphi = 0,546,$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot \gamma_c} = \frac{800}{0,546 \cdot 88 \cdot 0,8} = 20,81 \text{ кН/см}^2 > R_y = 21 \text{ кН/см}^2,$$

где $\gamma_c = 0,8$ – коэффициент, учитывающий особенности работы сжатого стержня, усиленного под нагрузкой.

Проверяем прочность неусиленного раскоса на действие расчетной нагрузки $N = 800 \text{ кН}$.

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{800}{48,6} = 16,46 \text{ кН/см}^2 < R_y = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность раскоса без усиления обеспечена, поэтому уголки усиления можно не заводить на фасонку. Уголки привариваем прерывистыми швами. Катет шва принимаем минимально возможным ($k_f=6$ мм). Концевые участки швов крепления уголков усиления рассчитываем на усиление, действующие в уголке усиления.

Усилие в уголке усиления

$$N = \frac{A_{yc} \cdot R_y \cdot \varphi \cdot \gamma_c}{2} = \frac{39,4 \cdot 21 \cdot 0,546 \cdot 0,8}{2} = 180,704 \text{ кН}$$

Сварку ведем электродами Э 42А.

Для расчета имеем следующие исходные данные:

$$R_{wf}=18 \text{ кН,см}^2; \beta_f=0,7; R_{wz}=0,45R_{un}=0,45 \cdot 37=16,65 \text{ кН/см}^2; \beta_z=1.$$

Так как $R_{wf} \cdot \beta_f = 18 \cdot 0,7 = 12,6 \text{ кН,см}^2 < R_{wz} \cdot \beta_z = 16,65 \cdot 1 = 16,65 \text{ кН/см}^2$, то расчет ведем по металлу шва.

Расчетная длина шва

$$l_w = \frac{N_w}{2\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf}} = \frac{180,704}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 18} = 11,95 \text{ см} \approx 12 \text{ см}.$$

Принимаем участки швов длиной 13 см. Прерывистые швы, обеспечивающие совместную работу уголков усиления и раскоса фермы, принимаем минимальной длиной, равной 50 мм. Расстояние между ними (из условия обеспечения устойчивости уголков усиления) должно быть не более $40i_{lim}=40 \cdot 1,74 \approx 70 \text{ см}$.

Пример 17.2

Требуется проверить несущую способность растянутого раскоса фермы, составленного из двух равнополочных уголков 80×7 (ГОСТ 8509 – 72). Материал конструкций Ст. 3 с расчетным сопротивлением $R_y=21 \text{ кН/см}^2$. Расчетное усилие в раскосе к моменту усиления составляет $N_0=330 \text{ кН}$. Полное расчетное усилие $N=580 \text{ кН}$. Фермы запроектированы в 1980 г.

Решение

Площадь сечения 2L 80×7 (ГОСТ 8509 – 72) $A_0 = 2 \cdot 10,8 = 21,6$ см². Проверяем несущую способность стержня:

$$\sigma = \frac{N}{A_0} = \frac{580}{21,6} = 26,852 \text{ кН/см}^2 > R_y = 21 \text{ кН/см}^2,$$

следовательно, стержень необходимо усилить.

Проверяем возможность усиления стержня без разгрузки:

$$\sigma = \frac{N_0}{A_0} = \frac{330}{21,6} = 15,28 \text{ кН/см}^2 < 0,8 \cdot R_y = 0,8 \cdot 21 = 16,8 \text{ кН/см}^2,$$

следовательно, можно проводить усиление без разгрузки конструкции.

Определяем требуемую площадь усиления стержня:

$$A_{yc}^{mp} = \frac{N}{R \cdot \gamma_c} - A_0 = \frac{580}{21 \cdot 0,95} - 21,6 \approx 7,47 \text{ см}^2.$$

$\gamma_c = 0,95$ – коэффициент условия работы согласно [5].

По ГОСТ 2590 – 88 принимаем два круглых стержня $d=22$ мм, с площадью сечения 3,801 каждый (рисунок 17.3).

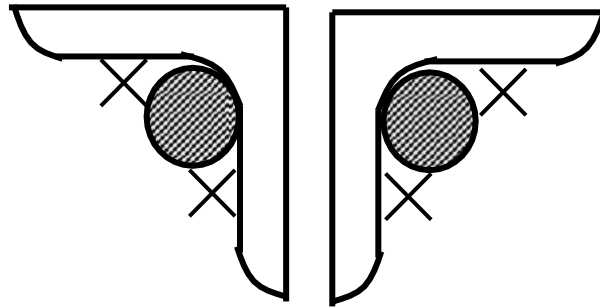


Рисунок 17.3 – К примеру 17.2

Производим проверку несущей способности усиленного стержня по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{A_0 + A_{yc}} \leq R_y \gamma_c ;$$

$$\sigma = \frac{580}{21,6 + 7,602} = 19,86 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 21 \cdot 0,95 = 19,95 \text{ кН/см}^2.$$

Стержни усиления заводим на фасонки ферм и рассчитываем на усилие действующие в стержнях усиления. Стержни привариваем минимально возможным катетом шва $k_f=7$ мм.

Усилие в стержне усиления

$$N = \frac{A_{yc} \cdot R_y \cdot \gamma_c}{2} = \frac{7,602 \cdot 21 \cdot 0,95}{2} = 75,82 \text{ кН}$$

Сварку ведем электродами Э 42А.

Для расчета имеем следующие исходные данные:

$$R_{wf}=18 \text{ кН/см}^2; \beta_f=0,7; R_{wz}=0,45R_{un}=0,45 \cdot 36=16,2 \text{ кН/см}^2; \beta_z=1.$$

Так как $R_{wf} \cdot \beta_f = 18 \cdot 0,7 = 12,6 \text{ кН/см}^2 < R_{wz} \cdot \beta_z = 16,65 \cdot 1 = 16,65 \text{ кН/см}^2$, то расчет ведем по металлу шва.

$$\text{Расчетная длина шва } l_w = \frac{N_w}{2\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf}} = \frac{75,82}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 18} = 3,0 \text{ см.}$$

Принимаем длину шва крепления стержней к фасонке 5 см. Стержни усиления привариваем к уголкам раскоса прерывистыми швами минимальной длиной, равной 50 мм. Расстояние между ними (из условия совместной работы уголков и стержней) должно быть не более $80i=80 \cdot 0,55=44 \text{ см.}$

Задания

Задача 1

При реконструкции здания к стропильным фермам покрытия подвешиваются монорельсы для тельферов, в связи с чем усилия в стержнях ферм увеличиваются. Материал фермы – сталь марки Ст. 3 с расчетным сопротивлением $R_y=21 \text{ кН/см}^2$. Фермы запроектированы в 1976 году.

Требуется проверить несущую способность сжатого раскоса фермы и, в случае необходимости, запроектировать усиление. Состав сечения раскоса, его расчетные длины в плоскости $l_{ef,x}$ и из плоскости $l_{ef,y}$ фермы, толщина фасонки t_ϕ , расчетное усилие к моменту усиления N_0 и полное расчетное усилие N принять по исходным данным таблицы 11, геометрические характеристики сечений принять по ГОСТ 8509 – 72.

Таблица 17.1 – Исходные данные

№ вари- анта	Тип сечения стержня	Расчетная длина, см		Максимальное расчетное усилие в заделке, кН		Толщина фасонки t_{ϕ} , мм
		$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$	N_0	N	
1	┐┌ 110×70×8	207	414	-140	-400	10
2	┐┌ 125×80×8	207	414	-200	-600	12
3	┐┌ 125×80×10	207	414	-250	-650	12
4	┐┌ 140×90×10	207	414	-350	-1000	14
5	┐┌ 90×7	345	431	-200	-350	10
6	┐┌ 100×8	345	431	-250	-500	12
7	┐┌ 100×10	345	431	-320	-600	14
8	┐┌ 110×8	345	431	-300	-550	12

Задача 2

При реконструкции здания к стропильным фермам покрытия будут подвешены контейнеры, в связи с чем, усилия в стержнях фермы увеличатся.

Требуется проверить несущую способность растянутого раскоса фермы и, в случае необходимости, запроектировать его усилие. Материал фермы – сталь марки Ст. 3 с расчетным сопротивлением $R_y=21$ кН/см². Фермы запроектированы в 1974 году.

Состав сечения раскоса, усилие в нем в момент усиления N_0 и полное расчетное усилие N (после подвески контейнеров) принять по исходным данным таблицы 17.2. Геометрические характеристики сечений принять по ГОСТ 8509 – 72.

Таблица 17.2 – Исходные данные

№ варианта	Тип сечения стержня	Расчетное усилие, кН	
		N_0	N
1	┐┌ 50×5	150	250
2	┐┌ 56×5	160	270
3	┐┌ 63×5	170	290
4	┐┌ 70×6	220	400
5	┐┌ 75×6	230	420
6	┐┌ 80×6	300	500
7	┐┌ 80×7	350	550
8	┐┌ 90×7	400	600

Вопросы к практическому занятию

1. В каких случаях возникает необходимость усиления конструкции?
2. Какие основные способы используют при усилении металлических конструкций и в чем особенности каждого способа?
3. В каких случаях целесообразно разгрузить конструкцию перед усилением и для чего это делается?
4. Почему при усилении растянутых стержней фермы элементы усиления заводят на фасонки, а при усилении сжатых стержней делать это не всегда обязательно?
5. Чем отличается работа центрально-растянутого стержня, усиленного до нагружения, от работы стержня, усиленного под нагрузкой?
6. Чем отличается работа центрально-сжатого стержня, усиленного до нагружения, от работы стержня, усиленного под нагрузкой?

Литература – [1, 2, 3, 5].

Список рекомендуемой литературы

Основная

1. Металлические конструкции: учебник для студ. учреждений высш. проф. образования / [Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.] ; под ред. Ю.И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – М.: Издательский центр «Академия», 2011. – 688с. – (Сер. Бакалавриат).

Дополнительная литература

2. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы конструкций: Учеб. Для строительных вузов / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов и др.; Под ред. В. В. Горева. – 2 –е изд., перераб. и доп. – М. : Высш. Шк., 2001. – 551 с.

3. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Конструкции зданий: Учеб. для строит. Вузов / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов, Г. И. Белый и др.; Под ред. В. В. Горева. – 2 –е изд., испр. – М. : Высш. Шк., 2002. – 528 с.

4. Металлические конструкции (справочник проектировщика). В 3 т / Под ред. В. В. Кузнецова – М.: АСВ, 1998 – 1999.

5. СНиП II – 23 – 81*. Стальные конструкции / Госстрой России. – М. : ФГУП ЦПП, 2010. – 91 с.

6. СНиП 2.01.07 – 85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. – М. : ФГУП ЦПП, 2010. – 44 с.

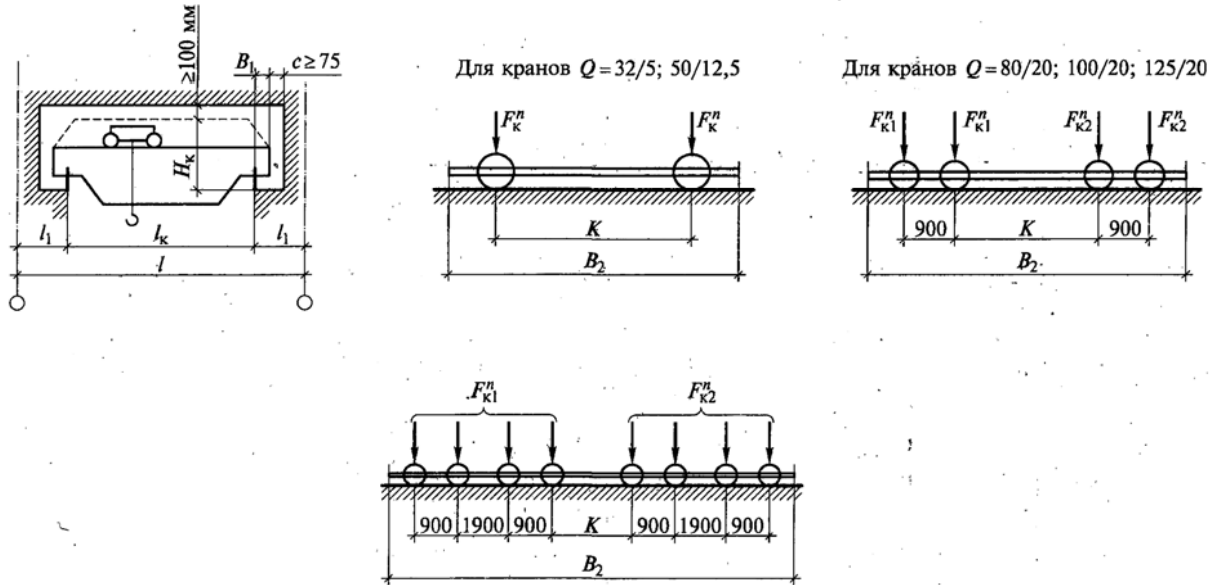
7. СНиП 23 – 01 – 99. Строительная климатология. – М. Госстрой России, 2010. – 57 с.

8. СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*/Мин. Строит. и ЖКХ РФ. – М. Мин.строй России, 2017. – 147 с.

9. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*/ Мин. Строит. и ЖКХ РФ. – М. Мин.строй России, 2016. – 89 с.

10. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01.99*/ Мин. Строит. и ЖКХ РФ. – М. Мин.строй России, 2012. – 113 с.

Таблица 1 – Справочные данные по мостовым кранам (для учебного проектирования)



Q – грузоподъемность крана; $F_{\epsilon 1}^n$, $F_{\epsilon 2}^n$ – максимальные вертикальные давления колес крана (нормативные)

Q , т	Нагрузка на главный крюк, кН	Пролет здания l , м	Размеры, мм				Максимальное давление колеса, кН		Вес тележки G_m , кН	Вес крана с тележкой G_k , кН	Тип кранового рельса	Высота рельса h_p , мм	Высота подкрановой балки h_0 , мм, при шаге колонн, м	
			H_k	B_1	B_2	K	$F_{\epsilon 1}^n$	$F_{\epsilon 2}^n$					6	12
32/5	314	24	2750	300	6300	5100	260(315)		85	343(510)	КР – 70	120	1000	1500
		30	2750		6300	5100	280(345)			402(608)				
		36	2750		6800	5600	320(380)			554(715)				
50/12,5	490	24	3150	300	6860	5600	380(470)		132	475(676)	КР – 80	130	1000	1500
		30					415(505)			583(774)				
		36					455(525)			716(843)				
80/20	785	24	3700	400	9100	4350	353(387)	373(397)	323(382)	1029(1137)	КР – 100	150	1000	1600
		30	4000				373(418)	402(427)		1176(1284)				
		36	4000				392(436)	422(446)		1274(1431)				
100/20	980	24	3700	400	9350	4600	410(446)	439(456)	363(412)	1107(1186)	КР – 120	170	1000	1600
		30	4000				449(476)	469(485)		1303(1382)				
		36	4000				469(495)	489(505)		1401(1431)				
125/20	1225	24	4000	400	9350	4600	436(479)	446(508)	382(441)	1156(1235)	КР – 120	170	1000	1800
		30					466(508)	476(538)		1303(1431)				
		36					485(528)	495(567)		1500(1578)				
160/32	1570	24	4800	500	10500	1500	295(310)	304(320)	461(549)	1284(1617)	КР – 120	170	1000	1800
		30					311(330)	321(340)		1676(1813)				
		36					331(366)	350(370)		1823(2009)				
200/32	1960	24	4800	500	10800	1500	358	368	549	1637	КР – 120	170	1000	1800
		30	4800				378	387		1833				
		36	5200				397	407		2029				

Примечание. Цифры в скобках относятся к кранам особого режима работы (7 К, 8 К).

Таблица 1.7 – Расчётные сопротивления срезу и растяжению болтов

Напряжённое состояние	Условное обозначение	Расчетное сопротивление, МПа (кгс/см ²), болтов классов					
		4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	8.8
Срез	R_{bs}	150 (1500)	160 (1600)	190 (1900)	200 (2000)	230 (2300)	320 (3200)
Растяжение	R_{bt}	170 (1700)	160 (1600)	210 (2100)	200 (2000)	250 (2500)	400 (4000)

Таблица 1.7а – Расчётные сопротивления растяжению фундаментных болтов

Диаметр болтов, мм	Расчётные сопротивления, R_{ba} , МПа (кг/см ²), болтов из стали марок		
	ВСт3кп2 по ГОСТ 380 – 71** (с 1990 г. ГОСТ 535 – 88)	09Г2С по ГОСТ 19281 – 73*	10Г2С1 по ГОСТ 19281 – 73*
12, 16, 20	185(1900)	235(2400)	240(2450)
24, 30	185(1900)	230(2350)	235(2400)
36, 42, 48, 56	185(1900)	225(2300)	225(2300)
64, 72, 80	185(1900)	220(2250)	215(2200)
90, 100	185(1900)	215(2200)	215(2200)
110, 125, 140	185(1900)	215(2200)	—

Таблица 1.13 – Механические свойства высокопрочных болтов по
ГОСТ 22356 – 77*

Номинальный диаметр резьбы d , мм	Марка стали по ГОСТ 4543 – 71*	Наименьшее временное сопротивление R_{bun} , МПа (кгс/мм ²)
От 16 до 27	40X «селект»	1100 (110)
	30X3МФ, 30X2НМФА	1350 (135)
30	40X «селект»	950 (95)
	30X3МФ, 35X2АФ	1200 (120)
36	40X «селект»	750 (75)
	30X3МФ	1100 (110)
42	40X «селект»	650 (65)
	30X3МФ	1000 (100)
48	40X «селект»	600 (60)
	30X3МФ	900 (90)

Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Способ регулиро- вания натяжения болтов	Коэффициент трения, μ	Коэффициент γ_h при нагрузке и при разности номинальных диаметров отверстий и болтов δ , мм	
			динамической и при $\delta = 3 - 6$; статической и при $\delta = 5 - 6$	динамической и при $\delta = 1$; статической и при $\delta = 1 - 4$
Дробеметный или дробеструйный двух поверхностей без консервации	По M	0,58	1,35	1,12
	По α	0,58	1,20	1,02
То же, с консервацией (металлизацией рас- пылением цинка или алюминия)	По M	0,50	1,35	1,12
	По α	0,50	1,20	1,02
Дробью одной по- верхности с консерва- цией полимерным клеем и посыпкой карборундовым по- рошком, стальными щетками без консер- вации – другой по- верхности	По M	0,50	1,35	1,12
	По α	0,50	1,20	1,02
Газопламенный двух поверхностей без кон- сервации	По M	0,42	1,35	1,12
	По α	0,42	1,20	1,02
Стальными щетками двух поверхностей без консервации	По M	0,35	1,35	1,17
	По α	0,35	1,25	1,06
Без обработки	По M	0,25	1,70	1,30
	По α	0,25	1,50	1,20

Примечание: способ регулирования натяжения болтов по M означает регулирова-
ние по моменту закручивания, а по α – по углу поворота гайки.

[illegible]

Таблица 1 – Требования к болтам при различных условиях их применения

Условия применения		Технологические требования по ГОСТ 1759.4 – 87*		
климатический район	условия работы болтов	класс прочно-сти (табл. 1)	дополнительные виды испытаний (табл. 10)	марка стали болтов
В конструкциях, не рассчитываемых на выносливость				
Все районы, кро- ме I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃ ^{*,*}	Растяжение или срез	4.6; 5.6	Поз. 1	По табл. 1
		4.8; 5.8	То же	То же
		6.6	«	35
		8.8	-	35X; 38XA
		10.9	-	40X
I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃	Растяжение или срез	4.6; 5.6	Поз. 1 и 4	По табл. 1
		4.8 ⁺ ; 5.8*	Поз. 1	То же
		8.8	Поз. 3 и 7	35X; 38XA
	Срез	4.8; 5.8	Поз. 1	По табл. 1
		8.8	-	35X; 38XA
10.9		-	40X	
В конструкциях, рассчитываемых на выносливость				
Все районы, кро- ме I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃ [*]	Растяжение или срез	4.6; 5.6	Поз. 1 и 4	По табл. 1
		6.6	То же	35
		8.8	-	35X; 38XA
	Срез	4.8; 5.8	Поз. 1	По табл. 1
I ₂ , II ₂ и II ₃	Растяжение или срез	4.6; 5.6	Поз. 1 и 4	По табл. 1
		8.8	Поз. 3 и 7	35X; 38XA
	Срез	4.8; 5.8	Поз. 1	По табл. 1
		8.8	-	35X; 38XA
I ₁	Растяжение или срез	8.8	Поз. 3 и 7	35X; 38XA
	Срез	4.6; 5.6	Поз. 1 и 4	По табл. 1
		4.8 ⁺ ; 5.8 ⁺	Поз. 1	То же
		8.8	–	35X; 38XA

* Требуется дополнительный последующий отпуск при $t = 650\text{ }^{\circ}\text{C}$.

** А также для конструкций, возводимых в климатических районах I₁, I₂, II₂ и II₃, но эксплуатируемых в отапливаемых помещениях.

Примечания: 1. Во всех климатических районах, кроме I₁, I₂, II₂ и II₃, в нерасчетных соединениях допускается применять болты с подголовком класса точности С и В по ГОСТ 15590 – 70* и ГОСТ 7795 – 70* без дополнительных видов испытаний, предусмотренных в настоящей таблице.

2. При заказе болтов классов прочности 6.6; 8.8; 10.9 по ГОСТ 1759.4 – 87* следует указывать марки стали.

3. При заказе болтов классов прочности 4.8 и 5.8 необходимо указывать, что применение автоматной стали не допускается.

4. Высокопрочные болты по ГОСТ 22356 – 77* из стали марки 40X «селект» без регулируемого натяжения применяются в тех же конструкциях, что и болты класса прочности 10.9.

Таблица 1 – Коэффициент условий работы соединения γ_b

Характеристика соединения	Коэффициент условий работы соединения γ_b
1. Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах: класса точности А	1,0
классов точности В и С, высокопрочных с нерегулируемым натяжением	0,9
2. Одноболтовое и многоболтовое в расчете на смятие при $a = 1,5d$ и $b = 2d$ в элементах конструкций из стали с пределом текучести, МПа (кгс/см ²):	
до 285 (2900)	0,8
св. 285 (2900) до 380 (3900)	0,75

Обозначения, принятые в табл. 35*:

a - расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия;

b - то же, между центрами отверстий;

d - диаметр отверстия для болта.

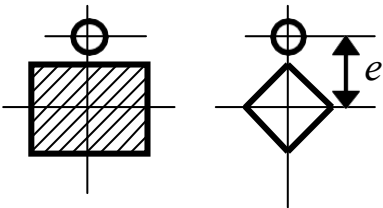
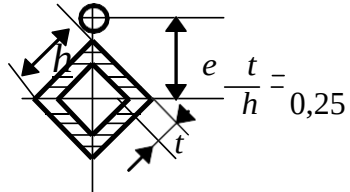
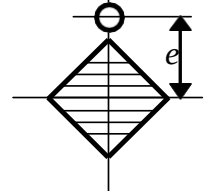
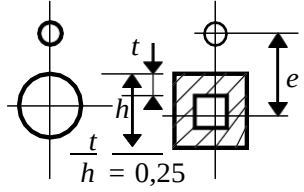
П р и м е ч а н и я : 1. Коэффициенты, установленные в поз. 1 и 2, следует учитывать одновременно.

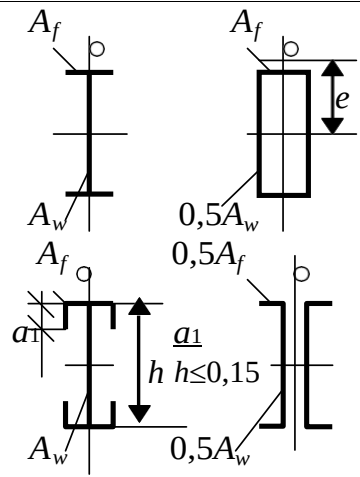
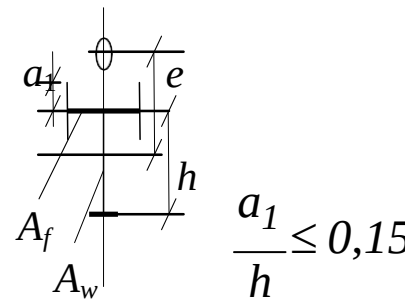
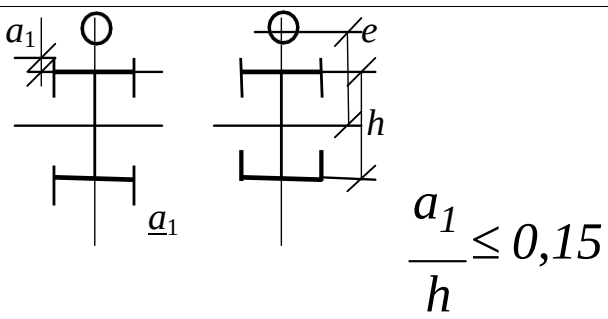
2. При значениях расстояний a и b , промежуточных между указанными в поз. 2 и в табл. 39, коэффициент γ_b следует определять линейной интерполяцией.

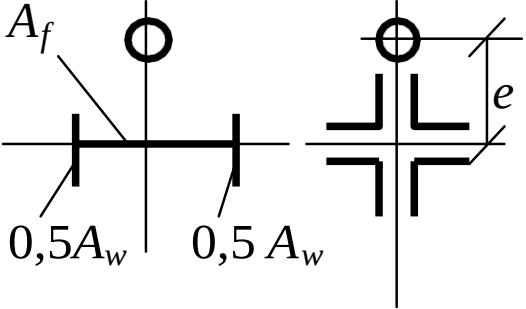
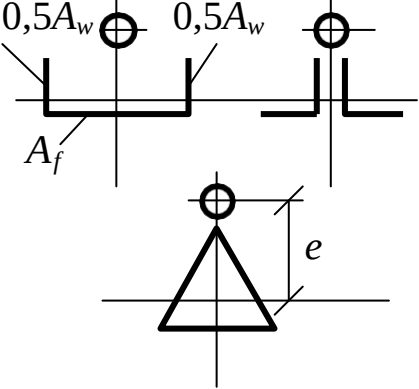
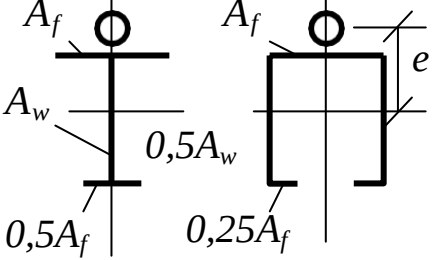
Таблица 5 – Расчётные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами

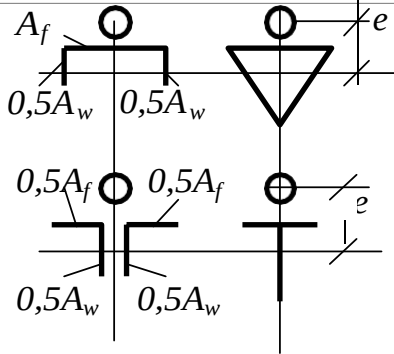
Временное сопротивление стали соединяемых эле- ментов R_{un} , МПа (кгс/мм ²)	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см ²), смятию элемен- тов R_{bp} , соединяемых болтами	
	выполняемых болтами класса точности А	классов точности В и С, вы- сокопрочных без регулирую- емого натяжения.
1	2	3
360 (37)	475 (4800)	430 (4350)
365 (37)	485 (4900)	440 (4450)
370 (38)	495 (5100)	450 (4600)
380 (39)	515 (5300)	465 (4800)
390 (40)	535 (5500)	485 (5000)
400 (41)	560 (5750)	505 (5200)
430 (44)	625 (6400)	565 (5800)
440 (45)	650 (6650)	585 (6000)
450 (46)	675 (6900)	605 (6200)
460 (47)	695 (7150)	625 (6400)
470 (48)	720 (7350)	645 (6600)
480 (49)	745 (7600)	670 (6850)
490 (50)	770 (7850)	690 (7050)
500 (51)	795 (8150)	710 (7250)
510 (52)	825 (8400)	735 (7500)
520 (53)	850 (8650)	760 (7750)
530 (54)	875 (8950)	780 (7950)
540 (55)	905 (9200)	805 (8200)
570 (58)	990 (10050)	880 (8950)
590 (60)	1045 (10600)	930 (9450)

Таблица 13 – Коэффициенты влияния формы сечения

Тип сечения	Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	Значения при			
			$0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$	
			$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$
1		-	1,0	1,0	1,0	
2		-	0,85	0,85	0,85	
3		-	$0,75 + 0,02\bar{\lambda}$	$0,75 + 0,02\bar{\lambda}$	0,85	
4		-	$(1,35 - 0,05m) - 0,01(5 - m)\bar{\lambda}$	1,1	1,1	

5		0,25	$(1,45 - 0,05m) - 0,01(5 - m)\lambda$	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
6		-	$\eta_5 \left[1 - 0,3(5 - m) \frac{a_1}{h} \right]$	η_5	η_5
7		-	$\eta_5 \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$	$\eta_5 \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$	$\eta_5 \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$

8		0,25	$(0,75 + 0,05m) + 0,01(5 - m)\bar{\lambda}$	1,0	1,0
		0,5	$(0,5 + 0,1m) + 0,02(5 - m)\bar{\lambda}$	1,0	1,0
		$\geq 1,0$	$(0,25 + 0,15m) + 0,03(5 - m)\bar{\lambda}$	1,0	1,0
9		0,5	$(1,25 - 0,05m) - 0,01(5 - m)\bar{\lambda}$	1,0	1,0
		$\geq 1,0$	$(1,5 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda}$	1,0	1,0
10		0,5	1,4	1,4	1,4
		1,0	$1,6 - 0,01(5 - m)\bar{\lambda}$	1,6	$1,35 + 0,05m$
		2,0	$1,8 - 0,02(5 - m)\bar{\lambda}$	1,8	$1,3 + 0,1m$

11		0,5	$1,45 + 0,04m$	1,65	$1,45 + 0,04m$	1,65
		1,0	$1,8 + 0,12m$	2,4	$1,8 + 0,12m$	2,4
		1,5	$2,0 + 0,25m + 0,1\bar{\lambda}$	-	-	-
		2,0	$3,0 + 0,25m + 0,1\bar{\lambda}$	-	-	-

Примечания.

1. Для типов сечений 5 – 7 при подсчете значений A_f / A_w площадь вертикальных элементов полков не следует учитывать.
2. Для типов сечений 6 – 7 значения η_5 следует принимать равными значениям η для типа 5 при тех же значениях A_f / A_w .

Таблица 1 – Предельная гибкость сжатых элементов

Элементы конструкций	Предельная гибкость сжатых элементов
1. Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции:	
а) плоских ферм, структурных конструкций и пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой до 50 м	$180 - 60\alpha$
б) пространственных конструкций из одиночных уголков пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой > 50 м	120
2. Элементы, кроме указанных в позиции 1:	
а) плоских ферм, сварных пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков, пространственных и структурных конструкций из труб и парных уголков	$210 - 60 \alpha$
б) пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков с болтовыми соединениями	$220 - 40\alpha$
3. Верхние пояса ферм, не закрепленные в процессе монтажа (предельную гибкость после завершения монтажа следует принимать по п. 1)	220
4. Основные колонны	$180 - 60 \alpha$
5. Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т.п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	$210 - 60 \alpha$
6. Элементы связей, кроме указанных в п. 5, а также стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие ненагруженные элементы	200

Примечание. $a = N / (pAR_y y_c)$ – коэффициент, принимаемый не менее 0,5 (в необходимых случаях вместо φ следует применять φ_e).

Таблица – Предельные гибкости растянутых элементов

Элементы конструкции	Предельная гибкость растянутых элементов при воздействии на конструкцию нагрузок		
	динамических, приложенных непосредственно к конструкции	статических	от кранов (см. прим. 4) и железнодорожных составов
1. Пояса и опорные раскосы плоских ферм (включая тормозные фермы) и структурных конструкций	250	400	250
2. Элементы ферм и структурных конструкций, кроме указанных в п. 1	350	400	300
3. Нижние пояса подкрановых балок и ферм	—	—	150
4. Элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	300	300	200
5. Прочие элементы связей	400	400	300

Примечания: 1. В конструкциях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых элементов следует проверять только в вертикальных плоскостях.

2. Гибкость растянутых элементов, подвергнутых предварительному напряжению, не ограничивается.

3. Для растянутых элементов, в которых при неблагоприятном расположении нагрузки может изменяться знак усилия, предельную гибкость следует принимать как для сжатых элементов; при этом соединительные прокладки в составных элементах необходимо устанавливать не реже чем через 40 i .

4. Значения предельных гибкостей следует принимать при кранах групп режимов работы 7 К (в цехах металлургических производств) и 8К по ГОСТ 25546 – 82.

5. К динамическим нагрузкам, приложенным непосредственно к конструкциям, относятся нагрузки, принимаемые в расчетах на выносливость или в расчетах с учетом коэффициентов динамичности.

Приближенные значения радиусов инерции некоторых сечений

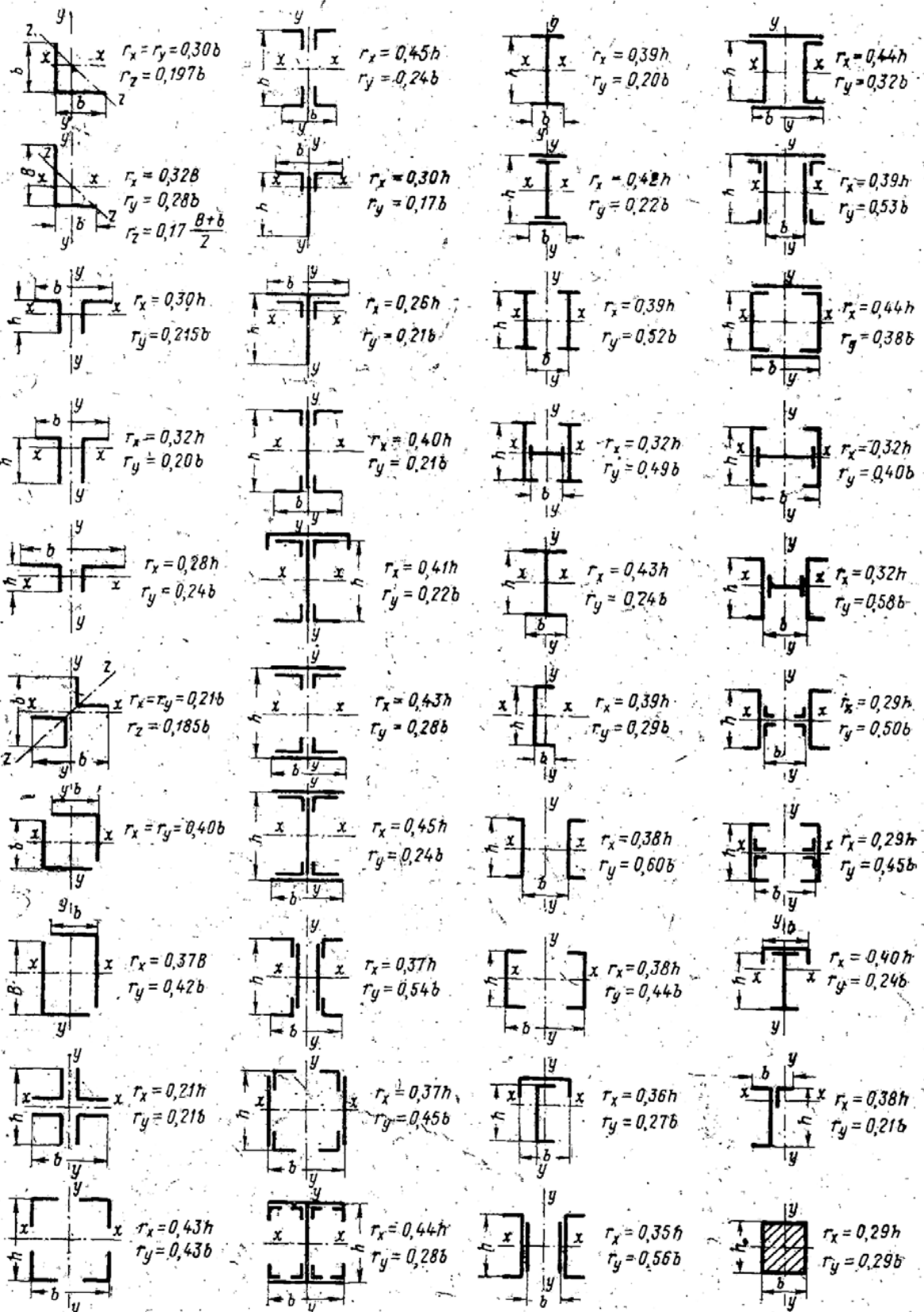


Таблица 9 – Коэффициенты φ продольного изгиба центрально сжатых элементов при расчетном сопротивлении

$R_y = 20 \text{ кН/см}^2$

Гибкость	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
30	939	936	932	929	926	923	919	916	913	909
40	906	903	899	896	893	889	885	881	877	873
50	869	865	861	856	852	848	844	840	835	831
60	827	823	818	814	809	805	800	796	791	787
70	782	777	772	768	763	758	753	748	744	739
80	734	727	720	713	706	700	693	686	679	672
90	665	658	652	645	639	632	625	619	612	606
100	599	593	587	580	574	568	526	556	459	543
110	537	531	525	520	514	508	502	496	491	485
120	479	474	468	463	457	452	477	441	436	430
130	425	420	415	410	405	401	396	391	386	381
140	376	371	366	362	327	352	347	342	338	333
150	328	324	320	317	313	309	305	301	298	294

$R_y = 24 \text{ кН/см}^2$

Гибкость	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
30	931	928	924	920	916	913	909	905	901	898
40	894	890	886	882	878	874	870	865	861	857
50	852	847	843	838	833	829	824	819	814	810
60	805	800	796	790	785	780	774	769	764	759
70	754	747	740	734	727	720	713	706	700	693
80	686	679	671	664	656	649	642	634	627	619
90	612	605	598	591	584	577	570	563	556	549
100	542	536	529	523	516	510	504	497	491	484
110	478	472	466	460	454	449	443	437	431	425
120	419	414	408	403	397	392	386	381	375	370
130	364	359	354	349	344	340	335	330	325	320
140	315	311	307	303	299	296	292	288	284	280
150	276	273	270	266	263	260	257	254	250	247

$R_y = 28 \text{ кН/см}^2$

Гибкость	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
30	924	920	916	911	907	903	899	895	891	887
40	883	877	873	869	864	860	856	850	845	840
50	836	831	826	821	816	811	805	800	795	790
60	785	779	773	767	762	755	748	743	736	730
70	724	716	707	699	691	683	674	666	658	649
80	641	633	626	618	611	603	595	588	580	573
90	565	558	551	543	536	529	522	518	507	500
100	493	486	480	473	467	460	453	447	440	434
110	427	421	415	409	403	397	390	384	378	379
120	366	361	355	350	345	340	334	329	324	318
130	313	309	305	301	297	293	288	284	280	276

$$R_y = 32 \text{ кН/см}^2$$

Гибкость	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
30	917	912	908	903	899	894	890	886	881	878
40	873	868	863	858	853	848	842	837	832	827
50	822	816	811	805	800	794	788	783	777	772
60	766	758	750	742	734	727	729	711	703	695
70	687	679	670	662	653	645	636	628	619	611
80	602	594	586	578	570	562	554	546	538	530
90	522	514	507	499	492	485	478	470	463	455
100	448	441	435	428	421	415	408	401	394	388
110	381	375	369	363	357	351	345	339	333	327
120	321	317	312	308	303	299	294	290	285	281
130	276	272	269	265	262	258	254	251	247	244
140	240	237	234	231	228	226	223	220	217	214
150	211	209	207	204	202	199	197	194	192	189

$$R_y = 36 \text{ кН/см}^2$$

Гибкость	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
30	911	906	901	897	892	887	882	877	873	868
40	863	858	852	847	841	836	831	825	820	814
50	809	803	798	791	785	779	773	767	761	755
60	749	740	730	721	711	702	692	683	673	664
70	654	645	636	628	619	610	601	592	584	575
80	566	558	549	541	533	525	516	508	500	491
90	483	476	468	461	453	446	438	431	423	416
100	408	401	394	387	380	373	366	359	352	345
ПО	338	333	328	323	318	313	307	302	297	292
120	287	283	279	275'	271	267	263	259	255	251
130	247	244	241	237	234	231	228	225	221	218
140	215	212	210	207	205	202	199	197	194	192
150	189	187	185	182	180	178	176	174	171	169

$$R_y = 40 \text{ кН/см}^2$$

Гибкость	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
30	905	900	895	890	885	880	874	869	864	859
40	854	848	842	837	831	825	819	813	808	802
50	796	789	781	774	766	759	751	744	736	729
60	721	711	701	692	682	672	662	652	643	633
70	623	614	605	596	687	578	568	559	550	541
80	532	524	515	507	498	490	481	473	464	456
90	447	439	431	424	416	408	400	392	385	377
100	369	363	356	350	344	338	331	325	319	312
110	306	301	297	292	288	283	278	274	269	265
120	260	256	253	249	245	241	238	234	230	227
130	223	220	217	215	212	209	206	203	201	198
140	195	193	190	188	185	183	181	178	176	173
150	171	169	167	165	163	162	160	158	156	154

Примечание. Значения коэффициентов φ в таблице увеличены в 1000 раз.

Таблица 14 – Коэффициенты Φ_e для проверки устойчивости внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) сплошно-стенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная гибкость $\bar{\lambda}=\lambda\sqrt{R_y/E}$	Коэффициенты Φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}																									
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	14,0	17,0	20,0
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337	307	280	260	237	222	210	183	164	150	125	106	090	077
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307	283	259	240	225	209	196	175	157	142	121	103	086	074
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283	262	240	223	207	195	182	163	148	134	114	099	082	070
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286	260	240	222	206	193	182	170	153	138	125	107	094	079	067
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238	220	204	190	178	168	158	144	130	118	101	090	076	065
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217	202	187	175	166	156	147	135	123	112	097	086	073	063
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198	183	172	162	153	145	137	125	115	106	092	082	069	060
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181	168	158	149	140	135	127	118	108	098	088	078	066	057
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165	155	146	137	130	125	118	110	101	093	083	075	064	055
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150	143	135	126	120	117	111	103	095	088	079	072	062	053
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138	132	124	117	112	108	104	095	089	084	075	069	060	051
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128	120	115	109	104	100	096	089	084	079	072	066	057	049
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117	112	106	101	097	094	089	083	080	074	068	062	054	047
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108	102	098	094	091	087	083	078	074	070	064	059	052	045
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091	087	083	081	078	076	074	068	065	062	057	053	047	041
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079	075	072	069	066	065	064	061	058	055	051	048	043	038
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069	065	062	060	059	058	057	055	052	049	046	043	039	035
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060	057	055	053	052	051	050	048	046	044	040	038	035	032
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052	051	050	049	048	047	046	044	042	040	037	035	032	029
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049	049	048	048	047	045	044	043	042	041	041	039	038	037	035	033	030	027
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	042	041	040	040	039	039	038	037	036	036	034	032	029	026
Примечания. 1. Значения коэффициентов Φ_e в таблице увеличены в 1000 раз.																										
2. Значения Φ_e принимать не выше значений Φ .																										

Примечания. 1. Значения коэффициентов Φ_e в таблице увеличены в 1000 раз.

2. Значения Φ_e принимать не выше значений Φ .

Приложение 14

Таблица – Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) сквозных стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$	Коэффициенты φ_e при относительном эксцентриситете m												
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
0,5	908	800	666	571	500	444	400	364	333	286	250	222	200
1,0	872	762	640	553	483	431	387	351	328	280	243	218	197
1,5	830	727	600	517	454	407	367	336	311	271	240	211	190
2,0	774	673	556	479	423	381	346	318	293	255	228	202	183
2,5	708	608	507	439	391	354	322	297	274	238	215	192	175
3,0	637	545	455	399	356	324	296	275	255	222	201	182	165
3,5	562	480	402	355	320	294	270	251	235	206	187	170	155
4,0	484	422	357	317	288	264	246	228	215	191	173	160	145
4,5	415	365	315	281	258	237	223	207	196	176	160	149	136
5,0	350	315	277	250	230	212	201	186	178	161	149	138	127
5,5	300	273	245	223	203	192	182	172	163	147	137	128	118
6,0	255	237	216	198	183	174	165	156	149	135	126	119	109
6,5	221	208	190	178	165	157	149	142	137	124	117	109	102
7,0	192	184	168	160	150	141	135	130	125	114	108	101	095
8,0	148	142	136	130	123	118	113	108	105	097	091	085	082
9,0	117	114	110	107	102	098	094	090	087	082	079	075	072
10,0	097	094	091	090	087	084	080	076	073	070	067	064	062
11,0	082	078	077	076	073	071	068	066	064	060	058	056	054
12,0	068	066	064	063	061	060	058	057	056	054	053	050	049
13,0	060	059	054	053	052	051	050	049	049	048	047	046	045
14,0	050	049	048	047	046	046	045	044	043	043	042	042	041

Продолжение таблицы

Условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$	Коэффициенты φ_e при относительном эксцентриситете m													
	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	200	182	167	154	143	133	125	111	100	091	077	067	056	048
1,0	197	180	165	151	142	131	121	109	098	090	077	066	055	046
1,5	190	178	163	149	137	128	119	108	096	088	077	065	053	045
2,0	183	170	156	143	132	125	117	106	095	086	076	064	052	045
2,5	175	162	148	136	127	120	113	103	093	083	074	062	051	044
3,0	165	153	138	130	121	116	110	100	091	081	071	061	051	043
3,5	155	143	130	123	115	110	106	096	088	078	069	059	050	042
4,0	145	133	124	118	110	105	100	093	084	076	067	057	049	041
4,5	136	124	116	110	105	100	096	089	079	073	065	055	048	040
5,0	127	117	108	104	100	095	092	086	076	071	062	054	047	039
5,5	118	110	102	098	095	091	087	081	074	068	059	052	046	039
6,0	109	103	097	093	090	085	083	077	070	065	056	051	045	038
6,5	102	097	092	088	085	080	077	072	066	061	054	050	044	037
7,0	095	091	087	083	079	076	074	068	063	058	051	047	043	036
8,0	082	079	077	073	070	067	065	060	055	052	048	044	041	035
9,0	072	069	067	064	062	059	056	053	050	048	045	042	039	035
10,0	062	060	058	056	054	052	050	047	045	043	041	038	036	033
11,0	054	053	052	050	048	046	044	043	042	041	038	035	032	030
12,0	049	048	047	045	043	042	040	039	038	037	034	032	030	028
13,0	045	044	044	042	041	040	038	037	036	035	032	030	028	026
14,0	041	041	040	039	039	038	037	036	035	034	031	029	027	025

Примечания: 1. Значения коэффициентов φ_e в таблице увеличены в 1000 раз.
2. Значения φ_e принимать не выше значений φ .

Таблица — Коэффициенты расчетной длины μ_1 для одноступенчатых колонн с верхним концом, закрепленным только от поворота

[illegible]

Элементы конструкций	Коэффициенты условий работы γ_c
1. Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и т.п. при весе перекрытий, равном или большем временной нагрузки	0,9
2. Колонны общественных зданий и опор водонапорных башен	0,95
3. Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из уголков сварных ферм покрытий и перекрытий (например, стропильных и аналогичных им ферм) при гибкости $\lambda \geq 60$	0,8
4. Сплошные балки при расчетах на общую устойчивость при $\phi_b < 1,0$	0,95
5. Затяжки, тяги, оттяжки, подвески, выполненные из прокатной стали	0,9
6. Элементы стержневых конструкций покрытий и перекрытий:	
а) сжатые (за исключением замкнутых трубчатых сечений) при расчетах на устойчивость	0,95
б) растянутые в сварных конструкциях	0,95
в) растянутые, сжатые, а также стыковые накладки в болтовых конструкциях (кроме конструкций на высокопрочных болтах) из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см ²), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность	1,05
7. Сплошные составные балки, колонны, а также стыковые накладки из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см ²), несущие статическую нагрузку и выполненные с помощью болтовых соединений (кроме соединений на высокопрочных болтах), при расчетах на прочность	1,1
8. Сечения прокатных и сварных элементов, а также накладок из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см ²) в местах стыков, выполненных на болтах (кроме стыков на высокопрочных болтах), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность:	
а) сплошных балок и колонн	1,1
б) стержневых конструкций покрытий и перекрытий	1,05
9. Сжатые элементы решетки пространственных решетчатых конструкций из одиночных равнополочных или неравнополочных (прикрепляемых большей полкой) уголков:	
а) прикрепляемые непосредственно к поясам одной полкой сварными швами либо двумя болтами и более, поставленными вдоль уголка:	
раскосы по рис. 9*, а	0,9
распорки по рис. 9*, б, в	0,9
раскосы по рис. 9*, в, г, д	0,8
б) прикрепляемые непосредственно к поясам одной полкой, одним болтом (кроме указанных в поз. 9, в настоящей таблицы), а также прикрепляемые через фасонку независимо от вида соединения	0,75
в) при сложной перекрестной решетке с одноболтовыми соединениями по рис. 9*, е	0,7
10. Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков только меньшей полкой), за исключением элементов конструкций, указанных в поз. 9 настоящей таблицы, раскосов по рис. 9*, б, прикрепляемых непосредственно к поясам сварными швами либо двумя болтами и более, поставленными вдоль уголка, и плоских ферм из одиночных уголков	0,75

Элементы конструкций	Коэффициенты условий работы γ_c
11. Опорные плиты из стали с пределом текучести до 285 МПа (2900 кгс/см ²), несущие статическую нагрузку, толщиной, мм:	
а) до 40	1,2
б) св. 40 до 60	1,15
в) « 60 « 80	1,1

П р и м е ч а н и я : 1. Коэффициенты условий работы $\gamma_c < 1$ при расчете одновременно учитывать не следует.

2. Коэффициенты условий работы, приведенные соответственно в поз. 1 и 6, в; 1 и 7; 1 и 8; 2 и 7; 2 и 8, а; 3 и 6, в, при расчете следует учитывать одновременно.

3. Коэффициенты условий работы, приведенные в поз. 3; 4; 6, а, в; 7; 8; 9 и 10, а также в поз. 5 и 6, б (кроме стыковых сварных соединений), при расчете соединений рассматриваемых элементов учитывать не следует.

4. В случаях, не оговоренных в настоящих нормах, в формулах следует принимать $\gamma_c = 1$.

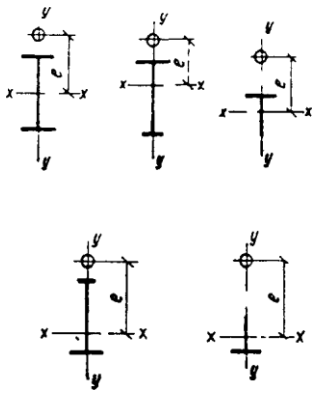
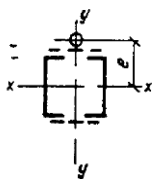
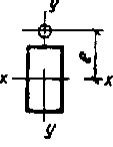
Таблица 1.5 – Материалы для сварки, соответствующие стали

Группы конструкций в климатических районах	Стали	Материалы для сварки			Покрытыми электродами типов по ГОСТ 9467-75*
		Под флюсом		В углекислом газе (по ГОСТ 8050 – 85)	
		Марки			
		Флюсов (по ГОСТ 9087-81*)	Сварочной проволоки (по ГОСТ 2246-70*)		
2, 3 и 4 – во всех климатических районах, кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ , и III ₃ , для которых температура пятидневки < -40°С29	C235, C245, C255, C275, C285	АН-348-А, АН-60	Св-08А, Св-08ГА	Св-08Г2С	Э42, Э46
	09Г2С, C345, C345Т, C375, C375Т, C390, C390Т, C390К, C440, 16Г2АФ	АН-47, АН-43, АН-17-М	Св-10НМА, Св-10Г2*, Св-08ГА*, Св-10ГА*		Э50
	C345К	АН-348-А	Св-08Х1ДЮ	Св-08ХГ2СДЮ	Э50А**
1 – во всех климатических районах; 2, 3 и 4 – в районах I ₁ , I ₂ , II ₂ , и III ₃ , для которых температура пятидневки < – 40°С	C235, C245, C255, C275, C285	АН-348-А	Св-08А, Св-08ГА	Св-08Г2С	Э42А, Э46А
	C345, C345Т, C375, C375Т, 09Г2С	АН-47, АН-43	Св-10НМА, Св-10Г2*, Св-08Г2*, Св-10ГА*		Э50А
	C390, C390Т, C390К, 16Г2АФ, C440	АН-47, АН-17-М	Св-10НМА, Св-10Г2*, Св-08ГА*, Св-10ГА*	Св-08Г2С	Э50А
	C345К	АН-348-А	Св-08Х1ДЮ	Св-08ХГ2СДЮ	Э50**
	C590, C590К, C590КШ	АН-17-М	Св-08ХН2ГМЮ, Св-10НМА	Св-08Г2С, Св-10ХГ2СМА	Э60, Э70

* Не применять в сочетании с флюсом АН – 43.

** Применять только электроды марок ОЗС – 18 и КД – 11.

Таблица 1 –

Типы сечений	Значения коэффициентов			
	α при		β при	
	$m_x \leq 1$	$1 < m_x \leq 5$	$\lambda_y \leq \lambda_c$	$\lambda_y > \lambda_c$
Открытые	0,7	$0,65 + 0,05 m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$
	$1 - 0,3 \frac{J_2}{J_1}$	$1 - (0,35 - 0,05 m_x) \frac{J_2}{J_1}$	1	$1 - \left[1 - \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} \left(2 \frac{J_2}{J_1} - 1 \right) \right]$; при $J_2/J_1 < 0,5$ $\beta = 1$
Замкнутые.	0,6	$0,55 + 0,05 m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$
с решетками (с планками)  сплошные 				

Обозначения, принятые в табл. 10:

J_1 и J_2 - моменты инерции соответственно большей и меньшей полок относительно оси симметрии сечения $y-y$;

φ_c - значение φ_y при $\lambda_y = \lambda_c = 3,14 \sqrt{E / R_y}$.

П р и м е ч а н и е . Значения коэффициентов α и β для сквозных стержней с решетками (или планками) следует принимать как для замкнутых сечений при наличии не менее двух промежуточных диафрагм по длине стержня. В противном случае следует принимать коэффициенты, установленные для стержней открытого двутаврового сечения.

Таблица 1 –

Направление продольного изгиба	Расчетная длина l_{ef}		
	поясов	опорных рас- косов и опор- ных стоек	прочих элементов решетки
1. В плоскости фермы:			
а) для ферм, кроме указанных в поз. 1, б	l	l	$0,8l$
б) для ферм из одиночных уголков и ферм с при- креплением элементов решетки к поясам впритык	l	l	$0,9l$
2. В направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы):			
а) для ферм, кроме указанных в поз. 2, б	l_1	l_1	l_1
б) для ферм с поясами из замкнутых профилей с прикреплением элементов решетки к поясам впри- тык	l_1	l_1	$0,9l_1$

Обозначения, принятые в таблице 11 (рис. 7):

l – геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов) в плоскости фермы;

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.).

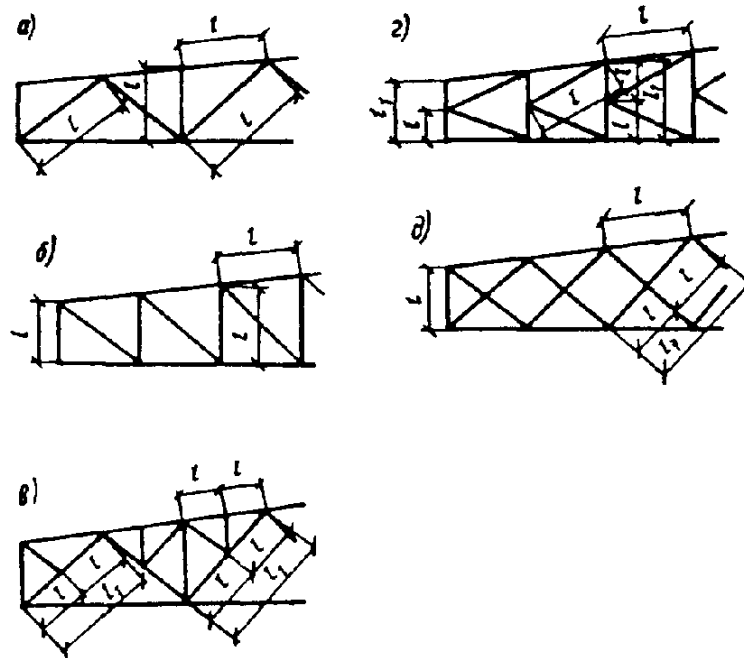


Рисунок 7 – Схемы решеток ферм для определения расчетных длин элементов

Приложение 20

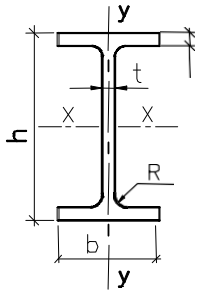


Таблица 6 – Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020 – 83 (Балочные двутавры)

Пример обозначения: I 40Б1/ГОСТ 26020 – 83

№ профиля	Линейная плотность, кг/м	Размеры, мм					Площадь сечения, см ²	Справочные данные для осей						
								x – x				y - y		
								<i>I</i> _x , см ⁴	<i>W</i> _x , см ³	<i>S</i> _x , см ³	<i>i</i> _x , см	<i>I</i> _y , см ⁴	<i>W</i> _y , см ³	<i>i</i> _y , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
10Б1	8,1	100,0	55	4,1	5,7	7	10,32	171	34,2	19,7	4,07	16,9	5,8	1,24
12Б1	8,7	117,6	64	3,8	5,1		11,03	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7	1,42
12Б2	10,4	120,0	64	4,4	6,3		13,21	318	53,0	30,4	4,90	27,7	8,6	1,45
14Б1	10,5	137,4	73	3,8	5,6	9	13,39	435	63,3	35,8	5,70	36,4	10	1,65
14Б2	12,9	140,0	73	4,7	6,9		16,43	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65
16Б1	12,7	157	82	4	5,9	9	16,18	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83
16Б2	15,8	160	82	5	7,4		20,09	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84
18Б1	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,58	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,04
18Б2	18,8	180	91	5,3	8		23,95	1317	146,3	83,2	7,41	100,8	22,2	2,05
20Б1	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,49	1943	194,3	110,3	8,26	142,3	28,5	2,23
23Б1	25,8	230	110	5,6	9		32,91	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	36,4	2,47
26Б1	28	268	120	5,8	8,5	12	35,62	4024	312,0	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63
26Б2	31,2	261	120	6	10		39,70	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,70

Продолжение таблицы 6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
30Б1	32,9	296	140	5,8	8,5	15	41,92	6328	427,0	240,0	12,29	390,0	55,7	3,05
30Б2	36,6	299	140	6,0	10		46,67	7293	487,8	273,8	12,50	458,6	65,5	3,13
35Б1	38,9	346	155	6,2	8,5	18	49,53	10 060	581,7	328,6	14,25	529,6	68,3	3,27
35Б2	43,3	349	155	6,5	10		55,17	11 550	662,2	373	14,47	622,9	80,4	3,36
40Б1	48,1	392	165	7	9,5	21	61,25	15750	803,6	456	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	54,7	396	165	7,5	11,5		69,72	18530	935,7	529,7	16,30	865	104,8	3,52
45Б1	59,8	443	180	7,8	11		76,23	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	67,5	447	180	8,4	13		85,96	28870	1291,9	732,9	18,32	1269	141	3,84
50Б1	73,0	492	200	8,8	12	24	92,98	37160	1511	860,4	19,99	1606	160,6	4,16
50Б2	80,7	496	200	9,2	14		102,80	42390	1709	970,2	20,30	1873	187,3	4,27
55Б1	89	543	220	9,5	13,5	24	113,37	55680	2051	1165	22,16	2404	218,6	4,61
55Б2	97	547	220	10	15,5		124,75	62790	2296	1302	22,43	2760	250,9	4,70
60Б1	106,2	593	230	10,5	15,5		135,26	78760	2656	1512	24,13	3154	274,3	4,83
60Б2	115,6	597	230	11	17,5	24	147,30	87640	2936	1669	24,39	3561	309,6	4,92
70Б1	129,3	691	260	12	15,5		164,70	125930	3645	2095	27,65	4556	350,5	5,26
70Б2	144,2	697	260	12,5	18,5	26	183,60	145912	4187	2393	28,19	5437	418,3	5,44
80Б1	159,5	791	280	13,5	17		203,20	199500	5044	2917	31,33	6244	446,0	5,54
80Б2	177,9	798	280	14	20,5	30	226,60	232200	5820	3343	32,01	7527	537,6	5,76
90Б1	194	893	300	15	18,5		247,10	304400	6817	3964	35,09	8365	557,6	5,82
90Б2	213,8	900	300	15,5	22		272,40	349200	7760	4480	35,80	9943	662,8	6,04
100Б1	230,6	990	320	16	21		293,82	446000	9011	5234	38,96	11520	719,9	6,26
100Б2	258,2	998	320	17	25	30	328,90	516400	10350	5980	39,62	13710	856,9	6,46
100Б3	285,7	1006	320	18	29		364,00	597700	11680	6739	40,18	15900	993,9	6,61
100Б4	314,5	1013	320	19,5	32,5		400,60	655400	12940	7470	40,45	17830	1114,3	6,67

Продолжение таблицы 6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Широкополочные двутавры														
20Ш1	30,6	196	193	6	9	13	38,95	2660	275	153	8,26	. 507	67,6	3,61
23Ш1	36,2	226	155	6,5	10	14	46,06	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	42,7	251	180	7	10	16	54,37	6225	496	276	10,70	974	108,2	4,23
26Ш2	49,2	255	180	7,5	12		62,73	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1	53,6	291	200	8	11	18	68,31	10 400	715	398	12,34	1470	147,0	4,64
30Ш2	61	295	200	8,5	13		77,65	12 200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	68,3	299	200	9	15		87	14 040	939	526	12,70	2004	200,4	4,80
35Ш1	75,1	338	250	9,5	12,5	20	95,67	19 790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	82,2	341	250	10,0	14		104,74	22 070	1295	721	14,52	3650	292	5,90
35Ш3	91,30	345	250	10,5	16		116,30	25 140	1458	813	14,70	4170	334	5,99
40Ш1	96,1	388	300	9,5	14	22	122,40	34 360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	111,1	392	300	11,5	16		141,60	39 700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3	123,4	396	300	12,5	18		157,20	44 740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18.
50Ш1	114,4	484	300	11	15	26	145,70	60 930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	138,7	489	300	14,5	17,5		176,60	75 530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	156,4	495	300	15,5	20,5		199,20	84 200	3402	1923	20,56	9520 10	617	6,81
50Ш4	174,1	501	300	16,5	23,5		221,70	96150	3838	2173	20,82	600	707	6,92
60Ш1	142,1	580	320	12	17	28	181,10	107 300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	176,9	587	320	15	20,5		225,30	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3	205,5	595	320	18	24,5		261,80	156 900	5273	2997	24,48	13 420	839	7,16
60Ш4	234,2	603	320	20	28,5		298,34	182 500	6055	3455	24,73	15 620	976	7,23
70Щ1	169,9	683	320	13,5	19	30	216,40	172 000	5036	2843	28,19	10 400	650	6,93
70Ш2	197,6	691	320	15	23		251,70	205 500	5949	3360	28,58	12 590	787	7,07
70Ш3	235,4	700	320	18	27,5		299,80	247 100	7059	4017	28,72	15 070	942	7,09
70Ш4	268,1	708	320	20,5	31,5		341,60	284 400	8033	5498	28,85	17 270	1079	7,11

Продолжение таблицы 6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Колонные двутавры														
20K1	41,5	195	200	6,5	10	13	52,82	3820	392	216	8,50	1334	133	5,03
20K2	46,9	198	200	7	11,5	13	59,70	4422	447	247	8,61	1534	153	5,07
23K1	52,2	227	240	7	10,5	14	66,51	6589	580	318	9,95	2421	202	6,03
23K2	59,5	230	240	8	12	14	75,77	7601	661	365	10,02	2766	231	6,04
26K1	65,2	255	260	8	12	16	83,08	10 300	809	445	11,14	3517	271	6,51
26K2	73,2	258	260	9	13,5	16	93,19	11700	907	501	11,21	3957	304	6,52
26K3	83,1	262	260	10	15,5	16	105,90	13 560	1035	576	11,32	4544	349	6,55
30K1	84,8	296	300	9	13,5	18	108,00	18 110	1223	672	12,95	6079	405	7,50
30K2	96,3	300	300	10	15,5	18	122,70	20 930	1395	771	13,06	6980	465	7,54
30K3	108,9	304	300	11,5	17,5	18	138,72	23 910	1573	874	13,12	7881	525	7,54
35K1	109,7	343	350	10	15,0	20	139,70	31610	1843	1010	15,04	10 720	613	8,76
35K2	125,9	348	350	11	17,5	20	160,40	37 090	2132	1173,	15,21	12 510	715	8,83
35K3	144,5	353	350	13	20,0	20	184,10	42 970	2435	1351	15,28	14 300	817	8,81
40K1	138,0	393	400	11	16,5	22	175,80	52 400	2664	1457	17,26	17 610	880	10
40K2	165,6	400	400	13	20,0	22	210,96	64 140	3207	1767	17,44	21350	1067	10,06
40K3	202,3	409	400	16	24,5	22	257,80	80 040	3914	2180	17,62	26150	1307	10,07
40K4	242,2	419	400	19	29,5	22	308,60	98 340	4694	2642	17,85	31500	1575	10,10
40K5	291,2	431	400	23	35,5	22	371,00	121 570	5642	3217	18,10	37 910	1896	10,11

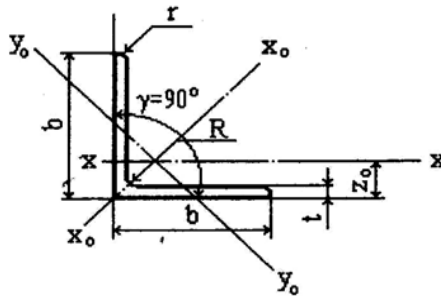
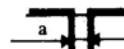


Таблица 1 – Уголки стальные горячекатаные равнополочные по ГОСТ 8509 – 93

Пример обозначения: 50×50×4 / ГОСТ 8509 – 93

Размеры, мм				Линейная плотность уголка, кг/м	Площадь поперечного сечения, см ²	Справочные данные для осей						z ₀ , см	i _y , см, при зазоре <i>a</i> равном, мм		
						<i>x</i> – <i>x</i>		<i>x</i> ₀ – <i>x</i> ₀		<i>y</i> ₀ – <i>y</i> ₀					
<i>b</i>	<i>t</i>	<i>R</i>	<i>r</i>			<i>I_x</i> , см ⁴	<i>i_x</i> , см	<i>I_{x0}</i> , см ⁴	<i>i_{x0}</i> , см ⁴	<i>I_{y0}</i> , см ⁴	<i>i_{y0}</i> , см ⁴		8	10	12
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
40	4	5	1,7	2,42	3,08	4,58	1,22	7,26	1,53	1,90	0,78	1,13	1,96	2,04	2,12
	5			2,98	3,79	5,53	1,21	8,75	1,52	2,30	0,78	1,17	1,98	2,05	2,53
45	4	5	1,7	2,73	3,48	6,63	1,38	10,52	1,74	2,74	0,89	1,26	2,16	2,24	2,32
	5			3,37	4,29	8,03	1,37	12,74	1,72	3,33	0,88	1,30	2,18	2,26	2,34
50	4	5,5	1,8	3,05	3,89	9,21	1,54	14,63	1,94	3,80	0,99	1,38	2,35	2,43	2,51
	5			3,77	4,80	11,20	1,53	17,77	1,92	4,63	0,98	1,42	2,38	2,45	2,53
50	6	5,5		4,47	5,69	13,07	1,52	20,72	1,91	5,43	0,98	1,46			
56	4	6	2	3,44	4,38	13,10	1,73	20,79	2,18	5,41	1,11	1,52	2,58	2,66	2,73
	5			4,25	5,41	15,97	1,72	25,36	2,16	6,59	1,10	1,57	2,61	2,72	2,77

Продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
63	4	7	2,3	3,90	4,96	18,86	1,95	29,90	2,45	7,81	1,25	1,69	2,86	2,91	3,01
	5			4,81	6,13	23,10	1,94	36,60	2,44	9,52	1,25	1,74	2,89	2,96	3,04
	6			5,72	7,28	27,06	1,93	42,94	2,43	11,18	1,24	1,78	2,90	2,99	3,06
70	5	8	2,7	5,38	6,86	31,94	2,16	50,67	2,72	13,22	1,39	1,90	3,16	3,23	3,30
	6			6,39	8,15	37,58	2,15	59,64	2,71	15,52	1,38	1,94	3,18	3,25	3,33
	7			7,39	9,42	42,98	2,14	68,19	2,69	17,77	1,37	1,99	3,20	3,28	3,36
	8			8,37	10,67	48,16	2,12	76,35	2,68	19,97	1,37	2,02	3,22	3,29	3,37
75	5	9	3	5,80	7,39	39,53	2,31	62,65	2,91	16,41	1,49	2,02	3,35	3,42	2,49
	6			6,89	8,78	46,57	2,30	73,87	2,90	19,28	1,48	2,06	3,37	3,44	3,52
	7			7,96	10,15	53,34	2,29	84,61	2,89	22,07	1,47	2,10	3,40	3,47	3,54
	8			9,02	11,50	59,84	2,28	94,89	2,87	24,80	1,47	2,15	3,43	3,50	3,57
	9			10,07	12,83	66,10	2,27	104,72	2,86	27,48	1,46	2,18	3,44	3,51	3,59
80	6	9	3	7,36	9,38	56,97	2,47	90,40	3,11	23,54	1,58	2,19	3,58	3,65	3,72
	7			8,51	10,85	65,31	2,45	103,66	3,09	26,97	1,58	2,23	3,60	3,67	3,75
	8			9,65	12,30	73,36	2,44	116,39	3,08	30,32	1,57	2,27	3,62	3,69	3,77
90	6	10	3,3	8,33	10,61	82,10	2,78	130,22	3,50	33,97	1,79	2,43	3,64	4,04	4,11
	7			9,64	12,28	94,30	2,77	149,67	3,49	38,94	1,78	2,47	3,99	4,06	4,13
	8			10,93	13,93	106,11	2,76	168,42	3,48	43,80	1,77	2,51	4,01	4,08	4,16
	9			12,20	15,60	118,00	2,75	186,00	3,46	48,60	1,77	2,55	4,04	4,11	4,18
100	7	12	4	10,79	13,75	130,59	3,08	207,01	3,88	54,16	1,98	2,71	4,38	4,45	4,52
	8			12,25	15,60	147,19	3,07	233,46	3,87	60,92	1,98	2,75	4,40	4,47	4,54

Продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
100	14	12	4	20,63	26,28	237,15	3,00	374,98	3,78	99,32	1,94	2,99	4,53	4,60	4,68
	16			23,30	29,68	263,82	2,98	416,04	3,74	111,6	1,94	3,06	4,57	4,64	4,72
110	7	12	4	11,89	15,15	175,61	3,40	278,54	4,29	72,68-	2,19	2,96	4,78	4,85	4,92
	8			13,50	17,20	198,17	3,39	314,51	4,28	81,83	2,18	3	4,80	4,87	4,95
125	8	14	4,6	15,46	19,69	294,36	3,87	466,76	4,87	121,96	2,49	3,36	5,39	5,46	5,55
	9			17,30	22,00	327,48	3,86	520,0	4,86	135,38	2,48	3,40	5,41	5,48	5,56
	10			19,10	24,33	359,82	3,85	571,04	4,84	148,59	2,47	3,45	5,44	5,52	5,58
	12			22,68	28,89	422,23	3,82	670,02	4,82	174,43	2,46	3,53	5,48	5,55	5,62
	14			26,20	33,37	481,76	3,80	763,90	4,78	199,62	2,45	3,61	5,52	5,60	5,67
	16			29,65	37,77	538,56	3,78	852,84	4,75	224,25	2,44	3,68	5,56	5,63	5,72
140	9	14	4,6	19,41	24,72	465,72	4,34	739,42	5,47	192,03	2,79	3,78	6,02	6,10	6,16
	10			21,45	27,33	512,29	4,33	813,62	5,46	210,96	2,78	3,82	6,05	6,12	6,19
	12			25,50	32,49	602,49	4,31	956,98	5,43	248,01	2,76	3,90	6,08	6,15	6,25
160	10	16	5,3	24,67	31,43	774,24	4,96	1229,10	6,25	319,3	3,19	4,30	6,84	6,91	6,97
	11			27,02	34,42	844,21	4,95	1340,66	6,24	347,77	3,18	4,35	6,86	6,93	7,00
	12			28,35	37,39	912,89	4,94	1450,00	6,23	375,78	3,17	4,39	6,88	6,95	7,02
	14			33,97	43,57	1046,47	4,92	1662,13	6,20	430,84	3,16	4,47	6,91	6,98	7,05
	16			38,52	49,07	1175,19	4,89	1865,73	6,17	484,64	3,14	4,55	6,95	7,03	7,10
	18			43,01	54,79	1290,24	4,87	2061,03	6,13	537,46	3,13	4,63	7,00	7,07	7,14
	20			47,44	60,40	1418,85	4,85	2248,26	6,10	589,43	3,12	4,70	7,04	7,11	7,18
180	11	16	5,3	30,47	38,80	1216,44	5,60	1933,10	7,06	499,78	3,59	4,85	7,67	7,74	7,81
	12			33,12	42,19	1316,62	5,59	2092,78	7,04	540,45	3,58	4,89	7,69	7,76	7,83

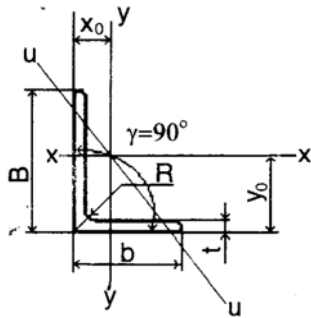
Продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
200	12	18	6	36,97	47,10	1822,78	6,22	2896,16	7,84	749,40	3,99	5,37	8,48	8,55	8,62
	13			39,92	50,85	1960,77	6,21	3116,18	7,83	805,35	3,98	5,42	8,50	8,58	8,64
	14			42,80	54,60	2097	6,20	3333	7,81	861	3,97	5,46	8,52	8,60	8,66
	16			48,65	61,98	2362,57	6,17	3755,39	7,78	969,74	3,96	5,54	8,56	8,64	8,70
	20			60,08	76,54	2871,47	6,12	4560,42	7,72	1181,92	3,93	5,70	8,65	8,72	8,79
	25			74,02	94,29	3466,21	6,06	5494,04	7,63	1438,38	3,91	5,89	8,74	8,81	8,88
	30			87,56	111,54	4019,60	6,00	6351,05	7,55	1688,16	3,89	6,07	8,83	8,90	8,97
220	14	21	7	47,40	60,38	2814,36	6,83	4470,15	8,60	1158,56	4,38	5,91	9,31	9,37	9,45
	16			53,83	68,58	3175,44	6,80	5045,37	8,58	1305,52	4,36	6,02	9,35	9,42	9,49
250	16	24	8	61,55	78,40	4717,10	7,76	7492,10	9,78	1942,09	4,98	6,75	10,55	10,62	10,68
	18			68,86	87,72	5247,24	7,73	8336,69	9,75	2157,78	4,96	6,83	10,58	10,65	10,72
	20			76,1	96,96	5764,87	7,71	9159,73	9,72	2370,01	4,94	6,91	10,62	10,69	10,76
	22			83,31	106,12	6270,32	7,69	9961,60	9,69	2579,04	4,93	7	10,67	10,74	10,81
	25			93,97	119,71	7006,39	7,65	11125,52	9,64	2887,26	4,91	7,11	10,72	10,79	10,86
	28			104,50	133,12	7716,86	7,61	12243,84	9,59	3189,89	4,90	7,23	10,78	10,85	10,92
	30			111,44	141,96	8176,82	7,59	12964,66	9,56	3388,98	4,89	7,31	10,82	10,89	10,96

Приложение 22

Таблица 1 – Уголки стальные горячекатаные неравнополочные по ГОСТ 8510 – 86

Пример обозначения: 63×40×4 ГОСТ 8510 – 86



Размеры, мм				Линейная плот- ность уголка, кг/м	Площадь попереч- ного сечения, см ²	Справочные данные для осей					x ₀ , см	y ₀ , см	Радиусы инерции i _y , см, при зазоре a, равном, мм					
						x - x		y - y		u - u								
B	b	t	R			I _x , см ⁴	i _x , см	I _y , см ⁴	i _y , см	i _{umin} , см			8	10	12	8	10	12
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
63	40	4	7	3,17	4,04	16,33	2,01	5,16	1,13	0,87	0,91	2,03	1,73	1,81	1,89	3,15	3,23	3,31
		5		3,91	4,98	19,91	2	6,26	1,12	0,86	0,95	2,08	1,75	1,83	1,91	3,19	3,26	3,34
		6		4,63	5,90	23,31	1,99	7,29	1,11	0,86	0,99	2,12	1,78	1,89	1,94	3,21	3,29	3,36
		8		6,03	7,68	29,60	1,96	9,15	1,09	0,85	1,07	2,20	1,83	1,91	1,99	3,26	3,34	3,42
75	50	5	8	4,79	6,11	34,81	2,39	12,47	1,43	1,09	1,17	2,39	2,13	2,21	2,28	3,67	3,75	3,83
		6		5,69	7,25	40,92	2,38	14,60	1,42	1,08	1,21	2,44	2,15	2,22	2,30	3,70	3,78	3,86
		8		7,43	9,47	52,38	2,35	18,52	1,40	1,07	1,29	2,52	2,19	2,27	2,37	3,75	3,83	3,91
80	50	5	8	4,99	6,36	41,64	2,56	12,68	1,41	1,09	1,13	2,60	2,09	2,16	2,23	3,94	4,02	4,11
		6		5,92	7,55	48,98	2,55	14,85	1,40	1,08	1,17	2,65	2,10	2,18	2,26	3,90	4,05	4,13

Продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
90	56	5,5	9	6,17	7,86	65,28	2,88	19,67	1,58	1,22	1,26	2,92	2,29	2,36	2,44	4,40	4,47	4,55
		6		6,70	8,54	70,58	2,88	21,22	1,58	1,22	1,28	2,95	2,30	2,38	2,45	4,42	4,49	4,57
		8		8,77	11,18	90,87	2,85	27,08	1,56	1,21	1,36	3,04	2,35	2,43	2,51	4,47	4,52	4,62
100	63	6	10	7,53	9,59	98,29	3,20	30,58	1,79	1,38	1,42	3,23	2,55	2,52	2,70	4,84	4,92	4,99
		7		8,70	11,09	112,9	3,19	34,99	1,78	1,37	1,46	3,28	2,57	2,64	2,72	4,87	4,95	5,02
		8		9,87	12,57	127,0	3,18	39,21	1,77	1,36	1,50	3,32	2,59	2,66	2,74	4,89	4,97	5,04
		10		12,14	15,47	133,8	3,15	47,13	1,75	1,35	1,58	3,40	2,64	2,71	2,79	4,94	5,01	5,09
110	70	6,5	10	8,98	11,45	142,4	3,53	45,61	2,00	1,53	1,58	3,55	2,81	2,88	2,96	5,30	5,37	5,44
		8		10,93	13,93	171,5	3,51	54,64	1,98	1,52	1,64	3,61	2,84	2,92	2,99	5,33	5,41	5,49
125	80	7	11	11,04	14,06	226,5	4,01	73,73	2,29	1,76	1,80	4,01	3,17	3,24	3,31	5,96	6,04	6,11
		8		12,53	15,96	255,6	4,00	82,95	2,28	1,75	1,84	4,05	3,19	3,27	3,34	5,98	6,06	6,13
		10		15,47	19,70	311,6	3,98	100,5	2,26	1,74	1,92	4,14	3,23	3,31	3,38	6,04	6,11	6,19
		12		18,34	23,36	364,8	3,95	116,8	2,24	1,72	2,00	4,22	3,28	3,35	3,43	6,08	6,15	6,23
140	90	8	12	14,13	18,00	363,7	4,49	119,8	2,58	1,98	2,03	4,49	3,55	3,61	3,69	6,64	6,72	6,79
		10		17,46	22,24	444,5	4,47	145,5	2,56	1,96	2,12	4,58	3,60	3,67	3,74	6,69	6,77	6,84
160	100	9	13	17,96	22,87	606,0	5,15	186,0	2,85	2,20	2,24	5,19	3,87	3,95	4,02	7,60	7,67	7,75
		10		19,85	25,28	666,6	5,13	204,1	2,84	2,19	2,28	5,23	3,90	3,97	4,04	7,62	7,69	7,77
		12		23,58	30,04	784,2	5,11	238,8	2,82	2,18	2,36	5,32	3,95	4,02	4,09	7,67	7,75	7,82
		14		27,26	34,72	897,2	5,08	271,6	2,80	2,16	2,43	5,40	3,98	4,05	4,13	7,71	7,78	7,86
180	110	10	14	22,24	28,33	952,3	5,80	276,4	3,12	2,42	2,44	5,88	4,22	4,29	4,36	8,55	8,62	8,69
		12		26,44	33,69	1123	5,77	324,1	3,10	2,40	2,52	5,97	4,26	4,33	4,40	8,59	8,67	8,75
200	125	11	14	27,37	34,87	1449	6,45	446,4	3,58	2,75	2,79	6,50	4,79	4,86	4,93	9,44	9,51	9,59
		12		29,74	37,89	1568	6,43	481,9	3,57	2,74	2,83	6,54	4,81	4,88	4,95	9,46	9,54	9,62
		14		34,43	43,87	1801	6,41	550,8	3,54	2,73	2,91	6,62	4,85	4,92	4,99	9,50	9,58	9,65
		16		39,07	49,77	2026	6,38	616,7	3,52	2,72	2,99	6,71	4,89	4,95	5,03	9,55	9,69	9,70
250	160	12	18	37,9	48,32	3147	8,07	1032	4,62	3,64	3,53	7,97	6,07	6,13	6,20	11,62	11,71	11,70
		16		49,9	63,59	4091	8,02	1333	4,58	3,50	3,69	8,14	6,14	6,21	6,27	11,73	11,78	11,86
		18		55,8	71,13	4545	7,99	1475	4,56	3,49	3,77	8,23	6,18	6,24	6,31	11,76	11,84	11,91
		20		61,7	78,54	4987	7,97	1613	4,53	3,48	3,85	8,31	6,20	6,28	6,35	11,81	11,88	11,95

Таблица 1 – Рекомендуемые толщины фасонки

Максимальные усилие в стержнях ре- шетки, кН	До 150	160 – 250	260 – 400	410 – 600	610 – 1000	1010 – 1400	1410 – 1800	Более 1800
Толщина фасонки, мм	6	8	10	12	14	16	18	20

УЧЕТ ОТВЕТСТВЕННОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ*

1. Для учета ответственности зданий и сооружений, характеризующейся экономическими, социальными и экологическими последствиями их отказов, устанавливаются три уровня: I – повышенный, II – нормальный, III – пониженный.

Повышенный уровень ответственности следует принимать для зданий и сооружений, отказы которых могут привести к тяжелым экономическим, социальным и экологическим последствиям (резервуары для нефти и нефтепродуктов вместимостью 10000 м³ и более, магистральные трубопроводы, производственные здания с пролетами 100 м и более, сооружения связи высотой 100 м и более, а также уникальные здания и сооружения).

Нормальный уровень ответственности следует принимать для зданий и сооружений массового строительства (жилые, общественные, производственные, сельскохозяйственные здания и сооружения).

Пониженный уровень ответственности следует принимать для сооружений сезонного или вспомогательного назначения (парники, теплицы, летние павильоны, небольшие склады и подобные сооружения).

* Данное приложение является разделом 5 ГОСТ 27751 – 88 с изменениями, утвержденными постановлением Государственного комитета Российской Федерации по вопросам архитектуры и строительства от 21.12.93 № 18 – 54.

2. При расчете несущих конструкций и оснований следует учитывать коэффициент надежности по ответственности γ_n , принимаемый равным: для I уровня ответственности – более 0,95, но не более 1,2; для II уровня – 0,95; для III уровня – менее 0,95, но не менее 0,8.

На коэффициент надежности по ответственности следует умножать нагрузочный эффект (внутренние силы и перемещения конструкций и оснований, вызываемые нагрузками и воздействиями).

П р и м е ч а н и е . Настоящий пункт не распространяется на здания и сооружения, учет ответственности которых установлен в соответствующих нормативных документах.

3. Уровни ответственности зданий и сооружений следует учитывать также при определении требований к долговечности зданий и сооружений, номенклатуры и объема инженерных изысканий для строительства, установлении правил приемки, испытаний, эксплуатации и технической диагностики строительных объектов.

4. Отнесение объекта к конкретному уровню ответственности и выбор значений коэффициента γ_n производится генеральным проектировщиком по согласованию с заказчиком.

Таблица П.1 – Значения k_{ed}

Высота H^* , м	k_{ed} для типов местности			Высота H^* , м	k_{ed} для типов местности		
	А	В	С		А	В	С
0÷5	0,750	0,500	0,400	23	1,117	0,750	0,489
6	0,758	0,505	0,400	24	1,131	0,762	0,497
7	0,776	0,516	0,400	25	1,145	0,773	0,506
8	0,799	0,530	0,400	26	1,158	0,784	0,514
9	0,826	0,545	0,400	27	1,171	0,795	0,523
10	0,854	0,563	0,400	28	1,183	0,805	0,531
11	0,882	0,579	0,401	29	1,195	0,815	0,540
12	0,907	0,596	0,405	30	1,206	0,825	0,548
13	0,903	0,611	0,410	31	1,217	0,835	0,557
14	0,951	0,626	0,416	32	1,228	0,845	0,565
15	0,972	0,641	0,422	33	1,239	0,855	0,573
16	0,992	0,655	0,430	34	1,249	0,864	0,582
17	1,012	0,669	0,437	35	1,259	0,874	0,590
18	1,031	0,684	0,445	36	1,269	0,883	0,599
19	1,049	0,698	0,454	37	1,279	0,892	0,607
20	1,068	0,711	0,463	38	1,289	0,901	0,616
21	1,085	0,725	0,471	39	1,299	0,910	0,624
22	1,102	0,736	0,480	40	1,309	0,920	0,632

* H – расстояние от уровня земли до ригеля рамы в расчетной схеме

Таблица Т.3 – Значения коэффициента k в зависимости от типа местности

Высота z , м	Коэффициент k для типов местности		
	A	B	C
≤ 5	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8
60	1,7	1,3	1,0
80	1,85	1,45	1,15
100	2,0	1,6	1,25
150	2,25	1,9	1,55
200	2,45	2,1	1,8
250	2,65	2,3	2,0
300	2,75	2,5	2,2
350	2,75	2,75	2,35
≥ 480	2,75	2,75	2,75

П р и м е ч а н и е . При определении ветровой нагрузки типы местности могут быть различными для разных расчетных направлений ветра.

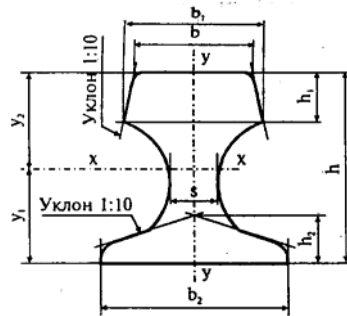


Таблица 2.23. Сортамент крановых рельсов по ГОСТ 4121 – 76*

Тип рельса	b	b_1	b_2	s	h	h_1	h_2	R	R_A	R_B	r	r_1	r_2
	Размер рельса, мм												
КР 70	70	76,5	120	28	120	32,5	24	400	23	38	6	6 !	1,5
КР 80	80	87	130	32	130	35	26	400	26	44	8	6	1,5
КР 100	100	108	150	38	150	40	30	450	30	50	8	8	2
КР 120	120	129	170	44	170	45	35	500	34	56	8	8	2
КР 140	140	150	170	60	170	50	40	700	40	60	10	10	3

Тип рельса	Площадь поперечного сечения рельса, см ²	Справочные данные для осей <i>x-x</i> и <i>y-y</i>									
		Расстояние до центра тяжести, см		Момент инерции, см ⁴			Момент сопротивления, см ³				Масса 1 м рельса, кг
				<i>I_x</i>	<i>I_y</i>	<i>I_p</i>	<i>W</i> ₁ = $\frac{I_x}{y_1}$	<i>W</i> ₂ = $\frac{I_x}{y_2}$	<i>W</i> ₃ = $\frac{I_y}{0,5b_2}$	<i>W_p</i>	
КР 70	67,22	5,93	6,07	1083,25	319,68	1402,92	178,33	178,46	53,28	167,54	52,77
КР 80	81,84	6,47	6,53	1523,69	468,55	1992,24	233,37	233,34	72,08	218,71	64,24
КР 100	113,44	7,63	7,37	2805,88	919,52	3725,4	367,86	380,72	122,66	350,92	89,05
КР 120	150,69	8,69	8,31	4794,22	1671,96	6466,18	551,69	576,92	196,7	535,59	118,29
КР 140	187,24	8,75	8,25	5528,27	2608,71	8136,98	632,07	670,09	306,91	673,89	146,98

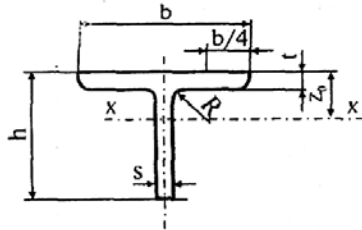


Таблица 1 – Сортамент тавров с параллельными гранями полки по ТУ 14 – 2 – 685 – 86, получаемых продольной разрезкой пополам горячекатаных двутавров с параллельными гранями полок (ГОСТ 26020 – 83)

Номер профиля	h	b	s	t	R	Площадь поперечного сечения	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей							z_0 , см
	мм							$x - x$				$y - y$			
								I_x , см ⁴	$W_x^{\min}$, см ³	$W_x^{\max}$, см ³	i_x , см	I_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Нормальные тавры (БТ)															
10 БТ 1	96,5	100	5,6	8,5	12	14,05	11	106	14,1	49,2	2,74	71,2	14,2	2,25,	2,15
11,5 БТ 1	111,5	110	5,6	9	12	16,26	12,8	165	18,9	67,4	3,19	100	18,2	2,48	2,45
13 БТ 1 13 БТ 2	125,5 127	120 120	5,8 6	8,5 10	12	17,6 19,64	13,8 15,4	240 261	24,8 26,4	83,8 93,5	3,7 3,65	123 144	20,5 24,1	2,64 2,71	2,87 2,79
15 БТ 1 15 БТ 2	144,5 146	140 140	5,8 6	8,5 10	15	20,75 23,13	16,3 18,2	374 405	33,3 35,2	117 130	4,25 4,18	195 229	27,9 32,8	3,07 3,15	3,21 3,11
17,5 БТ 1 17,5 БТ 2	169,5 171	155 155	6,2 6,5	8,5 10	18	24,55 27,36	19,3 21,5	635 693	48,7 52,2	162 1 81	5,09 5,03	265 311	34,2 40,2	3,29 3,37	3,92 3,82
20 БТ 1 20 БТ 2	192,5 194,5	165 165	7 7,5	9,5 11,5	21	30,38 34,59	23,8 27,2	1030 1160	70,4 77,2	225 257	5,83 5,78	358 433	43,4 52,5	3,43 3,54	4,59 4,49
22,5 БТ 1 22,5 БТ 2	218 220	180 180	7,8 8,4	11 13	21	37,84 42,68	29,7 33,5	1660 1860	100 110	317 558	6,63 6,59	537 635	59,7 70,5	3,77 3,86	5,25 5,18
25 БТ 1 25 БТ 2	242,5 244,5	200 200	8,8 9,2	12 14	21	46,18 51,1	36,2 40,1	2550 2780	140 149	428 478	7,44 7,37	803 937	80,3 93,7	4,17 4/28	5,97 5,82
27,5 БТ 1 27,5 БТ 2	268 270	220 220	9,5 10	13.5 15,5	24	56,35 62,02	44,2 48,7	3750 4060	185 198	580 641	8,17 8,11	1200 1380	109 126	4,62 4,72	6,48 6,37

Продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
30 БТ 1	293	230	10	15,5	24	67,26	52,8	5390	243	751	8,95	1580	137	4,84	7,17
30 БТ 2	295	230	11	17,5		73,25	57,5	5810	259	821	8,9	1780	155	4,93	7,07
35 БТ 1	342	260	12	15,5	24	81,95	64,3	9420	374	1048	10,7	2280	175	5,27	8,99
35 БТ 2	345	260	12,5	18,5		91,38	71,7	10310	399	1190	10,6	2720	209	5,45	8,87
40 БТ 1	392	280	13,5	17	26	101,12	79,4	15580	547	1460	12,4	3120	223	5,56	10,7
40 БТ 2	395,5	280	14	20,5		112,8	88,5	17070	583	1660	12,3	3760	269	5,78	10,3
45 БТ 1	443	300	15	18,5	30	123,04	96,6	24520	770	1970	14,1	4180	279	5,83	12,4
45 БТ 2	446,5	300	15,5	22		135,66	106,5	26660	816	2230	14	4970	331	6,05	12
50 БТ 1	491,5	320	16	21	30	146,34	114,9	35830	1010	2610	15,6	576,0	360	6,27	13,7
50 БТ 2	495,5	320	17	25		163,85	128,6	39760	1100	2970	15,6	6860	428,5	6,47	13,4
50 БТ 3	499,5	320	18	29		181,35	142,3	43670	1190	3320	15,5	7950	497	6,62	13,2
50 БТ 4	503	320	19,5	32,5		199,61	156,7	48190	1300	3640	15,5	8910	557	6,68	13,2
Широкополочные тавры (ШТ)															
10 ШТ 1	93	150	6	9	13	19,27	15,1	110	14,5	65	2,39	254	33,8	3,63	1,69
11,5 ШТ 1	109,5	155	6,5	10	14	22,81	17,9	192	21,7	92,2	2,9	311	40,1	3,69	2,08
13 ШТ 1	122	180	7	10	16	26,94	21,15	288	29,1	125	3,27	487	54,1	4,25	2,3
13 ШТ 2	124	180	7,5	12		31,1.	24,4	324	32,1	140	3,23	584	64,9	4,33	2,31
15 ШТ 1	142	200	8	11	18	33,97	26,6	512	44,9	184	3,89	735	73,5	4,66	2,79
15 ШТ 2	144	200	8,5	13		38,53	30,2	569	48,9	205	3,84	868	86,8	4,75	2,77
15 ШТ 3	146	200	9	15		43,18	33,9	627	53	225	3,81	1000	100	4,82	2,78
17,5ШТ 1	165,5	250	9,5	12,5	20	47,5	37,3	971	72,7	3,04	4,52	630	130	5,86	3,2
17,5ШТ 2	167	250	10	14		52,02	40,8	1050	77,7	329	4,49	1830	146	5,92	3,19
17,5 ШТ 3	169	250	10,5	16		57,78	45,4	1140	83,3	359	4,45	2090	167	6,01	3,19
20 ШТ 1	190,5	300	9,5	14	22	60,84	47,8	1530	97,8	456	5,02	3150	210	7,2	3,37
20 ШТ 2	192,5	300	11,5	16		70,37	55,2	1860	119	516	5,15	3610	240	7,16	3,61
20 ШТ 3	194,5	300	12,5	18		78,14	61,3	2070	131	563	5,15	4060	270	7,2	3,68
25 ШТ 1	238,5	300	11	15	26	72,49	56,9	3320	175	684	6,76	3380	225	6,83	4,85
25 ШТ 2	241	300	14,5	17,5		87,81	68,9	4300	230	801	7	3950	263	6,71	5,37
25 ШТ 3	244	300	15,5	20,5		99,04	77,7	4780	251	896	6,95	4630	308	6,83	5,34
25 ШТ 4	247	300	16,5	23,5		110,28	86,6	5280	273	986	6,92	5300	353	6,93	5,35

Продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
30 ШТ 1	286,5	320	12	17	28	90,1	70,7	6180	273	1020	8,28	4650	291	7,19	6,05
30 ШТ 2	290	320	16	20,5		112,08	88	8160	365	1230	8,53	5610	351	7,08	6,65
30 ШТ 3	294	320	18	24,5		130,27	102,3	9500	419	1410	8,54	6710	419	7,18	6,75
30 ШТ 4	298	320	20	28,5		148,46	116,5	10890	475	1580	8,56	7810	488	7,25	6,88
35 ШТ 1	338	320	13,5	19	30	107,73	84,6	10980	422	1414	10,1	5200	325	6,95	7,76
35 ШТ 2	342	320	15	23		125,31	98,4	12660	478	1640	10,1	6300	394	7,09	7,74
35 ШТ 3	346,5	320	18	27,5		149,28	117,2	15440	581	1910	10,2	7540	471	7,10	8,09
35 ШТ 4	350,5	320	20,5	31,5		170,06	133,5	17890	671	2140	10,3	8640	540	7,13	8,37
35 ШТ 5	355,5	320	23	36,5		194,03	152,3	20660	767	2400	10,3	10010	626	7,18	8,6
Колонные тавры КТ															
10 КТ 1	94	200	6,5	10	13	26,19	20,6	129	16,3	85,6	2,22	667	66,7	5,05	1,5
10 КТ 2	95,5	200	7	11,5		29,61	23,2	144	18	93,2	2,2	767	76,7	5,09	1,54
11,5 КТ 1	110	240	7	10,5	14	33,01	25,9	225	24,2	132	2,61	1210	101	6,06	1,71
11,5 КТ 2	111,5	240	8	12		37,6	29,5	263	28,1	146	2,65	1380	115	6,07	1,81
13 КТ 1	124	260	8	12		41,26	32,4	365	35	185	2,98	1760	135	6,53	1,97
13 КТ 2	125,5	260	9	13,5	16	46,28	36,3	419	40	203	3,01	1980	152	6,54	2,07
13 КТ 3	127,5	260	10	15,5		52,6	41,3	481	45,5	223	3,03	2270	175	6,57	2,16
15 КТ 1	144,5	300	9	13,5		53,69	42,1	652	53,6	285	3,49	3040	203	7,52	2,29
15 КТ 2	146,5	300	10	15,5	18	60,99	47,9	745	60,7	314	3,5	3490	233	7,56	2,38
15 КТ 3	148,5	300	11,5	17,5		68,96	54,1	875	70,9	347	3,56	3940	263	7,56	2,52
17,5 КТ 1	168	350	10	15		69,52	54,6	1150	80,8	436	4,06	5360	306	8,78	2,63
17,5 КТ 2	170,5	350	1,1	17,5	20	79,8	62,6	1300	90,9	483	4,04	6260	357	8,85	2,7
17,5 КТ 1	173	350	13	20		91,61	71,9	1570	109	541	4,14	7150	409	8,84	2,91
20 КТ 1	193	400	11	16,5		87,4	68,7	1920	118	640	4,68	8800	440	10,1	3
20 КТ 2	196,5	400	13	20		105,02	82,4	2340	142	738	4,73	10670	534	10,1	3,18
20 КТ 3	201	400	16	24,5	22	128,32	100,7	3000	180	865	4,83	13080	654	10,1	3,46
20 КТ 4	206	400	19	29,5		153,61	120,6	3730	221	994	4,93	15750	787	10,1	3,75
20 КТ 5	212	400	23	35,5		184,67	145	4750	278	1150	5,07	18960	948	10,1	4,13

Примечание. Применение тавров по ТУ 14 – 2 – 685 – 86 возможно только по согласованию с организациями или заводами-изготовителями.

Таблица 1 – Марки стали для фундаментных болтов

Сталь марки	Климатический район строительства (расчетная t , °C)
ВстЗкп2 и ВстЗпс2 по ГОСТ 380 – 71*, 20 по ГОСТ 1050 – 88 09Г2С – 6 и 10Г2С1 – 6 по ГОСТ 19281 – 89 09Г2С – 8 и 10Г2С1 – 8 по ГОСТ 19281 – 89	II ₄ (-30> t ≥40); II ₅ и др. (t ≥-30) I ₂ , II ₂ , III ₃ (-40> t ≥-50) I ₁ (-50> t ≥-65)

Таблица Т.1 – Расчетное значение веса снегового покрова S_q на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли следует принимать в зависимости от снегового района Российской Федерации

Снеговые районы Российской Федерации (принимаются по карте 1 обязательного приложения 5 СНиП 2.01.07 – 85*)	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_q , кПа (кгс/м ²)	0,8 (80)	1,2 (120)	1,8 (180)	2,4 (240)	3,2 (320)	4,0 (400)	4,8 (480)	5,6 (560)

П р и м е ч а н и е . В горных и малоизученных районах, обозначенных на карте 1 обязательного [приложение 5](#), в пунктах с высотой над уровнем моря более 1500 м, в местах со сложным рельефом, а также при существенном отличии местных данных от приводимых в таблице 4 расчетные значения веса снегового покрова следует устанавливать на основе данных Росгидромета. При этом в качестве расчетного значения S_q следует принимать превышаемый в среднем один раз в 25 лет ежегодный максимум веса снегового покрова, определяемый на основе данных маршрутных снегосъемок о запасах воды на защищенных от прямого воздействия ветра участках (в лесу под кронами деревьев или на лесных полянах) за период не менее 20 лет.

Принимаются следующие типы местности:

A - открытые побережья морей, озер и водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра;

B - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м;

C - городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.

Сооружение считается расположенным в местности данного типа, если эта местность сохраняется с наветренной стороны сооружения на расстоянии $30h$ - при высоте сооружения h до 60 м и 2 км - при большей высоте.

Таблица Т.2 – Нормативное значение ветрового давления w_0

Ветровые районы РФ (принимаются по карте 3 обязательного приложения 5 СНиП 2.01.07 – 85*)	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
w_0 , кПа (кгс/м ²)	0,17 (17)	0,23 (23)	0,30 (30)	0,38 (38)	0,48 (48)	0,60 (60)	0,73 (73)	0,85 (85)

Таблица У.1 – Схемы снеговых нагрузок и коэффициенты μ

Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок	Коэффициент μ и область применения схем
1	Здания с односкатными и двускатными покрытиями а) α б) α ВАРИАНТ 1 μ ВАРИАНТ 2 $0,75\mu$ $1,25\mu$ ВАРИАНТ 3 $\mu = 0,6$ $\mu = 1,4$ $\mu = 0,6$	$\mu = 1$ при $\alpha \leq 25^\circ$; $\mu = 0$ « $\alpha \geq 60^\circ$. Варианты 2 и 3 следует учитывать для зданий с двускатными покрытиями (профиль б), при этом вариант 2 - при $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$; вариант 3 - при $10^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ только при наличии ходовых мостиков или аэрационных устройств по коньку покрытия
2	Здания с продольными фонарями закрытыми сверху ВЕТРООТБЙНЫЙ ЩИТ ПЛАН ВАРИАНТ 1 $\mu = 1$ ВАРИАНТ 2 $\mu = 1$	$\mu_1 = 0,8$; $\mu_2 = 1 + 0,1 \frac{a}{b}$; $\mu_3 = 1 + 0,5 \frac{a}{b}$, но не более: 4,0 - для ферм и балок при нормативном значении веса покрытия 1,5 кПа и менее; 2,5 - для ферм и балок при нормативном значении веса покрытия свыше 1,5 кПа; 2,0 - для железобетонных плит пролетом свыше 6 м и менее и для стального профилированного настила; 2,5 - для железобетонных плит пролетом свыше 6 м, а также для прогонов независимо от пролета; $b_l = h_l$, но не более b. При определении нагрузки у торца фонаря для зоны В значение коэффициента μ в обоих вариантах следует принимать равным 1,0 П р и м е ч а н и я : 1. Схемы вариантов 1, 2 следует также применять для двускатных и сводчатых покрытий двух-трехпролетных зданий с фонарями в середине зданий. 2. Влияние ветроотбойных щитов на распределение снеговой нагрузки возле фонарей не учитывать. 3. Для плоских скатов при $b > 48$ м следует учитывать местную повышенную нагрузку у фонаря, как у перепадов (см. схему 8)

Таблица У.2 – Схемы ветровых нагрузок и аэродинамические коэффициенты С

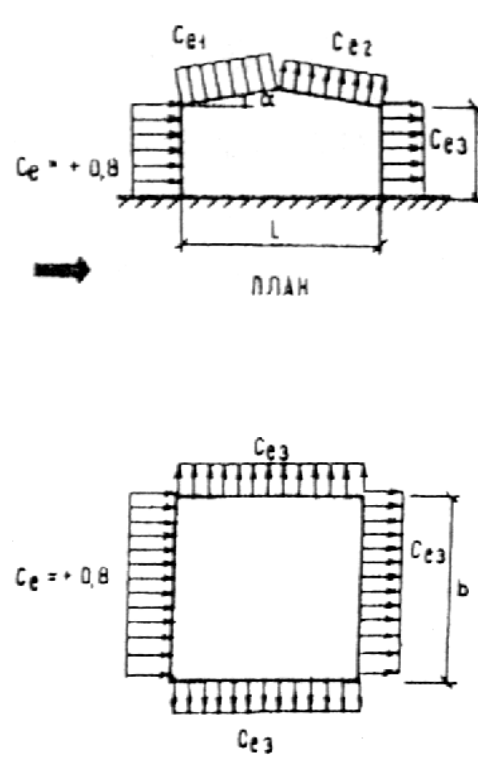
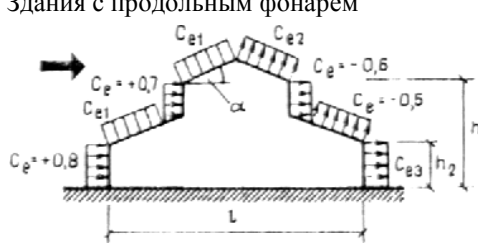
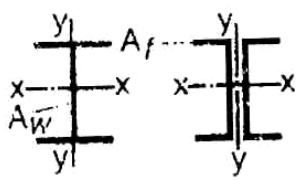
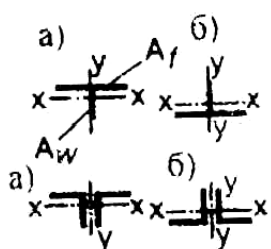
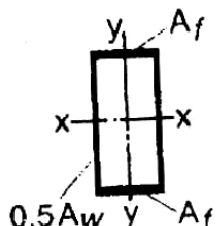
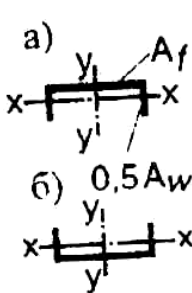
№ схемы	Схемы зданий, сооружений, элементов конструкций и ветровых нагрузок	Определение аэродинамических коэффициентов c	Примечания																																																						
1	Здания с двускатными покрытиями 	<table><tr><th rowspan="3">Коэффициент</th><th rowspan="3">α, град</th><th colspan="4">Значения c_{e1}, c_{e2} при $\frac{h_1}{l}$, равном</th></tr><tr><th>0</th><th>0,5</th><th>1</th><th>≥ 2</th></tr><tr><td>c_{e1}</td><td>0</td><td>-0,6</td><td>-0,7</td><td>-0,8</td></tr><tr><td></td><td>20</td><td>+0,2</td><td>-0,4</td><td>-0,7</td><td>-0,8</td></tr><tr><td></td><td>40</td><td>+0,4</td><td>+0,3</td><td>-0,2</td><td>-0,4</td></tr><tr><td></td><td>60</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td><td>+0,8</td></tr><tr><td>c_{e2}</td><td>≤ 60</td><td>-0,4</td><td>-0,4</td><td>-0,5</td><td>-0,8</td></tr></table> <table><tr><th rowspan="3">$\frac{b}{l}$</th><th colspan="3">Значения c_{e3} при $\frac{h_1}{l}$, равном</th></tr><tr><th>$\leq 0,5$</th><th>1</th><th>≥ 2</th></tr><tr><td>≤ 1</td><td>-0,4</td><td>-0,5</td><td>-0,6</td></tr><tr><td>≥ 2</td><td>-0,5</td><td>-0,6</td><td>-0,6</td></tr></table>	Коэффициент	α , град	Значения c_{e1}, c_{e2} при $\frac{h_1}{l}$, равном				0	0,5	1	≥ 2	c_{e1}	0	-0,6	-0,7	-0,8		20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8		40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4		60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	c_{e2}	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8	$\frac{b}{l}$	Значения c_{e3} при $\frac{h_1}{l}$, равном			$\leq 0,5$	1	≥ 2	≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6	≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6	1. При ветре перпендикулярном торцу зданий, для всей поверхности покрытия $c_e = -0,7$. 2. При определении коэффициента v в соответствии с п. 6.9 СНиП 2.01.07 – 85* $h = h_1 + 0,2ltg\alpha$
Коэффициент	α , град	Значения c_{e1}, c_{e2} при $\frac{h_1}{l}$, равном																																																							
		0			0,5	1	≥ 2																																																		
		c_{e1}	0	-0,6	-0,7	-0,8																																																			
	20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8																																																				
	40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4																																																				
	60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8																																																				
c_{e2}	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8																																																				
$\frac{b}{l}$	Значения c_{e3} при $\frac{h_1}{l}$, равном																																																								
	$\leq 0,5$	1	≥ 2																																																						
	≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6																																																					
≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6																																																						
	Здания с продольным фонарем 	Значение c_{e3} принимается по схеме 2 Коэффициенты c_{e1}, c_{e2} и c_{e3} следует определять в соответствии с указаниями к схеме 2	1. При расчете поперечных рам зданий с фонарем и ветробойными щитами значение суммарного коэффициента лобового сопротивления системы «фонарь-щиты» принимается равным 1,4. 2. При определении коэффициента v в соответствии с п. 6.9 $h = h_1$																																																						

Таблица 1 – Коэффициенты c (c_x), c_y , n для расчета на прочность элементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций

Схема сечения	A/A_w	Значения коэффициентов		
		$c(c_x)$	c_y	n при $M_y=0^*$
	0,25 0,5 1 2	1,19 1,12 1,07 1,04	1,47	1,5
	—	1,6	1,47	а) 3 б) 1
	0,25 0,5 1,0 2,0	1,19 1,12 1,07 1,04	1,07 1,12 1,19 1,26	1,5
	0,5 1 2	1,6	1,07 1,12 1,19	а) 3 б) 1

* При $M_y \neq 0$ $n=1,5$.

Примечание. При определении коэффициентов для промежуточных значений A/A_w допускается линейная интерполяция.

Таблица 2 – Нормы расстановки болтов в болтовых соединениях

Характеристика расстояния	Расстояния при размещении болтов
1. Расстояния между центрами болтов в любом направлении: а) минимальное; б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии; в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков: при растяжении; при сжатии.	$2,5 d$ $8 d$ или $12 t$ $16 d$ или $24 t$ $12 d$ или $18 t$
2. Расстояния от центра болта до края элемента: а) минимальное вдоль усилия; б) то же, поперек усилия: при обрезных кромках; при прокатных кромках; в) максимальное; г) минимальное для высокопрочных болтов при любой кромке и любом направлении усилия.	$2,0 d$ $1,5 d$ $1,2 d$ $4 d$ или $8 t$ $1,3 d$

Примечание. В соединениях элементов из стали с пределом текучести свыше 38 кН/см^2 минимальное расстояние между болтами следует принимать равным $3d$, d – диаметр отверстия для болта; t – толщина наиболее тонкого наружного элемента.

Таблица 3 – Значения минимальных катетов угловых швов

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести МПа (кгс/см ²)	Минимальные катеты швов k_f (мм), при толщине более толстого из свариваемых элементов t , мм						
			4-5	6-10	11-16	17-22	23-32	33-40	41-80
Тавровое с двусторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое	Ручная	До 430 (4400)	4	5	6	7	8	9	10
		Св. 430 (4400) до 530 (5400)	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и полуавтоматическая	До 430 (4400)	3	4	5	6	7	8	9
		Св. 430 до 530 (5400)	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная	До 380 (3900)	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматич. и полуавтомат.		4	5	6	7	8	9	10

Таблица 4 – Расчётные сопротивления срезу и растяжению болтов

Напряжённое состояние	Условное обозначение	Расчетное сопротивление, МПа (кгс/см ²), болтов классов					
		4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	8.8
Срез	R_{bs}	150 (1500)	160 (1600)	190 (1900)	200 (2000)	230 (2300)	320 (3200)
Растяжение	R_{bt}	170 (1700)	160 (1600)	210 (2100)	200 (2000)	250 (2500)	400 (4000)

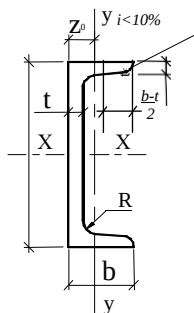


Таблица 7 – Швеллеры с уклоном внутренних граней полок по ГОСТ 8240 – 93*

№ швеллера	Линейная плотность, кг/м	h	b	t	t_f	R	Площадь сечения, см ²	Ось $x - x$				Ось $y - y$			Z_0 , см
		мм						I_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	S_x , см ³	I_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см	
10	8,59	100	46	4,5	7,6	7	10,9	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44
12	10,4	120	52	4,8	7,8	7,5	13,3	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54
14	12,3	140	58	4,9	8,1	8	15,6	491	70,2	5,6	40,8	45,4	11,0	1,7	1,67
16	14,2	160	64	5,0	8,4	8,5	18,1	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,8
18	16,3	180	70	5,1	8,7	9	20,7	1090	121	7,24	69,8	86	17	2,04	1,94
20	18,4	200	76	5,2	9,0	9,5	23,4	1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,2	2,07
22	21	220	82	5,4	9,5	10	26,7	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21
24	24	240	90	5,6	10,0	10,5	30,6	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42
27	27,7	270	95	6	10,5	11	35,2	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47
30	31,8	300	100	6,5	11	12	40,5	5810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52
33	36,5	330	105	7	11,7	13	46,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59
36	41,9	360	110	7,5	12,6	14	53,4	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,10	2,68
40	48,3	400	115	8,0	13,5	15	61,5	15220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75

Таблица 8 – Коэффициенты глубины проплавления швов

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки d , мм	Положение шва	Коэффициент	Значения коэффициентов β_f и β_z при катетах швов, мм			
			3 – 8	9 – 12	14 – 16	18 и более
Автоматическая при $d = 3 – 5$	В лодочку	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнее	β_f	1,1	0,9		0,7
		β_z	1,15	1,05		1,0
Автоматическая и полуавтоматическая при $d = 1,4 – 2$	В лодочку	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z	1,05		1,0	
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
Ручная; полуавтоматическая проволокой сплошного сечения при $d < 1,4$ или порошковой проволокой	В лодочку, нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	β_f	0,7			
		β_z	1,0			

Примечание. Значения коэффициентов соответствуют нормальным режимам сварки.

Таблица 10 – Нормативные и расчетные сопротивления металла швов
сварных соединений с угловыми швами

Сварочные материалы		R_{wun} , МПа (кгс/см ²)	R_{wf} , МПа (кгс/см ²)
Тип электрода (по ГОСТ 9467-75)	Марка проволоки		
Э42, Э42А	Св-08, Св-08А	410 (4200)	180 (1850)
Э46, Э46А	Св-08ГА	450 (4600)	200 (2050)
Э50, Э50А	Св-10ГА, Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ, ПП-АН8, ПП-АНЗ	490 (5000)	215 (2200)
Э60	Св-08Г2С*, Св-08Г2СЦ*, Св-10НМА, Св-10Г2	590 (600)	240 (2450)
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	685 (7000)	280 (2850)
Э85	-	835 (8500)	340 (3450)

Примечание. Только для швов с катетом $k_f \leq 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести 440 МПа (4500 кгс/см²) и более.

Таблица 11 – Сварные трубы из двух равнополочных уголков по ГОСТ 8507—72* (выборка)

Уголок	h , см	A , см ²	I , см ⁴	i , см	Масса 1 пог. м, кг
1	2	3	4	5	6
50×5	5,4	9,6	38,2	1,99	7,54
56×5	5,99	10,82	53,8	2,23	8,5
63×5	6,67	12,26	77,1	2,51	9,60
70×5	7,35	13,72	107,0	2,79	10,76
70×6	7,45	16,3	127,0	2,79	12,78
70×7	7,55	18,14	146,0	2,78	14,48
75×5	7,83	14,78	131,0	2,98	11,6
75×6	7,93	17,56	156,0	2,98	13,78
80×6	8,43	18,76	190,0	3,19	14,72
80×7	8,53	21,6	220,0	3,19	17,02
90×6	9,41	21,2	273,0	3,59	16,66
90×7	9,51	24,6	317,0	3,59	19,28
100×7	10,5	27,6	439,0	3,98	21,6
100×8	10,6	31,2	496,0	3,98	24,4
100×10	10,8	38,4	611,0	3,98	30,2
110×7	11,5	30,4	602,0	4,39	23,8
110×8	11,6	34,4	660,0	4,38	27,0
125×8	13,1	39,4	968,0	5,00	31,0
125×9	13,2	44,0	1100,0	5,00	34,6
125×10	13,3	48,6	1210,0	5,00	38,2
140×9	14,7	49,4	1550,0	5,61	38,8
140×10	14,8	54,6	1720,0	5,62	43,0
140×12	15,0	65,0	2040,0	5,60	51,0
160×10	16,7	62,8	2570	6,40	49,4
160×11	16,8	68,8	2810	6,39	54,0
160×12	16,9	74,8	3050	6,39	58,8
160×16	17,3	98,2	3990	6,37	77,0
180×11	18,8	77,6	4030	7,21	61,0
180×12	18,9	84,4	4380	7,20	66,2
200×12	20,9	94,2	6130	8,06	74,0
200×14	21,1	109,2	7000	8,00	85,6
200×16	21,3	124,0	7900	8,00	97,4
200×20	21,7	153,0	9800	8,00	120,0
200×25	22,2	188,6	12000	8,00	148,0
200×30	22,7	223,0	14500	8,06	175,2
220×14	23,0	120,8	9369,0	8,81	94,8
220×16	23,2	137,2	10014,2	8,80	107,6
250×16	26, t	156,8	15688,4	10,00	123,1
250×18	26,3	175,4	17534,7	10,00	137,7
250×20	26,5	194,0	19363,5	9,99	152,2
250×22	26,7	212,2	21138,7	9,98	176,6
250×25	27,0	239,4	23835,2	9,98	187,9
250×30	27,5	284,0	28189,9	9,96	222,9

Таблица 12 – Сварные трубы из прокатных швеллеров по ГОСТ 8240 – 72* (выборка)

Номер профиля	A , см ²	I_x , см ⁴	I_y , см ⁴	i , см	i_y , см	Масса 1 пог. м, кг
Швеллеры с уклоном внутренних граней полок						
8	17,96	178,8	155,6	3,16	2,94	14,10
10	21,8	348	258,5	3,99	3,44	17,18
12	26,6	608	418,7	4,78	3,97	20,8
14	31,2	982	623,0	5,60	4,47	24,6
16	36,2	1494	892,6	6,42	4,97	28,4
18	41,4	2180	1 232	7,24	5,46	32,6
20	46,8	3040	1 657	8,07	5,95	36,8
22	53,4	4220	2 218	8,89	6,45	42,0
24	61,2	5800	3066	9,73	7,08	48,0
27	70,4	8320	4003	10,9	7,54	55,4
30	81,0	11620	5 186	12,0	8,00	63,6
40	123,0	30440	10781	15,7	9,36	96,6
Швеллеры с параллельными гранями полок						
8	17,96	179,6	151,1	3,16	2,90	14,1
10	21,8	350	250,7	3,99	3,39	17,18
12	26,6	610	403,1	4,79	3,89	20,8
14	31,2	986	597,2	5,61	4,38	24,6
16	36,2	1500	856	6,44	4,86	28,4
18	41,4	2180	1178	7,26	5,33	32,6
20	46,8	3060	1583	8,08	5,82	36,8
22	53,4	4240	2109	8,9	6,28	42,0
24	61,2	5820	2910	9,75	6,90	48,0

Таблица 15 – Нормативные и расчётные сопротивления стали по
ГОСТ 27772 – 88 (кН/см²)

Сталь	Вид проката	Толщина, мм	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_p	R_s	R_u
С235	Лист, фасон.	до 20	23,5	36	23	32,7	13,3	35
	Лист, фасон.	21 – 40	22,5	36	22	32,7	12,7	35
	Лист.	41 – 100	21,5	36	21	32,7	12	35
С245	Лист, фасон.	2 – 20	24,5	37	24	33,6	13,9	36
	Фасон.	21 – 30	23,5	37	23	33,6	13,3	36
С255	Лист.	4 – 10	24,5	38	24	34,6	13,9	37
	Фасон.	4 – 10	25,5	38	25	34,6	14,4	37
	Лист, фасон	11 – 20	24,5	37	24	33,6	13,9	36
	Лист, фасон.	21 – 40	23,5	37	23	33,6	13,3	36
С275	Лист.	2 – 10	27,5	38	27	34,6	15,5	37
	Фасон.	2 – 10	27,5	39	27	35,5	15,5	38
	Лист. *	11 – 20	26,5	37	26	33,6	15	36
	Фасон.	11 – 20	27,5	38	27	34,6	15,5	37
С285	Лист.	4 – 10	27,5	39	27	35,5	15,5	38
	Лист.	11 – 20	26,5	38	26	34,6	15	37
	Фасон. *	4 – 10	28,5	40	28	36,4	16	39
	Фасон.	11 – 20	27,5	39	27	35,5	15,5	38
С345	Лист, фасон.	2 – 10	34,5	49	33,5	44,5	19,5	48
		11 – 20	32,5	47	31,5	42,7	18,4	46
		21 – 40	30,5	46	30	41,8	17,3	45
С375	Лист, фасон.	2 – 10	37,5	51	36,5	46,4	21	50
		11–20	35,5	49	34,5	44,5	20	48
		21–40	33,5	48	32,5	43,6	19	47
С390	Лист	4–50	39	54	38	48,2	22	53
С440	Лист	4–30	44	59	43	52,2	25	57,5
		31–50	41	57	40	50,4	23	55,5

* – данные стали рекомендуется принимать для главных балок, если толщина полок последних не превышает 20 мм.

Таблица 16 – Сортамент горячекатаного широкополосного универсального проката по ГОСТ 82 – 70* (размеры в мм)

Толщина полос	Ширина полос	Длина полос
6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 460, 480, 500, 520, 530, 560, 600, 630, 650, 670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050	5000 – 18000

Любой толщине полос соответствует любая их ширина.

Примечание: по требованию потребителя допускается изготовление широкополосного проката шириной 160, 170, 180, 190, 350, 440, 550, 580, и 710 мм.

Таблица 17 – Сортамент (сокращенный) горячекатаного листового проката по ГОСТ 19903 – 74*

Толщина листов*: от 0,4 мм до 1 мм кратно 0,1 мм;

от 1 мм до 26 мм кратно 0,5 мм; от 26 мм до 32 мм кратно 1 мм;

от 32 мм до 42 мм кратно 2 мм; от 42 мм до 92 мм листы имеют следующие толщины, мм: 45; 48; 50; 52; 55; 58; 60; 62; 65; 68; 70; 72; 75; 78; 80; 82; 85; 87; 90; 92; от 95 до 160 мм кратно 5 мм.

Ширина листов**, мм: 500; 510; 600; 650; 670; 700; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1420;

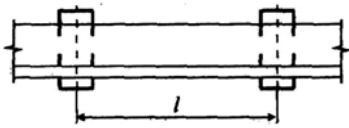
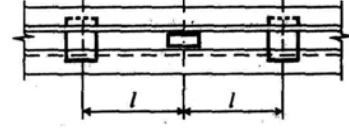
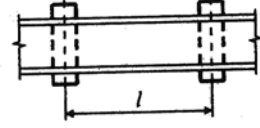
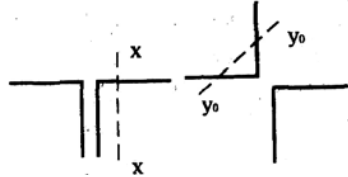
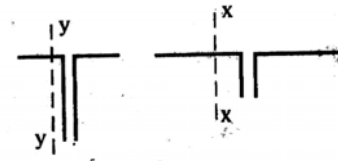
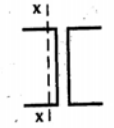
от 1500 до 3800 кратно 100 мм. Длина листов от 2 до 12 м.

Примечания:

* – рекомендуется толщины от 4 до 12 мм принимать кратными 1 мм, от 12 до 60 мм по сортаменту универсального проката (ГОСТ 82-70*);

** – ширину листов до 1050 мм рекомендуется принимать по сортаменту универсального проката (ГОСТ 82 – 70*).

Таблица 1 – Расстояния между прокладками элементов составных сечений

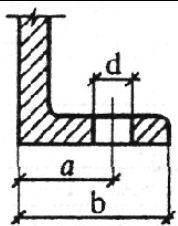
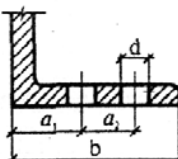
														
Уголки равнополочные (ГОСТ 8509 – 93)					Уголки неравнополочные (ГОСТ 8510 – 86*)					Швеллеры (ГОСТ 8240 – 89)				
Ширина полки, мм					Ширина полки, мм					№ профиля	с уклоном внутренних граней по- лок	с параллельны- ми гранями по- лок		
	l, мм					l, мм								
	сжатие 40 r _x	растяжение 80 r _x	сжатие 40 r _{y0}	растяжение 80 r _{y0}		сжатие 40 r _y	растяжение 80 r _y	сжатие 40 r _x	растяжение 80 r _x		сжатие 40 r _x	растяжение 80 r _x		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
20	230	460	150	300	25×16	175	350	310	620	5	380	760	395	790
25	295	590	190	380	32×20	215	430	400	800	6,5	435	870	450	900
28	340	680	220	440	40×25	275	550	500	1000	8	475	950	495	990

Продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
32	380	760	245	490	45×28	310	620	565	1130	10	550	1100	575	1150
36	435	870	280	560	50×32	360	720	635	1270	12	615	1230	650	1300
40	485	970	310	620	56×36	405	810	705	1410	14	680	1360	725	1450
45	545	1090	350	700	63×40	435	870	785	1570	14a	735	1470	785	1570
50	610	1220	390	780	70×45	505	1010	890	1780	16	750	1500	800	1600
56	685	1370	440	880	75×50	560	1120	940	1880	16a	805	1610	860	1720
63	770	1540	495	990	80×50	560	1120	1020	2040	18	815	1630	880	1760
70	850	1700	545	1090	90×56	625	1250	1140	2280	18a	870	1740	940	1880
75	905	1810	595	1190	100×63	700	1400	1260	2520	20	880	1760	955	1910
80	975	1950	625	1250	110×70	790	1580	1400	2800	20a	940	1880	1015	2030
90	1100	2200	705	1410	125×80	895	1790	1580	3160	22	950	1900	1030	2060
100	1190	2380	775	1550	140×90	1025	2050	1790	3580	22a	1020	2040	1110	2220
110	1355	2710	870	1740	160×100	1120	2240	2030	4060	24	1040	2080	1140	2280
125	1510	3020	975	1950	180×110	1240	2480	2300	4600	24a	1110	2220	1210	2420
140	1720	3440	1100	2200	200×125	1410	2820	2550	5100	27	1090	2180	1195	2390
160	1940	3880	1245	2490	250×160	1810	3620	3180	6360	30	1135	2270	1250	2500
180	2235	4470	1430	2860	—	—	—	—	—	33	1190	2380	1300	2600
200	2400	4800	1555	3110	—	—	—	—	—	36	1240	2480	1350	2700
220	2720	5440	1745	3490	—	—	—	—	—	40	1290	2580	1405	2810
250	3035	6070	1955	3910	—	—	—	—	—					

Приложение Р

Таблица Р.1 – Уголки стальные горячекатаные равнополочные по ГОСТ 8509-93 и уголки стальные горячекатаные неравнополочные по ГОСТ 8510 – 86*. Размещение отверстий.

						
Однорядное расположение						
b, мм	a, мм	d, мм не более				
		для болтов по ГОСТ				
		7798-70*		22353-77		
50	30	15	-			
56						
63	35	19	-			
70	40					
75	45	23	-			
80						
90	50	28	28			
100*	60					
110						
125					75	
						
двухрядное расположение						
b, мм	Порядок расположения отверстий	Риски		d, мм не более		
		a1, мм	a2, мм	для болтов по ГОСТ		
				7798-70*	22353-77	
125*	Шахматный	55	35	23	-	
140	Рядовой		55	19	-	
	Шахматный	60	45	28	-	
160*	Рядовой	65	65	23	-	
	Шахматный		60	28	-	
180	Рядовой		75		28	28
	Шахматный		70			
200**	Рядовой, шахматный	80	80			
220			90			
250**			100			

Примечание. В стыках профилей полки b, отмеченной звездочкой, при толщинах полок, начиная с 14 мм, и отмеченных двумя звездочками, начиная с 25 мм, размеры a, a1, a2, d определяются индивидуально

Учебное издание

Гаврилова Алла Ильинична

**МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ,
ВКЛЮЧАЯ СВАРКУ**

Учебное пособие (практикум)

Редактор:

Изд. лиц.	Подписано к печати
Формат 60×84 1/16 Усл. п. л. Уч. – изд. л.	
Бумага газетная. Печать офсетная. Заказ № . Тираж	
СКФУ, ИИ	
355029, г. Ставрополь, пр. Кулакова, 2	

Отпечатано в типографии СКФУ
Издательство Северо-Кавказского Федерального
Университета

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по выполнению расчетно-графической работы по дисциплине
«Металлические конструкции, включая сварку»
для студентов бакалавров по направлению «Строительство»
08.03.01 «Промышленное и гражданское строительство»

Ставрополь, 2021

Пособие составлено в соответствии с требованиями ГОС ВПО по специальности 08.03.01 «Промышленное и гражданское строительство» и программы дисциплины «Металлические конструкции, включая сварку».

В пособии к расчетно-графической работе рассматриваются вопросы:

- компоновки поперечной рамы производственного здания;
- схемы расположения связей каркаса производственного здания;
- расчет и конструирование подкрановой балки;
- сбор нагрузок на поперечную раму;
- силовой расчет поперечной рамы и составление таблицы расчетных сочетаний;
- расчет и конструирование колонны и ее узлов;
- расчет и конструирование стропильной фермы и ее узлов до стадии КМД.

Пособие может быть использовано при самостоятельной работе студентов.

Составитель:

Гаврилова А. И., доцент

Изучению дисциплины «Металлические конструкции, включая сварку» предшествует изучение студентами таких общепрофессиональных и специальных дисциплин, как: «Материаловедение», «Сопротивление материалов», «Строительная механика». Знания этих дисциплин помогают студентам в освоении основ проектирования металлических конструкций, применяемых в зданиях и сооружениях, а также в выборе наиболее экономичных решений.

Содержание

Введение...	6
1. Цель, задачи и реализуемые компетенции...	6
2. Формулировка задания и его объем...	6
3. Общие требования к написанию и оформлению работы...	8
4. Рекомендации по выполнению задания...	8
4.1 Компоновка конструкций каркаса...	8
4.1.1 Компоновка поперечной рамы...	8
4.1.2 Система связей...	14
4.2 Расчет и конструирование подкрановой балки...	16
4.2.1 Нагрузки на подкрановую балку...	26
4.2.2 Определение расчетных усилий...	27
4.2.3 Подбор сечения балки...	28
4.2.4 Проверка принятого сечения балки...	32
4.2.5 Расчет и конструирование опорного ребра подкрановой балки	35
4.3 Расчет поперечной рамы...	48
4.3.1 Расчетная схема...	48
4.3.2 Нагрузки на поперечную раму...	50
4.3.3 Определение усилий в раме...	61
4.3.4 Составление расчетных сочетаний усилий...	62
4.4 Расчет ступенчатой колонны производственного здания...	69
4.4.1 Исходные данные...	69
4.4.2 Определение расчетных длин колонн...	70
4.4.3 Подбор сечения верхней части колонны...	71
4.4.4 Подбор сечения нижней части колонны...	79
4.4.5 Расчет и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны	88
4.4.6 Расчет и конструирование базы колонны...	95
4.5 Расчет стропильной фермы	106
4.5.1 Сбор нагрузок на ферму...	107

4.5.2	Снеговая нагрузка.....	107
4.5.3	Определение усилий в стержнях фермы.....	112
4.5.4	Подбор стержней фермы... ..	117
4.5.5	Пример подбора сжатого элемента фермы... ..	117
4.5.6	Пример подбора растянутого элемента фермы... ..	120
4.5.7	Расчет сварных швов прикрепления раскосов и стоек фермы к фасонкам.....	124
4.5.8	Конструкции и расчет соединительных прокладок стержней ферм... ..	125
4.5.9	Расчет узлов фермы... ..	127
5.	План-график выполнения задания.....	159
6.	Критерии оценивания работы.	160
7.	Порядок защиты работы.	161
	Список рекомендуемой литературы.....	162

Введение

Выполнению расчетно-графической работы по дисциплине «Металлические конструкции, включая сварку» предшествует изучение студентами таких общепрофессиональных и специальных дисциплин, как, «Материаловедение», «Теоретическая механика», «Сопротивление материалов», «Строительная механика» изучение первой части данной дисциплины, а также выполнение курсового проекта по этой дисциплине. Знания этих дисциплин и являются той базой, которая помогает студенту в выполнении расчетно-графической работы, относящегося к блоку специальных дисциплин.

1. Цель, задачи и реализуемые компетенции

Целями и задачами расчетно-графической работы являются развитие умения и навыков проектирования металлических конструкций путем выполнения инженерных расчетов, составление технико-экономического обоснования принимаемых решений, оформление графической части работы, подготовка к выполнению дипломного проекта, а также творческое решение конкретных задач проектирования конструкций и их узлов из стали.

– способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности (ПК-7);

– способность выполнять моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов проектируемого объекта и его взаимодействия с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-16).

2. Формулировка задания и его объем

Расчетно-графическая работа выполняется на основании выдаваемого каждому студенту индивидуального задания. Тема: «Стальной каркас одноэтажного производственного здания».

В задании содержатся следующие данные:

- пролет здания, $l =$ (м);
- отметка головки кранового рельса $H_1 =$, (м);
- длина здания $n \times B =$;
- шаг колонн в продольном направлении $B =$, (м);
- грузоподъемность крана $Q =$ (т);
- конструкция кровли: а) , б) ;
- место строительства г. ;
- материал каркаса ;
- материал фундамента бетон класса ;
- здание: отапливаемое (+), неотапливаемое (–);
- режим работы крана .

Дополнительные указания: заводские соединения сварные, монтажные на сварке и болтах классов точности B и C , обычной прочности.

Если дополнительных указаний нет, то сталь для конструкций каркаса студент принимает по технико-экономическому обоснованию в соответствии с приобретенными знаниями при изучении первой части дисциплины.

Пояснительная записка расчетно-графической работы включает следующие разделы:

- титульный лист;
- задание на расчетно-графическую работу;
- компоновку поперечной рамы каркаса. Решения расположения элементов связей в уровне верхних и нижних поясов ферм. Вертикальные связи между колоннами;
- расчет и конструирование подкрановой балки;
- сбор нагрузок на раму. Статический расчет рамы. Составление таблицы расчетных сочетаний;
- расчет и конструирование колонны и ее узлов;
- расчет и конструирование фермы и ее узлов до стадии КМД (данный вид расчёта и конструирования может отсутствовать в бланке задания и в

этом случае студентом не выполняется);

- заключение;
- список литературы.

3. Общие требования к написанию и оформлению работы

Примерный объем пояснительной записки расчетно-графической работы – 55 – 60 листов рукописного текста с необходимыми рисунками и пояснениями на листах формата А4. рабочий чертеж выполняется на стадии КМ (конструкции металлические) и размещается на одном листе ватмана формата А1.

На листе формата А1 (чертёж стадии КМ) должны быть размещены: схемы расположения элементов связей (по фермам и колоннам, М 1:200). Расчетная схема рамы. Полурама здания с проставленными на (ригеле – только при наличии задания для расчёта и конструирования фермы и её узлов) и колонне усилиями и сечениями (М 1:20, 1:50). Узлы: (сопряжение фермы с колонной – при наличии указаний в бланке задания на расчёт и конструирования фермы и её узлов), база колонны, сопряжение верхней и нижней частей колонны. Узлы вычерчиваются в двух проекциях (М 1:10, 1:20). Сечения верхней и нижней частей колонны. Спецификация элементов. Технические условия.

4. Рекомендации по выполнению задания

4.1 компоновка конструкций каркаса

4.1.1 компоновка поперечной рамы

Основным элементом рамно-связевых каркасов является поперечная рама (рисунок 1.1), состоящая в расчетно-графической работе из двух колонн и ригеля.

Исходными данными при определении размеров рамы по вертикали является отметка головки кранового рельса H_1 (рис. 1.1 которая задаётся в бланке задания на расчётно-графическую работу).

Размер H_2 от головки кранового рельса до низа стропильной конструкции находят по формуле (1.1), он включает в себя: габаритный размер мостового крана H_{cr} (находят по приложению 1 [1] по заданных величин грузоподъёмности крана и пролёта здания); допуск на изготовление крана – 100 мм; а также зазор c , который учитывает прогиб фермы и провисание связей по нижним поясам ферм. В зависимости от пролёта $c=200 - 400$ мм (для больших пролетов – больший размер).

$$H_2 = H_{cr} + 100 + c, \text{ мм.} \quad (1.1)$$

Окончательный размер H_2 применяют кратным 200 мм, с округлением H_2 в большую сторону.

Высоту цеха то уровня пола до низа стропильной конструкции находят по формуле (1.2):

$$H_0 = H_2 + H_1 \text{ мм.} \quad (1.2)$$

Размер H_0 в РГР принимают кратным 600 мм. (Округление H_0 до кратности 600 мм осуществляется в большую сторону).

При корректировании H_0 , размер H_2 принимают минимально необходимым, с кратностью 200 мм, а H_1 — увеличивают, назначив его из условия

$$H_1 = H_0 - H_2. \quad (1.3)$$

Полная высота колонны Н будет равна:

$$H = H_0 + H_b, \quad (1.4)$$

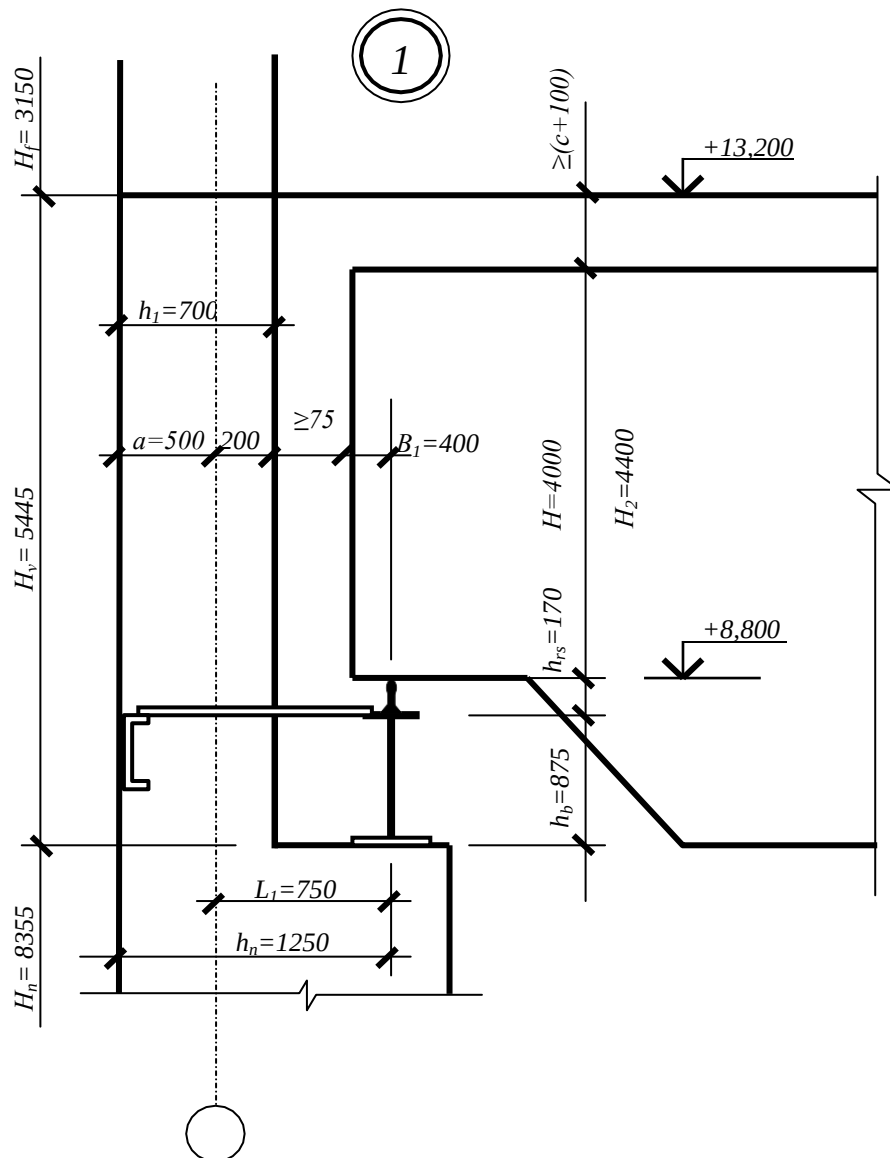


Рисунок 1.2 – Узел 1 (см. также рисунок 1.1)

где величину заглубления колонны H_b ниже уровня пола, принимают с учетом высоты конструкции базы колонны. $H_b = 150 - 1000$ мм. В расчетно-

графической работе рекомендуют принимать $H_b = 600...800$ мм.

Размеры верхней H_v и нижней H_n частей колонны составляют:

$$H_v = h + h_{rs} + H_2; H_n = H - H_v, \quad (1.5)$$

где высоту сечения подкрановой балки h при компоновке можно назначить в пределах $\begin{pmatrix} 1 & 1 \\ \dots & \dots \\ 8 & 10 \end{pmatrix} \cdot l$ (l_b – пролет подкрановой балки, равный шагу колонн в

продольном направлении B) и уточнить при последующем расчете подкрановой балки.

Высоту кранового рельса h_{rs} определяют по приложению 1 [1].

Высота части колонны в пределах ригеля h_r зависит от принятой конструкции стропильных ферм. В РГР следует ориентироваться на типовые серии стропильных ферм из парных уголков, для пролетов 18 – 36 м, в которых рекомендованы двускатные фермы с уклоном $i=1,5...2,5$ % и высотой на опоре $h_{ro}=3150$ мм, а также на типовые серии ферм из парных уголков пониженной высоты $h_{ro}=2250$ мм, для пролетов 18 и 24 м, которые применяются при покрытиях из стальных профилированных настилов, уложенных по прогонам (в РГР высоту фермы на опоре h_{ro} для всех заданных типов покрытий можно принимать $h_{ro}=3150$ мм).

При отношении $\frac{H_0}{l} < 0,5$ необходимо устройство светоаэрационного продольного фонаря. В РГР, по соглашению с руководителем, можно использовать зенитные фонари и рассчитывать конструкции как в бесфонарных зданиях. Ширину фонаря для пролета 18 м принимают – 6 м, для больших пролетов – 12 м, а по длине делают разрыв не реже чем через 84 м, шириной не менее 6 м, или переходные пожарные лестницы. Высоту фонаря назначают в зависимости от требуемой освещенности. Обычно для фонарей шириной 6 м принимают одну ленту остекления 1250 мм, для фонарей шириной 12 м – две таких ленты или ленту высотой 1750 мм. Борт фонаря имеет высоту 600...800 мм, карниз – 300...400 мм.

При определении горизонтальных размеров учитываются унифициро-

ванные привязки колонн к разбивочным осям, а также требования прочности и жесткости, предъявляемые к колоннам.

Привязка α может быть 0; 250; 500 мм. Нулевую привязку применяют в зданиях без мостовых кранов, а также в невысоких зданиях: $H_0 < 16,2$ м – при шаге ≤ 6 м и $H_0 < 8,4$ м – при больших шагах, оборудованных кранами $Q \leq 30$ т.

Привязку $\alpha=500$ мм применяют для относительных высоких зданий с кранами грузоподъемностью 100 т и более, а также, если в верхней части колонны устраивают проемы для прохода. Проходы обычно устраивают для кранов 7 К – 8 К, но не всегда в стенке колонны.

В остальных случаях привязка принимается $\alpha=250$ мм.

Высота сечения верхней части колонн обычно назначается с учетом унифицированных привязок наружных граней колонн к разбивочной оси a , и привязки торца фермы к разбивочной оси (200 мм). Таким образом, высота сечения верхней части колонны: $h_v = \alpha + 200$ мм.

По условию жесткости поперечной рамы высоту сечения верхней части колонны, обычно принимают $h_v \geq \frac{1}{12} H_v$. При невыполнении этого условия необходимо проверить горизонтальные прогибы колонн (в РГР, при невыполнении этого условия, можно увеличить размер h_v , приняв его равным 500 мм или 1000 мм, оставив привязку α ранее принятой).

При назначении высоты нижней части ступенчатой колонны следует учесть следующее. Чтобы кран при движении вдоль цеха не задевал колонну, расстояние от оси подкрановых рельсов и подкрановых балок до продольной координатной оси колонн должно быть, при отсутствии проходов, не менее:

$$L_1 \geq B_1 + (h_v - a) + 75 \text{ мм}, \quad (1.7)$$

где B_1 – выступающая за ось рельса часть кранового моста (таблица , приложение);

$(h_v - a)$ – расстояние от продольной оси здания до внутренней грани

колонны;

75 мм – минимальный зазор между краном и колонной.

Для кранов 7 К и 8 К, при устройстве проходов рядом с колоннами L_1 увеличивают на ширину прохода – 400 мм и его ограждения 50 мм. В этом случае

$$L_1 \geq B_1 + (h_v - a) + 75 + 400 + 50 \text{ мм} \quad (1.8)$$

размер L_1 , полученный по формуле (1.7) или (1.8), должен быть принят кратным 250 мм, с округлением полученного размера в большую сторону.

Пролет крана должен быть увязан с пролетом зданий.

$$L_{cr} = l - 2L_1 \text{ мм.} \quad (1.9)$$

Высоту сечения нижней части колонны принимают равной расстоянию от наружной грани до оси подкрановой ветви.

$$h_n = a + L_1 \text{ мм.} \quad (1.10)$$

Для обеспечения жесткости колонны в плоскости рамы рекомендуется назначить для кранов режимов работы 1 К – 6 К $h_n \geq \frac{1}{20} H$, а при режи-

мах работы 7 К – 8 К $h_n \geq \frac{1}{15} H$.

При невыполнении этих рекомендаций необходимо проверить горизонтальные прогибы колонн и подкрановых конструкций. В РГР, при невыполнении этих условий, можно увеличить размер h_n , приняв его ближайшим большим кратным 250 мм, так чтобы удовлетворялись требования жесткости колонны в плоскости рамы.

4.1.2 Система связей

Пространственная неизменяемость одноэтажных промышленных зданий обеспечивается рамно-связевой схемой. При такой схеме нагрузки и воздействия в поперечном направлении воспринимаются рамами, а в продольном направлении – связями. Такая схема наиболее эффективна для большинства однопролетных производственных зданий.

Таким образом, конечной целью установки (использования) связей является получение наиболее экономичного решения каркаса здания. При этом в совокупности с другими элементами каркаса связи обеспечивают решение следующих задач (выполняют следующие функции):

- создание в пределах здания или температурного блока геометрически неизменяемых систем-дисков в различных плоскостях;
- объединение поперечных рам в пространственную систему и перераспределение локальных нагрузок, действующих в плоскости отдельной поперечной рамы, между соседними рамами с вовлечением их в совместную работу, уменьшая тем самым деформации и напряжения наиболее нагруженных рам;
- восприятие и передачу на фундаменты горизонтальных нагрузок от ветра на торец здания, торможения кранов и других нагрузок, действующих вдоль здания;
- обеспечение устойчивости сжатых элементов каркаса за счет уменьшения их расчетных длин;
- взаимное закрепление конструкций в проектном положении с обеспечением их несущей способности, устойчивости и выверки в процессе монтажа;
- обеспечение требуемой жёсткости элементов каркаса или их гибкости при действии нагрузок перпендикулярных плоскости рамы.

При проектировании связей необходимо обеспечить последовательное доведение усилий от места приложения нагрузки до фундаментов здания простейшим способом и кратчайшим путем. В РГР должен быть проработаны и приведены в пояснительной записке проекта.

Схемы расположения связей покрытия и между колоннами (см. примеры на рисунках 1.3 – 1.9).

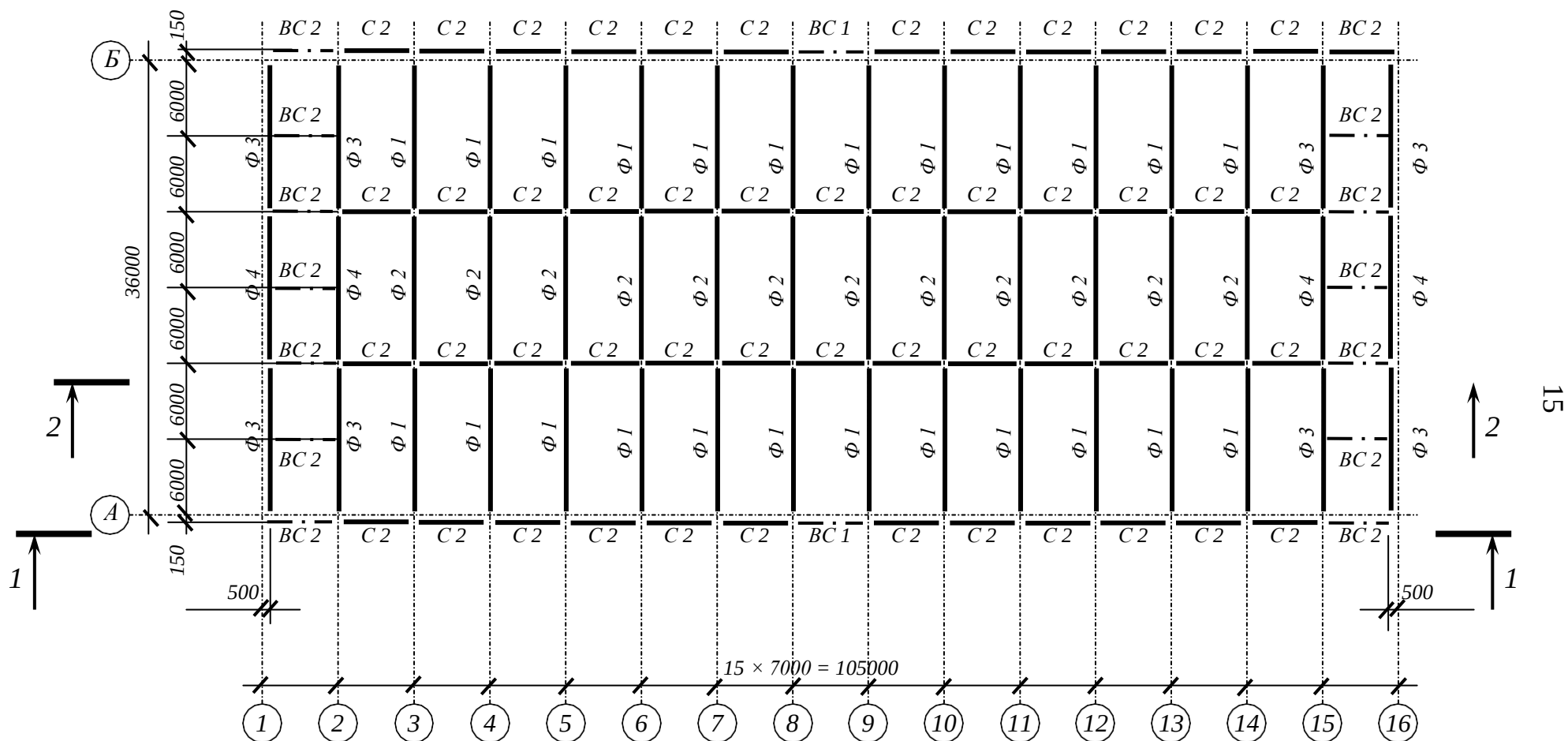


Рисунок 1.3 – Схема расположения элементов связей у верхних поясов стропильных ферм (вариант кровли из железобетонных плит): $\Phi 1 - \Phi 4$ – отправочные марки стропильных ферм; BC 1 – BC 2 – вертикальные связевые фермы; C 2 – распорки

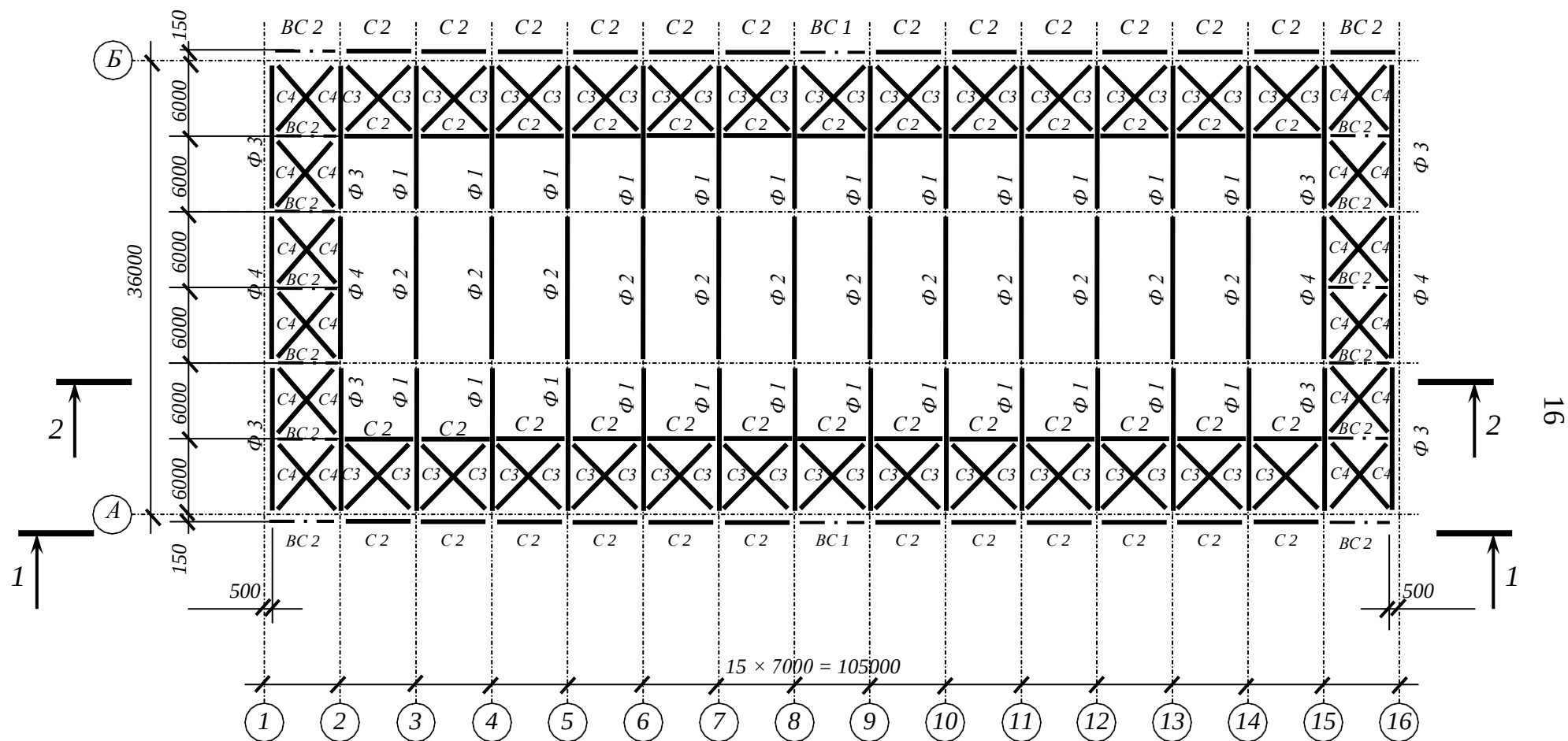


Рисунок 1.4 – Схема расположения элементов связей у нижних поясов стропильных ферм (вариант кровли из железобетонных плит): Ф 1 – Ф 4 – отправочные марки стропильных ферм; BC 1 – BC 2 – вертикальные связевые фермы; C 2 – C 4 – распорки и раскосы связевых ферм

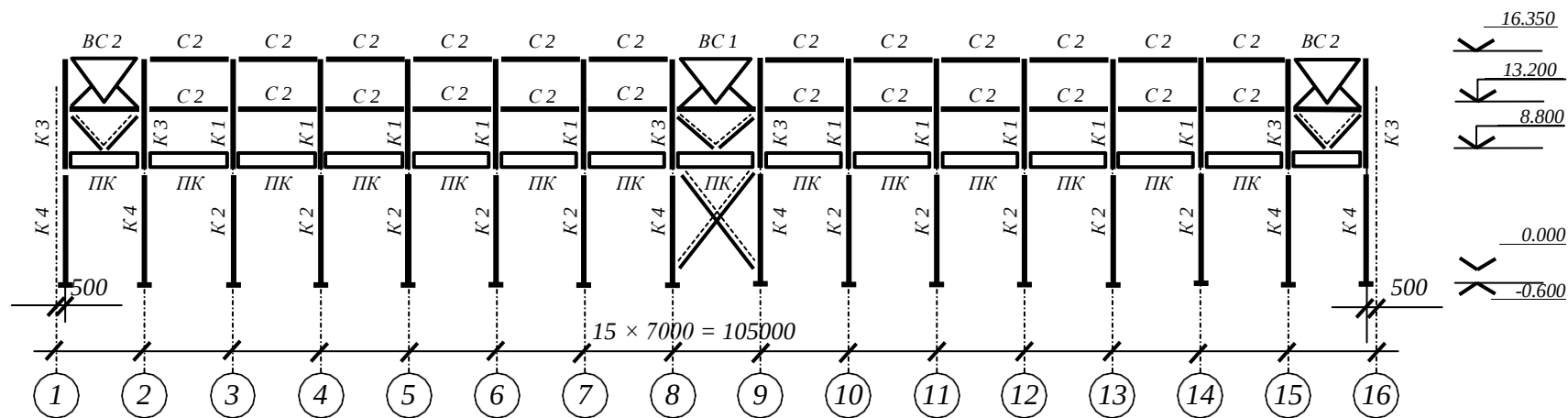


Рисунок 1.5 – Разрез 1 – 1 рисунков 1.3 и 1.4: ПК – подкрановые конструкции; К 1 – К 4 – отправочные марки колонн; ВС 1 ÷ ВС 2 – вертикальные связевые фермы; НС и ПС – соответственно надкрановые и подкрановые связевые фермы; С 2 – распорки

17

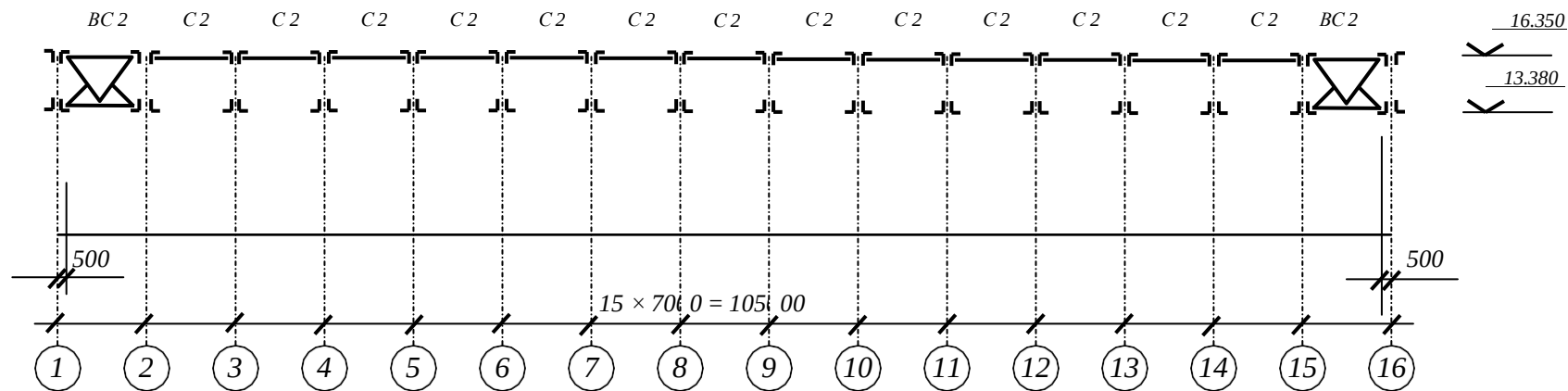


Рисунок 1.5 – Разрез 2 – 2 рисунков 1.3 и 1.4: ВС – вертикальные связевые фермы; С 2 – распорки

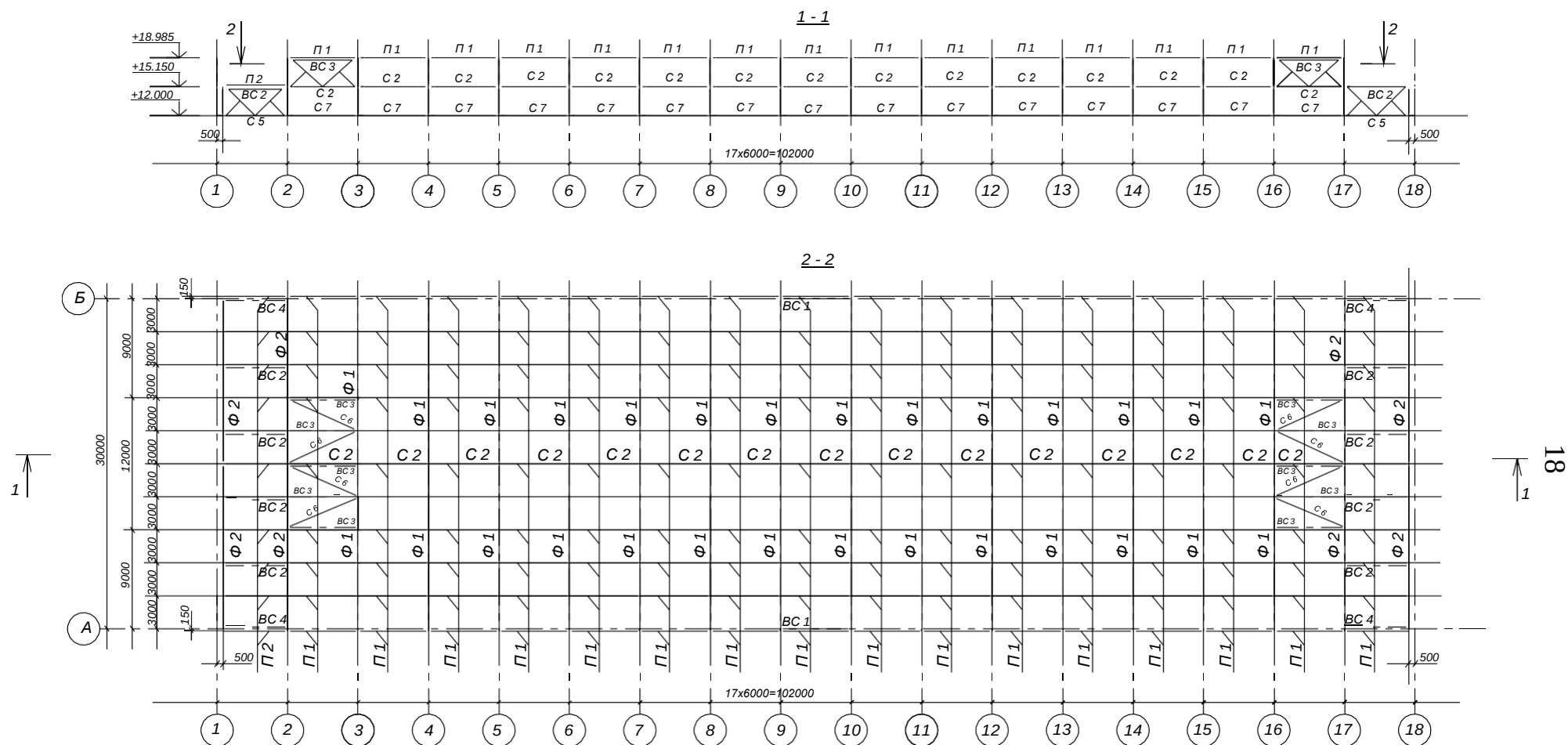


Рисунок 1.7 – Схема расположения связей у верхних поясов ферм (вариант кровли с прогонами и продольным п – образным фонарем); Ф 1, Ф 2 – отправочные марки ферм; П 1, П 2 – прогоны; С 2 – распорка; ВС 1, ВС 2, ВС 4 – вертикальные связи покрытия; С 5, С 7 – растяжки; ВС 3 – вертикальная связь покрытия фонаря; С 6 – горизонтальная связь по нижнему поясу фонаря

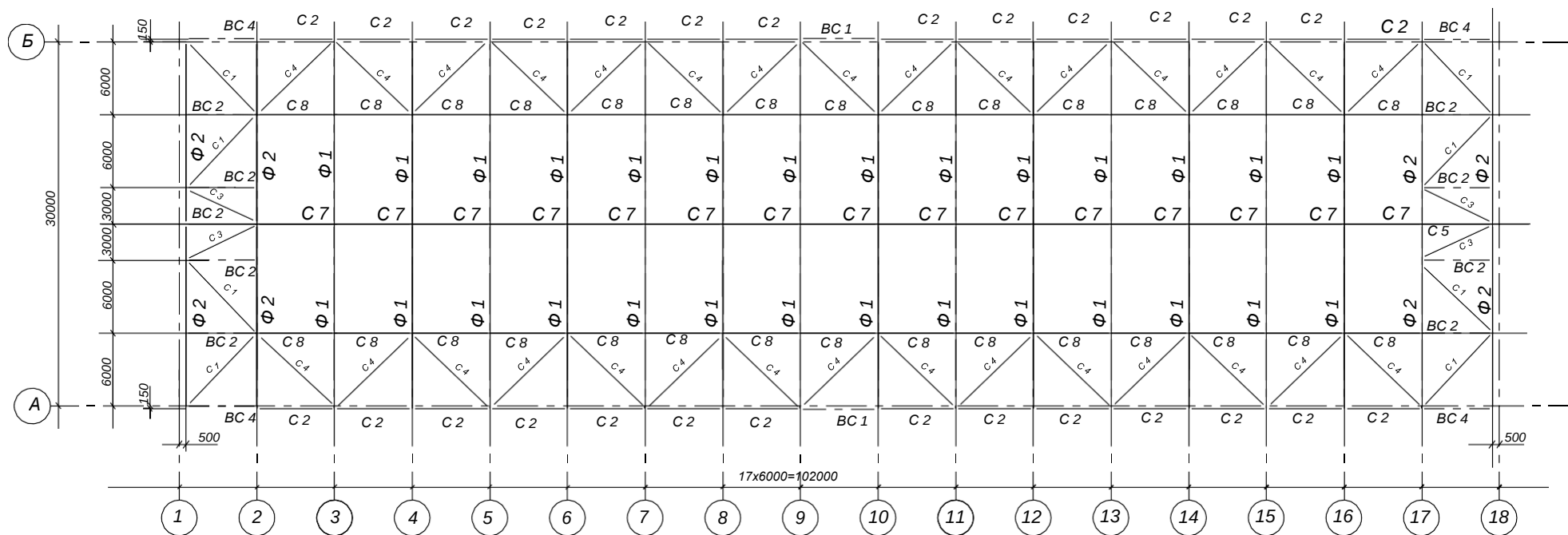


Рисунок 1.8 – Схема расположения связей по нижнему поясу ферм: С 1, С 3 – горизонтальные поперечные связи по нижним поясам ферм; С 4, С 8 – горизонтальные продольные связи по нижним поясам ферм; С 2 – распорка; С 5, С 7 – растяжки; ВС 1, ВС 2, ВС 4 – вертикальные связи покрытия; Φ 1, Φ 2 – отправочные марки ферм

Связи покрытия

Конструктивно геометрически неизменяемый диск покрытия образуют путем создания нескольких жестких связевых пространственных блоков и присоединения к ним других стропильных ферм. При этом используют три типа связей: горизонтальные поперечные, горизонтальные продольные и вертикальные. Пространственные блоки формируют из двух смежных ферм, объединенных горизонтальными связями между поясами ферм и вертикальными – между стойками решетки ферм.

Связевые блоки устраивают в торцах здания или температурного отсека, а при длине здания или температурного отсека более 144 м, также и в середине отсека.

Связи по верхним поясам ферм (см. примеры решения таких связей на рисунках 1.3, 1.7) могут включать поперечные связевые фермы и продольные распорки по всей длине температурного отсека. Их основная функция – обеспечение устойчивости верхних поясов ферм из их плоскости при жестких дисках покрытия из профилированного настила или железобетонных плит, только на период монтажа, а во время эксплуатации – устойчивость из плоскости обеспечивает жесткий диск покрытия. Поперечные фермы устанавливают в местах формирования связевых блоков. Распорки закрепляют пояса ферм от смещений, обеспечивая их устойчивость, а поперечные горизонтальные фермы, в свою очередь, закрепляют от смещений эти распорки. Распорки следует устанавливать по коньковым узлам и в обязательном порядке в пределах фонаря, где нет кровельного настила, а также в опорной части стропильных ферм – вдоль колонн. Распорки используют также для закрепления стропильных конструкций в процессе монтажа. Расстояние между распорками назначают так, чтобы гибкость верхнего пояса каждой фермы из ее плоскости не превышала предельного значения $\lambda_{lim}=220$ в условиях монтажа и $\lambda_{lim}=120-150$ в условиях эксплуатации при отсутствии жесткого диска покрытия. Функции распорок по верхним поясам могут выполнять прогоны или ребра железобетонных панелей, если они приварены к верхним поя-

сам ферм и соединены с жесткими дисками покрытий или с блоками связей.

При жёстких дисках покрытий из железобетонных плит и профилированных настилов поперечные связевые фермы по верхним поясам можно не предусматривать при наличии поперечных связей у нижних поясов и если шаг вертикальных связей не превышает 6 м и обеспечивает требуемые гибкости верхних поясов. Обычно в этом случае распорки или выполняющие их роль прогоны (ребра плит) должны быть прикреплены к поперечной связевой ферме по нижним поясам стропильных ферм с помощью вертикальных связевых ферм. Особенно рациональны такие связи при жёстких дисках покрытия из профилированного настила или железобетонных плит на рисунке 1.3 представлены такие схемы связей при беспрогонной системе покрытия из железобетонных плит. Поперечные связевые фермы устанавливаются только по ширине фонаря, по длине фонаря установлены распорки, роль распорок в других местах выполняют ребра железобетонных плит надёжно (не менее 3-х точек) приваренных к ферме.

Связи по нижним поясам ферм (рисунок 1.4) включают в свою структуру поперечные и продольные связевые фермы, а также растяжки. Поперечные связевые фермы устанавливают в торцах здания, у температурных швов, а при большой длине температурных блоков (больше 144 м) – в средних их частях. Развязку связевых блоков с нижними поясами других стропильных ферм осуществляют продольными связевыми фермами, распорками и растяжками. Основной функцией поперечных связей у торцов является восприятие ветровых нагрузок со стоек торцевого фахверка, а также передача их на связи между колоннами. Кроме того, поперечные связевые фермы с помощью вертикальных связей ферм и распорок по верхним поясам будут удерживать последние от потери устойчивости во время монтажа. Растяжки у нижних поясов предотвращают их вибрацию от динамических нагрузок при кранах режимов работы 7 К и 8 К. Продольные связевые фермы совместно с поперечными связями образуют неизменяемый диск в уровне нижних поясов стропильных ферм. Продольные связи фермы обеспечивают пространствен-

ную работу каркаса при локальных горизонтальных воздействиях, например, от кранов, перераспределяя их между поперечными рамами и обеспечивая их совместную работу. В случае жесткого сопряжения ригеля с колоннами и больших распорах в ригелях продольные связи обеспечивают устойчивость сжатых панелей нижних поясов стропильных ферм из плоскости поперечных рам.

Продольные связевые фермы необходимо устанавливать в зданиях с кранами групп режимов работы 6 К – 8 К; в покрытиях с подстропильными фермами; в одно- и двухпролетных зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью 10 т и более, а при отметке низа стропильных конструкций выше 18 м – независимо от грузоподъемности кранов.

Дополнительно к названным связям в плоскости нижних поясов ферм для уменьшения гибкостей элементов поясов из плоскости ферм устанавливают распорки и растяжки. Распорки располагают по рядам колонн, растяжки – по средней части каждого пролета и только при опорных кранах режима работы 7 К (в цехах металлургических производств) и 8 К, а также при динамических нагрузках приложенных непосредственно к ферме (например от подвесных кранов), когда гибкость нижних поясов из плоскости фермы больше предельной.

Вертикальные связи служат для обеспечения неизменяемости покрытия, в случае шарнирного сопряжения ригеля с колонной, и для устранения сдвиговых деформаций в блоке покрытия вдоль здания. Это достигается установкой вертикальных связей через 9 – 15 м вдоль фермы. Вертикальные связевые фермы устанавливают в связевых блоках в плоскостях вертикальных стоек стропильных ферм по их торцам, или по осям колонн при жестком сопряжении с фермами. При отсутствии поперечных связей у верхних поясов вертикальные связи ставят так, чтобы обеспечить требуемые гибкости на период монтажа при жестких дисках покрытий. В покрытиях зданий и сооружений, эксплуатируемых в климатических районах I, I₂, II₂, II₃, как правило, предусматривают дополнительно вертикальные связи посередине каждого

пролета вдоль всего здания для выравнивания усилий в фермах.

Связи между колоннами.

Основные функции связей между колоннами:

1. восприятие ветровой нагрузки, действующей на торцевые стены здания, и продольных инерционных воздействий мостовых кранов;
2. обеспечение устойчивости колонн из плоскости поперечных рам;
3. обеспечение неизменяемости каркаса в продольном направлении при шарнирном сопряжении колонн с фундаментами;
4. создание продольной жесткости каркаса, необходимой для нормальной его эксплуатации.

Связи устанавливаются по всем продольным рядам колонн здания.

Схема вертикальных связей между колоннами дана на рисунке 1.4.

В зданиях, оборудованных мостовыми опорными кранами, основными являются нижние вертикальные связи. Они в совокупности с двумя колоннами, подкрановыми балками и фундаментами образуют геометрически неизменяемые неподвижные в продольном направлении диски. Свобода или стесненность деформаций, присоединенных к таким дискам других элементов каркаса существенно зависят от количества жестких блоков и их расположения вдоль каркаса. Если расположить связевые блоки по торцам температурного отсека, то при повышении температуры и отсутствии свободы деформаций возможна потеря устойчивости сжатых элементов. Поэтому в длинных зданиях (таблица 1.1) вертикальные связи лучше размещать в середине температурного блока, обеспечив свободу температурных перемещений по обе стороны от связевого блока и исключив появление дополнительных напряжений в продольных элементах каркаса. При этом расстояние от торца здания (отсека) до оси ближайшей вертикальной связи и расстояния между связями в одном отсеке не должны превышать значений, приведенных в таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Наибольшие расстояния l_u м, между вертикальными связями, при расчётной температуре воздуха, $^{\circ}\text{C}$

Характеристика здания	От торца здания до оси ближайшей вертикальной связи	Между осями вертикальных связей в одном блоке
Отапливаемое	90 (60)	50 (40)
Неотапливаемое и горячие цехи	75 (50)	50 (40)

Примечание. Размеры в скобках даны для зданий, эксплуатируемых при расчетных зимних температурах наружного воздуха $t < -45^{\circ}\text{C}$.

В надкрановой части колонн вертикальные связи следует предусматривать в торцах температурных блоков для обеспечения монтажа колонн и передачи на подкрановые конструкции ветровых нагрузок на торцевые фахверки, а также в местах расположения нижних вертикальных связей.

Конструктивная схема связей зависит от шага колонн и высоты здания. Самой распространенной является крестовая схема, так как она обеспечивает наиболее простую и жесткую завязку колонн здания.

4.2 Конструирование и расчет подкрановой балки

Исходными данными для расчета разрезной подкрановой балки под два крана заданной грузоподъемности являются: грузоподъемность кранов Q , режим работы кранов, пролет здания – L м, пролет крана – L_{cr} , пролет балки (шаг колонн) – $l=B$ м, коэффициент надежности по ответственности – γ_n , район строительства средняя температура наиболее холодной пятидневки – $t^{\circ}\text{C}$.

4.2.1 Нагрузки на подкрановую балку

По приложению таблицы выписывают максимальные нормативные давления на колесе крана F_{n1} кН, F_{n2} кН; вес крана – G_k кН; вес тележки – G_t кН; крановые рельсы – КР.

Для кранов режима работы 5 К поперечное горизонтальное усилие на колесе определяют по формуле:

$$T_n = \frac{0,05 \cdot (9,8 \cdot Q + G_t)}{n_0}, \quad (2.1)$$

где G_t – вес тележки, кН;

n_0 – число колес с одной стороны крана;

9,8 – коэффициент перехода от массы к весу;

0,05 – коэффициент для кранов с гибким подвесом груза.

Для кранов особого режима работы 7 К, 8 К, $T_n = 0,1 \cdot F_{kn}$.

Максимальные расчетные значения усилий на колесе крана

$$F_1 = k_1 \cdot F_{n1} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \text{ кН}, \quad (2.2)$$

$$F_2 = k_1 \cdot F_{n2} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \text{ кН}, \quad (2.3)$$

$$T = k_1 \cdot T_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \text{ кН}, \quad (2.4)$$

где k_1 – коэффициент динамичности, учитывающий ударный характер нагрузки при движении крана по неровностям пути и на стыках рельсов. Коэффициент динамичности k_1 принимают равными: при шаге колонн не более 12 м: 1,2 – для группы режима 8 К; 1,1 – для групп режимов работы 6 К и 7 К, а также для всех подвесных кранов. При шаге колонн не более 12 м – 1,1 для группы режима 8 К. Коэффициент k_2 принимают равным 1,1 при кранах режима 8 К. Во всех остальных случаях коэффициенты динамичности принимают равными 1;

$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке;

γ_n – коэффициент ответственности, для зданий и сооружений массового строительства принимается нормальный – II уровень ответственности и $\gamma_n = 0,95$, если не оговорен в здании.

4.2.2 Определение расчетных усилий

Максимальный момент возникает в сечении, близком к середине пролета. Краны устанавливаются не выгоднейшим образом (см. рисунок 2.1б, пример), так чтобы возможно большее число максимальных давлений катков

были возможно ближе к середине пролета.

Расчетный момент от вертикальной нагрузки:

$$M_x = \alpha \cdot \psi \cdot \sum F_i \cdot y_i \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad (2.5)$$

где y_i – ординаты линий влияния (рисунок 2.1б);

α – коэффициент учитывающий влияние собственного веса подкрановых конструкций и временной нагрузки на тормозной площадке (с. 168 [2]).

– коэффициент сочетания, для двух кранов режима работы 1 К – 6 К равен 0,85, а для двух кранов режима работы 7 К – 8 К равен 0,95.

Расчетный момент от горизонтальной нагрузки:

$$M_x = \psi \sum T \cdot y_i \text{ кН}\cdot\text{м}. \quad (2.6)$$

Для определения максимальной поперечной силы загружается линия влияния поперечной силы на опоре (рисунок 2.1в), так чтобы возможно большее число максимальных давлений катков от двух сближенных кранов было возможно ближе к опоре.

Расчетные значения вертикальной и горизонтальной поперечных сил:

$$Q_x = \alpha \cdot \psi \sum F_i y_i \text{ кН}, \quad (2.7)$$

$$Q_y = \alpha \cdot T \cdot \sum y_i \text{ кН}. \quad (2.8)$$

4.2.3 Подбор сечения балки

В расчетно-графической работе принимают подкрановую балку составного симметричного двутаврового сечения, (рисунок 2.2, пример) с тормозной конструкцией в виде листа из рифленой стали $t=6$ мм, подкрепленной ребрами и швеллера.

Техническое обоснование стали выполняется по таблице 50*[7]. Подкрановые балки относятся к конструкциям группы 1. Например, при средней температуре наиболее холодной пятидневки $t = -19^\circ\text{C}$, можно использовать сталь С 255, с расчетным сопротивлением $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ для листов $t = 4 \dots 20$ мм по ГОСТ 27772 – 88 (таблица 51* [1] или приложение 1[3].

Требуемый момент сопротивления:

$$W_{x,red} = \frac{M_x \cdot \beta}{\gamma_c \cdot R_y} \text{ см}^3, \quad (2.9)$$

где $\gamma_c=1$ – коэффициент условий работы;

β – учитывает влияние горизонтальных воздействий, определяется по формуле:

$$\beta = 1 + \frac{M_y \cdot W_x}{M_x \cdot W_y} \approx 1 + 2 \frac{M_y \cdot h}{M_x \cdot h_t}, \quad (2.10)$$

где $h=(1/6...1/10)l$ – высота балки м, принята при компоновке (рисунок 1.2, пример);

$h_t = h_n$ – номинальная ширина тормозной балки, равная номинальной высоте сечения нижней части колонны (рисунок 1.2, пример). Задаются $k_w = \frac{h}{t_w}$. (предварительно значение k_w можно принимать $k=100...120$).

Оптимальная высота балки:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} k_w \cdot W_{x,red}} \text{ см.} \quad (2.11)$$

Минимальная высота балки:

$$h_{min} = \frac{5\gamma_c R_y l}{24\beta E} \left[\frac{l}{f_u} \right] \frac{M_n}{M_x} \text{ см,} \quad (2.12)$$

где M_n – максимальный момент при загрузке балки нормативными вертикальными нагрузками одного крана. Значение M_n определяется с помощью линии влияния (рисунок 2.1б, пример), $M_n = \sum F_{ni} y_i$ кН·м;

f_u – предельно допустимый прогиб подкрановых балок; для кранов режима работы 1 К – 6 К – $f_u = 1/400t$; 7К – $f_u = 1/500 t$; 8 К – $f_u = 1/600t$;

$E=2,06 \cdot 10^4$ кН/см² – модуль упругости стали.

Если $h_{opt} > 1,1h_{min}$, то может оказаться рациональным использование более прочной стали.

Обоснование более прочной стали можно выполнить по критерию минимального веса. Более прочные стали принимаются в соответствии с табли-

цей 50* [7], тогда при $h_{opt} < \frac{R'_y \cdot h_{min}}{R_y}$ – целесообразна принятая сталь, (2.13).

где R'_y кН/см² – расчетное сопротивление более прочной стали С 285 (толщина проката до 20 мм).

При $\sqrt{\frac{R'_y}{R_y}} h_{onm} > 1,2 h_{min} \frac{R'_y}{R}$ – целесообразна более прочная сталь с R'_y , чем

ранее принятая сталь с R_y .

Если целесообразна более прочная сталь (т.е. выполнено условие (2.14)), то необходимо принять эту сталь и с R'_y найти новые значения $W'_{x,red}$, h'_{opt} , h'_{min} по формулам (2.15), (2.16), (2.17)

$$W'_{x,red} = \frac{M_x \cdot \beta}{R'_y \cdot \gamma_c}, \text{ см}^3; \quad (2.15)$$

$$h'_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot k_w \cdot W'_{x,red}}, \text{ см}; \quad (2.16)$$

$$h'_{min} = \frac{5\gamma_c \cdot R'_y \cdot l \cdot \left[\frac{l}{t_f} \right] \cdot \frac{M_n}{M_x}}{24\beta E}, \text{ см} \quad (2.17)$$

Получив новые значения h'_{opt} и h'_{min} следует проверить выполнение условий по формулам (2.13) и (2.14). Если будет выполняться условие (2.14), то необходимо принять еще более прочную сталь и с новым значением R'_y повторить расчет по формулам (2.15 – 2.17), (2.13), (2.14). При выполнении условия (2.13) оставляют принятую сталь. Принимая сталь, принимают высоту стенки балки h_w мм в соответствии с рекомендациями п. 5.4.1 [1] стр. 234.

Затем определяют толщину стенки балки:

$$t_w = \frac{3Q_{max}}{2h_w R_s} \text{ см}, \quad (2.18)$$

где $R_s = 0,58 R_y$.

Толщину полки балки t_f мм, в первом приближении можно принять $t_f \approx 2t_w$ и с учетом толщин сортамента листовой стали (см. таблицы , приложения) тогда высота балки будет равна:

$$h = h_w + 2t_f \text{ см.} \quad (2.19)$$

Проверяем возможность обеспечения устойчивости стенки без продольных ребер:

$$\frac{h_w}{t_w} < 6 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (2.20)$$

Для определения размеров полки балки необходимо вычислить следующие величины:

требуемый момент инерции сечения балки:

$$I_{x,red} = \frac{W_{x,red} (W'_{x,red}) h}{2}, \text{ см}^4; \quad (2.21)$$

$$\text{момент инерции сечения стенки: } I_w = \frac{t_w h_w^3}{12}, \text{ см}^4; \quad (2.22)$$

$$\text{момент инерции сечения полки: } I_f = I_{x,red} - I_w, \text{ см}^4; \quad (2.23)$$

$$\text{требуемую площадь сечения балки: } A_f = \frac{2I_f}{h_f^2}, \text{ см}^2. \quad (2.24)$$

При принятой ранее толщине полки ее требуемая ширина будет равна

$$b_f = \frac{A_f}{t_f} \text{ см.} \quad (2.25)$$

По таблице , приложения принимают ширину полки b_f мм. При этом принятая ширина полки b_f должна отвечать следующим требованиям: $b_f \geq 320$ мм, $b_f \geq \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{5} \right) h$ и $b_f \geq \frac{1}{2} h$. $b_f = 320$ мм отвечает минимальной

ширине полки подкрановой балки, по условию размещению креплений рельсов на двух болтовых прижимных планках (рисунок 2.71а [2]), а остальные условия требованиям обеспечения ее общей устойчивости.

Проверяют местную устойчивость пояса балки при упругой работе материала:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{b_f - t_w}{2t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R}}. \quad (2.26)$$

Если условие соблюдается и нет излишнего запаса, то принятое сечение пояса оставляют, если нет, то необходимо измерить его размер b_f (см. таблицу . приложения). При широкой и тонкой полке, необходимо увеличить толщину полки t_f (но с учетом рекомендуемых толщин по таблице и не более $t_f \leq 3t_w$). В этом случае, приняв новую толщину t_f заново, определяют b_f по формуле (2.25). И окончательно принятый размер полки b_f должен отвечать всем вышеперечисленным требованиям.

4.2.4 Проверки принятого сечения балки

Определяем геометрические характеристики принятого сечения.

Относительно оси $x - x$:

$$I_x = \frac{t_w h_w}{12} + 2b_f t_f \left(\frac{h_f}{2} \right)^2, \text{ см}^4 \quad (2.27)$$

$$W_{x,A} = \frac{2I_x}{h}, \text{ см}^3. \quad (2.28)$$

Геометрические характеристики тормозной балки относительно оси $y - y$. В состав тормозной балки входят (рисунок 2.2, пример): устанавливаемый у наружной грани колонны швеллер, верхний пояс балки – $b_{fx} t_f$ мм и привариваемый к ним сверху лист рифленой стали сечением – $h_{ef,tx} t_{wt}$ мм, подкрепленный поперечными и продольными ребрами, если его гибкость:

$$\lambda_{w,t} = \frac{h_{tfT}}{t_{w,T}} > 6 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (2.29)$$

Швеллер в расчетно-графической работе можно принять № 22...30 – при шаге колонн в продольном направлении до $B=9$ м и № 33...40 – при шаге до $B=13$ м (меньшие номера принимаются при меньших значениях B). Толщину рифленого листа можно принять $t_{w,T} = 6...8$ мм. $h_{ef,T}$ – определяют из компоновки узла (рисунок 2.2).

Расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения тормозной балки (рисунок):

$$x_0 = \frac{t_{w,T} \cdot h_{ef,T} \cdot y_1 + A_l \cdot y_2}{t_{w,T} \cdot h_{ef,T} + A_l + t_f \cdot b_f}, \quad (2.20)$$

где $A_l, \text{см}^2$ – площадь сечения принятого швеллера (см. таблицу , приложение);

$y_1, \text{см}$ – расстояние от центра тяжести швеллера до оси подкрановой балки, $y_1 = h_n - 3 - z_{o\Gamma}, \text{см}$;

$y_2, \text{см}$ – расстояние от центра тяжести рифленого листа до оси подкрановой балки, $y_2 = \frac{h_{ef,T}}{2} + \left(\frac{b_f}{2} - 4 \right), \text{см}$;

$z_{o\Gamma}, \text{см}$ – расстояние по горизонтали от наружной грани стенки швеллера до его центра тяжести (таблица).

$$J_y = \frac{t_{w,T} \cdot h^3}{12} + t_{w,T} \cdot h_{ef,T} \left(y_1 - x_0 \right)^2 + A_l \left(h_n - 3 - z_{o\Gamma} - x_0 \right)^2 + t_f \cdot b_f \cdot z_{o\Gamma}^2, \text{см}^4 \quad (2.31)$$

Момент сопротивления тормозной балки для точки A :

$$W_{x,A} = \frac{I_y}{x_A}, \text{см}^3 \quad (2.32)$$

$$x_A = x_0 + \frac{b_f}{2}, \text{см} \quad (2.33)$$

Проверяем нормальное напряжение в верхнем поясе (точка A)

$$\sigma_{x,A} = \frac{M_x}{W_{x,A}} + \frac{M_y}{W_{y,A}} \text{кН/см}^2 \leq R_y \gamma_c. \quad (2.34)$$

Прочность стенки на действие касательных напряжений на опоре в РГР можно не проверять, если принятая толщина стенки t_w больше или равна определенной по условию среза по формуле (2.18). Жесткость балки также можно считать обеспеченной, если $h > h_{min}$.

Проверяем прочность стенки, от действия локальных напряжений, под колесом крана (формула 2.68 [2])

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} F}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c. \quad (2.35)$$

где $\sigma_{loc,y}$ – локальные (местные) напряжения, кН/см²;

F – максимальная, расчетная нагрузка на колесе без учета коэффициента динамичности, кН

$$F = F_n \gamma_n \gamma_f \text{ кН}; \quad (2.36)$$

γ_{fl} – коэффициент увеличения нагрузки на колесе, учитывающий возможное перераспределение усилий между колесами и динамический характер нагрузки (п. 2.6.5 [2] с. 176);

l_{ef} – условная расчетная длина распределения усилий F , зависящая от жесткости пояса и рельса, а так же вида сопряжения пояса со стенкой,

$$l_{ef} = c \sqrt[3]{\frac{I_{1f}}{t_w}} \text{ см}, \quad (2.37)$$

c – коэффициент, учитывающий степень податливости сопряжения пояса и стенки, для сварных балок $c=3,25$;

I_{1f} – сумма собственных моментов инерции пояса и кранового рельса, или, общий момент инерции, в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса.

$$I_{1f} = I_{rs} + \frac{b_f t_f^3}{12}, \text{ см}^4 \quad (2.38)$$

I_{rs} , см⁴ – момент инерции рельса (П.3.4.[2]).

В наиболее нагруженных сечениях и точках стенки балки следует проверить приведенное напряжение по формуле 33 [1] (в РГР значения M_x и Q_x в запас прочности можно принять максимально возможным в разных сечениях балки по всей ее длине):

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} < \beta R_y \gamma_c \quad (2.39)$$

где $\sigma_x = \frac{M_x h_w}{2I_x}$ см² – нормальные напряжения в стенке, параллельной оси

балки у сопряжения стенки с полкой в середине пролета;

$$\sigma_y = \sigma_{loc,y}$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x S_f}{I_x t_w} \text{ – касательные напряжения у опоры;}$$

$$S_f = b_f t_f \frac{h_f}{2} \text{ – статический момент полки;}$$

β_f – коэффициент равный 1,15 при расчете разрезных балок и 1,3 при расчете сечений на опорах неразрезанных подкрановых балок.

Проверки местной устойчивости стенки и вынослivosti балки, по согласованию с руководителем КП, можно не выполнять.

Общая устойчивость балки обеспечивается приваркой по всей длине балки рифленого листа к ее верхнему поясу и швеллеру.

4.2.5 Расчет и конструирование опорного ребра подкрановой балки

Площадь опорного ребра определяется из условия прочности при сжатии:

$$A_{red} = \frac{Q_x}{R_y} \quad (2.40)$$

где Q_x – опорная реакция балки;

R_y – расчетное сопротивление стали сжатию по пределу текучести.

Ширину опорного ребра в первом приближении можно принимать на 40 – 60 мм меньше пояса на опоре, но не менее 180 мм для установки болтов.

Толщина опорного ребра: $t_{red} = \frac{A_{red}}{b_0}$ см., принимаем по таблице при-

ложения $t_0 \geq t_{red}$.

Размеры опорного ребра должны удовлетворять условиям местной и общей устойчивости.

Местная устойчивость опорного ребра в первом приближении проверяется по формуле:

$$\frac{b_{ef0}}{t_0} = \frac{b_0 - t_w}{2t_0} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \quad (2.41)$$

Проверка общей устойчивости производится из плоскости стенки бал-

ки, как условного стержня, включающего опорное ребро и часть стенки балки шириной $0,65t_w\sqrt{\frac{E}{R_y}}$ см.

$$A_{op,s} = b_0 \cdot t_0 + 0,65t_w^2\sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (2.42)$$

$$\frac{Q_x}{\varphi A_{op,s}} \leq R_y \quad (2.43)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба, указанного условного опорного стержня (прил. 6 [1]), с гибкостью, определенной относительно оси $z - z$ (рисунок 3.3 []) по расчетной длине, равной высоте сечения балки – h .

$$I_{x,o} = \frac{t_0 \cdot b_0^3}{12} + \frac{0,65t_w^2\sqrt{\frac{E}{R_y}}}{12}, \text{ см}^4 \quad (2.44)$$

$$\lambda = \frac{h}{\sqrt{\frac{I_{x,0}}{A_{op,s}}}} \quad (2.45)$$

По таблице , приложения находим значения φ и выполняем проверку устойчивости по формуле (2.43).

Величину a (рисунок 3.3 []) следует принимать $\approx 1,5t_0 \leq 20$ мм.

Уточним проверку местной устойчивости опорного ребра по формуле [7 табл. 29*], как для не окаймленной полки тавра:

$$\frac{b_{ef0}}{t_o} \leq \left(0,36 + 0,1\lambda\sqrt{\frac{R_y}{E}} \right) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (2.46)$$

На этом в РГР можно закончить расчет подкрановой балки.

Рассмотрим на примере расчет подкрановой балки

Пример расчета и конструирования подкрановой балки

Требуется рассчитать разрезную подкрановую балку под два крана грузоподъемностью $Q=100/20$ т, режим работы кранов – 5 К. Пролет здания –

36 м, пролет крана – 34.5м, пролёт балки (шаг колонн) – 7 м, коэффициент надежности по ответственности для второго уровня – $\gamma_n = 0,95$, район строительства – г. Невинномысск, средняя температура наиболее холодной пятидневки – $t = -19^\circ\text{C}$.

Нагрузки на подкрановую балку

По приложению 3, табл. П.3.3 [4] максимальные нормативные давления на колесе крана $F_{n1} = 460\text{кН}$, $F_{n2} = 480\text{кН}$; вес крана – $G_k = 1283,8\text{ кН}$; вес тележки – $G_t = 353,16\text{ кН}$; крановые рельсы – КР 120.

Для кранов режима работы 5 К поперечное горизонтальное усилие на колесе:

$$T_n = \frac{0,05(9,8Q + G_t)}{n_0} = \frac{0,05 \cdot (9,8 \cdot 100 + 353,16)}{4} = 16,664\text{кН},$$

где G_t – вес тележки, кН;

n_0 – число колес с одной стороны крана;

9,8 – коэффициент перехода от массы к весу;

0,05 – коэффициент для кранов с гибким подвесом груза.

Максимальные расчетные значения усилий на колесе крана

$$F_1 = \gamma_n F_{n1} \gamma_f k_1 = 0,95 \cdot 460 \cdot 1,1 \cdot 1 = 480,70\text{кН},$$

$$F_2 = \gamma_n F_{n2} \gamma_f k_1 = 0,95 \cdot 480 \cdot 1,1 \cdot 1 = 501,6\text{кН},$$

$$T = \gamma_n T_n \gamma_f k_1 = 0,95 \cdot 16,664 \cdot 1,1 \cdot 1 = 17,413\text{кН},$$

где k_1 – коэффициент динамичности, учитывающий ударный характер нагрузки при движении крана по неровностям пути и на стыках рельсов. Коэффициент динамичности $k_1 = 1$

$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке;

γ_n – коэффициент ответственности, для зданий и сооружений массового строительства принимается нормальный – II уровень ответственности и $\gamma_n = 0,95$, если не оговорен в задании.

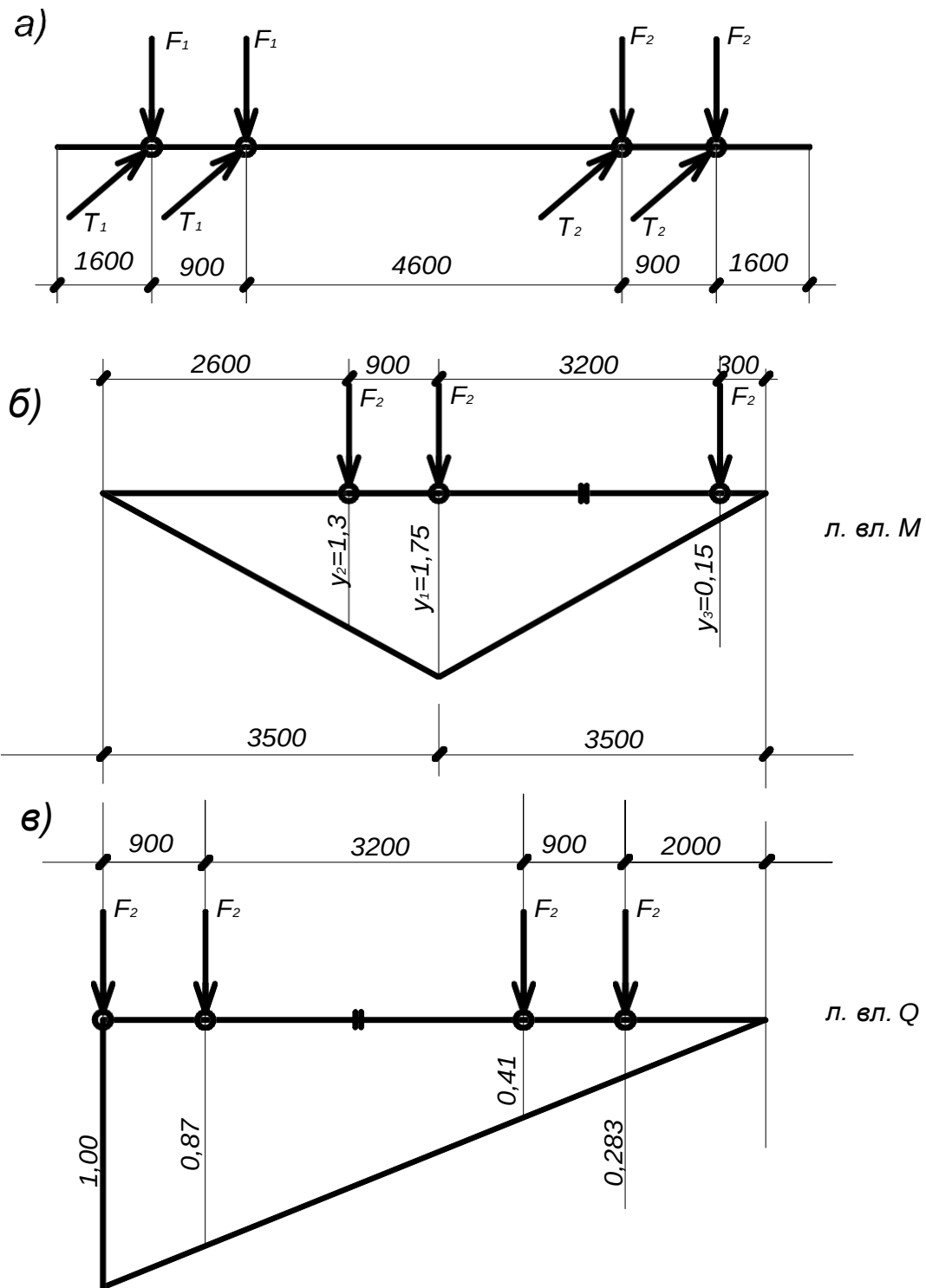


Рисунок 2.1 – Пример к расчету подкрановой балки при грузоподъемности крана $Q=100/20$ т, режиме работы 5 К и пролете подкрановой балки $l=7,0$ м: а) схема крановой нагрузки от одного крана; б) определение M_{max} при загрузке подкрановой балки двумя сближенными кранами; в) определение Q_{max} при загрузке подкрановой балки двумя сближенными кранами

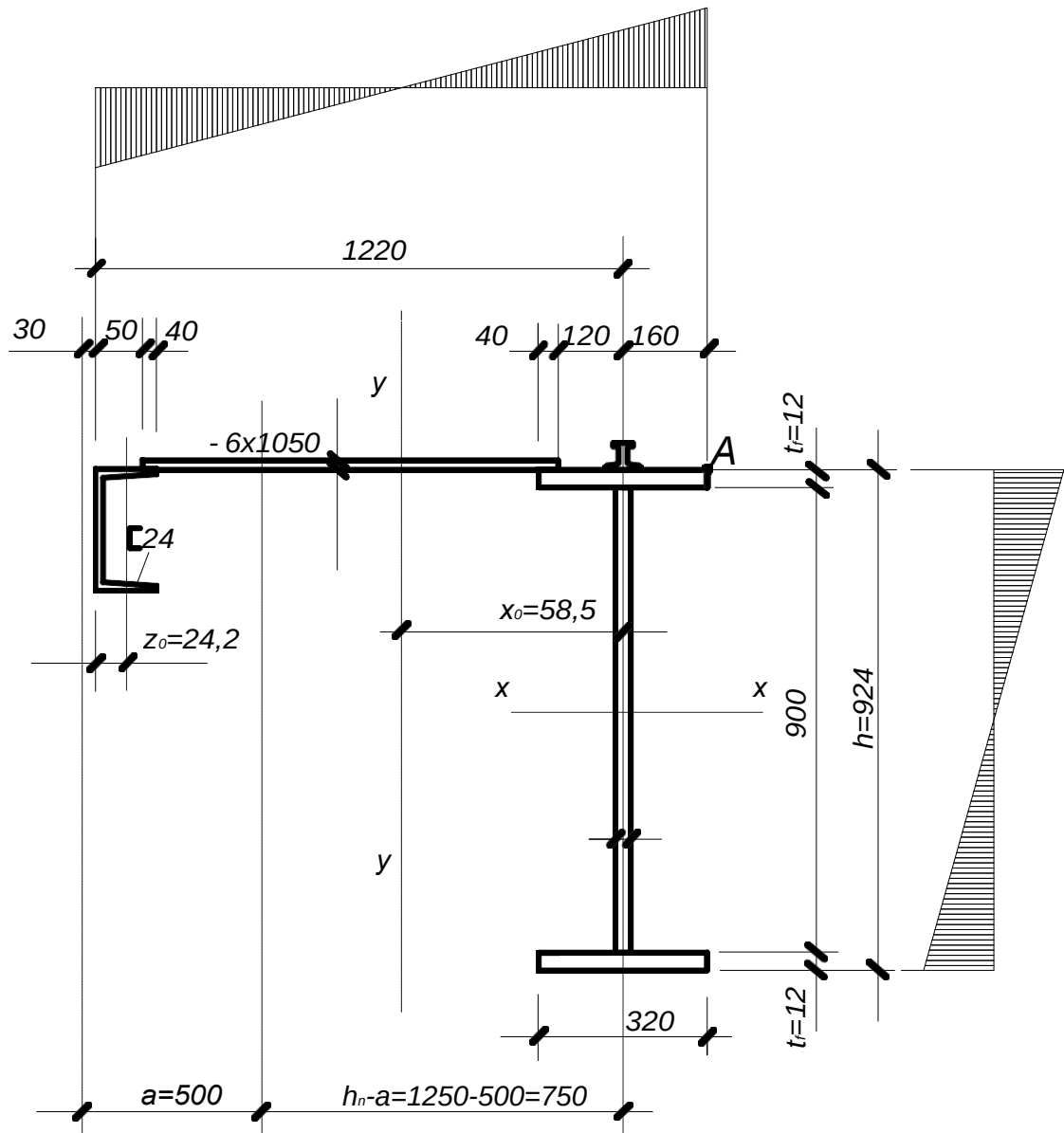


Рисунок 2.2 – Пример компоновки сечения подкрановой и тормозной балок: а) – сечение балки; б) – эпюры напряжений в условной расчетной схеме

Определение расчетных усилий

Максимальный момент возникает в сечении, близком к середине пролёта. Краны устанавливаются не выгоднейшим образом (рисунок 2.1б), так чтобы возможно большее число максимальных давлений катков были возможно ближе к середине пролёта.

Расчетный момент от вертикальной нагрузки:

$$M_x = \alpha \psi \sum F_i y_i = 1,06 \cdot 0,85 \cdot 501,6 \cdot (1,75 + 1,3 + 0,15) = 1457,511 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где y_i – ординаты линий влияния (рисунок 2.1б);

$\alpha = 1,06$ – коэффициент учитывающий влияние собственного веса подкрановых конструкций и временной нагрузки на тормозной площадке (с. 168 [4])

ψ – коэффициент сочетания, для двух кранов режима работы 1 К – 6 К равен 0,85.

Расчетный момент от горизонтальной нагрузки:

$$M_y = \psi \sum T y_i = 0,85 \cdot 17,413 \cdot 3,22 = 47,66 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Для определения максимальной поперечной силы загружается линия влияния поперечной силы на опоре (рисунок 2.1в), так чтобы возможно большее число максимальных давлений катков было возможно ближе к опоре.

Расчетные значения вертикальной и горизонтальной поперечных сил:

$$Q_x = \alpha \psi \sum F_i y_i = 1,06 \cdot 0,85 \cdot 501,6 \cdot (1 + 0,87 + 0,41 + 0,285) = 1160 \text{ кН},$$

$$Q_y = \psi T \sum y_i = 0,85 \cdot 17,413 \cdot 2,565 = 38 \text{ кН}$$

Подбор сечения балки

Принимается подкрановая балка составного симметричного двутаврового сечения, (рисунок 2.2) с тормозной конструкцией в виде листа из рифленой стали $t = 6$ мм, подкрепленной ребрами и швеллера 24.

Техническое обоснование марки стали выполняется по таблице 50*[1]. Подкрановые балки относятся к конструкциям группы 1. При средней температуре наиболее холодной пятидневки $t = -19^\circ \text{C}$, можно использовать сталь марки С 255, с расчетным сопротивлением $R_y = 24 \text{ МПа}$ для листов $t = 4 \dots 20$ мм по ГОСТ 27772 – 88 (таблица 51*[1] или приложение 1 [3].

Требуемый момент сопротивления:

$$W_{x,red} = \frac{M_x \beta}{\gamma_c R_y} = \frac{1457,511 \cdot 100 \cdot 1,052}{1 \cdot 24} = 6546,653 \text{ см}^3,$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы;

β – учитывает влияние горизонтальных воздействий, определяется по формуле:

$$\beta = 1 + \frac{M_y W_x}{M_x W_y} \approx 1 + 2 \frac{M_y h}{M_x h_t} = 1 + 2 \frac{47,66 \cdot 0,875}{1457,511 \cdot 1,25} = 1,052,$$

где $h = (1/6 \dots 1/10) l$ – высота балки, принятая при компоновке равной 875 мм (рисунок 2.2);

$h_t = h_n = 1250$ мм – номинальная ширина тормозной балки, равная номинальной высоте сечения нижней части колонны (рисунок 1.2). Задаемся

$$k_w = \frac{h}{t_w} = 120 \text{ (таблица 5.8 [3])}.$$

Оптимальная высота балки:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} k_w W_{x,red}} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot 120 \cdot 6546,653} = 105,62 \text{ см}$$

Минимальная высота балки:

$$h_{min} = \frac{5 \gamma_c R_y l}{24 \beta E} \left[\frac{l}{f_u} \right] \frac{M_n}{M_x} = \frac{5 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 700 \cdot 400 \cdot 146400}{24 \cdot 1,052 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 145751,1} = 61,88 \text{ см},$$

где M_n – максимальный момент при загрузке балки нормативными вертикальными нагрузками одного крана. Значение M_n определяется с помощью линии влияния (рисунок 2.1б), $M_n = \sum F_{ni} y_i = 480 \cdot (1,75 + 1,3) = 1464 \text{ кН} \cdot \text{м}$

f_u – предельно допустимый прогиб подкрановых балок; для кранов режима работы 1 К – 6 К – $f_u = 1/400 l$;

$E = 2,06 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ – модуль упругости стали.

Так как $h_{opt} > 1,1 h_{min}$, то может оказаться рациональным использование более прочной стали.

Выполним обоснование более прочной стали по критерию минимального веса. Более прочные стали принимаются в соответствии с табл.50*[1], тогда при $h_{opt} < \frac{R'_y h_{min}}{R_y}$ – целесообразна принятая сталь.

Где $R'_y = 26 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление более прочной стали

C285 (толщина проката до 20 мм).

Т.к. $105,62 > \frac{26 \cdot 64,68}{24} = 70,3 \text{ см}$, то сталь С255 не рациональна.

$$\sqrt{\frac{24}{26}} \cdot 105,62 = 101,46 > 1,2 \cdot 64,88 \frac{26}{24} = 84,4 \text{ мм}$$

При $\sqrt{\frac{R_y}{R_y'}} h_{onm} > 1,2 h_{\min} \frac{R_y'}{R}$ — целесообразна еще более прочная сталь, чем

сталь принятая с R_y' .

Принимаем сталь С345 с $R_y = 31,5 \text{ КН/см}^2$ (толщина проката от 11 до 20 мм).

$$W_{x,red} = \frac{1457,511 \cdot 100 \cdot 1,052}{1 \cdot 31,5} = 4868 \text{ мм}^3$$

По табл.5.8 [3] принимаем $k_w = 110$ и определяем

$$h_{onm} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot 110 \cdot 4858,37} = 92,9 \text{ см},$$

$$h_{\min} = \frac{5 \cdot 1 \cdot 31,5 \cdot 700 \cdot 400 \cdot 146400}{24 \cdot 1,052 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 14575,1} = 81,3 \text{ см},$$

Более прочная сталь С375 не рациональна, т.к.

$$\sqrt{\frac{R_y}{R_y'}} h_{onm} = \sqrt{\frac{31,5}{34,5}} \cdot 92,9 = 88,7 < h_{\min} \frac{R_y'}{R_y} = 81,3 \frac{34,5}{31,5} = 89 \text{ см}$$

Принимаем сталь С345 и высоту стенки балки $h_w = 90 \text{ мм}$ в соответствии с рекомендациями п. 5.4.1 [3] стр. 234.

Определяем толщину стенки балки:

$$t_w = \frac{3Q_{\max}}{2h R} = \frac{1,5 \cdot 1160}{90 \cdot 18,27} \approx 1 \text{ см}$$

Примем толщину полки балки $t_f = 12 \text{ мм}$, тогда высота балки будет равна:

$$h = h_w + 2t_f = 90 + 2 \cdot 1,2 = 92,4 \text{ см}$$

Проверяем возможность обеспечения устойчивости стенки без продольных ребер:

$$\frac{90}{1} = 90 < 6 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 6 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{31,5}} = 153$$

Устойчивость стенки без продольных ребер может быть обеспечена.

Для определения размеров полки балки вычислим следующие величины:

Требуемый момент инерции балки:

$$I_{x,red} = \frac{W_{x,red} h}{2} = \frac{4868 \cdot 92,4}{2} = 2,249 \cdot 10^5 \text{ см}^4$$

$$\text{Момент инерции стенки: } I_w = \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{1 \cdot 90^3}{12} = 7,29 \cdot 10^4 \text{ см}^4$$

$$\text{Момент инерции полки: } I_f = I_{x,red} - I_w = 2,249 \cdot 10^5 - 7,29 \cdot 10^4 = 1,52 \cdot 10^5 \text{ см}^4$$

$$\text{Требуемую площадь полок: } A_f = \frac{2I_f}{h_f^2} = \frac{2 \cdot 1,52 \cdot 10^5}{91,2^2} = 36,5 \text{ см}^2$$

$$\text{При толщине полки } t_f = 12 \text{ мм } b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{36,5}{1,2} = 30,5 \text{ см},$$

Принимаем $b_f = 320 \text{ мм}$, что равно минимальной ширине полки подкрановой балки, по условию размещения креплений рельсов на двух болтовых прижимных планках (рисунок 2.71а [4]).

Проверим устойчивость пояса балки:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{b_f - t_w}{2t_f} = \frac{320 - 10}{2 \cdot 12} = 12,9 \approx 0,5 \sqrt{\frac{E}{R}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{31,5}} = 12,8$$

Устойчивость обеспечена, т.к. перенапряжение меньше 1 %.

Проверки принятого сечения балки

Определяем геометрические характеристики принятого сечения.

Относительно оси $x - x$:

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2b_f t_f \left(\frac{h_f}{2} \right)^2 = \frac{1 \cdot 90^3}{12} + 2 \cdot 32 \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{91,2}{2} \right)^2 = 2,326 \cdot 10^5 \text{ см}^4$$

$$W_{x,A} = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 2,326 \cdot 10^5}{92,4} = 5035 \text{ см}^3$$

Геометрические характеристики тормозной балки относительно оси $y - y$. В состав тормозной балки входят (рисунок 2.2): устанавливаемый у наружной грани колонны швеллер 24, верхний пояс балки – 320×12 и при-

вариваемый к ним сверху лист рифленой стали сечением – 1050×6 и , подкрепленный поперечными и продольными ребрами, т.к. его гибкость:

$$\lambda_{w,T} = \frac{h_{ef}}{t_{w,T}} = \frac{1050 - 40 - 40}{6} = 160 > 6 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 6 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{31,5}} = 153,4$$

Расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения тормозной балки:

$$x_0 = \frac{0,6 \cdot 105 \cdot 64,5 + 30,5 \cdot (122 - 2,42)}{0,6 \cdot 105 + 30,5 + 1,2 \cdot 32} = 58,5 \text{ см}$$

Момент инерции тормозной балки:

$$I_y = \frac{0,6 \cdot 105^3}{12} + 0,6 \cdot 105 \cdot (64,5 - 58,5)^2 + 30,5 \cdot (122 - 2,42 - 58,5)^2 + 1,2 \cdot 32 \cdot 58,5^2 + \frac{1,2 \cdot 32^3}{12} = 3,09 \cdot 10^5 \text{ см}^4$$

Момент сопротивления тормозной балки для точки A:

$$W_{x,A} = \frac{I_y}{x_A} = \frac{3,09 \cdot 10^5}{74,5} = 4148 \text{ см}^3$$

$$x_A = x_0 + \frac{b_f}{2} = 58,5 + 16 = 74,5 \text{ см}$$

Проверяем нормальное напряжение в верхнем поясе (точка A)

$$\sigma_{x,A} = \frac{M_x}{W_{x,A}} + \frac{M_y}{W_{y,A}} = \frac{1457,511 \cdot 100}{5035} + \frac{47,66 \cdot 100}{4149} = 30,1 \text{ КН / см}^2 < R_{yc} = 31,5 \text{ КН / см}^2$$

Прочность стенки на действие касательных напряжений на опоре обеспечена, так как принятая толщина стенки примерно равна определенной из условия среза. Жесткость балки также обеспечена, так как $h > h_{\min}$.

Проверяем прочность стенки, от действия локальных напряжений, под колесом крана (формула 2.68 [4])

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} F}{t_w l_{ef}} \leq R_{yc} \gamma_y,$$

где $\sigma_{loc,y}$ – локальные (местные) напряжения;

F – максимальная расчетная нагрузка на колесе без учета коэффициента динамичности $F = F_n \gamma_n \gamma_f = 480 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 501,6 \text{ КН}$;

где γ_{f1} – коэффициент увеличения нагрузки на колесе, учитывающий возможное перераспределение усилий между колесами и динамический характер нагрузки (п. 2.6.5 [4], с. 176)

l_{ef} – условная расчетная длина распределения усилия F , зависящая от жесткости пояса и рельса, а так же вида сопряжения пояса со стенкой,

$$l_{ef} = c^3 \sqrt[3]{\frac{I_{1f}}{t_w}} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{4799}{1}} = 54,82 \text{ см},$$

c – коэффициент, учитывающий степень податливости сопряжения пояса и стенки; для сварных балок $c=3,25$;

I_{1f} – сумма собственных моментов инерции пояса и кранового рельса или общий момент инерции, в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса.

$$I_{1f} = I_{rs} + \frac{b_f t_f^3}{12} = 4794,2 + \frac{32 \cdot 1,2^3}{12} = 4799 \text{ см}^4$$

$I_{rs} = 4794,2 \text{ см}^4$ – момент инерции рельса (П. 3.4 [4])

$$\sigma_{loc,y} = \frac{1,1 \cdot 501,6}{1 \cdot 54,82} = 10,06 \text{ кН / см}^2 < 31,5 \cdot 1 = 31,5 \text{ кН / см}^2$$

В наиболее нагруженных сечениях и точках стенки балки следует проверить приведенное напряжение по формуле 33 [1]:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} < \beta R_y \gamma_c$$

Предварительно вычислим приведенные напряжения в ее стенке при максимальных для всей балки значениях σ_x и τ_{xy} :

$$\sigma_x = \frac{M_x h_w}{2I_x} = \frac{1457,511 \cdot 100 \cdot 90}{2 \cdot 2,326 \cdot 10^5} = 28,2 \text{ кН / см}^2 \text{ – нормальные напряжения в стен-}$$

ке, параллельные оси балки у сопряжения стенки с полкой в середине проката;

$$\sigma_y = \sigma_{loc,y} = 10,06 \text{ кН / см}^2$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x S_f}{I_x t_w} = \frac{1160 \cdot 1751}{2,326 \cdot 10^5 \cdot 1} = 8,73 \text{ кН / см}^2 \text{ – касательные напряжения у опоры;}$$

$$S_f = b_f t_f \frac{h_f}{2} = 32 \cdot 1,2 \cdot \frac{91,2}{2} = 1751 \text{ см}^3 \text{ – статический момент полки;}$$

β_f – коэффициент равный 1,15 при расчете разрезных балок и 1,3 при расчете сечений на опорах неразрезных подкрановых балок.

Подставляя максимальные напряжения, получим

$$\sqrt{28,2^2 - 28,2 \cdot 10,06 + 10,06^2 + 3 \cdot 8,73^2} = 29 \text{ кН / см}^2 < 1,15 \cdot 31,5 = 34,65 \text{ кН / см}^2.$$

Итак, проверка приведенных напряжений выполняется во всех сечениях балки, т.к. σ_x и τ_{xy} приняты максимально возможными в разных сечениях балки, по всей ее длине.

Проверки местной устойчивости стенки и выносливости балки, по согласованию с преподавателем в РГР, можно не выполнять.

Общая устойчивость балки обеспечивается приваркой по всей длине балки рифленого листа к ее верхнему поясу и швеллеру 24.

Расчет и конструирование опорного ребра подкрановой балки

Площадь опорного ребра определяется из условия прочности при сжатии:

$$A = \frac{Q_x}{R_y} = \frac{1160}{31,5} = 36,8 \text{ см}^2,$$

где Q_x – опорная реакция балки ;

R_y – расчетное сопротивление стали сжатию.

Ширину опорного ребра в первом приближении можно принимать на 40 – 60 мм меньше ширины пояса на опоре, но не менее 180 мм – для установки болтов. Принимаем $b_0 = 280 \text{ мм}$

$$\text{Толщина опорного ребра: } t_0 = \frac{A}{b_0} = \frac{36,8}{28} = 1,31 \text{ см. Принимаем } t_0 = 14 \text{ мм}$$

Размеры опорного ребра должны удовлетворять условиям местной и общей устойчивости.

Местная устойчивость опорного ребра в первом приближении проверяется по формуле:

$$\frac{b_{ef0}}{t_0} = \frac{b-t}{2t_0} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \quad \frac{28-1}{2 \cdot 1,4} = 9,64 < 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{31,5}} = 12,7$$

Проверка общей устойчивости производится из плоскости стенки балки, как условного стержня, включающего опорное ребро и часть стенки балки

$$\text{шириной } 0,65t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 1 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{31,5}} = 16,6 \text{ см.}$$

$$A_0 = 28 \cdot 1,4 + 16,6 \cdot 1 = 55,8 \text{ см}^2$$

$$\frac{Q_x}{\varphi A_{op,s}} \leq R_y$$

φ – коэффициент продольного изгиба, указанного условного опорного стержня (приложение 6 [3]), с гибкостью, определенной относительно оси $z - z$ (рисунок 3.3 [14]) по расчётной длине, равной высоте сечения балки – h

$$I_{x,o} = \frac{1,4 \cdot 28^3}{12} + \frac{16,6 \cdot 1^3}{12} = 2562 \text{ см}^4;$$

$$\lambda = \frac{h}{\sqrt{\frac{I_{x,o}}{A_o}}} = \frac{92,4}{\sqrt{\frac{2562}{55,8}}} = 13,64.$$

$$\text{При } \lambda = 13,64 \quad \varphi = 0,975, \quad \text{тогда } \frac{1160}{0,975 \cdot 55,8} = 21,3 \text{ кН / см}^2 < 31,5 \text{ кН / см}^2 \quad - \text{ т.е.}$$

проверка выполняется.

Величину a (рисунок 3.3 [14]) следует принимать $\approx 1,5t_0 = 1,5 \cdot 1,4 = 2,1 \text{ см}$.

Принимаем $a=20 \text{ мм}$

Уточним проверку местной устойчивости опорного ребра по формуле [1 таблица 29*], как для не окаймленной полки тавра:

$$\frac{b_{ef0}}{t_0} = 9,64 < \left(0,36 + 0,1\lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} \right) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \left(0,36 + 0,1 \cdot 13,64 \cdot \sqrt{\frac{31,5}{2,06 \cdot 10^4}} \right) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{31,5}} = 10,46$$

Местная устойчивость обеспечена.

На этом в РГР можно закончить расчет подкрановой балки.

4.3 Расчет поперечной рамы

В РГР необходимо выполнить статический (силовой) расчет и определить усилия в элементах рамы.

4.3.1 Расчетная схема

При расчете поперечных рам стальных каркасов производственных зданий разрешается использовать упрощенные схемы. При этом пространственная легкостержневая конструкция каркаса, воспринимающая и передающая на фундаменты все нагрузки и воздействия. Расчленяется на плоские системы (поперечные рамы и продольные конструкции). Такой подход позволяет резко сократить трудоемкость расчета и приводит к незначительным погрешностям, практически не влияющим на результаты расчета. О действительной работе каркаса под нагрузкой можно подробнее ознакомиться в [4, гл. 12 § 1].

В соответствии с конструктивной схемой (рисунок 1.1) выбирается расчетная схема (рисунок) и основная система (рисунок).

Линии расчетной схемы, соответствующие колоннам, проводят по середине высоты сечения в верхней и нижней части колонн.

В этом случае расчетный пролет рамы, задаваемый для расчета на ЭВМ по программе «RAMAST» [], равный расстоянию между осями подкрановых частей колонн рамы определяем по формуле:

$$L = l + 2a - h_v, \text{ м} \quad (3.1)$$

где L – расчетный пролет рамы, м;

l – пролет здания, м (см. задания);

a – привязка наружной грани колонны к оси колонны, м (см. компоновку поперечной рамы);

h_v – высота сечения верхней части ступенчатой колонны, м (см. компоновку поперечной рамы).

Нижнее сечение колонны принимается жестко заделанным на отметке низа плиты базы колонны H_b (см. компоновку). Уступ колонны (сопряжение

подкрановой части колонны с надкрановой) принимаем на отметке низа опорного ребра подкрановой балки. Уточненная высота верхней части колонны с учетом полученного сечения подкрановой балки равна

$$H_v = H_2 + h_r + h \text{ (мм)}, \text{ а нижней части: } H_n = H - H_v \text{ (мм)}.$$

Линию заменяющую в расчетной схеме сквозной ригель рамы, при жестком сопряжении ригеля с колоннами, совмещаем с нижним поясом стропильной фермы, т.к. уклон фермы рекомендуется принять 0,015, что меньше 0.1, то или можно пренебречь и расположить ригель в расчетной схеме горизонтально.

Расстояние между центрами тяжести верхнего и нижнего участков колонны:

$$\square_0 = 0,5(h_n - h_v), \text{ мм} \quad (3.2)$$

где h_n и h_v – см. компоновку.

Соотношение моментов инерции стержней рамы можно принять по рекомендации (п.2.2.3[4]).

$$\frac{I_n}{I_v} = 5...10, \quad \frac{I_r}{I_n} = 2...6, \quad (3.3)$$

где I_v – момент инерции верхней (надкрановой) части колонны;

I_n – момент инерции нижней (подкрановой) части колонны;

I_r – момент инерции ригеля.

Можно приближенно определить эти соотношения в зависимости от нагрузок и размеров рамы по формулам (2,38), (2,40), (2,42) [].

Жесткость уступа длиной $\square_0$ принимаем в расчетной схеме бесконечной. Сопряжение ригеля с колоннами жесткое (по рекомендации).

4.3.2 Нагрузки по поперечную раму

Нагрузки от собственного веса конструкции

Сбор нагрузок на 1 м² кровли удобно выполнять в табличной форме. При этом нагрузки от каркаса фонаря и его боковой стенки (если он принимает в компоновке) можно привести к эквивалентным по опорному моменту, в заделанной по обоим концам балке, по формулам [9, стр. 391].

1) Эквивалентная нагрузка от каркаса фонаря:

$$q_f = \left(1,5 \frac{l_f}{L} - 0,5 \left(\frac{l_f}{L} \right)^3 \right) \cdot q_f \text{ кН/см}^2, \quad (3.4)$$

где $\bar{q}_f$ – нагрузка от фонаря на 1 м³ его площади ее можно принять равной примерно половине веса фермы покрытия (таблица П. 4.2 [9]);

l_f – ширина фонаря, м;

L – расчетный пролет рамы, м (формула (3.1)).

2) Эквивалентная нагрузка от боковой стенки фонаря:

$$q_{f,s} = \frac{8G_{f,s}}{3L}, \text{ кН/м}^2, \quad (3.5)$$

где $G_{f,s}$ – вес погонного метра боковой стенки;

$$G_{f,s} = \overline{q_{f,s}} \cdot H_f, \text{ кН/м}, \quad (3.6)$$

где $\overline{q_{f,s}}$ – вес одного квадратного метра стенки фонаря с прогонами, его остекления и приборами открывания, можно принимать 30 – 50 кг/м²;

H_f – высота фонаря.

Другие нагрузки от покрытия можно принять по данным [8, стр. 155, 163] и [4, табл. П. 4.2]. Пример (варианта) сбора нагрузок в табличной форме, (таблица 3.1).

Таблица 3.1 – Постоянная поверхностная распределенная нагрузка от покрытия, кН/м²

Состав покрытия	Нормативная нагрузка, g_{on}	Коэффициент перегрузки γ_f	Расчетная нагрузка, g_o
1 Пленка армогидробутил АК7 $\gamma=1,4 \text{ т/м}^3 \text{ } t=1,5 \text{ мм}$	0,021	1,2	0,0252
2 Асфальтовая стяжка	0,4	1,3	0,52
3 Утеплитель из пенопластовых плит $\gamma=100 \text{ т/м}^3 \text{ } t=70 \text{ мм}$	0,07	1,2	0,084
4 Пароизоляция (один слой фальгоизола) $t=1,5 \text{ мм}$	0,04	1,2	0,05
5 Железобетонная плита 3х7 м	1,63	1,1	1,793
6 Ферма	0,35	1,05	0,367
7 Каркас фонаря	0,1	1,05	0,105
8 Боковая стенка фонаря с прогонами, остеклением и приборами открывания	0,115	1,1	0,126
9 Связи покрытия	0,05	1,05	0,053
Итого:	$g_{on} = \sum 2,776$		$g_n = \sum 3,125$

Итак, расчетное значение постоянной нагрузки от покрытия равно $g_o=3,125 \text{ кН/см}^2$, а нормативное $g_{on}=2,776 \text{ кН/см}^2$.

Расчетную равномерно распределенную нагрузку на погонный метр ригеля определяем по формуле:

$$g = \frac{g_o B \gamma_n}{\cos \alpha}, \text{ кН/м} \quad (3.7)$$

где γ_n – коэффициент надежности по ответственности (см. приложение 7*[2]);

B – шаг колонны, м;

α – угол колонны покрытия (при угле наклона 1,5 % $\cos \alpha$ можно принять равным 1).

Опорная реакция ригеля рамы (вес конструкции покрытия, передаваемый на колонну):

$$F_g = \frac{q l_n}{2}, \text{ кН} \quad (3.8)$$

где l_n – расстояние между наружными гранями колонн рамы, м;

$$l_n = L + 2a.$$

Расчетный вес колонны:

верхняя часть

$$G_1 = \gamma_n \gamma_f k g_k B \frac{L}{2}, \text{ кН}, \quad (3.9)$$

где $k = \frac{H_v + H_{ro}}{H + H_{ro}}$ – доля веса верхней части колонны;

g_k – расход стали для колонны (таблица П.4.1 [4]).

нижняя часть колонны

$$G_2 = \frac{G_1(1-k)}{k}, \text{ кН} \quad (3.10)$$

Стеновое ограждение.

Поверхностную массу стен g_s (кН/м²) можно принять по табл. п. 4.2 [4], по этой же таблице можно определить и массу переплетов с остеклением g_{os} (кН/м²).

Нагрузка от панелей и переплетов с остеклением в пределах верхней части колонны (включая вес колонны) равна:

$$F_1 = \gamma_n \cdot (\gamma_{f(s)} \cdot g_s \cdot H_{s1} + \gamma_{f(os)} \cdot g_{os} \cdot H_{os1}) B + G_1, \text{ кН} \quad (3.11)$$

где $\gamma_{f(s)}$ и $\gamma_{f(os)}$ – коэффициенты надежности по нагрузке, соответственно от веса панелей и переплетов с остеклением (таблица 1[2]);

H_{s1} и H_{os1} – соответственно, высота всех панелей и остекления в пределах верхней части колонны, м.

В пределах нижней части колонны:

$$F_2 = \gamma_n \cdot (\gamma_{f(s)} \cdot g_s \cdot H_{s2} + \gamma_{f(os)} \cdot g_{os} \cdot H_{os2}) B + G_2, \text{ кН} \quad (3.12)$$

где H_{s2} и H_{os2} – соответственно, высота всех панелей и остекления в пределах нижней части колонны, м.

В запас надежности можно принять, что нагрузка F_1 приложена на уровне ригеля рамы, а F_2 – на уровне уступа колонны.

Моменты от эксцентричного приложения нагрузки от стен и остекления в РГР можно не учитывать.

Снеговая нагрузка

По карте 1* и таблице 4* СНиП [2] определяет расчетное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли $S_{g,k17a}$ для заданного района строительства.

Линейная распределенная нагрузка от снега на ригель рамы определяется по формуле:

$$p = \gamma_n S_g \mu B \text{ кН/м}, \quad (3.13)$$

где μ – учитывает профиль покрытия при отсутствии фонаря, и принимать $\mu=1$ на всей длине ригеля.

Опорная реакция ригеля (вес снега, передаваемый на колонну):

$$F_s = \frac{pl_n}{2} \text{ кН}. \quad (3.14)$$

Нагрузка от мостовых кранов

Вертикальные усилия от мостовых кранов (рисунок 3.2а, пример). В зависимости от грузоподъемности кранов $Q_{(т)}$, их режима работы и пролета цеха l (м) по таблицам , приложения , принимаются: основные габаритные размеры A_{cr} , B_v максимальная нормативная нагрузка на колесо F_1 , F_2 (кН).

По формулам (2.28 – 2.29) [4] определяют наибольшее давление кранов на колонну, в том случае, когда наиболее нагруженные колеса кранов максимально приближены к колонне (рисунок).

$$D_{\max} = \left(\gamma_{f(F)} \psi \sum_{i=1}^n F_{i,n} y_i + \gamma_{f(G)} G_{p,n} + \gamma_{f(q)} q_n b_t B \right) \gamma_n, \text{ кН} \quad (3.15)$$

где ψ – коэффициент сочетания (п. 4.17 [2]);

$$\gamma_{f(F)} = 1.1; \gamma_{f(G)} = 1.05; \gamma_{f(q)} = 1.1;$$

$\sum_{i=1}^n F_{in} y_i$ – сумма произведений ординат линии влияния на нормативные

давления колес кранов (рисунок 3.2а, пример) так, например для 4-х колес-

ных кранов $\sum_{i=1}^n F_{in} y_i = F_{1n} \cdot \sum y_{i(1)}$, а для 8-колесных кранов

$$\sum_{i=1}^n F_{in} y_i = F_{2n} \cdot \sum y_{i(2)} + F_{1n} \cdot \sum y_{i(1)} ;$$

$$G_{pn} = g_{pn} B \frac{L}{2} - \text{нормативный вес подкрановой балки, } g_{pn} \text{ по таблице}$$

П. 4.1[4];

q_n – полезная нормативная нагрузка на тормозной площадке,
 $q_n = 1,5 \text{ кН/м}^2$;

B – шаг колонн;

$b_t = h_n$ (м) – ширина тормозной площадки.

На другой ряд колонн также будут передаваться усилия, но значительно меньшие. Силу D_{min} можно определить, если заменить в предыдущей формуле F_{in} на F'_{in} т.е. на нормативные усилия, передаваемые колесами другой стороны крана.

$$F'_{1,n} = \frac{9,8Q + G_k}{n_0} - F_{1,n} , \text{ кН} \quad (3.16)$$

$$F'_{2,n} = \frac{9,8Q + G_k}{n_0} - F_{2,n} , \text{ кН} \quad (3.17)$$

где Q – грузоподъемность крана (по заданию в т);

G_k – вес крана с тележкой (таблица , приложения);

n_0 – число колес с одной стороны крана.

$$D_{min} = \left(\gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{i,n} y_i + \gamma_f G_{pn} + \gamma_f q_n b_t B \right) \gamma_n , \text{ кН} \quad (3.18)$$

где $\sum_{i=1}^n F_{in} y_i$ для 4-х колесных кранов: $\sum_{i=1}^n F'_{i,n} y_i = F'_{1n} \cdot \sum y_{i(1)}$; для 8 – ко-

лесных кранов $\sum_{i=1}^n F'_{in} y_i = F'_{2n} \cdot \sum y_{i(2)} + F'_{1n} \cdot \sum y_{i(1)}$.

В рамах с колоннами ступенчато- переменного сечения силы D_{max} и D_{min} прикладываются по оси подкрановой ветви (рисунок), т.е. с эксцентриситетом по отношению к геометрической оси сечения нижнего участка колонны. Вследствие этого в расчетную схему следует включать моменты:

$$M_{\max} = D_{\max} e_k \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad (3.19)$$

$$M_{\min} = D_{\min} e_k \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad (3.20)$$

$$e_k = (0,5 \dots 0,55) h_n \text{ м.} \quad (3.21)$$

Горизонтальная сила от мостовых кранов, передаваемая одним колесом определяется по формуле (2.36 [4]):

$$T_{kn} = \frac{\beta(9,8Q + G_t)}{n_0} \text{ кН}, \quad (3.22)$$

где $\beta=0,05$ – для кранов с гибким подвесом груза, $\beta=0,1$ – с жестким подвесом груза;

G_t – вес тележки крана, кН.

Горизонтальная сила от мостовых кранов на раму, которая может быть приложена независимо от положения тележки к левой или правой колонне рамы и направлена либо влево, либо вправо:

$$T_{\max} = \gamma_n \gamma_f \psi \sum T_{kn} y_i \text{ кН}, \quad (3.33)$$

здесь y_i равна сумме всех ординат линии влияния построенной для вертикальных сил F_i .

В РГР можно принимать, что $T_{\max}$ приложена в уровне уступа колонны (рисунок 3.2б, пример).

Ветровая нагрузка

По карте 3 и таблице 5[2] принимается нормативное значение ветрового давления W_0 , кПа для заданного района строительства. По п.6.5 [2] или таблице принимается рисунок тип местности. Изменяющееся по высоте здания давление ветра (рисунок 3.3, пример) в РГР допускается заменять эквивалентным по моменту в заделках колонн, равномерно распределенными по колонне и сосредоточенными в уровне ригеля нагрузками (рисунок 3.4, пример). Определяют эквивалентную равномерно распределенную по высоте колонны нагрузку на наветренную сторону рамы (активное давление – напор). В РГР допускается принимать, что планировочные отметки распо-

ложены на уровне низа базы и давление ветра передается на колонну от низа базы непрерывно. В этом случае расчетную эквивалентную нагрузку можно определить по формуле:

$$q_{eq} = w_0 k_{eq} c_e \gamma_f B \gamma_n \text{ кН/м}, \quad (3.34)$$

где k_{eq} – коэффициент приведения неравномерной ветровой нагрузки к равномерно распределенной по высоте колонны (таблица П. 4.6 [2]);

c_e – аэродинамический коэффициент, принимаемый по приложению 4 [2], в зависимости от конфигурации здания или сооружения или по таблице П. 4.5 [2] (для активного давления на вертикальную плоскость стены $c_e = 0,8$);

$\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по ветровой нагрузке.

Эквивалентная линейная расчетная нагрузка на подветренную сторону рамы (пассивное давление – отсос) определяется по формуле:

$$q_{eq} = \frac{q_{en} \cdot c_{e3}}{c_e} \text{ кН/м}, \quad (3.35)$$

где c_{e3} – аэродинамический коэффициент, принимаемый по табл. П. 4.5 [2] или приложению 4 [2].

Сосредоточенные силы от ветровой нагрузки заменяют в расчетной схеме воздействие ветра на покрытие здания (от низа ригеля до верхней точки фонаря). В РГР допускается не учитывать вертикальные составляющие ветровой нагрузки, и определять сосредоточенные горизонтальные силы по формулам:

для активного давления – напора

$$W = w_0 \left(\frac{k_n + k_i}{2} \Delta H_1 + \frac{k_i + k_f}{2} \Delta H_2 \right) c_e \gamma_f B \gamma_n \text{ кН}, \quad (3.36)$$

где $\frac{k_n + k_i}{2}$ – усредненное значение коэффициентов k для отметок от низа ригеля до уровня перелома давления ветра по высоте (если он имеется в пределах высоты покрытия);

$\frac{k_i + k_f}{2}$ – усредненное значение коэффициентов k , учитывающих изме-

нение ветрового давления по высоте, для отметок от H_{ki} (м) до верха фонаря H_b (м);

отметку H_b получают с учетом уклона 1,5 % и толщины ограждения покрытия: $H_b = H + H_f + H_{\dots}$

$\Delta H_1, \Delta H_2$ – перепад соответствующих высот, $\Delta H_1 = H_{ki} - H_0$;
 $\Delta H_2 = H_b - H_{ki}$.

Значения k принимают таблице 6 [6] или по таблице П.4.6а[2] в зависимости от типа местности и высоты.

Различают следующие типы местности:

A – открытые побережья морей, озер и водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра;

B – городские территории, лесные массивы, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м;

C – городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.

В РГР для определения значений k можно использовать таблицу 3.2.

Таблица 3.2 – Некоторые значения коэффициентов k

Высота H , м	Коэффициент k для типов местности		
	A	B	C
≤ 5	0,75	0,5	0,4
10	1	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8

Значения k для промежуточных высот определяются интерполяцией.

Например: выбран тип местности B , $H=13,8$ м; $H_b=21,76$ м; находим k_n для отметки $H=13,8$ м:

$$0,65 + \frac{0,85 - 0,65}{20 - 10}(13,8 - 10) = 0,726$$

k_f для отметки $H_b=21,76$ м:

$$0,85 + \frac{1,1 - 0,85}{40 - 20} (21,76 - 20) = 0,872$$

Сосредоточенная пассивная ветровая нагрузка определяется по формуле:

$$\overline{W} = \frac{w c_{e3}}{c_e} \text{ кН} \quad (3.37)$$

где $c_{e3}=0,6$ – берется запас, при наличии покрытия с фонарем. При отсутствии фонаря принимать по приложению 4 [6] или по таблице П. 4.5 [2].

Коэффициент пространственной работы определяется по формуле 12.21[4]:

$$\alpha'_{np} = \frac{\alpha \left\{ n_0 \left(\frac{1}{n} + \frac{a^2}{2 \sum_i a^2} \right) \right\}}{\sum y_i}, \quad (3.38)$$

где α – коэффициент податливости настила равный 1 для железобетонных плит и 1,25 – для стального профнастила;

n – число рам в блоке (равно количеству шагов колонн в продольном направлении, см. здание, плюс 1);

n_0 – число колес крана на одной нитке балок;

$\sum y_i$ – сумма ординат влияния (рисунок 3.2, пример);

a_i – расстояние между симметрично расположенными относительно середины блока рамами (a_2 – вторыми от торцов).

Пример выбора расчетной схемы рамы, приложения нагрузок см. рисунки 3.1 – 3.5



a)



Рисунок 3.2 – К определению нагрузки от мостовых кранов

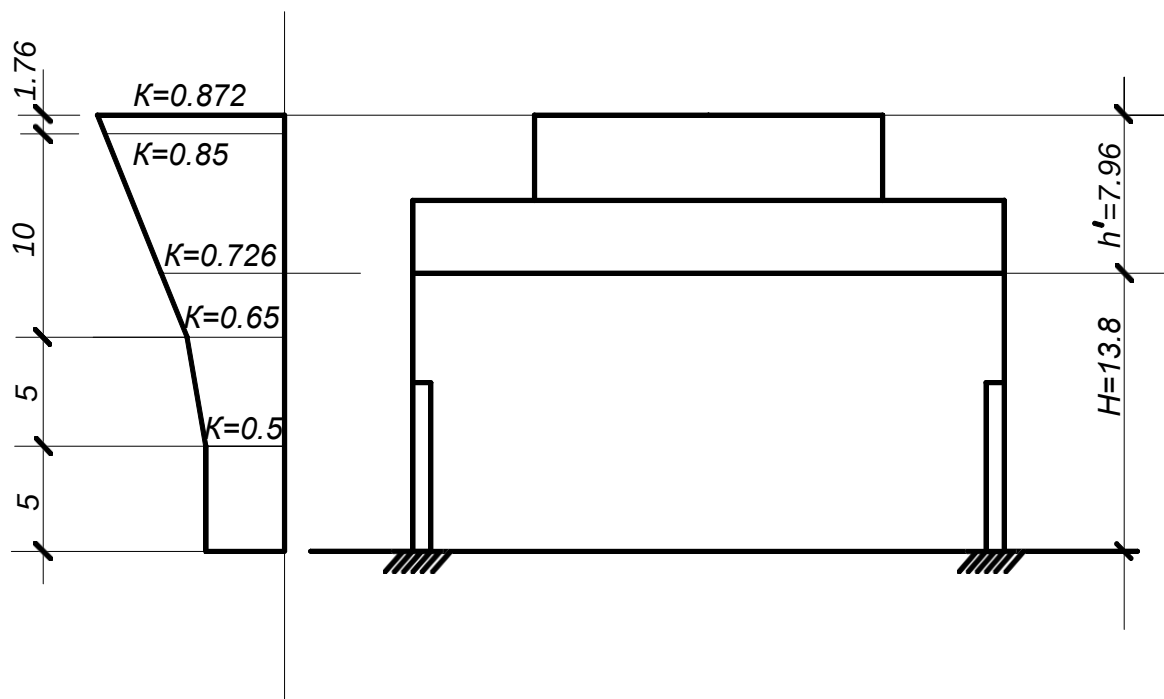


Рисунок 3.3 – К определению ветровой нагрузки

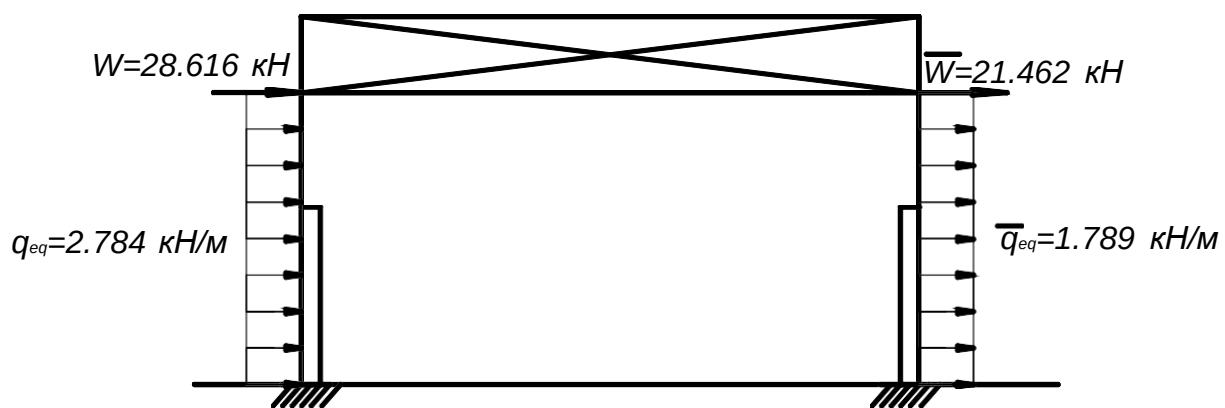


Рисунок 3.4 – К определению ветровой нагрузки

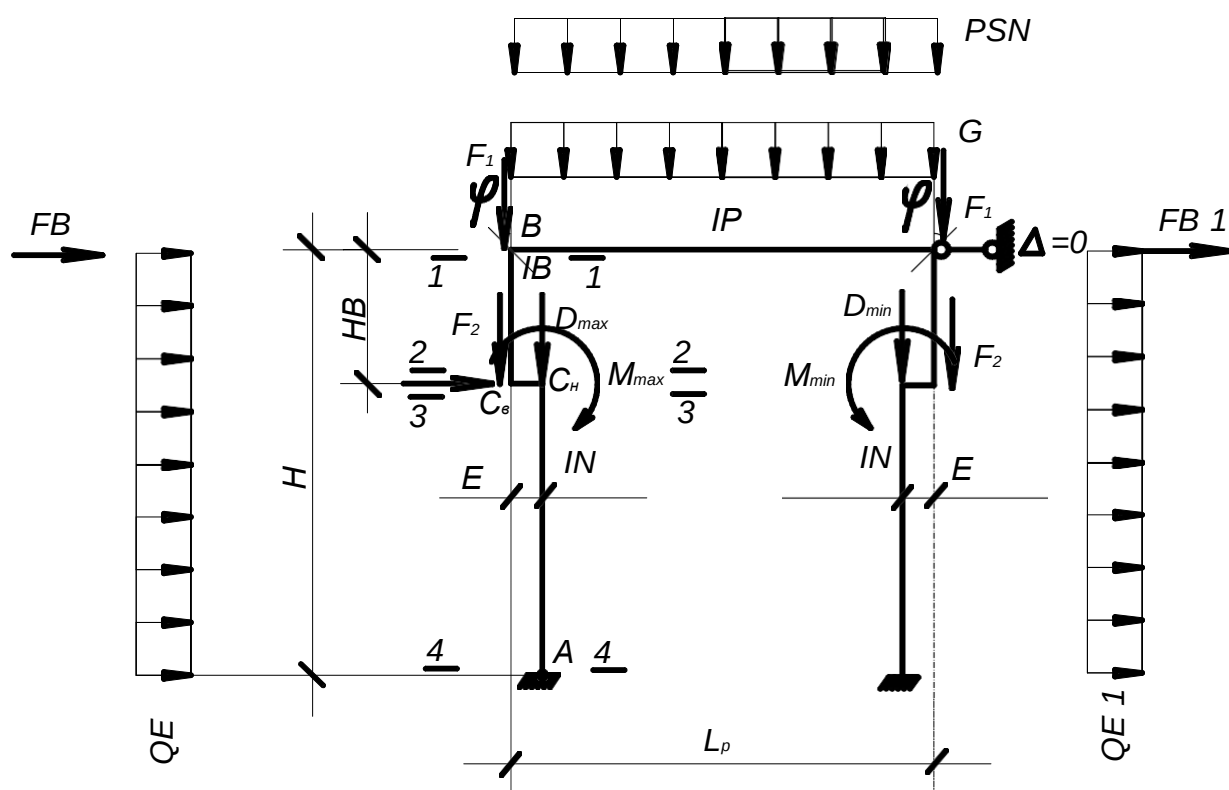


Рисунок 3.5 – расчетная схема рамы

4.3.3 Определение усилий в раме

Для определения усилий в раме в РГР рекомендуется использовать программу «RAMAST» [11]. Для этого необходимо записать исходные данные (см. пример подготовки исходных данных далее) и согласовать их с руководителем проекта.

По распечатке результатов расчета рамы (см. пример, таблицу 3.3) и нагрузкам, действующим на раму составляются таблицы (см. пример, таблицы 3.4 и 3.5) расчетных усилий и сочетаний усилий в сечениях левой стойки рамы.

Следует иметь в виду, что в распечатке результатов расчета приведены усилия для следующих сечений левой стойки рамы:

MB и *QB* – для сечения 1 – 1 под ригелем рамы;

MCB – для сечения 2 – 2 над уступом стойки;

MCH – для сечения 3 – 3 под уступом стойки;

MA и QA – для сечения 4 – 4 у низа стойки.

Моменты, растягивающие внутренние волокна рамы, считаются положительными. Положительные продольные силы растягивают стержни рамы. Поперечные силы положительны, если для совмещения оси стержня с касательной к эпюре изгибающих моментов, его надо повернуть на меньший из углов по часовой стрелке. Продольные силы в стойках рамы определяются по опорным реакциям ригелей, давлениям кранов, весу стен и колонн последние, в запас, можно считать приложенными на уровне ригеля и уступа стойки, соответственно для верхней и нижней части стойки.

В РГР допускается не учитывать продольные силы в стойках, возникающие из-за жесткого сопряжения их с ригелем, от крановых и ветровых нагрузок.

Продольные силы в ригеле определяются по поперечным силам в сечении 1 – 1 с учетом при ветровых нагрузках эквивалентных и сосредоточенных воздействий ветра на уровне ригеля.

Для лучшего представления о напряженном состоянии стержней рамы, желательно построить эпюры внутренних усилий в стержнях рамы от каждого из видов нагрузок: как минимум от постоянной (собственного веса), снега, вертикальных давлений кранов с D_{max} на левой опоре, горизонтального воздействия кранов при T_{max} на левой стойке и ветре слева (рисунок 3.2б, пример), желательно так же и от других нагрузок, входящих в таблицу.

4.3.4 Составление расчетных сочетаний усилий

Расчетные сочетания усилий в РГР допускается составлять в основном по критерию экстремальных усилий, т.е. определяя в том или ином сечении такие сочетания усилий, при которых возникают экстремальные значения либо M , либо N , либо Q (таблица 3.4, пример). Хотя, в некоторых случаях за расчетные следует принимать такие, в которых ни одно из усилий не имеет

экстремального значения, но зато оба достаточно велики и одно из усилий существенно превышает соответствующее усилие в сочетании с экстремальным усилием [4, таблица 12.6].

Для каждого вида сочетаний рассматриваются два основных сочетания. В первое сочетание, кроме усилий от постоянной нагрузки, входит только одно усилие из кратковременных нагрузок, дающее экстремальное значение искомого усилия. Нагрузки от снега, кранов и ветра - кратковременные. В этом сочетании кратковременные нагрузки принимаются с коэффициентом сочетаний $\psi=1$ (см. пример, таблица 3.5). Во второе сочетание, кроме усилий от постоянной нагрузки, входит два или более усилий от кратковременных нагрузок, дающие совместно экстремальные значения искомых усилий. В этом сочетании усилия от кратковременных нагрузок принимаются с коэффициентом сочетания $\psi = 0,9$.

В некоторых сечениях могут отсутствовать некоторые виды сочетаний вообще, а также либо первое, либо второе.

При составлении сочетаний содержащих минимальную продольную силу и соответствующие моменты, усилия от постоянной нагрузки принимаются с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$. Для этого в РГР допускаются усилия от постоянной нагрузки при $\gamma_f > 1$ умножить на коэффициент 0,8.

При составлении сочетаний следует помнить, что усилия от горизонтальных воздействий кранов знакопеременны и поэтому их следует учитывать всегда, когда учитываются вертикальные давления кранов, кроме того, следует иметь ввиду, что место приложения горизонтальных воздействий, может не совпадать со стойкой, к которой приложено усилие D_{max} .

Комбинации усилий должны быть возможными: нельзя учитывать горизонтальное воздействие крана без вертикального, нельзя не учитывать постоянную нагрузку.

Пример подготовки исходных данных
Исходные данные к расчету поперечной рамы
на ЭВМ по программе «RAMAST» студента группы ПГС
Ф.И.О.

$L=36,3$ м – пролет рамы;

$H=13,8$ м – полная высота колонны;

$HВ=5,514$ м – высота надкрановой (верхней) части колонны (принято после расчета подкрановой балки с учетом выступа опорного ребра);

$E=0,275$ м – расстояние между центрами тяжести верхней и нижней части колонны;

$G=20,781$ кН/м – постоянная равномерно распределенная нагрузка на ригель;

$Fl=181,27$ кН – собственный вес надкрановой части колонны и стенового ограждения в этой части;

$IB=1$ – относительный момент инерции надкрановой части колонны;

$IN=7$ – относительный момент инерции подкрановой части колонны;

$PSN=6,517$ кН/м – расчетная снеговая нагрузка на ригель;

$M_{max} = 900,33$ кН·м – максимальный момент от давления

кранов; $M_{min} = 373,94$ кН·м – минимальный момент от давления

кранов; $ALPR=0,338$ – коэффициент пространственной работы;

$T=46,181$ кН – расчетное горизонтальное давление от крана на колонну;

$QE=2,784$ кН/м – погонная ветровая эквивалентная нагрузка (активное давление);

$QEl = 1,789$ кН/м – погонная ветровая эквивалентная нагрузка (пассивное давление);

$FB=28,616$ кН – сосредоточенная ветровая нагрузка (активная);

$FB1=21,462$ кН – сосредоточенная ветровая нагрузка (пассивная).

Подпись:

Руководитель проекта:

(Пример) Таблица 3.3 – Распечатка результатов расчета рамы

Работает программа RAMAST разработчик кафедра строительства заказчик студент Ф.И.О.							
Исходные данные							
$L=36,3$	$H=13,8$	$HB=5,514$	$HN=8,286$	$E=0,275$	$G=20,781$	Номер нагрузок ¹⁾	
$Fl=181,3$	$IB=1,0$	$IN=7$	$PSN=6,52$	$MMAH = 900,33$	$MMIN = 373,94$		
$ALPR=0,338$	$T=46,181$	$QE=2,784$	$QEl=1,789$	$FB=28,62$	$FB1=21,46$		
Нагрузка	MA , кНм	MB , кНм	MCB , кНм	MCH , кНм	QA , кН	QB , кН	
Постоянная	463,491	-400,141	-126,099	24,024	-52,884	-49,917	1
Снеговая	475,898	-421,034	-86,632	-54,104	-63,779	-60,911	2
Кран D_{max} на левой	51,071	-163,100	303,906	-617,377	-80,439	-85,065	3
T на левой	-154,263	-44,278	63,897	63,879	26,253	-19,704	4
Ветер слева	-443,334	122,336	-39,062	-39,062	60,201	21,782	5
Кран D_{max} на правой	143,929	-117,602	136,049	-237,683	-45,915	-46,202	3*
T на правой	-39,603	16,050	-6,094	-6,094	4,032	4,033	4*
Ветер справа	417,823	-134,317	46,489	46,489	-51,740	-28,280	5*
Номер сечений ¹⁾	4 – 4	1 – 1	2 – 2	3 – 3	4 – 4	1 – 1	

1) – Номера нагрузок и сечений проставляются студентам на полученной распечатке.

(Пример) Таблица 3.4 – Расчетные усилия в сечениях левой стойки рамы

Номер нагрузки	Нагрузки	Место приложения и направления нагрузок	ψ	Сечения стойки и усилия в них (M , кН·м; N и Q , кН)								
				1 – 1($B - B$)		2 – 2 ($C - B$)		3 – 3 ($C - H$)		4 – 4 ($A - A$)		
				M	N	M	N	M	N	M	N	Q
1	Постоянная		1	-400,1	565,7	-126,1	-565,7	24,02	-667	463,5	-667	-52,9
2	Снеговая		1	-421	-120,6	-86,6	-120,6	-54,1	-120,6	475,8	-120,6	-63,8
			0,9	-378,9	-108,5	-77,96	-108,5	-48,7	-108,5	428,3	-108,5	-57,4
3	D_{max}	На левую стойку	1	-163,1	0	303,9	0	617,38	-1440	51,07	-1440	-80,4
			0,9	-146,8	0	273,5	0	-555,6	-1296	45,96	-1296	-72,4
3*		На правую стойку	1	-117,6	0	136	0	-237,6	-598,3	143,9	-598,3	-45,9
			0,9	-105,8	0	122,4	0	-213,81	-538,5	129,53	-538,5	-41,3
4	T	На левую стойку	1	$\pm 44,28$	0	$\pm 63,9$	0	$\pm 63,9$	0	$\pm 154,3$	0	$\pm 26,2$
			0,9	$\pm 39,85$	0	$\pm 57,51$	0	$\pm 57,51$	0	$\pm 138,8$	0	$\pm 23,6$
4*		На правую стойку	1	$\pm 16,05$	0	$\pm 6,094$	0	$\pm 6,094$	0	$\pm 39,60$	0	$\pm 4,03$
			0,9	$\pm 14,45$	0	$\pm 5,484$	0	$\pm 5,484$	0	$\pm 35,64$	0	$\pm 3,63$
5	Ветер	Слева	1	122,34	0	-39,06	0	-39,062	0	-443,34	0	60,2
			0,9	110,1	0	-32,455	0	-32,455	0	-399	0	54,2
5*		Справа	1	-134,31	0	46,489	0	46,489	0	417,82	0	-51,7
			0,9	-120,88	0	41,840	0	41,840	0	376,04	0	-46,6

(Пример) Таблица 3.5 – Расчетные сочетания усилий в сечениях левой стойки рамы (M , кН·м; N , Q , кН)

№№ соче- тания	Виды соче- таний	ψ	Номера нагрузок	Сечения стойки в усилиях в них													
				1 – 1(В – В)		2 – 2 (С – В)		3 – 3 (С – Н)		4 – 4 (А – А)							
				М	Н	М	Н	М	Н	М	Н						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12						
1	+М _{тах} N _{соотв.}	1	№ нагрузок	-		1,3,4		1.5*		1.5*							
			Усилия	-	-	241,70	-565,71	70,51	-667	881,3	-667						
2		0,9	№ нагрузок	-		1,3,4,5*		-		1,2,3*,4,5*							
			Усилия	-	-	246,75	-565,71	-	-	1536,2	-1313,9						
3	-М _{тах} N _{соотв.}	1	№ нагрузок	1,2		1,2		1,3,4		-							
			Усилия	-821,2	-686,27	-212,73	-686,27	-441,3	-2108	-	-						
4		0,9	№ нагрузок	1,2,3,4,5*		1,2,5		1,2,3,4,5		1,3,4,5							
			Усилия	-1086,6	-674,21	-236,51	-674,21	-680,2	-2072	-28,38	-1936,5						
5	N _{тах} + М _{соотв}	1	№ нагрузок	-		1,3,4		1,5*		1,3,4							
			Усилия	-	-	247,70	-565,71	70,51	-667	668,8	2108						
6		0,9	№ нагрузок	-		1,3,4,5*		-		1,2,3,4,5*							
			Усилия	-	-	246,75	-565,71	-	-	1452,6	-2072						
7	N _{тах} - М _{соотв}	1	№ нагрузок	1,2		1,2		1,3,4		-							
			Усилия	-821,2	-686,3	-212,73	-686,27	-441,2	-2108	-	-						
8		0,9	№ нагрузок	1,2,3,4,5*		1,2,5		1,2,3,4,5*		1,3,4,5							
			Усилия	-1046	-674,21	-236,51	-674,21	-595,9	-2072	-28,38	-1963,47						
9	N _{min} + М _{соотв}	1	№ нагрузок	Усилия М и N от постоянной нагрузки подсчитаны с коэффициентом 0,9/1,1=0,8						1,5*							
			Усилия							788,6	-533,6						
10	N _{min} - М _{соотв}	1	№ нагрузок													1,5	
			Усилия													-73,03	-533,6
11	Q _{тах}	0,9	№ нагрузок							1,2,3,4,5*							
			Усилия							-231,752							

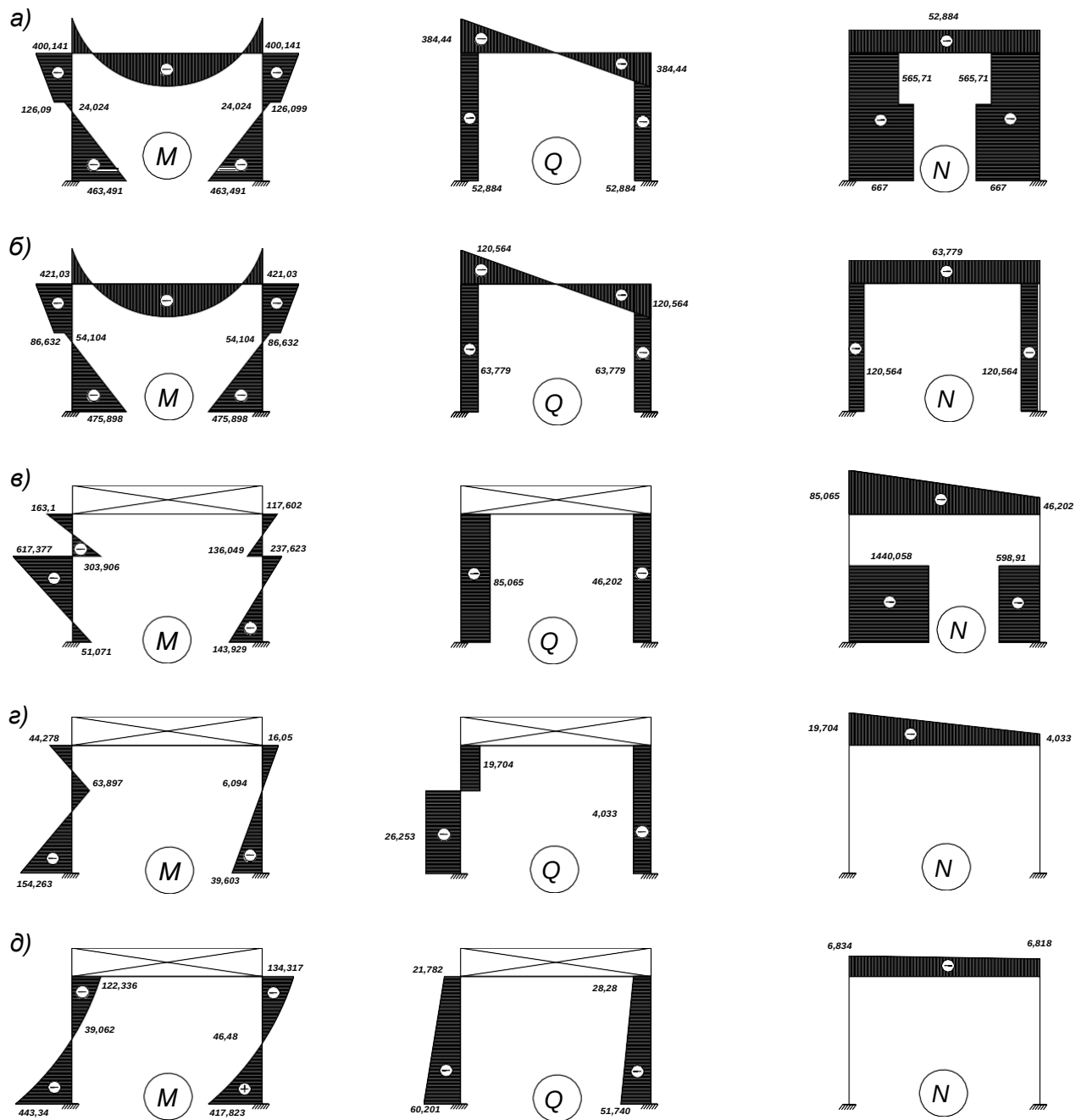


Рисунок 3.6 – Эпюры внутренних усилий в стержнях от следующих нагрузок: *а* – от собственного веса конструкций; *б* – от снега; *в* – от вертикального давления кранов; *г* – от горизонтального давления кранов на левую колонну; *д* – от ветра слева

4.4 Расчет ступенчатой колонны производственного здания

4.4.1 Исходные данные

В расчетно-графической работе требуется подобрать сечения сплошной верхней и сквозной нижней частей колонны (рисунок *а, б, в*). Из сочетаний расчетных усилий указанных в таблице (см. пример) для расчета колонны выбирают наиболее опасные. Расчет ступенчатой колонны рассмотрим на примере. Так для верхней части колонны наиболее невыгодное нагружение в сечении 1 – 1 при сочетании 8 $N = -674,21$ кН, $M = -1045,64$ кН·м = -104564 кН·см.

В сечении (2 – 2) при том же сочетании нагрузок (1, 2, 3, 4 ,5*) $M = -168,8$ кН·м = -16880 кН·см. (При определении момента в сечении 2 следует иметь ввиду, что обычно отрицательному моменту от горизонтального воздействия крана – 4 в сечении 1 – 1, в сечении 2 – 2 соответствует положительный момент) (рисунок).

Для нижней части колонны выбирают не менее двух сочетаний усилий, из которых первое должно вызывать максимальное сжатие в подкрановой ветви (в нем изгибающий момент догружает подкрановую ветвь). Усилия второго сочетания вызывают максимальное сжатие в наружной ветви (в нем изгибающий момент догружает наружную ветвь). Такими сочетаниями будут: сочетание 4 для сечения 3 – 3

$$N_1 = -2071,97 \text{ кН}, M_1 = -680 \text{ кН·м} = -68000 \text{ кН·см};$$

и сочетание 6 для сечения 4-4

$$N_2 = -2071,97 \text{ кН}, M_2 = 1452,63 \text{ кН·м} = 145263 \text{ кН·см}.$$

При возникновении сомнений в определении невыгодных сочетаний усилий их можно устранить, определив усилия в ветвях колонны, или проверив устойчивость верхней или нижней части колонны в целом от тех сочетаний, воздействия которых могут оказаться невыгодными.

Максимальная поперечная сила: $Q_{max} = -231,752$ кН (таблица).

Длина нижнего участка колонны

$$l_1 = H_v = 8286 \text{ мм} = 8,286 \text{ м.}$$

Длина верхнего участка колонны

$$L_2 = H_v = 5514 \text{ мм} = 5,514 \text{ м.}$$

4.4.2 Определение расчетных длин колонн

Расчетные длины для верхней и нижней частей колонны в плоскости определяют по формулам:

$$l_{efx1} = \mu_1 \cdot l_1,$$

$$l_{efx2} = \mu_2 \cdot l_2,$$

где $l_1 = Hn$, $l_2 = Hv$, μ_1 , μ_2 – коэффициенты приведения геометрической длины нижней и верхней части колонны к расчетной, они определяются в зависимости от отношений $\frac{Nn}{Nv} = \frac{Hv}{Hn}$, если $\frac{Hv}{Hn} \leq 0,6$ и $\frac{Nn}{Nv} > 3$, то μ_1 и μ_2 принимаются по второй строке таблицы 18 [7] или таблицы 2.15 [2].

$$\text{Так как: } \frac{Hv}{Hn} = \frac{5,514}{8,286} = 0,65 > 0,6 \text{ и } \frac{Nn}{Nv} = \frac{-2071,97}{-674,21} = 3,07 > 3, \text{ то } \mu_1 \text{ и } \mu_2$$

принимаются по приложению 6 [7, табл. 68], или по таблице П. 6.3 [2] для

$$\text{этого вычислим: } \beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2} = \frac{-2071,97}{-674,21} = 3,07, \quad N_n = N_2 \text{ – принимается для}$$

сечения 4 – 4, $N_v = N$ – принимается для сечения 1 – 1.

$$\alpha_1 = \frac{l_1}{l_2} \cdot \sqrt{\frac{In}{Iv \cdot \beta}} = \frac{5,514}{8,286} \cdot \sqrt{\frac{7}{3,07}} = 0,98,$$

$$\alpha_1 = \frac{Iv \cdot l_1}{In \cdot l_2} = \frac{1 \cdot 8,286}{7 \cdot 5,514} = 0,2,$$

где In, Iv –

$$\text{По табл. П 6.3[2] } \mu_1 = 1,994, \quad \mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} = \frac{1,994}{0,98} = 2,03 < 3.$$

Итак, расчетные длины колонны в плоскости рамы равны:

– для нижней части колонны:

$$l_{efx1} = 1,994 \cdot 828,6 = 1666 \text{ см},$$

– для верхней части колонны:

$$l_{efx2} = 2,03 \cdot 5,514 = 1105 \text{ см}.$$

Расчетные длины колонны из плоскости рамы определяются в зависимости от схемы связей по продольным рядам колонн и в зависимости от типа сопряжения колонны с фундаментом.

При определении расчетных длин считают, что в местах примыкания не смещающихся связей колонны имеют прорезные неподвижные шарниры, за исключением сопряжения колонны с базой, где допускается учитывать жесткое сопряжение колонны с фундаментом.

В нашем случае расчетная длина надкрановой части колонны из плоскости рамы равна:

$$l_{efx2} = H_v - h = 5,514 - 94,9 = 457 \text{ см}.$$

Расчетную длину обеих ветвей подкрановой части колонны в РГР примем, в соответствии с рекомендациями [2] и [4], одинаковой и равной расстоянию от низа базы до низа подкрановой балки т.е.:

$$l_{efx1} = H_n = 828,6 \text{ см}.$$

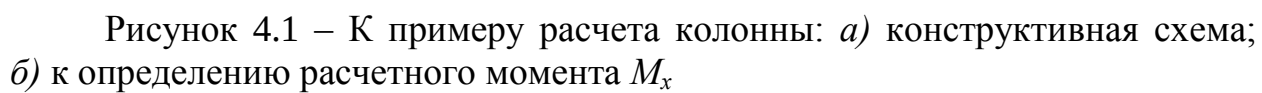
Если $\frac{H_n}{B} > 1,7$ – однопанельные связи ниже подкрановых балок не рациональны. В этом случае рациональными могут оказаться дополнительные распорки по всей длине здания.

4.4.3 Подбор сечения верхней части колонны

Сечение верхней части колонны принимаем в виде сварного симметричного двутавра высотой $h_v = 70$ см (рисунок). Требуемая площадь сечения определяется из условия устойчивости по формуле:

$$A_{red} = \frac{N}{\varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

где φ_e – коэффициент для проверки устойчивости внецентренно-сжатых


$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{efx2}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где радиус инерции сечения предварительно можно принять (для симметрич-

ного двутавра):

$$i_x = 0,42 \quad h_v = 0,42 \cdot 70 = 29,4 \text{ см},$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{1105}{29,4} \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,26.$$

Относительный эксцентриситет:

$$m_x = \frac{e_x}{\rho_x},$$

где $e_x = \frac{M}{N}$ – эксцентриситет;

$\rho_x = 0,35h_v$ – ядровое расстояние (для симметричного двутавра).

$$m_x = \frac{M}{N \cdot 0,35 \cdot h_v} = \frac{1054,64 \cdot 100}{674,21 \cdot 0,35 \cdot 70} = 6,33.$$

По таблице , приложения или по таблице 73 [7] или приложению 8[1] находим коэффициент влияния формы сечения; η при $m_x = 6,33 > 5$, $\bar{\lambda}_x = 1,26 < 5$ и приняв предварительно равными площади полки и стенки, т.е. $A_f / A_w = 1$

$$\eta = 1,4 - 0,02\bar{\lambda} = 1,4 - 0,02 \cdot 1,26 = 1,372.$$

Тогда приведенный относительный эксцентриситет:

$$m_{ef} = m_x \eta = 6,33 \cdot 1,375 = 8,703.$$

Зная $\bar{\lambda}_x = 1,26$ и $m_{ef} = 8,7$ находим φ_e по таблице , приложения или по таблице 74 [7], или таблице П. 7.1 [3], или таблице 16.2.3 [8] $\varphi_e = 0,158$.

γ_c – коэффициент условия работы, $\gamma_c = 1$.

$$A_{red} = \frac{N}{\varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{674,21}{0,158 \cdot 23 \cdot 1} = 185,5 \text{ см}^2.$$

Здесь и далее при расчете колонны сжимающие усилия и напряжения приняты со знаком плюс.

Расчетное сопротивление R_y принято для стали С 235, при толщине полк t_f до 20 мм. Эта наиболее дешевая (но менее прочная) сталь допускаемая СНиП [2, табл. 50*] для колонн при расчетной температуре г. Невинномыс-

ска (более -30°C). Экономическое обоснование стали выполним после определения сечения колонны из принятой менее прочной стали.

Принимаем предварительно толщину полок $t_f=1$ см, тогда высота стенки:

$$h_w = h_v - 2t_f = 70 - 2 = 68 \text{ см.}$$

Приравнивая условную гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw} = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ к предельной

$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}_x^2 = 1,3 + 0,15 \cdot 1,26^2 = 1,534$ по таблице 27* [7] или по формулам 6,38 [1] при $\lambda_x < 2$, можно определить толщину стенки, при которой она не будет терять устойчивость.

Тогда:

$$t_w = \frac{h_w}{\bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{68}{1,534 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}}} = 1,48 \text{ см}$$

При $\bar{\lambda} \geq 2$

Поскольку сечение с такой стенкой неэкономично, принимаем $t_w = 0,8$ см. (толщину стенки сплошной составной двутаврового сечения внецентренно сжатой колонны в соответствии с п. 7.20* [7] и стр. 354 [4] можно уменьшить, приняв $\frac{h_w}{t_w} = 80 \dots 120$, а $t_w = 6, 8, 10, 12$ мм).

Т. к. принятая толщина стенки меньше требуемой по условию местной устойчивости, то для учета потери устойчивости стенки (работы ее в критической стадии) при проверке устойчивости колонны в плоскости изгиба, будет учитывать не всю высоту стенки, а только редуцированную (эквивалентную). По П. 6.4.2 [1] включаем в расчетную площадь сечения колонны два крайних участка стенки шириной $0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$.

Редуцированная высота стенки:

$$h_{red} = 2 \cdot 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 2 \cdot 0,65 \cdot 0,8 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 31,12 \text{ см.}$$

Требуемая площадь полки равна:

$$A_{f1red} = \frac{A_{red} - t_w \cdot h_{red}}{2} = \frac{185,5 - 0,8 \cdot 31,12}{2} = 80,13 \text{ см.}$$

Из условия местной устойчивости полки:

$$k_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}_x) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,36 + 0,1 \cdot 1,26) \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 14,51,$$

где $b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2}.$

Тогда $A_f = (2k_f t_f + t_w) t_f$ и толщину полки можно определить из этого уравнения, далее определяем $b_f = 2k_f t_f + t_w.$

После предварительных расчетов сечений верхней части колонны с равными полками по сортаменту универсальной стали принимаем:

$$b_f = 40 \text{ см, } t_f = 1,8 \text{ см, } A_f = 72 \text{ см}^2.$$

Тогда:

$$h_w = h_v - 2 \cdot t_f = 70 - 2 \cdot 1,8 = 66,4 \text{ см.}$$

Для проверки скомпонованного сечения вычислим его геометрические характеристики.

– Полная площадь сечения:

$$A_0 = 2 \cdot b_f \cdot t_w + t_w \cdot h_w = 2 \cdot 40 \cdot 1,8 + 0,8 \cdot 66,4 = 197,12 \text{ см.}$$

– Расчетная площадь сечения с учетом только устойчивости части стенки:

$$A = 2 \cdot b_f \cdot t_f + 2 \cdot 0,65 \cdot t_w^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 2 \cdot 40 \cdot 1,8 + 2 \cdot 0,65 \cdot 0,8^2 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 169 \text{ см.}$$

Моменты инерции:

$$I_x = \frac{t \cdot h^2}{12} + 2b_f t_f \left| \frac{f}{2} \right| = \frac{0,8 \cdot 66,4^2}{12} + 2 \cdot 40 \cdot 1,8 \left(\frac{(70 - 1,8)^2}{2} \right) = 1,87 \cdot 10^5 \text{ см}^4.$$

$$I_y = \frac{2t_f b_f^3}{12} = \frac{2 \cdot 1,8 \cdot 40^3}{12} = 19200 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления:

$$W_x = \frac{2 \cdot I_x}{h_v} = \frac{2 \cdot 1,87 \cdot 10^5}{70} = 5343 \text{ см}^4.$$

Ядровое расстояние:

$$\rho = \frac{W_x}{A_0} = \frac{5343}{197,12} = 27,10 \text{ см.}$$

Радиус инерции и гибкость λ_x :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_0}} = \sqrt{\frac{1,87 \cdot 10^5}{197,12}} = 30,8 \text{ см,}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_0}} = \sqrt{\frac{19200}{197,12}} = 9,87 \text{ см,}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{efx2}}{i_x} = \frac{1105}{30,8} = 35,88$$

Условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{efx2}}{i_x} = \frac{1105}{30,8} \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,2$$

Относительный эксцентриситет:

$$m_x = \frac{e}{\rho} = \frac{M}{N\rho} = \frac{104564}{674,21 \cdot 27,10} = 5,72.$$

Для определения относительного эксцентриситета m_{ef} вычисляем:

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{40 \cdot 1,8}{0,8 \cdot 66,4} = 1,35$$

По таблице , приложения или по таблице 73 [7], или по приложению 8 [1] вычисляем:

$$\eta = 1,4 - 0,02\bar{\lambda}_x = 1,4 - 0,02 \cdot 1,2 = 1,376$$

Затем определяем $m_{ef} = \eta \cdot m = 5,72 \cdot 1,376 = 7,87$

По таблице , приложения или по таблице 74 [7], или по таблице

16.3 [8] определяем $\varphi_e = 0,174$.

Проверка устойчивости верхней части колонны в плоскости действия момента выполняем по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \cdot \gamma_e.$$

Подставим в формулу () значения получим:

$$\frac{674,21}{0,174 \cdot 169} = 22,9 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

$$\Delta \approx \frac{R - \sigma}{R} = \frac{23 - 22,9}{23} = 0,4\% < 5\%$$

Устойчивость обеспечена с допустимым уровнем недонапряжения.

Проверка устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента выполняется по формуле:

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где φ_y – коэффициент продольного изгиба, определяется по гибкости.

$$\lambda_y = \frac{l_{efy2}}{i_y} = \frac{457}{9,87} = 46,04$$

По таблице , приложения или по таблице 72 [7], или приложения 6 [1], приложения 6 [1], или особенно удобна таблица 16.2.2[8] принимаем $\varphi_y = 0,864$.

c – учитывает влияние закручивания из плоскости и определяется по п. 5.31[7]. Величина c определяется по максимальному моменту в средней трети расчетной длины верхней части колонны, но не менее половины максимального по всей длине.

Максимальный момент в средней трети расчетной длины стержня:

$$M_x = M_2 + \frac{M_1 - M_2 \left(\frac{l_{efy2}}{l_2} - \frac{1}{3} \right)}{\frac{l_{efy2}}{l_2} - \frac{1}{3}} = 168,8 + \frac{-1045,64 - 168,8 \left(\frac{4,57}{5,445} - \frac{1}{3} \right)}{\frac{4,57}{5,445} - \frac{1}{3}} \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$> \frac{|M_{\max}|}{2} = \frac{1045,64}{2} = 522,82 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$m_x = \frac{M_x \cdot A_0}{N \cdot W_x} = \frac{707,73 \cdot 100 \cdot 197,12}{674,21 \cdot 5343} = 3,87,$$

т.к. $\lambda_y = 46,04 < \lambda_c = 3,14 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 94$ и $m_x = 3,87$, то

$$c = \frac{1}{1 + \alpha \cdot m_x},$$

где α и β принимаются по таблице , приложения или по таблице 10 [7]:

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 3,87 = 0,843,$$

$$\beta = 1,$$

$$c = \frac{1}{1 + 0,843 \cdot 3,87} = 0,234.$$

В расчетное сечение колонны при проверке устойчивости из плоскости действия момента по формуле (56) [7] включаем полное сечение стенки

$$(\text{п. 7.16*}[7]), \text{ т.к. } \frac{h_w}{t_w} = \frac{66,4}{0,8} = 83 > 3,8 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,8 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 113,72$$

$$\frac{674,21}{0,234 \cdot 0,864 \cdot 197,12} \approx 17 < R_y \cdot \gamma_c = 23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Гибкость верхней части колонны меньше предельной $\lambda_u = 180 - 60\alpha$, даже при полной загруженности колонны, когда $\alpha = 1$ и $\lambda_u = 120$.

Коэффициент α учитывает недогруженность колонны, он равен:

$$\alpha = \frac{N}{c \varphi_y A R_y \gamma_c} - \text{для предельной гибкости из плоскости изгиба.}$$

Коэффициент α принимается не менее 0,5.

Устойчивость полки проверим по формуле:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{b_f - t_w}{2t_f} = \frac{40 - 0,8}{2 \cdot 1,8} = 10,88 \leq \left(0,36 + \frac{\lambda}{0,1} \right) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \left(0,36 + 0,1 \cdot 1,2 \right) \frac{2,06 \cdot 10^4}{23} = 14,4$$

Сечение имеет значительный запас местной устойчивости полки, но уменьшение толщины полки и увеличение ее ширины не снизит в данном случае расход стали на верхнюю часть колонны, так как устойчивость в

плоскости изгиба практически не имеет запаса, а устойчивость из плоскости изгиба наоборот имеет существенные запас устойчивости. Иногда уменьшение толщины полки позволяет использовать более тонкую стенку швеллера наружной ветви (нижней части колонны) и получить в ней уменьшение расхода стали, однако, размеры наружной ветви пока не известны поэтому, учитывая отрицательные стороны увеличение ширины полки (возрастание транспортных габаритов, координируемой поверхности и возможных погнутостей), пока оставим без изменения размеры полки.

Более прочная сталь может оказаться рациональной при малых гибкостях $\bar{\lambda}_x$ и $\bar{\lambda}_y$, когда они меньше 1,5 – 2 в этом случае по согласованию с руководителем, допускается оценить эффективность более прочных сталей.

4.4.4 Подбор сечения нижней части колонны

Сечение нижней части колонны в РГР рекомендуется принимать сквозное, состоящее из двух ветвей, соединенных раскосной решеткой даже если $h_n = 1000$ мм. Высота сечения нижней части колонны в рассмотренном примере $h_n = 1250$ мм. Подкрановую ветвь колонны можно принять из балочного двутавра, с параллельными гранями полок, наружную – составного сварного сечения из трех листов, в виде швеллера (рисунок 4.1в).

Определяем ориентировочно положение центра тяжести сечения нижней части колонны.

Приняв центр тяжести наружной ветви от внешней грани на расстояние $z_0 = 5$ см, получив расстояние между осями ветвей $h_0 = h_n - z_0 = 125 - 5 = 120$ см (рисунок 4.1).

Определим расстояние от центра тяжести колонны до центра тяжести внутренней ветви в первом приближении:

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|} \cdot h_0 = \frac{145263}{68028 + 145263} \cdot 120 = 81,72 \text{ см.}$$

Расстояние до центра тяжести наружной ветви:

$$y_2 = h_0 - y_1 = 120 - 81,72 = 38,28 \text{ см.}$$

Усилия в ветвях определяются по сочетаниям, вызывающим в них наибольшее сжатие (см.)

– в подкрановой ветви:

$$N_{v1} = N_1 \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = 2071,97 \cdot \frac{38,28}{120} + \frac{68028}{120} = 1227,85 \text{ кН,}$$

– в наружной ветви:

$$N_{v2} = N_2 \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = 2071,97 \cdot \frac{81,72}{120} + \frac{145263}{120} = 2621 \text{ кН,}$$

Из условия устойчивости ветвей, как центрально сжатых стержней определим требуемую площадь ветвей и назначим сечение, задаваясь предварительно $\varphi=0,8$,

– для подкрановой ветви:

$$A_{v1} = \frac{N_{v1}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_e} = \frac{1227,85}{0,8 \cdot 23 \cdot 1} = 66,73 \text{ см}^2,$$

По таблице , приложение или по сортаменту [3] табл. П. 11.5 принимаем двутавр 40 Б2, у которого:

$$A = A_{v1} = 69,72 \text{ см}^2, \quad h = 396 \text{ мм}; \quad b = b_f = 16,5 \text{ см}; \quad s = t_w = 0,75 \text{ см}; \\ t = t_f = 1,15 \text{ см}; \quad i_{x1} = 3,52 \text{ см}, \quad i_{x2} = 16,3 \text{ см.}$$

– для наружной ветви:

$$A_{v2} = \frac{N_{v2}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_e} = \frac{2621}{0,8 \cdot 23 \cdot 1} = 142,4 \text{ см}^2,$$

Для удобства крепления элементов решетки просвет между внутренними гранями полок наружной ветви принимается таким же, как в подкрановой ветви

$$h_s = h - 2t = 396 - 2 \cdot 11,5 = 373 \text{ мм.}$$

Толщину стенки швеллера t_w для удобства соединения ее встык с полкой подкрановой части колонны принимаем равной $t_w = 1,8 \text{ см.}$

Высота стенки, из условия размещения сварных швов:

$$h_w \geq h_s + 2 \cdot t_f + 2 \cdot k_f + (5 \dots 10) \text{ мм};$$

Толщину полки швеллера t_f первоначально можно принять равной толщине стенки t_w , катеты швов – минимальными, для тавровых соединений двусторонними угловыми швами.

$$h_w = 37,3 + 2 \cdot 1,8 + 2 \cdot 0,6 + (1 \dots 1,5) \text{ см} = 43,1 \dots 43,6 \text{ см}.$$

Примем $h_w = 44$ см, вырезая полосу из листовой стали, так как ближайший лист из универсальной стали либо мал, либо широк.

Требуемая площадь полок:

$$A_{f2red} = \frac{A_{v2} - t_w \cdot h_w}{8} = \frac{142,4 - 1,8 \cdot 44}{2} = 31,6 \text{ см}^2,$$

Из условия местной устойчивости полок швеллера:

$$k_f = \frac{b_f}{t_f} \leq (0,43 + 0,08 \cdot \bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,43 + 0,08 \cdot 2) \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} \approx 17,6,$$

где $\bar{\lambda}$ – определяется по принятому φ из таблицы , приложения или из таблицы 72 [7], таблицы 16.2.2 [8] или приложения 6 [1].

Далее записав площадь полки в виде $A_f = k_f \cdot t_f^2$, получим

$$t_f = \sqrt{\frac{A_f}{k_f}} = \sqrt{\frac{31,6}{17,6}} = 1,34 \text{ см}.$$

После предварительных расчетов сечений наружной ветви с равными полками по сортаменту универсальной стали (таблица , приложение....) принимаем $b_f = 18$ см, $t_f = 1,4$ см, $A_f = 18 \cdot 1,4 = 25,2 \text{ см}^2$.

Геометрические характеристики ветви:

– площадь ветви:

$$A_{v2} = h_w \cdot t_w + 2A_f = 44 \cdot 1,8 + 2 \cdot 25,2 = 129,6 \text{ см}^2;$$

– расстояние от наружной грани колонны до центра тяжести ветви:

$$z_0 = \frac{(h_w \cdot t_w \cdot 0,5t_w + 2 \cdot A_f(0,5b_f + t_w))}{A_{v2}} = \frac{(44 \cdot 1,8 \cdot 0,5 \cdot 1,8 + 2 \cdot 25,2(0,5 \cdot 18 + 1,8))}{129,6} = 4,75 \text{ см};$$

– моменты инерции:

$$I_{x2} = t_w \cdot h_w \left(z_0 - \frac{t_w}{2} \right)^2 + \frac{2t_f \cdot b_f^3}{12} + 2A_f \left(0,5 \cdot b_f + t_w - z_0 \right)^2 = 1,8 \cdot 44 \left(4,75 - \frac{1,8}{2} \right)^2 + \frac{2 \cdot 1,4 \cdot 18^3}{12} + 2 \cdot 25,2 (0,5 \cdot 18 + 1,8 - 4,75)^2 = 4380 \text{ см}^4;$$

$$I_{y2} = \frac{t \cdot h^3}{12} + 2A_f \left(\frac{h_s + t_f}{2} \right)^2 = \frac{1,8 \cdot 44^3}{12} + 2 \cdot 25,2 \left(\frac{37,3 + 1,4}{2} \right)^2 = 31648 \text{ см}^4;$$

$$\text{— радиус инерции: } i_{x2} = \sqrt{\frac{I_{x2}}{A_{v2}}} = \sqrt{\frac{4380}{129,6}} = 5,81 \text{ см},$$

$$i_{y2} = \sqrt{\frac{I_{y2}}{A_{v2}}} = \sqrt{\frac{31648}{129,6}} = 15,63 \text{ см}.$$

Уточняем положение центра тяжести колонны:

— расстояние между центрами тяжести ветви равно:

$$h_0 = h_n - z_0 = 125 - 4,75 = 120,25 \text{ см},$$

— расстояние от центра тяжести внутренней ветви до центра тяжести сечения нижней части колонны равно:

$$y_1 = \frac{A_{v2} \cdot h_0}{A_{v1} + A_{v2}} = \frac{129,6 \cdot 120,15}{69,72 + 129,6} = 78,19 \text{ см},$$

— от центра тяжести наружной ветви

$$y_2 = h_0 - y_1 = 120,25 - 78,19 = 42,06 \text{ см}.$$

Так как значение y_2 отличается от ранее вычисленного более чем на 3 %, пересчитаем усилия в ветвях:

$$N_{v1} = N_1 \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = 2071,97 \cdot \frac{42,06}{120,25} + \frac{68028}{120,25} = 1290,44 \text{ кН},$$

$$N_{v2} = N_2 \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = 2071,97 \cdot \frac{78,19}{120,25} + \frac{145263}{120,25} = 2555 \text{ кН}.$$

Проверка устойчивости ветвей из плоскости рамы (относительно оси $y-y$):

— подкрановая ветвь:

$$\lambda_y = \frac{l_{efy1}}{i_{y1}} = \frac{828,6}{16,3} = 51,25,$$

находим $\varphi_y = \varphi = 0,85$ (таблица , приложение или таблица 72 [7],

приложение 6 [1], или таблица 16.2.2 [8])

$$\frac{N_{v1}}{\varphi_y \cdot A_{v1}} = \frac{1295,45}{0,85 \cdot 69,72} = 21,85 < R_y \cdot \gamma_c \leq 23 \text{ кН/см}^2,$$

$$\lambda_y = \frac{l_{efy1}}{i_y} = \frac{828,6}{15,63} = 53,01,$$

$$\varphi_y = 0,838$$

$$\frac{N_{v2}}{\varphi_y \cdot A_{v2}} = \frac{2545}{0,838 \cdot 127,8} = 23,53 > 23 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{Перенапряжение } \Delta = \frac{R - \sigma}{R} = \frac{23 - 23,76}{23} \cdot 100 \approx 3\%.$$

Из условия равноустойчивости подкрановой ветви в плоскости и из-за плоскости рамы, определяем требуемое расстояние между узлами решетки l_{v1} .

$$\lambda_{x1} = \frac{l_{v1}}{i_{x1}} = \lambda_y;$$

$$\text{откуда } l_{v1} = \lambda_y \cdot i_{x1} = 51,25 \cdot 3,52 = 180,4 \text{ см.}$$

$$\text{Принимаем } l_{v1} = 148 \text{ см.}$$

Принимаем высоту траверсы для сопряжения верхней и нижней частей колонны, $h_{tr} \approx 766$ мм (что лежит в пределах рекомендуемых величин (0,5...0,8) $h_n = 625...1000$ мм). И сумму расстояний точек пересечений осей верхнего и нижнего раскосов с осями ветвей от низа траверсы и низа базы ≈ 100 мм (это расстояние можно принять предварительно 100...150 мм), а также разделив нижнюю часть колонны на целое число панелей.

Проверяем устойчивость ветвей в плоскости рамы (относительно осей $x_1 - x_1$ и $x_2 - x_2$):

– для подкрановой ветви:

$$\lambda_{x1} = \frac{l_{v1}}{i_{x1}} = \frac{148}{3,52} = 42,33;$$

$$\varphi_x = 0,887$$

$$\frac{N_{v1}}{\varphi_x \cdot A_{v1}} = \frac{1295,45}{0,887 \cdot 69,72} \approx 21 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2;$$

– для наружной ветви:

$$\lambda_{x2} = \frac{l_{v1}}{i_{x2}} = \frac{148}{6} = 24,83 \cdot \varphi_x = 0,948,;$$

$$\frac{N_{v1}}{\varphi_x \cdot A_{v2}} = \frac{2545}{0,948 \cdot 127,8} = 21 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость полок подкрановой ветви из двутавров с параллельными гранями полок можно не проверять т.к. она обеспечена условиями прокатки. Устойчивость стенки балочных двутавров следует проверять при малых гибкостях (если $0,8 < \lambda \leq 2$) или сталях повышенной прочности по формулам таблицы 27* [7] или формулам 6.38 [1]. В нашем случае максимальная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 51,25 \cdot \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,71 < 2$ и максимальное отношение расчетной высоты двутавра к ее толщине равно:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = (1,30 + 0,15\bar{\lambda}^2) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (1,3 + 0,15 \cdot 1,71^2) \sqrt{\frac{20600}{23}} = 52.$$

Для двутавров 40 Б2 $h_{ef} = h - 2(t_f + R) = 396 - 2(11,5 + 21) = 331$ мм, а отношение $\frac{h_{ef}}{t_w} = \frac{331}{7,5} = 44,1$, т.е. устойчивость стенки обеспечена.

Устойчивость стенки составного сварного швеллера наружной ветви при максимальной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 53,83 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,8 > 0,8$ проверяется по формулам таблицы 27* [7]. Максимальное отношение расчетной высоты стенки к ее толщине равно:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = (0,85 + 0,19\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,85 + 0,19 \cdot 1,8) \sqrt{\frac{20600}{23}} = 35,6, \text{ но не более}$$

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = 1,6 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 47,8.$$

Фактическое значение $h_{ef} = h_s = 373$ мм, а фактическое отношение высоты стенки к ее толщине равно:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \frac{373}{18} = 20,7, \text{ т. е. устойчивость стенки обеспечена.}$$

Устойчивость полки швеллера проверяется по формуле таблицы 29* [7].

В вашем случае фактическое отношение ширины полки к ее толщине меньше максимальной:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{180}{14} = 12,9 \leq (0,43 + 0,08\lambda) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,43 + 0,08 \cdot 1,8) \sqrt{\frac{20600}{23}} = 17,2$$

и устойчивость полки обеспечена.

Расчет решетки подкрановой части колонны

Поперечная сила в подкрановой части колонны $Q_{\max} = 231,752$ кН (таблица). Условная поперечная сила, по таблице 6.5 [1], $Q_{fc} = 0,24 \cdot (A_{v1} + A_{v2}) = 0,24 \cdot (69,72 + 127,8) = 47,4$ кН < $Q_{\max}$, значит, расчет решетки производится на $Q_{\max}$.

Усилие сжатия в раскосе (тип решетки – треугольная):

$$N_r = \frac{Q_{\max}}{2 \sin \alpha} = \frac{231,752}{2 \cdot 0,859} = 134,9 \text{ кН,}$$

$$\sin \alpha = \frac{h_0}{l_r} = \frac{h_0}{\sqrt{h_0^2 + \left(\frac{l_{v1}}{2}\right)^2}} = \frac{120,6}{\sqrt{120,6^2 + \left(\frac{148}{2}\right)^2}} = 0,859,$$

где α – угол между осью пояса и осью раскоса.

Задаем гибкость раскоса $\lambda_r = 100$, $\varphi = 0,556$.

Требуемая площадь раскоса:

$$A_{r,red} = \frac{N_r}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{134,9}{0,556 \cdot 23 \cdot 0,75} = 14,06 \text{ см}^2,$$

где $\gamma_c = 0,75$ – коэффициент условия работы сжатого элемента из одиночного уголка, прикрепленного одной полкой.

Принимаем, по таблице , приложение или по таблице П. 11.1 [1], равнополочный уголок $L 90 \times 7$, $A_r = 12,28 \text{ см}^2$, $i_{\min} = 1,78 \text{ см}$.

Длина раскоса:

$$l_r = \frac{h_0}{\sin \alpha} = \frac{120,6}{0,859} = 145,5 \text{ см},$$

$$\lambda_{\max} = \frac{l_r}{i_{\min}} = \frac{145,5}{1,78} = 81,75,$$

$$\varphi_x = 0,685.$$

Напряжение в раскосе:

$$\frac{N_r}{\varphi \cdot A_r} = \frac{134,9}{0,685 \cdot 12,28} = 16,04 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 23 \cdot 0,75 = 17,3 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости нижней части колонны в плоскости действия момента, как единого стержня, выполняется по формуле:

$$\frac{N_r}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

Геометрические характеристики всего сечения:

– площадь сечения:

$$A = A_{v1} + A_{v2} = 69,72 + 127,8 = 197,52 \text{ см}^2,$$

– момент инерции:

$$I_x = A_{v1} \cdot y_1^2 + A_{v2} \cdot y_2^2 + I_{x1} + I_{x2} = 69,72 \cdot 7803^2 + 127,8 \cdot 4257^2 + 865 + 4602 = 6,62 \cdot 10^5 \text{ см}^4,$$

– радиус инерции:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{6,62 \cdot 10^5}{197,52}} = 57,9 \text{ см},$$

– гибкость колонны без учета податливости решетки:

$$\lambda_x = \frac{l_{efx1}}{i_x} = \frac{1666}{57,9} = 28,9;$$

– приведенная гибкость:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \cdot \frac{A}{A_{r1}}} = \sqrt{28,9^2 + 26,46 \cdot \frac{197,52}{24,6}} = 32,36,$$

где $\alpha_1 = 10 \cdot \frac{l_r^3}{b^2 \cdot a} = 10 \cdot \frac{145,5^3}{120,6^2 \cdot 74} = 26,464$

$$b = h_0 = 120,6 \text{ см}, \quad a = \frac{l_{v1}}{2} = 74 \text{ см};$$

A_{r1} – площадь сечения раскосов по двум граням сечения колонны.

$$A_{r1} = 2 \cdot A_r = 2 \cdot 12,28 = 24,6 \text{ см}^2.$$

Условная приведенная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 32,36 \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,08$$

Проверим устойчивость при комбинации усилий догружающих наружную ветвь (сечение 4 – 4):

$$N_2 = -2071,97 \text{ кН},$$

$$M_2 = 1452,63 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

– относительный эксцентриситет для сквозных стержней определяем по формуле 53 [7]

$$m = \frac{M_2 \cdot A \left(y_2 + z_0 - \frac{t_w}{2} \right)}{N_2 \cdot I_x \left(y_2 + z_0 - \frac{t_w}{2} \right)} = \frac{145263 \cdot 197,52}{2071,97 \cdot 6,561 \cdot 10^5} \left(42,57 + 4,4 - \frac{1,8}{2} \right) = 0,98,$$

где $\left(y_2 + z_0 - \frac{t_w}{2} \right)$ – расстояние до оси стенки ветви от центра тяжести всего сечения колонны.

По таблице , приложение или по таблице 75 [7], или по таблице П. 7.2. [1] (удобна таблица 16.2.4 [8]), находим $\varphi_e = 0,484$ – коэффициент для проверки устойчивости в плоскости действия момента при внецентренном сжатии для сквозных стержней.

$$\frac{N_2}{\varphi_e \cdot A} = \frac{2071,97}{0,484 \cdot 197,52} = 21,52 < R_y \cdot \gamma_c \leq 23 \text{ кН/см}^2.$$

Для проверки устойчивости при комбинации усилий догружающих подкрановую ветвь (сечения 3 – 3):

$$N_1 = -2071,97 \text{ кН},$$

$$M_1 = 680,28 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Относительный эксцентриситет в этом случае равен:

$$m = \frac{M_1 \cdot A}{N_1 \cdot I_x} \cdot y = \frac{68028 \cdot 197,52}{2071,97 \cdot 6,561 \cdot 10^5} \cdot 78,05 = 0,77,$$

$$\varphi_e = 0,549$$

$$\frac{N_1}{\varphi_e \cdot A} = \frac{2071,97}{0,549 \cdot 197,52} = 19,1 < R_y \cdot \gamma_c \leq 23 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость нижней части колонны в плоскости действия момента обеспечена.

Устойчивость сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента проверять не надо, т.к. она обеспечена проверкой устойчивости отдельных ветвей.

Сравнивая результаты проверки устойчивости ветвей и колонны в целом, можно заметить, что более рациональным было бы уменьшить толщину швеллера и увеличить размеры полки, это позволило бы улучшить устойчивость наружной ветви из плоскости рамы при той же, или даже меньшей площади ветви, для этого желательно уменьшить и толщину полки верхней части колонны. При этом некоторое уменьшение площади сечения наружной ветви допустимо, т.к. имеется некоторый запас общей устойчивости. Однако экономия вряд ли будет значительной, поэтому оставим сечение колонны без изменения. При гибкости колонны ее ветвей $\lambda < 1,5...2$, по согласованию с руководителем проекта, можно оценить эффективность использования более прочных сталей.

4.4.5 Расчет и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны

Узел (рисунок 4.2) рассчитываем на расчетные комбинации усилий:
в сечении над уступом (2 – 2), см. таблицу .

Сочетание, вызывающее максимальное сжатие наружной полки:

$$1) M = 246,75 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$N = -565,71 \text{ кН}.$$

Сочетание, вызывающее максимальное сжатие внутренней полки:

2) $M = -236,514 \text{ кН}\cdot\text{м}$,

$N = -674,21 \text{ кН}$.

Давление кранов $D_{\max} = 1440,53 \text{ кН}$.

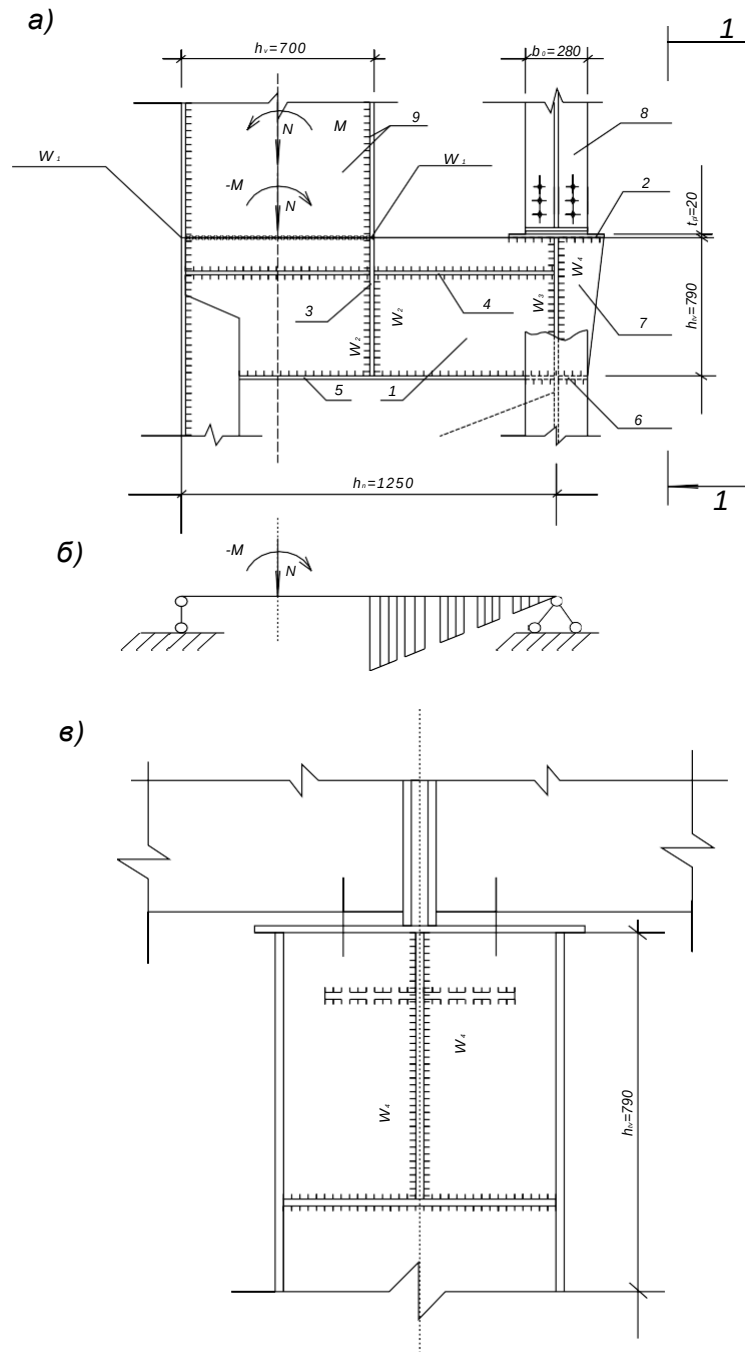


Рисунок 4.2 – Узел сопряжения верхней и нижней частей колонны: а) конструктивное решение узла; б) расчетная схема траверсы; в) сечение 1 – 1: 1 – траверса; 2 – опорная плита; 3 – ребро, соответствующее полке верхней части колонны; 4 – 6 – ребра, подкрепляющие траверсу; 7 – ребро, соответствующее траверсе; 8 – опорное ребро подкрановой балки; 9 – верхняя часть колонны

Прочность стыкового шва (w_1 см. рисунок) крепления верхней части колонны проверяем по нормальным напряжениям в поясах, считая, что они полностью воспринимают усилия M и N .

В том случае, если сечение полки верхней части колонны не больше сечения стенки швеллера наружной ветви и по толщине и по ширине, а также, если стыковые швы полок выведены на накладки и выполнены, при необходимости, с разделкой и скосом кромок, напряжение в швах можно определить, принимая площадь стыкового шва равной площади полки верхней части колонны.

При первой комбинации усилий:

– наружная полка

$$\sigma = \frac{\left(\frac{N}{2} + \frac{|M|}{h} \right)}{A_f} = \frac{565,71}{2} + \frac{24675}{72} = 8,82 \text{ кН/см}^2 < R_{wys} \cdot \gamma_c = 23 \cdot 1 \text{ кН/см}^2,$$

где R_{wys} – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатую $R_{wys} = R_y = 23 \text{ кН/см}^2$,

$$\gamma_c = 1;$$

– внутренняя полка

$$\sigma = \frac{\left(\frac{N}{2} - \frac{|M|}{h} \right)}{A_f} = \frac{565,71}{2} - \frac{24675}{72} = -0,96 \text{ кН/см}^2 < R_{wy,r} \cdot \gamma_c = 19,55 \text{ кН/см}^2,$$

где $R_{wy,r}$ – расчетное сопротивление сварных стыковых швов растяжению без физических способов контроля качества: $R_{wy,r} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 23 = 19,55 \text{ кН/см}^2$.

При второй комбинации усилий:

– наружная полка

$$\sigma = \frac{\left(\frac{N}{2} - \frac{|M|}{h} \right)}{A_f} = \frac{674,21}{2} - \frac{23651,4}{72} = -0,01 \text{ кН/см}^2 < 0,85R_{wy,r} \cdot \gamma_c = 19,55 \text{ кН/см}^2;$$

– внутренняя полка

$$\sigma = \frac{\left(\frac{N}{2} + \frac{|M|}{h} \right)}{A_f} = \frac{674,21}{72} + \frac{23651,4}{72} = 9,37 \text{ кН/см}^2 < R_{wys} \cdot \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Толщину стенки траверсы 1 определяем из условия прочности при смятии:

$$t_{tr} \geq \frac{D_{\max}}{l_{ef} \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{1440,53}{32 \cdot 32,7 \cdot 1} = 1,38 \text{ см},$$

где $R_p = 32,7 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки) для стали С235 (приложение 1 [1], таблица 52* [7]);

$$l_{ef} = b_0 + 2t_{pl} = 28 + 2 \cdot 2 = 32 \text{ см} – \text{длина снимаемой части траверсы};$$

b_0 – ширина опорного ребра подкрановой балки, (см. П. 2.3);

$t_{pl} = 2 \text{ см}$ – толщина плиты 2 (рисунок), на которую опирается опорное ребро.

Принимаем $t_{tr} = 1,4 \text{ см}$ (см. таблицу , приложение).

Максимальное усилие во внутренней полке верхней части колонны определяем по наибольшим напряжениям от 1-ой или 2-ой комбинации усилий (в нашем случае при 2-й комбинации).

$$N_p = \sigma \cdot A_f = 9,37 \cdot 72 = 674,64 \text{ кН}.$$

Длина шва l_{w2} крепления вертикального ребра 3 (рисунок) траверсы к стенке траверсы (w_2 см. рисунок):

$$l_{w2} = \frac{N_p}{4 \cdot k_f \cdot R_{wm}} + 1 \text{ см} \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f.$$

Принимаем полуавтоматическую сварку в углекислом газе сварочной проволокой С_в – 08 Г2С, диаметром $d = 1,4 \dots 2 \text{ мм}$. назначаем катет шва минимальным по толщине вертикального ребра 3, $k_f = 6 \text{ мм}$. толщину ребра 3 принимаем на 2 мм толще полки верхней части колонны, для компенсации не-

точностей изготовления и монтажа $t_3 = t_f + 2 \text{ мм} = 18 + 2 = 20 \text{ мм}$.

R_{wm} – минимальное расчетное сопротивление углового сварного шва срезу (условному по металлу шва или по металлу границы сплавления), принимается равным меньшему из двух произведений:

$$\begin{aligned} R_{wf} \cdot \beta_f \cdot \gamma_{wf} &= 0,9 \cdot 21,5 \cdot 1 = 19,35 \text{ кН/см}^2, \\ R_{wz} \cdot \beta_z \cdot \gamma_{wz} &= 1,05 \cdot 16,2 \cdot 1 = 17,01 \text{ кН/см}^2, \end{aligned} \quad)$$

где β_f, β_z – коэффициенты для расчета углового шва соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления. Принимаются по таблице , приложения или по таблице 34* [7], или таблице 4.4 [1]

$$\beta_f = 0,9, \beta_z = 1,05;$$

R_{wf}, R_{wz} – расчетные сопротивления угловых швов срезу соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления:

$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 36 = 15,75 \text{ кН/см}^2$, $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$ – по таблице , приложения или по таблице 56[7],

$R_{un} = 36 \text{ кН/см}^2$ – нормативное сопротивление стали по временному сопротивлению принимается по таблице 51* [7] или по приложению 1 [1];

γ_{wf}, γ_{wz} – коэффициенты условной работы шва, равные при $T > -40^\circ \text{C}$.

Длина шва:

$$l = \frac{N_p}{4 \cdot k_f \cdot R_{wm}} + 1 = \frac{674,64}{4 \cdot 0,6 \cdot 17,01} + 1 \approx 18 \text{ см} < 85 \cdot 0,9 \cdot 0,5 = 38,5 \text{ см}.$$

Для расчета прочности стенки подкрановой ветви составляем комбинацию усилий, дающую наибольшую опорную реакцию траверсы. Такой комбинацией будет сочетание 1, 2, 3, 4 (-), 5 в сечении 2 – 2

$$N_1 = -674,21 \text{ кН},$$

$$M_1 = -20,511 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Усилие в подкрановой ветви:

$$N_v = \frac{N_1 \cdot h_v}{2 \cdot h_n} - \frac{M_1}{h_n} + D_{\max} \cdot 0,9 = \frac{674,21 \cdot 70}{2 \cdot 125} - \left(- \frac{2051,1}{125} \right) + 1440,53 \cdot 0,9 = 1485,42 \text{ кН},$$

0,9 – учитывает, что усилия N_1 и M_1 приняты для 2-го основного сочетания нагрузок.

Из условия прочности сдвигу стенки подкрановой ветви, в месте крепления траверсы, определяем высоту траверсы:

$$h_{tr} \geq \frac{N_v}{2t_{w1} \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1485,42}{2 \cdot 0,75 \cdot 13,3 \cdot 1} = 74,23 \text{ см},$$

где $t_{w1} = 0,75$ см – толщина стенки двутавра 40 Б2;

$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,3$ кН/см² – расчетное сопротивление стали сдвигу.

Принимаем толщину пояса 5 (рисунок) равной 10 мм и высоту стенки траверсы 1 $h_{tr} = 756$ мм.

Проверяем прочность траверсы как балки, нагруженной усилиями N , M и D_{max} . Расчетная схема и сечение траверсы приведены на рисунке . Учитываем работу на изгиб только стенки траверсы 1, без учета подкрепление ее ребрами 4 и 5.

$$\sigma = \frac{M_{tr}}{W_w} = \frac{20789,45}{1334} = 15,6 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2,$$

где M_{tr} – максимальных изгибающий момент в траверсе, возникающий при 2-й комбинации усилий;

$$M_{tr} = \left(\begin{matrix} M & N \cdot h_v \\ h_n & n \end{matrix} \right) \cdot (h_n - h_v) = \left(\begin{matrix} -2365,4 & +674,21 \cdot 70 \\ -125 & -2 \cdot 125 \end{matrix} \right) \cdot (125 - 70) = 2078,945 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент сопротивления:

$$W_w = \frac{t_{tr} \cdot h_{tr}^2}{6} = \frac{1,4 \cdot 75,6^2}{6} = 1334 \text{ см}.$$

В случаях больших перенапряжений, когда увеличивать стенку траверсы не рационально, можно учесть ее подкрепление ребрами 4 и 5, рисунок , при этом нужно помнить, чтобы обеспечить совместную работу траверсы с ребрами надо рассчитать швы их соединения на прочность и обеспечить устойчивость ребер 4 и 5.

Максимальная поперечная сила в траверсе с учетом усилия от кранов возникает при комбинации усилий 1, 2, 3, 4 (-), 5.

$$N_1 = -674,21 \text{ кН},$$

$$M_1 = -20,511 \text{ кН} \cdot \text{м} = -2051,1 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

$$Q_{\max} = \frac{N_1 \cdot h_v}{2 \cdot h_n} - \frac{M_1}{h_n} + \frac{k \cdot D_{\max} \cdot 0,9}{2} = \frac{674,21 \cdot 70}{2 \cdot 125} - \left(- \frac{2051,1}{125} \right) + \frac{1,2 \cdot 1440,53 \cdot 0,9}{2} = 983,1 \text{ кН},$$

где $k=1,2$ – учитывает неравномерную передачу усилий $D_{\max}$.

Проверка прочности траверсы на сдвиг:

$$\tau_{tr} = \frac{1,5 \cdot Q_{\max}}{t_{tr} \cdot h_{tr}} = \frac{1,5 \cdot 983,1}{1,4 \cdot 75,6} = 13,93 \text{ кН/см}^2 \approx R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2$$

Требуемый катет шва k_{f3} крепления траверсы к подкрановой ветви (w_3):

$$k_{f3} = \frac{1,5 \cdot Q_{\max}}{2 \cdot (h_{tr} - 1) \cdot R_{wm}} = \frac{1,5 \cdot 983,1}{2 \cdot (75,6 - 1) \cdot 17,01} = 0,56 \text{ см}.$$

Принимаем $k_{f3} = 0,6 \text{ см}$.

Катет швов k_{f4} крепления ребра 7 (рисунок) к сетке подкрановой

ВЕТВИ

$$k_{f4} = \sqrt{\frac{1,5 \cdot D_{\max}}{170 \cdot \beta_f \cdot R_{wm}}} = \sqrt{\frac{0,6 \cdot 1440,53}{170 \cdot 0,9 \cdot 17,01}} = 0,58 \text{ см}.$$

Принимаем $k_{f4} = 6 \text{ мм}$.

При этом должно соблюдаться условие:

$$85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 45,9 \text{ см} < h_{wt} - 1 \text{ см} = 75,6 - 1 = 74,6 \text{ см}$$

Толщина ребра 7 принимается по толщине стенки траверсы 1. Ширину этого ребра вверху можно определить по формуле:

$$b_7 \geq 0,5(l_{ef} - t_{w1}) + 25 \text{ мм}$$

где l_{ef} – длина снимаемой части траверсы;

t_{w1} – толщина стенки подкрановой ветви;

25 мм – учитывают неточности изготовления и монтажа.

$$b_7 \geq 0,5(32 - 0,75) + 25 = 18,1 \text{ см}.$$

Принимаем $b_7 = 18$ см.

Внизу ширину ребра 7 можно принять равной ширине ребра 6. Ширину последнего можно принимать по нормалям (примерно равной свесу полки двутавра).

В расчетно-графической работе можно ограничиться конструктивными назначением размеров ребер 4,5,6 и швов их крепления.

Нижний пояс траверсы 5 принимаем конструктивно. Его ширину определим по формуле:

$$b_s \leq h_s - \frac{b_f}{2} = 373 - \frac{165}{2} = 290,5 \text{ мм},$$

где h_s , b_f – соответственно расстояние между внутренними гранями полок и ширина полки двутавра подкрановой ветви. Принимаем $b_s = 280$ мм.

Толщину пояса 5 можно определить по формуле:

$$t_5 \geq b_5 \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 280 \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 9,4 \text{ мм},$$

Принимаем $t_5 = 10$ мм

Верхние горизонтальные ребра из двух полос шириной:

$$b_4 \approx 0,5(b_5 - t_{tr}) = 0,5(280 - 14) = 133 \text{ мм},$$

Принимаем $b_4 = 140$ мм.

Толщину ребер 4 и 6 принимаем равной толщине ребра 5. Швы крепления ребер 4, 5, 6 в РГР можно принимать минимального катета.

4.4.6 Расчет и конструирование базы колонны

Ширина нижней части колонны h_n превышает 1 м, поэтому проектируем базу раздельного типа (рисунок 4.3). В РГР базу раздельного типа можно принимать и при ширине нижней части колонны равной $h_n = 1$ м.

Расчетные комбинации усилий в нижнем сечении колонны (сечение 4 – 4 таблица 3.5), вызывающие максимальное сжатие в ветвях.

1 – для расчета базы подкрановой ветви:

$M_1 = -28,38 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $N_1 = 1963,47 \text{ кН}$ (сочетание усилий №4, таблица 3.5)2 – для расчета базы наружной ветви:

$M_2 = 1452,63 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $N_2 = -2071,97 \text{ кН}$ (сочетание усилий №6 таблица 3.5).

В комбинации усилий 1 не учтена нагрузка от снега т.к. растягивающее усилие в подкрановой ветви, вызываемое изгибающим моментом больше сжимающих от продольной силы (таблица 3.4)

$$\frac{M}{h_0} = \frac{42831}{120,6} = 355 \text{ кН} > \frac{N \cdot y_2}{h_0} = \frac{108,5 \cdot 42,57}{120,6} = 37 \text{ кН},$$

т.е. снеговая нагрузка разгружает подкрановую ветвь.

Усилия в ветвях колонны:

подкрановая ветвь:

$$N_{V1} = \frac{M_1}{h_0} + \frac{N_1 y_2}{h_0} = \frac{2838}{120,6} + \frac{1963,47 \cdot 42,57}{120,6} = 716,607 \text{ кН},$$

наружная ветвь:

$$N_{V2} = \frac{M_2}{h_0} + \frac{N_2 y_1}{h_0} = \frac{145263}{120,6} + \frac{2071,97 \cdot 78,03}{120,6} = 2545,098 \text{ кН}.$$

База наружной ветви (более нагруженной).

Требуемая площадь плиты базы определяется из условия прочности бетона, под плитой при смятии: $A_{pl2,red} = \frac{N_{V2}}{R_{bloe}} = \frac{2545,098}{0,6} = 4242 \text{ см}^2$,

где R_{bloe} – расчетное сопротивление бетона местному сжатию (смятию) для бетона класса ниже В 25 $R_{bloe} = \varphi_b \cdot R_b$.

R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию можно принимать по таблице 6.7 [1], в нашем случае для бетона класса В 10 $R_b = 0,6 \text{ кН/см}^2$;

$$\varphi_b = 3 \sqrt{\frac{A_f}{A_{pl}}} \leq 2,5 \text{ – коэффициент, учитывающий отношение площадей}$$

фундамента и базы: A_f – площадь обреза фундамента, A_{pl} – площадь плиты базы ветви;

первоначально можно принять $\varphi_b = 1$

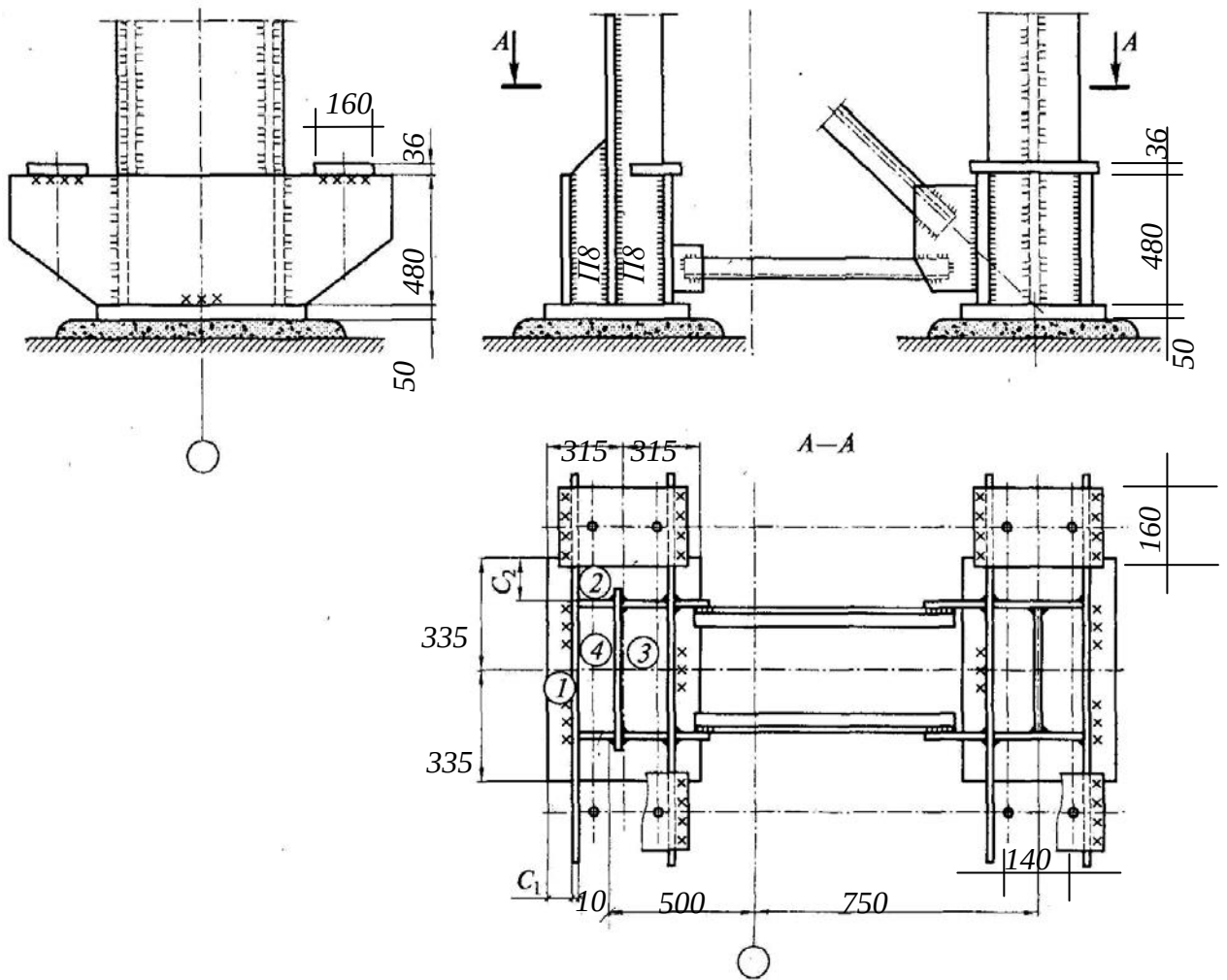


Рисунок 4.3 – Расчетные схемы базы колонны

Свес плиты c_2 должен быть не менее 4 см, тогда

$$B \geq b_{k2} + 2c_2 = 40,1 + 2 \cdot 4 = 48,1 \text{ см},$$

где $b_{k2} = h_s + 2t_f = 37,3 + 2 \cdot 1,4 = 40,1 \text{ см}$.

После предварительных расчетов принимаем $B=67 \text{ см}$, тогда

$$L_{red} = \frac{A_{pl2red}}{B} = \frac{4242}{67} = 63,3 \text{ см}$$

Принимаем $L = 63 \text{ см}$, тогда $A_{pl2} = 4221 \text{ см}^2$

Среднее напряжение в бетоне под плитой:

$$\sigma_f = \frac{N_{V1}}{A_{pl2}} = \frac{2545}{4221} = 0,603 \text{ кН/см}^2,$$

При $\varphi = 1$ перенапряжение менее 3 %. Перенапряжения не будет площадь обреза фундамента назначить такой, чтобы соблюдать условие $\sigma_f \leq \varphi_b \cdot R_b$. Кроме того, угол плиты базы на должен совпадать с углом обреза фундамента [1, п. 3.39].

Из условия симметричного расположения траверс относительно центра тяжести ветви, расстояние между траверсами в свету равно:

$$b_t = 2(b_f + t_w - z_0) = 2(18 + 1,8 - 4,4) = 30,8 \text{ см.}$$

При толщине траверсы $t_{tr2} = 1 \text{ см}$ ($t_{tr2} \geq 0,02b_{k2}$), вылет консоли плиты:

$$c_1 = \frac{63 - 30,8 - 1 \cdot 2}{2} = 15,1 \text{ см.}$$

Определим изгибающий момент на отдельных участках плиты:

участок 1 (консольный свес $c = c_1 = 15,1 \text{ см}$)

$$M_1 = \frac{\sigma_f c_1^2}{2} = \frac{0,603 \cdot 15,1^2}{2} = 68,74 \text{ кНм;}$$

участок 2 (свес $c_2 = 0,5(B - b_k) = 0,5(67 - 40,1) = 13,45 \text{ см}$,

т.к. $\frac{c_2}{b_t} = \frac{13,45}{30,8} = 0,44 < 0,5$, то участок 2 может рассматривать как консоль-

ный, и он имеет меньший момент, чем участок 1, т.к. $c_2 < c_1$.

участок 3 (плита оперта на 4 стороны): $b_3 = h_s = 37,3 \text{ см}$; $a_3 = b_f = 18 \text{ см}$

$\frac{b_3}{a_3} = \frac{37,3}{18} = 2,07 > 2$, тогда $\alpha = 0,125$ (см. таблицу 6.8 [1] или таблица 3.1

[14]),

$$M_3 = \alpha \sigma_f a_3^2 = 0,125 \cdot 0,603 \cdot 18^2 = 24,4 \text{ кНм,}$$

где $b_3 a_3$ – соответственно большая и меньшая сторона участка 3;

участок 4 (плита оперта на 4 стороны) $\frac{b_4}{a_4} = \frac{37,3}{11} = 3,4 > 2$, где

$b_4 = h_s = 37,3 \text{ см}$; $a_4 = 63 - 2(15,1 + 1) - 18 - 1,8 = 11 \text{ см}$, тогда $\alpha = 0,125$; и участок 4 имеет меньший момент, чем участок 3, т.к. $a_4 < a_3$.

В том случае, когда моменты на консольных участках 1 и 2 существенно превышают моменты на участках 3 и 4 рационально использовать более прочный бетон, что делается при технико-экономическом обосновании класса бетона, или по согласованию с руководителем проекта.

Для расчетов принимаем $M_{\max} = 68,74$ кНм.

Требуется толщина плиты:

$$t_{pl2} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 68,74}{21 \cdot 1,15}} = 4,13 \text{ см}$$

$\gamma_c = 1,2$ по п.1.1 таблицы 6* [7] при $t_{pl} \leq 40$ мм;

$\gamma_c = 1,15$ при $40 < t_{pl} \leq 60$ мм и $\gamma_c = 1,1$ при $60 < t_{pl} \leq 80$ мм.

Принимаем $t_{pl2} = 50$ мм (5 – 10 – припуск на фрезеровку).

Высоту траверсы определим из условия размещения шва крепления траверсы к ветви колонны.

В запас прочности принимаем, что все усилие в ветви передает на траверсы через 4 сварных угловых шва. По согласованию с руководителем возможен учет передачи части усилий со стержня колонны непосредственно на плиту базы и уточнения расчетной схемы траверсы.

Сварка полуавтоматическая, проволокой марки Св – 08 Г2С $d=1,4 \dots 2$ мм. Принимаем $k_f = 8$ мм.

Требуется длина шва:

$$l_{wtr} = \frac{N_{V2}}{4k_f R_{wm}} + 1 = \frac{2545}{4 \cdot 0,8 \cdot 17,01} + 1 = 47,75 \text{ см} < 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2,$$

где $R_{wm} = 17,01$ кН/см² и $\beta_f = 0,9$.

Принимаем $h_{tr2} = 48$ см.

Проверка прочности траверсы.

Момент сопротивления траверсы:

$$W_{tr2} = \frac{t}{6} \frac{h^2}{tr2} = \frac{1 \cdot 48^2}{6} = 384 \text{ см}^3.$$

Равномерно распределенная нагрузка на единицу длины траверсы:

$$q_{tr2} = \frac{\sigma_f L}{2} = \frac{0,603 \cdot 63}{2} = 19 \text{ кН/см.}$$

В зависимости от соотношения консоли и пролета траверсы, как в двухконсольной балке, определяем максимальное значение момента в траверсе.

Так как $c_2 = 13,45 < 0,35b_{k2} = 0,354 \cdot 40,1 = 14,2$, то максимальный изгибающий момент в траверсе определяем по формуле:

$$M_{\max} = \frac{q_{tr2} \cdot b^2}{8} - \frac{q_{tr2} \cdot c}{2} = \frac{19 \cdot 40,1^2}{8} - \frac{19 \cdot 13,45^2}{2} = 2100,45 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Возникающие при этом максимальные нормальные напряжения будут равны:

$$\sigma_1 = \frac{M_{\max}}{W_{tr2}} = \frac{2100,45}{384} = 5,46 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Касательные напряжения в траверсе определим по формуле:

$$\tau = \frac{1,5Q_{\max}}{t_{tr2} \cdot h_{tr2}}.$$

Т.к. $c_2 < 0,5b_{k2}$, то максимальное значение поперечной силы определяем по формуле:

$$Q_{\max} = \frac{q_{tr2} \cdot b_{k2}}{2} = \frac{19 \cdot 40,1}{2} = 980,95 \text{ кН,}$$

тогда касательные напряжения будут равны:

$$\tau_1 = \frac{1,5 \cdot 980,95}{1 \cdot 48} = 11,9 < R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,3 \text{ кН/см}^2.$$

При большом запасе прочности траверсы ее толщину можно уменьшить, но толщину траверсы следует принимать не менее 10 мм и не менее $0,02h_{tr2}$ по условиям коррозионной стойкости и устойчивости.

Расчет базы подкрановой ветви (если она менее нагружена, чем наружная, как в рассмотренном примере) выполняется по согласованию с руководителем КП.

Расчет базы подкрановой ветви производится подобно расчету базы наружной ветви. По определенному ранее максимальному сжимающему уси-

лию в подкрановой ветви $N_{VI}=716,607$ кН определяем требуемую площадь плиты

$$A_{pl,red} = \frac{716,607}{1 \cdot 0,6} = 1194,34 \text{ см}^2.$$

Определяем, $L_a \geq b_f = 2(t_{tr} + 40) = 165 + 2(10 + 40) = 265$ мм, и принимаем в соответствии с ГОСТ на универсальную сталь $L = 280$ мм, тогда

$$B \geq \frac{A_{pl,red}}{L_k} = \frac{1194,34}{28} = 42,66 \text{ см}.$$

Ширину плиты базы подкрановой ветви обычно принимают по ширине плиты базы наружной ветви $B=670$ мм. Принимаемая ширина плиты должна быть не меньше высоты двутавра b_{k1} и двух консольных свесов плиты по 40 мм: $B=670 > b_{k1} + 2 \cdot 40 = 476$ мм.

$$\text{Площадь плиты } A_{pl,2} = L \cdot B = 28 \cdot 67 = 1876 \text{ см}^2.$$

Напряжение в бетоне под плитой:

$$\sigma_f = \frac{716,607}{1876} = 0,382 \text{ кН/см}^2.$$

Изгибающие моменты на отдельных участках плиты.

1-й участок (консольный)

$$M_1 = \frac{\sigma_f \cdot c_3^2}{2} = \frac{0,382 \cdot 4,75^2}{2} = 4,31 \text{ кНм};$$

2-й участок

$$\text{оперт на 3 канта, } c_4 = \frac{B - b_{kl}}{2} = \frac{670 - 396}{2} = 137 \text{ мм}; \quad \frac{c_4}{b_t} = \frac{137}{165} = 0,83 > 0,5, \text{ зна-}$$

чение коэффициента β находим по таблице 6.9 [1] или таблице 3.2 [14] $\beta=0,1$.

$$M_2 = \beta \sigma_f b_f^2 = 0,1 \cdot 0,382 \cdot 16,5^2 = 10,4 \text{ кНсм};$$

3-й участок

$$\text{оперт на 4 канта } a = 7,88 \text{ см}; \quad b = 37,3 \text{ см}; \quad \frac{b}{a} > 2; \quad \alpha = 0,125 \text{ (по таблице 6.8 [1]}$$

или таблице 3.1 [14])

$$a = 0,5(b_f - s) = 0,5(16,5 - 0,75) \approx 7,88 \text{ см};$$

$$M_3 = \alpha \sigma_f a^2 = 0,125 \cdot 0,382 \cdot 7,88^2 = 2,97 \text{ кНсм.}$$

По максимальному моменту на участке 2 определим толщину плиты

$$t_{pl1} = \sqrt{\frac{6 \cdot 10,4}{22 \cdot 1,2}} = 1,50 \text{ см}$$

В целях унификации и упрощения фрезеровки торца колонны принимаем толщину плиты базы подкрановой ветви такой же, как и толщину базы наружной ветви, $t_{pl1} = t_{pl2} = 50 \text{ мм}$.

Высоту траверсы подкрановой ветви определяем по формуле:

$$h_{rt1} = \frac{N_{V1}}{4k_f R_{wm}} + 1 = \frac{716,604}{4 \cdot 0,8 \cdot 17,01} + 1 = 13,54 \text{ см.}$$

И принимаем $h_{rt1} = h_{rt2} = 48 \text{ см}$ – такой же, как и высота траверсы наружной ветви.

Проверка прочности траверсы производится подобно проверке траверсы наружной ветви:

$$W_{tr1} = \frac{1 \cdot 48^2}{6} = 384 \text{ см}^3;$$

$$q_{tr1} = \frac{0,382 \cdot 28}{2} = 5,35 \text{ кН/см},$$

т.к. $c_4 = 13,7 < 0,354b_{k1} = 0,354 \cdot 39,6 = 14,02 \text{ см}$, то максимальный момент можно определить по формуле:

$$M_{\max} = \frac{5,35 \cdot 39,6^2}{8} - \frac{5,35 \cdot 13,7^2}{\text{кН} \cdot \text{см}, 2} = 547$$

$$\sigma_1 = \frac{547}{384} = 1,4 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

т.к. $c_4 = 13,7 < 0,5b_{k1} = 0,5 \cdot 39,6 = 19,8 \text{ см}$, то максимальная поперечная сила определяется по формуле:

$$Q_{tr1} = \frac{5,35 \cdot 39,6}{2} = 106 \text{ кН},$$

$$\tau_{tr1} = \frac{1,5Q_{tr1}}{t_{tr1} \cdot h_{tr1}} = \frac{1,5 \cdot 106}{1 \cdot 48} = 3,3 < 13,3 \text{ кН/см}^2.$$

Расчет анкерных болтов

Выбираем комбинации усилий, которые могут вызвать максимальные растягивающие усилия в ветвях у их сопряжения с фундаментом. Если при этом усилие от постоянной нагрузки вызывают сжатие в ветви, то их следует принимать с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$, для этого допускается расчетные усилия от постоянной нагрузки при $\gamma_f > 1$ умножать на отношение $\frac{0,9}{1,1} = 0,8$.

Анализ усилий и их сочетаний в сечении 4 – 4 (таблица 3.5) показывает, что в нашем случае растягивающие усилия могут возникать только в подкрановой ветви. От постоянной нагрузки в этой ветви возникает растяжение, т.к.

$$\frac{M_g}{h_0} > \frac{N_g \cdot y_2}{h_0}; \quad \frac{463,491}{120,6} > \frac{667 \cdot 42,57}{120,6};$$

$$384 > 236 \text{ кН.}$$

Поэтому для расчета анкерных болтов рассмотрим сочетания при постоянной нагрузке с $\gamma_f > 1$. Такими сочетаниями будут сочетания 1 и 2 из таблицы 3.5

$$1) M_1 = 881,314 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad N_1 = -667 \text{ кН};$$

$$2) M_2 = 1536,2 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad N_2 = -1313,98 \text{ кН.}$$

Для расчета принимаем большее из усилий:

$$N_{V1} = \frac{N_1}{h_0} y_2 + \frac{M_1}{h_0} = -\frac{667}{120,6} \cdot 42,57 + \frac{881,314 \cdot 100}{120,6} = 495,33 \text{ кН},$$

$$N_{V2} = \frac{N_2}{h_0} y_2 + \frac{M_2}{h_0} = -\frac{1313,98}{120,6} \cdot 42,57 + \frac{1536,2 \cdot 100}{120,6} = 810 \text{ кН},$$

$$N_{V \max} = N_{V1} = 810 \text{ кН.}$$

Требуется толщина сечения анкерных болтов:

$$A_{a,red} = \frac{N_{V\max}}{R_{ba}\gamma_c} = \frac{810}{18,5 \cdot 1} = 43,78 \text{ см}^2,$$

где $R_{ba} = 18,5 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление растяжению фундаментных болтов из стали ВСт3кп2 по таблице 60* [1].

Устанавливаем 6 болтов $d=36 \text{ мм}$, по 3 болта с каждой стороны ветви (рисунок 4.3), т.к. размесить по два болта диаметром 42 мм между траверсами с каждой стороны ветви не возможно, а замена двух болтов диаметром 42 мм на один болт диаметром 64 мм потребует их глубокой или специальной анкеровки, что не всегда рационально (таблица 4.3 и таблица 4.4 [9]).

$$A_n = nA_{bn} = 6 \cdot 8,16 = 48,96 \text{ см}^2 > A_{red} = 43,78 \text{ см}^2$$

A_{bn} – площадь сечения болта нетто $d=36 \text{ мм}$ по таблице 62* [7] или таблице 4.8 [1].

Расчет анкерной плитки

(выполняется по согласованию с руководителем работы)

Анкерные болты закрепляются анкерной плитой, которая работает на изгиб. Размеры анкерной плитки в плане по длине определяются условиями размещения анкерных болтов, в частности, расстояние от оси анкерного болта до грани траверсы должно быть не менее $0,5d_0+30 \text{ мм}$, а расстояние между осями соседних болтов должно быть не менее $2,5d_0$ (и $3d_0$ – для сталей с пределом текучести свыше 380 МПа), где d_0 – диаметр отверстия под болт в анкерной плитке, принимается на 2 – 4 мм больше диаметра болта. Исходя из этих условий определим расстояние от оси траверсы до оси, крайнего анкерного болта $a_\alpha \geq 0,5d_0 + 30 + 0,5t_{tr} = 0,5 \cdot 40 + 30 + 0,5 \cdot 10 = 55 \text{ мм}$.

Принимаем $a_\alpha = 55 \text{ мм}$.

При этом состояние между осями соседних анкерных болтов будет $c = a_\alpha + 0,5t_{tr} + 0,5b_f = 55 + 0,5 \cdot 10 + 0,5 \cdot 165 = 142,5 > 2,5 \cdot d_0 = 2,5 \cdot 40 = 100 \text{ мм}$.

Усилие в одном анкерном болте при 6 анкерных болтах на каждой ветви равно

$$N_a = \frac{N_v}{6} = \frac{810}{6} = 135 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в плитке равны:

$$\text{момент на опоре } M_1 = N_a \cdot a = 135 \cdot 5,5 = 742,5 \text{ кНсм};$$

$$\text{момент в пролете } M_2 = M_1 \cdot N_a \frac{l}{4} = 742,5 - 135 \frac{17,5}{4} = 152 \text{ кНсм};$$

где $l = b_f + t_{tr} = 16,5 + 1 = 17,5$ см – длина пролета плитки.

Задаемся шириной анкерной плитки $b \geq 4d_{оме} = 4 \cdot 40 = 160$ мм. Принимаем $b_a = 160$ мм, ширина анкерной плитки нетто b_{an} (за вычетом отверстия), $b_{an} = 160 - 40 = 120$ мм.

Толщина плитки из условия прочности:

на опоре (по неослабленному сечению)

$$t_a = \sqrt{\frac{6M_1}{b_a R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 742,75}{16 \cdot 22 \cdot 1,2}} = 3,25 \text{ см};$$

в пролете (по ослабленному сечению)

$$t_a = \sqrt{\frac{6M_2}{b_{an} R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 742,75}{12 \cdot 22 \cdot 1,2}} = 1,77 \text{ см.}$$

Принимаем $t_a = 36$ мм (таблица).

Высота конструкции базы:

$$H_b = t_{pl} + h_{tr} + t_a + S + H = 42 + 480 + 36 + 6 + 29 = 593 < H_b = 600 \text{ мм.}$$

где S и H – толщина шайбы и высота гайки.

Таким образом, конструкция базы не выступает над полом, если стержень болта выше гайки не более чем на 7 мм.

Расстояние оси анкерных болтов от полки двутавра подкрановой ветви должны быть не менее: $c_a \geq 0,5b_a + 25 = 0,5 \cdot 160 + 25 = 105$ мм и не менее $c_a > c_4 + 0,5d + 25 = 137 + 0,5 \cdot 36 + 25 = 180$ мм.

Принимаем $c_a = 180$ мм.

Максимальный изгибающий момент в траверсе от усилий в анкерных болтах:

$$M_a = \frac{N_v \cdot c_4}{4} = \frac{810 \cdot 18}{4} = 3645 \text{ кН/см.}$$

Максимальное нормальное напряжение в траверсе:

$$\sigma_a = \frac{M_a}{W_{tr}} = \frac{3645}{384} = 9,5 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

Поперечная сила траверсы от усилий в анкерных болтах:

$$Q_a = \frac{N_v}{4} = \frac{810}{4} = 202,5 \text{ кН.}$$

На эту силу проверяем прочность траверсы на сдвиг, при учете всей ее высоты по формуле:

$$\tau = \frac{1,5Q_a}{t_{tr} \cdot h_{tr}} = \frac{1,5 \cdot 202,5}{48 \cdot 1} = 6,3 < 13,3 \text{ кН/см}^2,$$

и при учете высоты траверсы по оси анкерного болта по формуле:

$$\tau = \frac{Q_a}{t_{tr} \cdot h_{tr}} = \frac{202,5}{30,5 \cdot 1} = 6,64 < 13,3 \text{ кН/см}^2,$$

где h_{tr1} – высота траверсы по оси анкерных болтов равная:

$$h_{tr1} = 50 + \frac{(h_{tr} - 50)(0,5b_a + 25)}{c_a + 0,5b_a + 25 - c_4} = 50 + \frac{(480 - 50)(0,5 \cdot 160 + 25)}{180 + 0,5 \cdot 160 + 25 - 137} = 305 \text{ мм,}$$

где 50 мм – минимальная высота траверсы у ее края.

Максимальное растяжение усилие в ветвях ($N_v=810$ кН) обычно меньше максимального сжимающего ($N_{v2}=2545$ кН), поэтому швы крепления траверс на отрыв, в РГР можно не проверять, в том случае если эти швы рассчитывались на восприятие всего максимального сжимающего усилия в ветвях. Количество и диаметр анкерных болтов у наружной ветви принимаются обычно такими же, как и у подкрановой, размещение их и крепления выполняются по тем же правилам.

4.5 Расчет стропильной фермы

Рассчитаем средние стропильные фермы, не воспринимающие нагрузки: от торцевых стен фонаря, ветра с торца здания и от снеговых мешков у торцов фонаря (зона А схема 3 приложение 3* [6]).

4.5.1

Сбор нагрузок на ферму

Постоянная нагрузка.

Состав кровли см. таблицу 3.1.

Нагрузка от перекрытия (за исключением веса фонаря)

$$q_0 = (q_0 - \gamma_f q_{fon} - \gamma_f q_{fsn}) \gamma_n = (3,125 - 1,05 \cdot 0,1 - 1,1 \cdot 0,115) 0,95 = 2,755 \text{ кН/м}^2.$$

Вес фонаря, в отличие от расчета рамы, учитываем в местах фактического опирания фонаря на раму.

Вес каркаса фонаря (см. п. 3.2.1)

$$q_f = \gamma_f \cdot q_{fn} = 1,05 \cdot 0,21 = 0,22 \text{ кН/м}^2.$$

Вес бортовых продольных стенок, прогонов, остекления и приборов для открывания на единицу длины стенки:

$$G_{fs} = \gamma_f \cdot G_{fsn} = 1,1 \cdot 1,55 = 1,71 \text{ кН/м}^2.$$

Узловые силы: (рисунок)

$$F_1 = F_2 = F_3 = q_0 B d = 2,755 \cdot 7 \cdot 3 = 58 \text{ кН},$$

где d – расстояние между узлами верхнего пояса по горизонтали

$$F_4 = q_0 B d + (q'_{fon} B 0,5d + q_{b,st} B) \gamma_n = 2,755 \cdot 7 \cdot 3 + (0,1 \cdot 7 \cdot 0,5 \cdot 3 + 0,1 \cdot 7) 0,95 = 60 \text{ кН}$$

$$F_5 = q'_0 B(0,5d + d) + \left[q'_{fon} B(0,5d + d) \right] \gamma_n = 2,755 \cdot 7(0,5 \cdot 3 + 3) + [0,1 \cdot 7(0,5 \cdot 3 + 3)] 0,95 = 90 \text{ кН}$$

Силы F_0 и F_n приложены к колоннам и в расчете не учитываются.

Опорные реакции при симметричном, относительно середине фермы нагружении.

$$F_{Ad} = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 = 58 + 58 + 58 + 60 + 90 = 324 \text{ кН}.$$

4.5.2 Снеговая нагрузка

Расчетные значения нагрузки определяются по формулам:

$$\rho = S_g \cdot \mu \cdot \gamma_n = 1,2 \mu \cdot 0,95 = 1,14 \mu \text{ кН/м}^2.$$

Условные обозначения см п.3.2

Узловые силы определим для средней зоны A с покрытия здания по

схеме 3 приложения 3* [6].

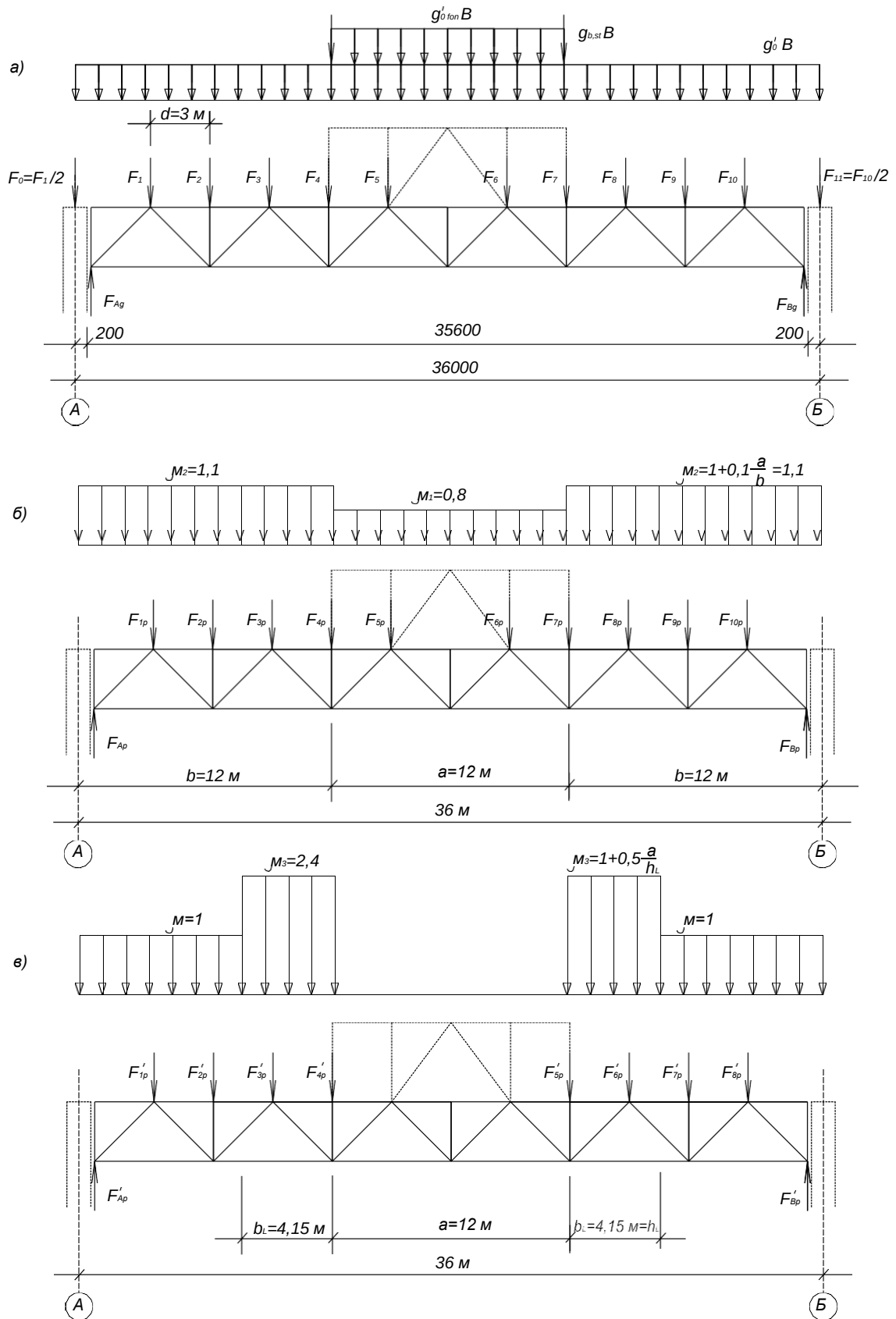


Рисунок 5.1 – К примеру расчета фермы: а – схема постоянной нагруз-

ки; б – схема 1-го варианта снеговой нагрузки; в – схема 2-го варианта снеговой нагрузки

1-й вариант снеговой нагрузки (рисунок 5.1):

$$\mu_1 = 0,8;$$

$$\mu_2 = 1 + 0,1 \frac{a}{b} = 1 + 0,1 \frac{12}{12} = 1,1;$$

$a = 12$ м – ширина фонаря;

$$b = \frac{L - a}{2} = \frac{36 - 12}{2} = 12 \text{ м};$$

$$F_{1p} = F_{2p} = F_{3p} p \cdot B \cdot d = 0,931 \mu_2 B d = 0,931 \cdot 1,1 \cdot 7 \cdot 3 = 22 \text{ кН};$$

$$F_{4p} = \frac{0,931 B d (\mu_1 + \mu_2)}{2} = \frac{0,931 \cdot 7 \cdot 3 (1,1 + 0,8)}{2} = 19 \text{ кН};$$

$$F_{5p} = 0,931 B (d + 0,5 d) \mu_1 = 0,931 \cdot 7 (3 + 0,5 \cdot 3) 0,8 = 23 \text{ кН};$$

Опорные реакции при симметричном относительно центра фермы загрузении:

$$F_{ap} = F_{1p} + F_{2p} + F_{3p} + F_{4p} + F_{5p} = 108 \text{ кН}.$$

2-й вариант снеговой нагрузки (рисунок 5.1): $\mu = 1$;

$$\mu_3 = 1 + 0,5 \frac{a}{b_L} = 1 + 0,5 \frac{12}{4,15} = 2,4;$$

где $b_L = h_L = 415$ мм – ширина снегового мешка равна высоте фонаря (схема 3, приложение 3*[6]).

$$F'_{1p} = 0,931 \mu_3 B d = 0,931 \cdot 1 \cdot 7 \cdot 3 = 20 \text{ кН};$$

$$F'_{2p} = 0,931 B d \mu_3 + \frac{0,931 (\mu_4 - \mu_3) B \frac{1,15^2}{2}}{d} = 0,931 \cdot 7 \cdot 3 \cdot 1 + \frac{0,931 (2,4 - 1) \cdot 7 \cdot \frac{1,15^2}{2}}{3} = 22 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned} F'_{3p} &= 0,931 \mu_3 B \frac{d}{2} + \frac{0,931 (\mu_4 - \mu_3) B \left(d - \frac{1,15}{2} \right) \frac{1,15}{2}}{3} + 0,931 B \frac{d}{2} \mu_4 = \\ &= 0,931 \cdot 1 \cdot 7 \cdot \frac{3}{2} + \frac{0,931 (2,4 - 1) \cdot 7 \cdot \left(3 - \frac{1,15}{2} \right) \cdot \frac{1,15}{2}}{3} + 0,931 \cdot 7 \cdot \frac{3}{2} \cdot 2,4 = 24 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$F'_{4p} = 0,931 B \frac{d}{2} \mu_4 = 0,931 \cdot 7 \frac{3}{2} \cdot 2,4 = 24 \text{ кН.}$$

Опорные реакции при симметричном относительно центра фермы загрузений:

$$F'_{AP} = F'_{1p} + F'_{2p} + F'_{3p} + F'_{4p} = 20 + 22 + 42 + 24 = 108 \text{ кН.}$$

Нагрузки от рамных моментов и распоров: (таблица 3.2, рисунок 3.3).

В целях уменьшения объема вычислений в РГР допускается учитывать рамные моменты и распоры (продольные усилия в ригеле рамы) не от каждого вида нагрузки, а от их невыгодных сочетаний, комбинаций.

Обычно такими сочетаниями являются для верхнего пояса и раскосов комбинация 1 с максимальными отрицательным моментом на левой опоре в сечении 1 – 1 и соответствующим моментом на правой опоре и распорами действующими вдоль нижнего пояса; для нижнего пояса часто более невыгодными (вызывающим большее в нем сжатие) является комбинация 2, отличающаяся от комбинации 1 отсутствием усилий от снеговой нагрузки. Следует иметь в виду, что иногда максимальное сжатие в нижнем поясе от крановой нагрузки может возникнуть при меньшей по абсолютной величине отрицательном изгибающем моменте, но большом распоре.

В нашем случае в соответствии с таблицей и рисунком .

1-я комбинация с максимальным моментом (отрицательным), вызывающим наибольшее растягивающее усилие в крайней панели верхнего пояса (момента при сочетании нагрузок 1, 2, 3, 4(-), 5* в сечении 1 – 1, номер сочетания 4, таблица 3.5)

$M_{1\max, \text{слева}} = -1086,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (в сечении на левой стойке): в сечении 1 – 1 на правой стойке при сочетании нагрузок 1, 2, 3*, 4*(-), 5

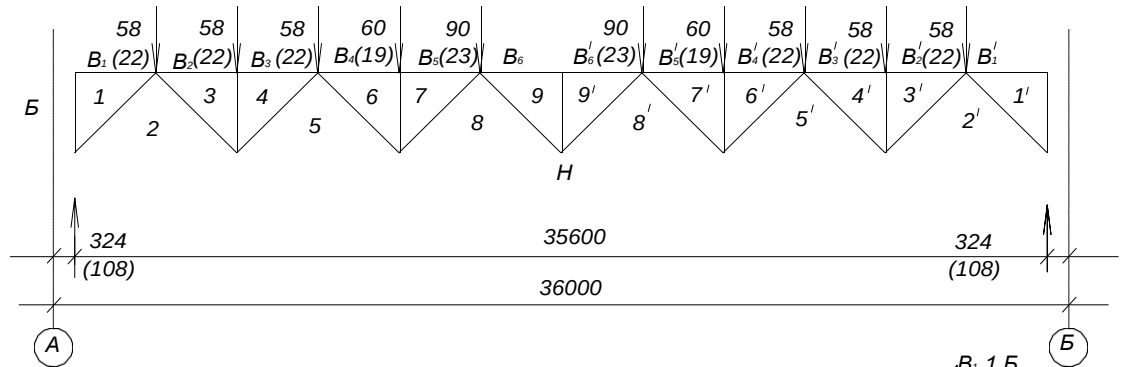
$$M_{2\text{соотв, справа}} = -400 + (-421,03 - 117,602 - 16,05 + 122,336) \cdot 0,9 = -789,15 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

2-я комбинация (те же нагрузки, но без снеговой нагрузки для определения возможного сжимающего усилия в нижнем поясе)

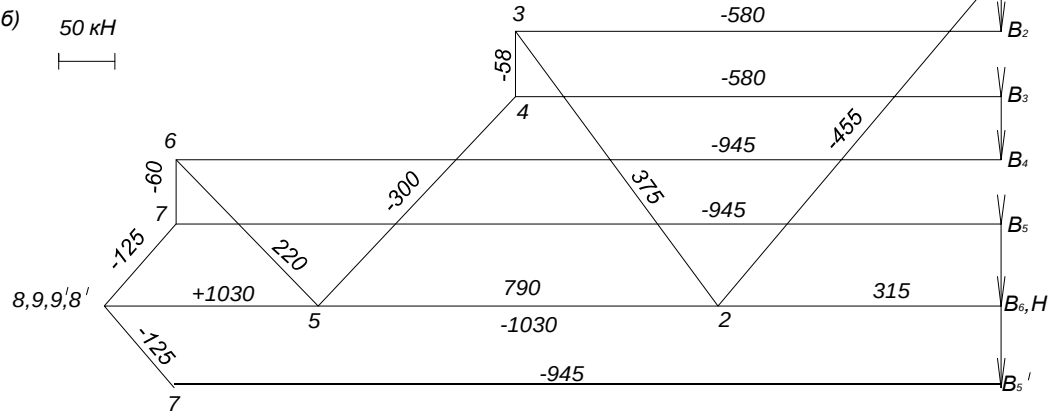
$$M_{1, \text{слева}} = -1086,6 - (-378,93) = -707,67 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{2\text{состав,справа}} = -707,67 + 378,93 = -410,25 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

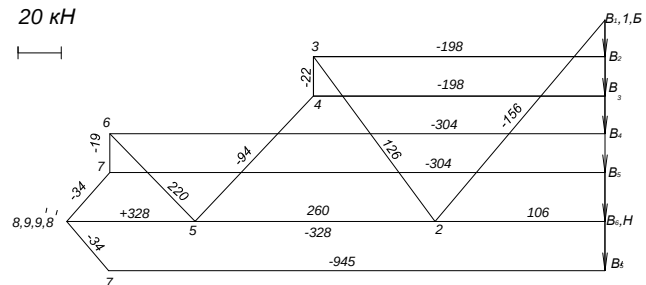
а)



б)



в)



г)

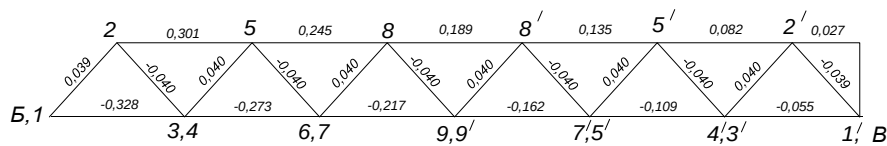


Рисунок 5.2 – К расчету фермы: а – Расчетная схема; б – диаграмма усилий от постоянной нагрузки; в – диаграмма усилий 1-го варианта снеговой нагрузки; г – диаграмма от единичного момента

Нагрузка от распора рамы действующего вдоль нижнего пояса (рисунок , эпюры N и значения W , W).

1-я комбинация:

$$H_{1,слева} = 52,884 + (63,779 + 85,065 + 19,704 + 6,834) \cdot 0,9 = 210,72 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$H_{2,справа} = 52,884 + (63,779 + 46,202 + 4,033 + 6,834) \cdot 0,9 = 161,64 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

2-я комбинация (те же нагрузки, но без снега):

$$H_{1,слева} = 52,884 + (85,065 + 19,704 + 6,834) \cdot 0,9 = 153,32 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$H_{2,справа} = 52,884 + (46,202 + 4,033 + 6,834) \cdot 0,9 = 104,24 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Воздействия вертикальных составляющих ветровых нагрузок при расчете фермы в РГР можно не учитывать, так как усилия от них обычно не входят в расчетные сочетания.

4.5.3 Определение усилий в стержнях фермы

Усилия в стержнях фермы определяются отдельно для каждой нагрузки. Для определения усилий можно использовать любой метод строительной механики, а так же использовать любые программы для ЭВМ, («SCAD», «ЛИРА», и др.) однако для уменьшения затрат времени в РГР наиболее рационально и достаточно точно определять усилия с помощью диаграммы Максвелла-Кремоны. При уклоне поясов 1,5 % их уклоны можно не учитывать, принимая пояса горизонтально расположенные (рисунок 5.2). При определении расстояния между осями поясов (рисунок 5.2), сумму привязок осей поясов таврового сечения из двух уголков к их внешним граням (обушкам уголков) $\sum z_0$, можно принять 100 мм. Расстояние между обушками (нагруженными гранями) поясных уголков принято при компоновке поперечной рамы равным 3150 мм.

Опорный раскос при жестком сопряжении фермы с колонной обычно принимают направленным вверх (восходящим) от нижнего пояса, решетку треугольную с дополнительными стойками к верхнему поясу. Распорка, подкрепляющая верхний пояс на время транспортировки в узле 1 (рисунок 5.) и уменьшающая расчетную длину опорного раскоса, а также распорка к нижнему поясу в узле 8 (рисунок 5.) устанавливаемая для уменьшения его расчетной длины, в расчетной схеме фермы могут не учитываться, т.к. в работе на дей-

ствующие нагрузки они не участвуют.

Для симметричных нагрузок достаточно построить диаграммы усилий только для половины фермы. Диаграмма усилий от постоянной нагрузки приведена на рисунок 5.2. Диаграмму усилий от снеговой нагрузки можно построить только для варианта 1, так как максимальные усилия в стержнях фермы от снеговой нагрузки (за исключением стоек, в местах образования снеговых мешков) получаются, как правило, при варианте 1 загрузки. А интересующие нас усилия в стойках равны соответствующим узловым U нагрузкам.

При отсутствии в покрытии светоаэрационного продольного фонаря рекомендуется рассмотреть следующие варианты загрузки снеговой нагрузкой: вариант 1а – равномерно-распределенная по всему пролету; вариант 2а – равномерно-распределенная на половине пролета.

Для определения усилий от опорных моментов удобно построить диаграмму от единичного момента, приложенного к левой опоре, зеркальное отображение этих усилий относительно оси симметрии фермы дает значение усилий в стержнях фермы от единичного момента, приложенного к правой опоре. Усилия от единичных моментов умножаются на соответствующие значения моментов комбинации 1 или 2 и суммируются.

Для построения диаграммы единичный момент заменяется парой горизонтальных сил, приложенных у концов верхнего и нижнего поясов фермы с плечом, равным расчетной высоте фермы на опоре. Величины горизонтальных сил равны:

$$H = \frac{M}{H_f - \sum z_0} = \frac{1}{3,15 - 0,1} = 0,328 \text{ кН.}$$

Значения вертикальных опорных реакций фермы:

$$F_A = -F_B = \frac{M}{L} = \frac{1}{35,6} = 0,02 \text{ кН.}$$

Диаграмма усилий от единичного момента приведена на рисунке .

Усилие от распора рамы прикладывается целиком к нижнему поясу. Изменение усилий распора рамы по длине пояса можно принять равноступенчатым.

Усилия в стержнях от всех видов загрузок сводятся в таблицу (таблица 5.1), там же приведены расчетные сочетания усилий, вызывающие максимальные растяжения или сжатия стержней. Усилия от расчетных моментов и распора рамы учитываем только в том случае, если они догружают стержень или меняют знак усилия в нем. При учете усилий от опорных моментов снеговая нагрузка вводится с коэффициентом сочетания $\psi=0,9$, т.к. опорные моменты определены от нескольких кратковременных нагрузок. При определении усилий в средних раскосах (8 – 9) учтено, что моменты M_1 и M_2 могут поменяться местами, т.е. момент M_1 может быть на правой опоре, а M_2 на левой, тогда сумма усилий от этих моментов меняет знак.

При подборе стержней следует иметь в виду, что, в фермах промышленных зданий ширину полок уголков принимают не менее 50 мм, а толщину не менее 5 мм. По толщине уголки одного калибра (с одинаковыми по ширине полками) должны отличаться не менее чем на 2 мм. В одной ферме допускается использовать не более 3 марок стали. В соответствии с таблицей 50* [7] в фасонках ферм при расчетной температуре более $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$ можно использовать сталь С255, С285 и более прочные стали, а в стержнях С245 и более прочные стали по ГОСТ 27772 – 88. Более прочные стали рациональны: в сжатых стержнях при малых гибкостях ($\lambda < 40 - 60$); в растянутых при гибкостях меньше предельных и калибрах уголков не меньше минимальных. Обычно более прочные стали используют в поясах и опорных раскосах ферм. Более качественные и более прочные стали для ферм необходимо использовать при температурах ниже $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$. В частности при расчетной температуре $-30\text{ }^{\circ}\text{C} > t \geq -40\text{ }^{\circ}\text{C}$ в неотапливаемых зданиях в стержнях ферм не допускается использовать стали С245 и С275 при толщине проката более 10 мм. При температуре $t < -40\text{ }^{\circ}\text{C}$ в фасонках и стержнях ферм допускается использовать стали прочностью не менее С345 (точнее см. таблицу 50* [7]). Максимальное число типоразмеров профилей используемых на всю ферму не должно превышать значений $n = 5 + \frac{L - 18}{6}$, где L – номинальный пролет фермы (между про-

дольными разбивочными осями) в метрах в РГР допускается использовать на один профиль меньше.

Таблица 5.1 – Расчетные усилия в стержнях фермы, кН

Марка стержня	Усилия от пост. нагрузки	Усилия от снеговой нагрузки		Усилия от опорных моментов,				Усилия от распора рамы	Расчетные сочетания усилий			
		$\psi=1$	$\psi=0,9$	S_1 от $M_1=1$	S_2 от $M_2=1$	$S_1 \square M_1$ $M_1=-1086,6$ кН□м	$S_2 \square M_2$ $M_2=-788,6$ кН□м		№ усилий	растяжение	№ усилий	сжатие
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
	1	2а	2б			3	4	5				
В 1-1		-	-	-0,328	-	356,4	-	-	1+3+4	356,4	-	-
В 2-3	-580	-198	-178	-0,273	-0,055	296,6	43,37	-	-	-	1+2а	-778
В 3-4	-580	-198	-178	-0,273	-0,055	296,6	43,37	-	-	-	1+2а	-778
В 4-6	-945	-304	-274	-0,217	-0,109	235,8	86	-	-	-	1+2а	-1249
В 5-7	-945	-304	-274	-0,217	-0,109	235,8	86	-			1+2а	-1249
В 6-9	-1030	-328	-295	-0,162	-0,162	176	127,8	-			1+2а	-1358
Н-2	315	106	95	0,301	0,027	-213*	-9*	-153,3*	1+2а	421	1+3+4+5	-60,3
Н-5	790	260	234	0,245	0,082	-173,4*	-27*	-143,5*	1+2а	1050	-	-
Н-8	1030	328	274	0,189	0,135	-133,7*	-44,4*	-133,7*	1+2а	1358	-	-
1-2	-455	-156	-140	+0,04	-0,039	-42,37	30,75	-	-	-	1+2а	-611
2-3	375	126	113	-0,040	0,040	43,46	-31,54	-	1+2а	501	-	-
4-5	-300	-94	-85	+0,04	-0,040	-43,46	31,54	-	-	-	1+26+3+4	-397
5-6	220	60	54	-0,040	0,040	43,46	-31,54	-	1+26+3+4	286	-	-
7-8	-125	-34	-31	+0,04	-0,040	-43,46	31,54	-	-	-	1+26+3+4	-168
8-9	-	-	-	-0,040	0,040	43,46	-34,54	-	3-4	11,9	3+4	-11,9
3-4	-58	-22	-20	-	-	-	-	-	-	-	1+2а	-80
6-7	-60	-24**	-22**	-	-	-	-	-	-	-	1+2а	-84
9-9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1+2а	-80

*по 2-й комбинации моментов и распоров

** по 2-му варианту снеговой нагрузки

4.5.4 Подбор стержней фермы

Стержни ферм по заданию из прокатных равнополочных уголков соединённых через прокладки в тавр. Соединение стержней в узлах с помощью фасонки и накладок.

Расчётное сопротивление данного проката из стали С245 стержней фермы и листового проката из стали С255 фасонки при толщине до 20мм $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ из стали С345 при толщине до 10мм $R_y = 33,5 \text{ кН/см}^2$ (приложение 1 [1]), коэффициент условий работы для элементов стержневых сварных конструкций покрытий $\gamma_c = 0,95$, кроме сжатых элементов решётки при гибкости $\lambda \geq 60$, для которых $\gamma_c = 0,8$ (таблица , приложение или приложение 4[1] или таблица 6* [7]). Толщину фасонки принимаем по таблице . Результаты расчёта оформляем в табличной форме (таблица 5.2).

При определении предельной гибкости элементов учитываем степень загруженности стержней (таблицы 19*, 20* [7] и таблицы П. 9.1 П. 9.2[1]). Для растянутых элементов при наличии динамических нагрузок гибкость проверяем в вертикальной, а также и в горизонтальной плоскости. Поскольку в крайней панели нижнего пояса от нормальной силы в ригеле возникает сжимающее усилие, предельную гибкость для него определяют как для сжатого элемента. В процессе монтажа гибкость сжатого пояса не должна превышать 220. Для этого узлы верхнего пояса фермы, кроме связевых, до снятия монтажных распорок во время монтажа должны быть соединены с вертикальными связями, прогонами или распорками. (Связевые фермы рассчитывают после устройства поперечных связевых ферм по нижним поясам и установки необходимого числа вертикальных связей, так чтобы гибкость верхнего пояса не превышала 220). Рассмотрим подбор сжатого и растянутого элементов фермы на отдельных примерах.

4.5.5 Пример подбора сжатого элемента фермы

Требуется подобрать сечение жатого раскоса (1 – 2) фермы из двух уголков, объединенных в тавр по расчетному усилию $N = -348 \text{ кН}$. Расчетные длины стержня в плоскости фермы $l_{ehx} = 208 \text{ см}$; из плоскости $l_{ehy} = 415 \text{ см}$.

материал – сталь С245; $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$; $\gamma_c = 0,95$ (сжатые элементы стержневых конструкций покрытий, за исключением замкнутых трубчатых сечений) при расчетах на устойчивость таблица , приложение или таблица *[7], или приложение 4 [1]. $\gamma_c \neq 0,8$, т.к. раскос 1 – 2 является опорным. Толщину фасонки определяем по максимальному усилию, возникающему в стержнях решетки. При значительной разнице усилий в стержнях решетки можно принять две толщины в пределах отправочного элемента.

$N_{\max} = 348 \text{ кН}$, тогда в соответствии с таблицей приложение принимаем $t_{\phi} = 10 \text{ мм}$. Поскольку $l_y = 2l_x$, принимаем сечение из неравнополочных уголков, объединенных узкими полками вместе. Задаемся гибкостью в пределах, рекомендуемых для решетки:

$$\lambda = 100,$$

и принимаем по таблице приложение

$$\phi = 0,542;$$

$$A_{red} = \frac{N}{\phi R_y \gamma_c} = \frac{348}{0,542 \cdot 24 \cdot 0,95} = 28,16 \text{ см}^2.$$

По таблице , приложение принимаем сечение из двух уголков $\Gamma 125 \times 80 \times 8$;

$$A = 2 \cdot 15,95 = 31,92 \text{ см}^2; i_x = 2,28 \text{ см}; i_y = 6,06 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{208}{2,28} = 91,22; \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{415}{6,06} = 68,48;$$

По $\lambda_{\max} = \lambda_x = 91,22$ находим по таблице $\phi_{\min} = 0,604$

$$\frac{N}{\phi A R_y \gamma_c} = \frac{348}{0,604 \cdot 31,92 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,8 < 1.$$

Сечение подобрано неудачно и имеет недонапряжение 20 %.

Принимаем гибкость (между предварительно заданной к фактической).

$$\lambda = 94; \phi = 0,583; A_{red} = \frac{348}{0,583 \cdot 24 \cdot 0,95} = 26,18 \text{ см}^2.$$

Принимаем два уголка:

$$2 \text{ L } 110 \times 70 \times 8; A = 2 \cdot 13,93 = 27,86 \text{ см}^2; i_x = 1,98 \text{ см}; i_y = 5,41 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{208}{1,28} = 105,05; \lambda_y = \frac{415}{5,41} = 76,71; \varphi_{\min} = 0,506;$$

$$\frac{348}{0,596 \cdot 24 \cdot 0,95 \cdot 27,86} = 1,082 > 1.$$

Сечение также подобрано не удачно, но уже имеет перенапряжение на 8,2 %. Принимаем гибкость (между предварительно заданной и фактической).

$$\lambda = 96; \varphi = 0,569; A_{red} = \frac{348}{0,569 \cdot 24 \cdot 0,95} = 26,82 \text{ см}^2.$$

Принимаем два уголка:

$$2 \text{ L } 125 \times 80 \times 7; A = 2 \cdot 14,06 = 28,12 \text{ см}^2; i_x = 2,29 \text{ см}; i_y = 6,04 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{208}{2,29} = 90,83; \lambda_y = \frac{415}{6,04} = 68,71; \varphi_{\min} = 0,606; \lambda_{\max} = 90,83 < [120].$$

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{348}{0,606 \cdot 28,12 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,9 < 1.$$

Данное сечение имеет недонапряжение 10 %.

Сечение из двух уголков 125x80x7 можно принять. Иногда при $l_y = 2l_x$ могут оказаться более рациональными, сечения из равнополочных уголков. В данном случае 2 L100x7.

$$A = 2 \cdot 13,75 = 27,5 \text{ см}^2; i_x = 3,08 \text{ см}; i_y = 4,45 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{208}{3,08} = 67,53; \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{415}{4,45} = 93,3; \varphi_{\min} = 0,588.$$

$$\frac{348}{0,588 \cdot 27,5 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,944 < 1 - \text{сечение принято.}$$

Проверяем стержень по предельной гибкости $[\lambda] = 180 - 60\alpha$,

$$\text{где } \lambda = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{348}{0,588 \cdot 27,5 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,944; \quad 0,5 < \alpha = 0,944 < 1;$$

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,944 = 123,36;$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 93,3 < [\lambda] = 123,36$$

Для других сжатых элементов решетки предельное значение гибкости (таблица , приложение).

4.5.6 Пример подбора растянутого элемента фермы

Требуется подобрать сечение растянутого раскоса фермы по расчетному усилию $N=275,2$ (раскос 2 – 3). Сталь С245; $R_y = 24$ кН/см²; $\gamma_c = 0,95$. Расчетная длина растянутого стержня в плоскости фермы и из плоскости фермы в соответствии с п. 6 составляют $l_{ef,x} = 343,2$ см; $l_{ef,y} = 429$ см. толщина фасонки – 10 мм. значение предельной гибкости растянутых элементов при кранах групп режимов работы 5 К в соответствии с таблицей , приложение или таблицей 20* [7], или с таблицей П. 9.2 [1] п.2 составляет [400].

Требуемая площадь сечения:

$$A_{red} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{275,2}{24 \cdot 0,95} = 12,07 \text{ см}^2.$$

Принимаем два равнополочных уголка 2 L63x5;

$$A = 2 \cdot 6,13 = 12,26 \text{ см}^2; i_x = 1,94 \text{ см}; i_y = 3,04 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{343,2}{1,94} = 176,91; \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{429}{3,04} = 141,1$$

$$\text{Итак } A = 12,26 \text{ см}^2 > A_{red}; \lambda_{\max} = 176,91 < [300].$$

Подбор сечения подкрепляющей распорки с $l_{ef,x} = 0,9 \cdot l = 0,9 \cdot 208 = 187,2$ см; $l_{ef,y} = l = 208$ производим по условной поперечной силе, возникающей в раскосе 1 – 2 при его изгибе:

$$Q_{fle} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) N,$$

где N – продольное сжимающее усилие, возникающее в раскосе 1 – 2;

– коэффициент продольного изгиба, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительных элементов (по гибкости в плоскости

фермы $\varphi = \varphi_y = \varphi_{\min} = 0,588$ – см. пример подбора элемента фермы).

$$Q_{fle} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) N = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^4}{24} \right) \frac{348}{0,588} = 6,23 \text{ кН.}$$

Предельное значение гибкости $[\lambda] = 200$ (п. 6, таблица , приложение).

Задаемся гибкостью, принимаем $\lambda = 120$; $\varphi = 0,419$:

$$A_{red} = \frac{Q_{fic}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{6,23}{0,419 \cdot 24 \cdot 0,75} = 0,83 \text{ см}^2.$$

Проверяем сечение из одного уголка $\angle 50 \times 5$, $A = 4,8 \text{ см}^2$ $i_{\min} = 0,98 \text{ см}$;

$$\lambda = \frac{l_{ef,y}}{i_{\min}} = \frac{208}{0,98} = 212,24 > [\lambda] = [200]; \text{ тогда определяем сечение шпрен-$$

геля по предельной гибкости. $i_{red,\min} = \frac{l_{ef,y}}{[\lambda]} = \frac{208}{200} = 1,04$, для уменьшения

числа типоразмеров принимаем сечение $\angle 63 \times 5$, у которого $i_{\min} = 1,25 \text{ см}$, $A = 6,13 \text{ см}^2$.

Подбор сечения подкрепляющей стойки производим также по условной поперечной силе, возникающей в поясе Н – 2, $\varphi_y = 0,509$;

$$l_{ef,x} = 0,8 \cdot l = 0,8 \cdot 305 = 244 \text{ см}; \quad l_{ef,y} = l = 305 \text{ см.}$$

$$Q_{fle} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^4}{24} \right) \frac{107}{0,509} = 2,2 \text{ кН.}$$

Задаем $\lambda = 120$; $\varphi = 0,419$:

$$A_{red} = \frac{2,2}{0,419 \cdot 24 \cdot 0,8} = 0,233 \text{ см}^2,$$

Для уменьшения числа типоразмеров принимаем сечение из двух равнополочных уголков спаренных в тавр $\gamma \Gamma 50 \times 5$, $A = 4,8 \cdot 2 = 9,6 \text{ см}^2$; $i_x = 1,53$

$$\text{см}; \quad i_y = 2,45 \text{ см}; \quad \lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{244}{1,53} = 159,48; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{305}{2,45} = 124,49;$$

$$\lambda_{\max} = 159,48 < [\lambda] = 200.$$

Таблица 5.2 – Проверка сечений стержней фермы

Марка стержня	Расчет. Усилие N, кН	Сечение	Площадь А, см	$\frac{l_{ef,x}}{l_{ef,y}}$,см	i_x ,см i_y	$\frac{\lambda_x}{\lambda_y}$	$[\lambda]$	Φ_{min}	γ_c	Проверяем нес. способ.	
										$\frac{N}{A_n} \leq R \cdot \gamma_c$	$\frac{N}{\varphi A} \leq R \cdot \gamma_c$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
В 1-1	356,40	1 Г 160x10									
В 2-3	-778										
В 3-4											
В 4-6	-1249										
В 5-7											
В 6-9	-1358		62,8	$\frac{300}{300}$	$\frac{4,96}{6,91}$	$\frac{60,48}{43,41}$	180-60α =126,07	0,756	0,95	–	28,6<31,8
Проверка гибкости верхнего пояса в стадии монтажа: $l_y = 1200$ см; $i_y = 6,91$ см; $\lambda_y = 1200 / 6,91 = 174 < [\lambda] = 220$											
Н-2	421;-60,3	1 Г 140x90x8	36	$\frac{300^{1)}}{580}$	$\frac{2,58}{6,79}$	$\frac{116}{85,4}$	180-60α =150	0,440	0,95	11,7<22,8	3,80<22,8
Н-5 Н-8	1050 1358	1 Г 140x90x10	44,4	$\frac{600}{2400}$	$\frac{2,56}{6,84}$	$\frac{234}{350}$	400	–	0,95	30,58<31,8	–
1-2	-611	1 Г 125x8	39,38	$\frac{207^{1)}}{414}$	$\frac{3,87}{5,55}$	$\frac{53,6}{74,4}$	180-60α =123,3	0,728	0,95	–	21,5<22,8
2-3	501	1 Г 90x7	24,6	$\frac{428}{428}$	$\frac{2,77}{4,13}$	$\frac{154}{103}$	400	–	0,95	20,36<22,8	–
4-5	-397	1 Г 125x8	39,38	$\frac{342}{428}$	$\frac{3,87}{5,55}$	$\frac{88,3}{77,1}$	210-60α =159,3	0,622	0,8	–	16,2<19,2
5-6	286	1 Г 63x5	12,26	$\frac{428}{428}$	$\frac{1,94}{3,04}$	$\frac{220}{140}$	400	–	0,95	23,3>22,8 Δ<3%	–
7-8	-168	1 Г 90x7	24,6	$\frac{342}{428}$	$\frac{2,77}{4,13}$	$\frac{124}{104}$	210-60α =156,1	0,396	0,8	–	17,25<19,2
8-9	-11,92	1 Г 63x5	12,26	$\frac{342}{428}$	$\frac{1,94}{3,04}$	$\frac{176}{141}$	210-60α =180	0,204	0,8	–	4,76<19,2

Продолжение таблицы 5.2											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3-4	-80	1 Г 63x5	12,26	$\frac{244}{305}$	$\frac{1,94}{3,04}$	$\frac{125}{100}$	210-60α =158,5	0,396	0,8	–	16,48<19,2
6-7	-84	1 Г 63x5	12,26	$\frac{244}{305}$	$\frac{1,94}{3,04}$	$\frac{125}{100}$	210-60α =155,5	0,393	0,8	–	17,43<19,2
1-1	-1,32	1 Г 56x5	5,41	$\frac{165,6}{207}$	$i_{\min}=1,1$	188	200	0,188	0,75	–	1,3<18
2-2	-1,44	1 Г 56x5	10,82	$\frac{244}{305}$	$\frac{1,72}{2,77}$	$\frac{142}{110}$	200	0,319	0,8	–	0,4<19,2
9-9	-80	1 Г 63x5	12,26	$\frac{244}{305}$	$i_{\min} =$ = 2,44	125	210-60α =157,7	0,39	0,8	–	16,7<19,2

¹⁾ – для уменьшения расчетной длины стержня в плоскости фермы устанавливаем распорку от ближайшего узла верхнего пояса;

Значения коэффициента α в формулах для определения предельных значений гибкости сжатых элементов подсчитывались по формуле $\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c}$. При получении по формуле $\alpha < 0,5$ в формулы предельной гибкости $[\lambda]$, подставляем $\alpha = 0,5$.

4.5.7 Расчет сварных швов прикрепления раскосов и стоек фермы к фасонкам

Для сварных узлов фермы на заводе применяем полуавтоматическую сварку в среде углекислого газа, сварочную проволоку С_В – 08 Г2С, диаметр проволоки $d=1,4...2$ мм. Расчётное сопротивление металла шва $R_{wf}=21,5$ кН/см². Сварка выполняется в нижнем положении, поэтому $\beta_f=0,9$; $\beta_z=1,05$; $\gamma_{wf} = \gamma_{wz}=1$ (конструкции эксплуатируются при $t > -40$ °С).

Определим минимальную несущую способность углового шва:

– по металлу шва

$$\beta_f \cdot R_{wf} = 0,9 \cdot 21,5 = 19,3 \text{ кН/см}^2;$$

– по границе сплавления для стали элементов решётки

$$\beta_z \cdot R_{wz} = 1,05 \cdot (0,45 \cdot 37) = 17,5 \text{ кН/см}^2;$$

Так как $\beta_f \cdot R_{wf} > \beta_z \cdot R_{wz}$ расчёт швов следует выполнять по границе сплавления $R_{wm}=17,5$ кН/см².

Необходимую длину швов крепления раскосов определим по формулам:
по обушку уголка

$$l_w^0 = \frac{N_0}{2k_f^0 \cdot R_{wm}} + 1 \text{ см},$$

по перу уголка

$$l_w^p = \frac{N_p}{2k_f^p \cdot R_{wm}} + 1 \text{ см},$$

где N_0 , N_p соответственно усилие, приходящееся на обушок на перо уголка (таблица 5.3).

Катет швов принимаем в зависимости от толщины уголков (п. 4.2.4 [1] и п. 1.4[]). Расчёт швов выполняем в табличной форме. Полученные по расчёту длины швов округляем в большую сторону до 10 мм. Если по расчёту длина шва меньше 50 мм, то принимаем $l_w = 50$ мм. По полученным длинам швов крепления раскосов определяем размеры фасонки. Зазоры между свар-

ными швами решётки и поясов должны быть не менее $a \geq 6t_f - 20$,

где t_f – толщина фасонки. К поясу фасонки рекомендуется прикреплять сплошными швами минимального катета, в узлах, где поясные уголки не прерываются и швами возможно большего катета в узлах, где уголки поясов прерываются. При конструировании узлов следует учитывать рекомендации [] и приведённые далее для конкретных узлов.

4.5.8 Конструкции и расчёт соединительных прокладок стержней ферм

Соединительные прокладки между уголками стержней фермы обеспечивают совместную работу уголков как единого сечения. Если прокладок нет, то, при проверке устойчивости следует принимать минимальный радиус инерции одного уголка, а при проверке прочности следует учитывать неравномерность включения уголков в работу, из-за разницы погнутостей уголков, коэффициентом усилий работы меньше единицы и равным $\approx 0,8$, что может привести к большим дополнительным затратам.

В соответствии с п. 5.7 [7] расчёт составных элементов из уголков, соединённых через прокладки, следует выполнять как сплошностенчатых при условии, что наибольшие расстояния на участках между приваренными планками (в свету) не превышает: для сжатых элементов $40i$; для растянутых – $80 i$.

Здесь радиус инерции i уголка следует принимать для тавровых сечений относительно оси уголка параллельной плоскости расположения прокладок, а для крестовых сечений – минимальный. При этом в пределах длины сжатого элемента следует ставить не менее двух прокладок.

Толщина прокладок принимается по толщине фасонки, их больший размер (длина) обычно оказывается ориентировочным поперёк сечения стержня фермы и для тавровых сечений принимает не менее

$$l_n = b + k_f^0 + k_f^p + 5 \text{ мм},$$

где b – ширина полки уголка, к которой крепится прокладка;

k_f^0 и k_f^p – соответственно катеты швов крепления прокладки у обушка

и пера уголка.

При ширине полок уголков более 90 мм, можно использовать прерывистые прокладки не по всей ширине полок уголков, а только у швов их крепления.

Длину прокладки для крестового сечения из уголков можно принимать не менее расстояния между центрами тяжести уголков и не менее десяти минимальных толщин (обычно уголков).

Катеты швов и ширина прокладки b_n (размер прокладки вдоль стержня фермы) следует определять из условия прочности швов крепления прокладок к уголкам подобно швам крепления планок сквозных стержней (п. 6.6.2[1]).

В расчетно-графической работе, в соответствии с лимитом времени студентов, ширину прокладок и катеты швов можно назначать в первом приближении, без последующей проверки, которая, безусловно, необходима при реальном проектировании. Итак, в первом приближении в расчетно-графической работе можно принять – ширину прокладок (размер прокладки вдоль стержня фермы) не менее полусуммы сторон одного из уголков, входящих в составное сечение; катет шва у пера k_{fn} – минимальный; катет шва у обуха k_{fo} в 1,5 – 2 раза больше катета шва у пера, но не больше максимального.

Таблица 5.3 – Расчет швов крепления стержней решётки к фасонкам

№ стержня	Сечение	N, кН	Шов по обуху			Шов по перу		
			N_o , кН	k_f^0 , см	l_f^0 , см	N_p , кН	k_f^p , см	l_f^p , см
1-2	Г Г 125x8	641	0,7N=449	0,8	17	0,3N=192	0,6	11
2-3	Г Г 90x7	501	0,7N=350,7	0,8	14	0,3N=150,3	0,5	10
3-4	Г Г 63x5	80	0,7N=56	0,4	5	0,3N=24	0,4	5
4-5	Г Г 125x8	397	0,7N=278	0,8	11	0,3N=119	0,6	7
5-6	Г Г 63x5	286	0,7N=200	0,6	10	0,3N=86	0,4	8
6-7	Г Г 63x5	84	0,7N=58,8	0,4	5	0,3N=25,2	0,4	5
7-8	Г Г 90x7	168	0,7N=117,6	0,5	8	0,3N=50,4	0,4	5
8-9	Г Г 63x5	11,92	0,7N=8,34	0,4	5	0,3N=3,57	0,4	5
1-1	Г 56x5	1,32	0,7N=0,92	0,4	5	0,3N=0,4	0,4	5
2-2	Г Г 56x5	1,44	0,7N=1,01	0,4	5	0,3N=0,43	0,4	5

4.5.9 Расчет и конструирование узлов стропильной фермы

Узел 1. Узел соединения фермы с колонной у верхнего пояса

Конструкция узла показана на рисунке 5.5, положение узла – на рисунке 5.4.

Для уменьшения размеров фасонки 2, стержни фермы центрируют на внутреннюю грань колонны.

Для определения размеров фасонки 2 и накладок 4 рассчитаем длину швов крепления пояса у перьев уголков, приняв катет швов $k_f^p = 6$ мм, получим:

$$l_{wn}^p = \frac{\alpha N_n}{2k_f^p} + 1 = \frac{0,3 \cdot 356,4}{2 \cdot 0,6 \cdot 17,5} + 1 = 6,09 \text{ см},$$

где N_n – расчетное усилие в первой панели верхнего пояса (таблица).

Принимаем $l_{wn}^p = 70$ мм.

У обушков, фасонка крепиться конструктивными (не рассчитываемыми) швами, при заглублении фасонки ниже верха полков уголков.

Назначим также размеры швов крепления распорки. Так как усилия в ней мало (1,32 кН), примем швы минимально возможными по длине и катету (рисунок 5.5). Ширину накладки 4 принимаем 100 мм. Длина ее должна позволять установить 2 монтажных болта $d=20$ мм.

Желательно чтобы середина накладки 4, по вертикали, отстояла от середины накладки 10 на расстоянии немного больше определяемого по формуле:

$$e_2 = \frac{(z_0 + 0,5t_{10})}{0,3} = \frac{(43 + 0,5 \cdot 12)}{0,3} = 163 \text{ мм},$$

где z_0 – расстояние от центра тяжести сечения верхнего пояса до его внешней грани (по сортаменту);

t_{10} – толщина накладки 10, первоначально принимается не менее 12 мм при сквозных прогонах пролетом больше 9 м и железобетонных панелях покрытия пролетом 6 м и не менее 14 мм при железобетонных панелях пролетом 12 м, и не мене 8 мм при сплошных прогонах 6 м.

Желательно также, чтобы середина шва w_4 совпадала с серединой фасонки по линии шва w_4 .

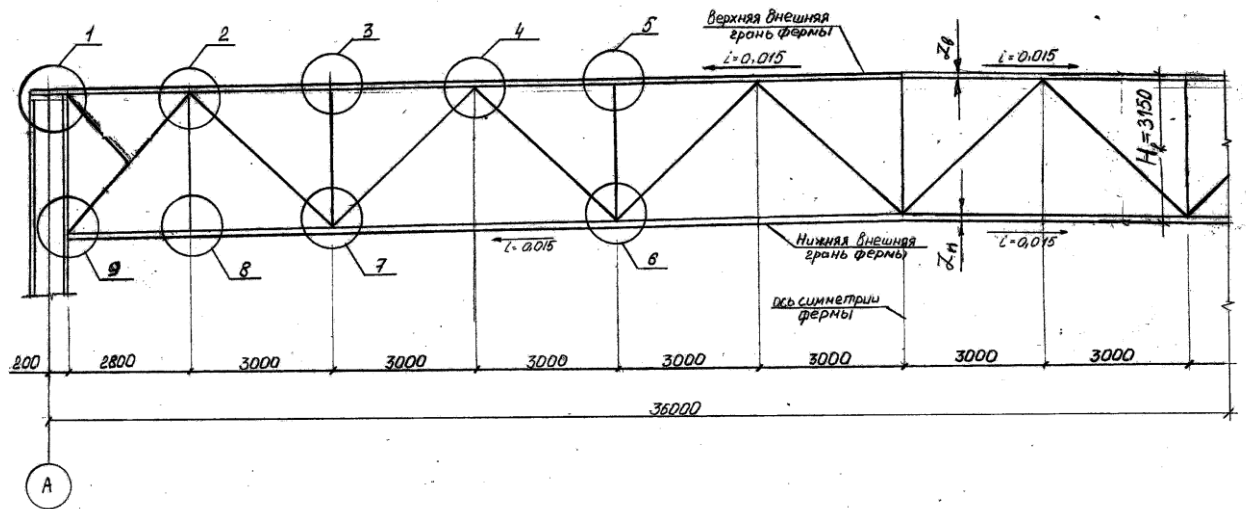


Рисунок 5.4 – Геометрическая схема фермы и маркировка узлов отправочной марки фермы

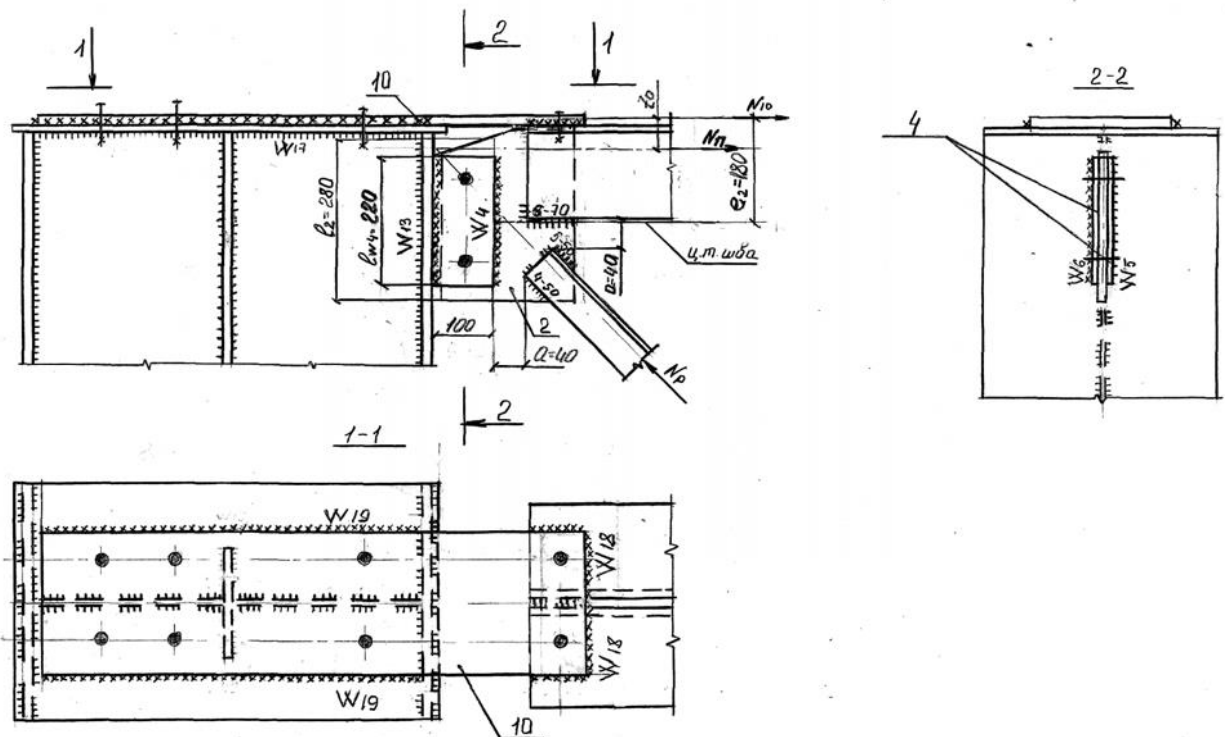


Рисунок 5.5 – Узел 1: 2 – фасонка; 4, 10 – накладки

Вычертив в масштабе узел, определим величину усилия в накладке 10:

$$N_{10} = 1,2 \frac{N_n (e_2 - z_0 - 0,5t_{10})}{e_2} = 1,2 \frac{356,4(18 - 4,3 - 0,5 \cdot 1,2)}{18} = 311,23 \text{ кН},$$

где 1,2 – учитывает неравномерность распределения напряжений и усилий в

узле;

$N_n = 356,4$ кН – максимальное усилие в первой панели верхнего пояса у узла 1;

$e_2 = 180$ мм – расстояние между серединой плоскостью накладки 10 и серединой шва w_4 , соединяющего накладку 4 и фасонку 2 (рисунок), принято несколько больше определенного ранее, т.к. привязка оси пояса $z=45$ мм больше $z_0=43$ мм.

Ширину накладки 10 следует принимать не менее 240 мм и не менее ширины накладки 1 узла 2, т.е. 260 мм, а при железобетонных панелях пролетом 12 м – не менее 320 мм. Принимаем $b_{10}=260$ мм.

При малой ширине верхнего пояса в накладке 10 делаются вырезы для удобного нижнего наложения монтажных швов.

Прочность накладки проверяется по формуле:

$$\frac{N_{10}}{t_{10}b_{10}} = \frac{311,23}{1,2 \cdot 26} = 10 \text{ кН/см}^2 \quad R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2,$$

где $\gamma_c = 0,95$.

Фасонку 2 рассчитываем на усилие:

$$N_{10} = 1,2 \frac{N_n (z_0 + 0,5t_{10})}{e_2} = 1,2 \frac{356,4(4,3 + 0,5 \cdot 1,2)}{18} = 116,42 \text{ кН.}$$

Толщина фасонки 2 определяется по формуле:

$$t_2 = \frac{N_2}{l_2 R_y \gamma_c} = \frac{116,42}{28 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,81 \text{ см,}$$

где размер $l_2 = 28$ см получен из замера его по масштабу, из конструирования узла, с учетом вышеизложенных рекомендаций.

Конструктивно принимаем $t_2 = 10$ мм из стали С 255.

При этом во всей ферме получили две различные толщины фасонок – 10 мм из стали С 255 и 12 мм из стали С 345.

Швы w_4, w_5, w_6 – швы соединения накладок 4 с фасонкой и полкой колонны. Расчетные длины этих швов равны: $l_w = l_{w4} - 1 = 22 - 1 = 21$ см (рисунок),

где длина шва $w_4 l_{w4} = 22$ см получена из конструирования узла (в масштабе).

Принимаем катеты этих швов минимальными в соответствии с таблицей , приложение или таблицей 38* [7].

$k_{f4} = 5$ мм – для соединений в нахлестку при ручной сварке сталей с пределом текучести до 43 кН/см^2 , с максимальной толщиной соединяемых элементов 10 мм.

$k_{f5} = k_{f6} = 7$ мм, или $k_{f5} = k_{f6} = 8$ мм – для таврового соединения с односторонними швами при механизированной (или ручной) сварке сталей с пределом текучести до 38 кН/см^2 , с максимальной толщиной соединяемых элементов $t_f = 18$ мм, где t_f – толщина полки верхней части колонны (см. расчет колонны).

При этом должно соблюдаться условие:

$$k_{f4} \leq 0,8t_4 \quad 5 < 0,8 \cdot 10 = 8 \text{ мм}$$

Судя по требуемой толщине t_2 прочность швов w_4 , w_5 , w_6 можно не проверять.

Катет швов w_{18} крепления накладки 10 к верхнему можно принимать не более $0,8t_{10} = 0,8 \cdot 12 = 9,6$ мм и не более $1,2t$ (где t толщина полки уголка).

Принимаем $k_{f18} = k_{f \min} = 6$ мм по таблице , приложение .

Суммарную длину 4-х участков швов w_{18} с учетом кратеров и непроваров определяем по формуле:

$$\sum l_{w18} = \frac{N_{10}}{k_{f18} R_{wm}} + 4 = \frac{311,25}{0,6 \cdot 15,05} + 4 = 38,5 \text{ см},$$

где $R_{wm} = 15,05 \text{ кН/см}^2$, см. пояснение к узлу 6.

При ширине накладки 10 $b_{10} = 260$ мм имеем, дав участка лобовых швов длиной по 125 мм каждый и еще требуется 2 участка фланговых швов двойных не менее 67,5 мм каждый.

Для установки болтов М 20, соединяющих накладку с полками поясов во время монтажа, необходим нахлест:

$$l \leq 4d_0 = 4 \cdot 23 = 92 \text{ мм.}$$

Принимая нахлест и длины участков фланговых швов 100 мм, что меньше $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,6 = 35,7 \text{ см.}$

Длину швов w_{19} соединения накладки 10 с колонной (рисунок) можно определить, принимая величину нахлеста накладки на колонну l_{w19} на 20 мм короче высоты сечения колонны: $h_v = 70 - 2 = 68 \text{ см.}$ Приняв толщину верхней плиты колонны равной толщине накладки 10 и минимальный катет шва w_{19} по этим толщинам получим, что длина шва w_{19} больше максимальной, т.е.:

$$l_{w19} = 68 > 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,6 = 35,7 \text{ см.}$$

Поэтому учтем два участка фланговых швов с длиной каждого участка $85\beta_f k_f$, приравняв усилие в накладке 10 к несущей способности двух участков швов предельной длины, можно определить наименьший требуемый катет швов:

$$k_{f19} = \sqrt{\frac{N_{10}}{2 \cdot 85\beta_f R_{wm}}} = \sqrt{\frac{311,25}{2 \cdot 85 \cdot 0,7 \cdot 15,05}} = 0,13 \text{ см,}$$

Принимаем $k_{f19} = k_{f \min} = 6 \text{ мм.}$

Рабочая длина участков такого шва равна $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,6 = 35,7 \text{ мм,}$ меньше фактической длины фланговых участков шва w_{19} равной 680 мм. Т.е. лобовой участок шва w_{19} в работу включать не надо.

Катет шва w_{17} крепления плиты колонны к ее стенке определяем по формуле:

$$k_{f19} = \frac{1,5N_{10}}{2l_w R_{wm}} = \frac{1,5 \cdot 311,25}{2 \cdot 65,4 \cdot 17,5} = 0,2 \text{ см} < k_{f \min} = 5 \text{ мм,}$$

где $l_w = h_v - 2t_f - 10 = 700 - 2 \cdot 18 - 10 = 654 \text{ мм}$ – длина шва с учетом непроваров;

$R_{wm} = 17,5 \text{ кН/см}^2$ – см. формулы (), ().

Стенку колонны в узле ее сопряжения с ригелем следует проверить на сдвиг:

$$\frac{1,5N_{10}}{t_w h_w} \leq R_s ;$$

$$\frac{1,5 \cdot 311,25}{0,8 \cdot 66,4} = 8,79 \text{ кН/см}^2 < R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2,$$

где t_w и h_w – толщина и ширина стенки верхней части колонны (см. подбор сечения верхней части колонны).

Швы w_{13} соединение стенки колонны с ее полкой в месте крепления накладок 4 воспринимаются усилия N_2 , кроме того, в них возникают сдвигающие напряжения от поперечной силы, которую можно принять равной усилию в верхнем поясе фермы у узла $Q = N = 356,4$ кН. Расчетную длину шва принимаем такой же, как и шов w_4, w_5, w_6 .

Катет шва w_{13} :

$$k_{f13} = \frac{1}{2R_{wm}} \sqrt{\left(\frac{QS_f}{I_x}\right)^2 + \left(\frac{N_2}{l_{w13}}\right)^2} = \frac{1}{2 \cdot 17,01} \sqrt{\left(\frac{356,4 \cdot 2455,2}{1,87 \cdot 10^5}\right)^2 + \left(\frac{11642}{21}\right)^2} = 0,2 < k_{f \min} = 6 \text{ мм},$$

где S_f – статический момент полки верхней части колонны,

$$S_f = b_f \cdot t_f \left(\frac{h_v}{2} - \frac{t_f}{2} \right) = 40 \cdot 1,8 \left(\frac{70 - 1,8}{2} \right) = 2455,2 \text{ см}^3; \quad I_x = 1,87 \cdot 10^5 - \text{момент}$$

инерции полного сечения верхней части колонны (см. формулу ()).

Принимаем $k_{f13} = 6$ мм.

Узел 2. Промежуточный узел верхнего пояса без стыка поясных уголков (рисунок 5.6)

Промежуточные узлы у верхнего пояса с двумя и более стержнями решетки конструируем в соответствии с рекомендациями п. 7.6.2 [2] и п.

1.1 – 2.3 []. Узел необходимо вычертить в масштабе.

В данном узле при конструировании кровли из крупнопанельных ребристых железобетонных плит и шаге колонн $B=7$ м, пояса усиливаются

накладкой толщиной $t_n = 12$ мм, длиной и шириной по 260 мм (в соответствии с рекомендациями п. 2.2 []. Толщину фасонки принята по таблице 1[] при подборе сечений элементов фермы $t_f = 12$ мм.

В расчетно-графической работе допускается рассчитывать узлы по расчетным сочетаниям усилий в стержнях определенным для подбора сечений стержней

(таблица), без дополнительного учета влияния опорных реакций фермы на разность усилий соседних панелях поясов фермы. В частности, для расчета швов крепления поясов к фасонке в узле 1 примем усилия в панелях пояса от постоянной и снеговой нагрузок (см. таблицу без учета опорных моментов, в том числе от крановой и ветровой нагрузок последние, в принципе, могут увеличить разность усилий в соседних панелях пояса). При этом усилия в левой панели пояса от постоянной и снеговой нагрузок равны нулю (таблица).

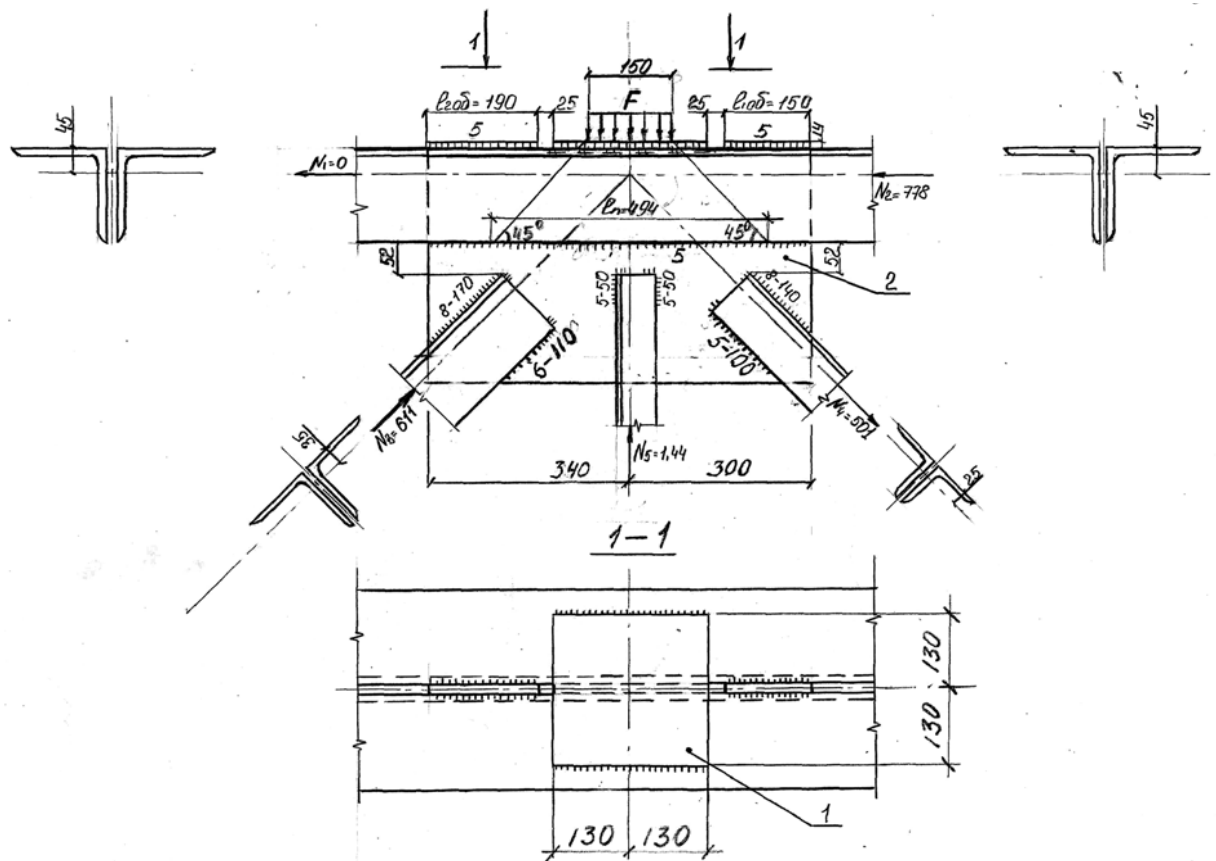


Рисунок 5.6 – Узел 2: 1 – накладка; 2 – фасонка

Усилие в правой панели пояса распределяем между швами по обушке и

перу уголков пояса, также как при расчете швов крепления раскосов [13,(1)(2)]:

$$N_o = N_2 \alpha = 778 \cdot 0,7 = 544,6 \text{ кН},$$

$$N_p = N_2 (1 - \alpha) = 778 \cdot 0,3 = 233,4 \text{ кН},$$

где α – учитывает долю усилия в швах обушка (п. 15. [] или таблица. 7.4 [1]).

Катет швов крепления фасонки у обушков уголков пояса определяем из условия их прочности, приняв длины швов на выступающих участках фасонки по рисунку , с учетом непроваров и кратеров получим

$$k_{fo} = \frac{N_o}{(2l_{w,1}^o - 1 + l_{w,2}^o - 1)R_{wm}} = \frac{544,6}{2(15 - 1 + 19 - 1)17,5} = 0,486 \text{ см},$$

Принимаем $k_{fo} = 5 \text{ мм}$;

1 см – учитывает непровар и кратер в начале и в конце шва.

В швах, у перьев уголков, от продольной силы возникают напряжения, которые можно определить, приняв расчетную длину шва равной сумме длин участков швов у пера слева и справа от центра узла, если они не превышают $85\beta_f k_{f \min}$.

$k_{f \min}$ – минимальный катет шва, принимают по таблице приложение таблица 38* [7], или таблица 4.5 [1].

Эти длины швов определяют графически, путем измерения в масштабе полученных длин при вычерчивании узла в принятом масштабе.

Если длина какого-нибудь из участков превышает эту величину, то в расчет включают участок длиной $85\beta_f k_f$.

В нашем случае оба участка шва меньше $85\beta_f k_{f \min} = 85 \cdot 0,9 \cdot 5 = 382,5 \text{ мм}$ и расчетная длина шва равна:

$$l_w^p = 2(34 + 30 - 1) = 126 \text{ см}.$$

Напряжения в швах у перьев уголков равны:

$$\tau_{wp} = \frac{N_p}{k_{f \min} \cdot l_w^p} = \frac{233,4}{0,5 \cdot 126} = 3,7 \text{ кН/см}^2 < R_{wm}.$$

Кроме того, в швах у перьев уголков возникают напряжения от узловых нагрузок, будем считать, что узловые нагрузки воспринимают только эти швы, а швы у обушков их не воспринимают, т.к. в зоне передачи узловых сил они не расчетные.

Узловая сила F равна сумме узловых сил от собственного веса конструкции и покрытиями снега в данном узле.

$$F = F_1 + (F_{1p})_{\max} = 58 + 22 = 80 \text{ кН}.$$

Напряжения в швах у пера, от узловых сил определим по формуле:

$$\tau_{wp} = \frac{F}{2k_f \cdot l_w^p} = \frac{80}{2 \cdot 0,5 \cdot 49,4} = 1,6 \text{ кН/см}^2 < 17,5 \text{ кН/см}^2 = R_{wm}.$$

где l_w^p – определяем графическими построениями из рисунка , при этом суммарную ширину опирания ребер железобетонных плит b_{op}^p в РГР можно принимать:

- при шаге ферм 6 м – 140 мм,
- при шаге ферм 12 м – 220 мм,
- при других шагах – по интерполяции.

Для прогонов ширину опирания b_{op}^p можно принимать:

- при шаге ферм 6 м – 60 мм,
- при шаге ферм 12 м – 120 мм,
- при других шагах – по интерполяции.

$$\text{В нашем случае } l_w^p = b_{op}^r + 2\left(t_n + h_y\right) = 150 + 2(12 + 160) = 494 \text{ мм},$$

где t_n – толщина принятой ранее усиливающей накладки;

h_y – высота вертикальной полки поясного уголка.

Суммарные напряжения у пера

$$\tau_{wn} = \sqrt{\tau_{wp_n}^2 + \tau_{wN_n}^2} = \sqrt{1,6^2 + 3,7^2} = 4,03 \text{ кН/см}^2 < R_{wm} \cdot \gamma_c = 17,5 \cdot 0,95 = 16,62 \text{ кН/см}^2,$$

где $\gamma_c = 0,95$

Так как суммарные напряжения меньше предельных, то минимальный катет шва у пера вполне достаточен.

Узел 3.

В данном узле к верхнему поясу примыкает только одна вертикальная стойка (рисунок , рисунок). Толщина фасонки в узле $t_f = 10$ мм. Усилия в смежных панелях поясов одинаковы ($N = -778$ кН) и швы крепления фасонки к поясным уголкам воспринимают только узловую силу $F = F_2 + (F'_{2p})_{\max} = 58 + 22 = 80$ кН.

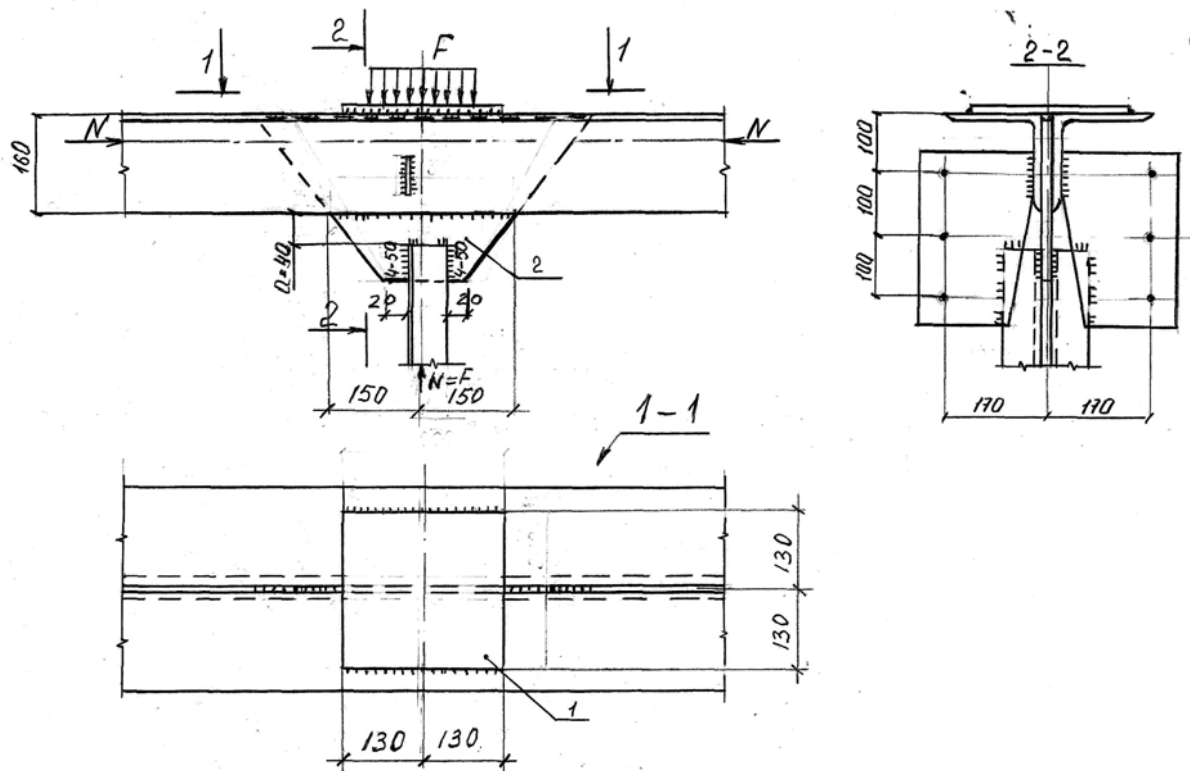


Рисунок 5.7 – Узел 3: 1 – накладка; 2 – фасонка

Поэтому фасонку у обушков пояса можно полностью заглубить и закрепить конструктивными (не расчетными) швами, не опасаясь возникновения в расчетных швах у пера момента от эксцентричного крепления фасонки. Длину шва у пера примем по рекомендациям типового проекта 300 мм (рисунок), для возможности передачи усилий от связи ферм. Разместим эти

300 мм симметрично относительно оси стойки. Эта длина меньше длины распределения узловых усилий на шве у пера пояса $l_n=49,4$ мм (узлы 1, 3 %), значит расчетная длина шва у пера в узле 2. (рисунок) определяется по распределению усилий от стойки, которую можно определить, проводя линии от нижнего края шва у обушка стойки под углом 45° к ее оси до пересечения с перьями поясных уголков и удваиваем расстояние между точкой пересечения этой линии и точкой пересечения оси стойки с перьями.

$$l_{un} = 2(20 + 50 + 40) = 220 \text{ мм},$$

Зная расчетную длину шва можно определить требуемый катет у перьев поясных уголков

$$k_{fn} = \frac{F}{2l_{un}R_{wm}} = \frac{80}{2 \cdot 22,0 \cdot 17,5} \approx 0,1 \text{ см.}$$

Принимаем $k_{fn}=k_{fmin}=4$ мм.

Очертание фасонки трапецевидное и определяется по длинам швов крепления пояса и стойки, при этом желательно, чтобы расстояние нижних углов фасонки от стойки не превышало 20 – 30 мм (рисунок).

Узел 4. Промежуточный заводской узел верхнего пояса без стыка поясных уголков (рисунок 5.7)

$$F = F_3 + (F'_{3p})_{\max} = 58 + 42 = 100 \text{ кН.}$$

Эти усилия передаются на участки швов длиной $l_w^p = 494 \text{ мм}$ (рисунок). При этом возникают напряжения:

$$\tau_{wfp} = \frac{F}{2k_f \cdot l_w^p} = \frac{100}{2 \cdot 0,4 \cdot 49,4} = 2,53 \text{ кН/см}^2.$$

У обушка напряжение в швах от F не учитываются, т.к. швы в заглублении фасонки не расчетные.

От усилия N_p в швах у перьев уголков возникают напряжения:

$$\tau_{wNp} = \frac{N_p}{2k_f \cdot l_{w,1}^p} = \frac{141,3}{2 \cdot 0,4 \cdot 57} = 3,1 \text{ кН/см}^2,$$

где $l_{w,1}^p = l_f - 1 = 58 - 1 = 57 \text{ см}$.

Расчетные длины швов у перьев уголков приняты по длине фасонки за вычетом одного сантиметра на непровары и кратеры, т.к. длины участков швов от центра фасонки до края влево и вправо меньше

$$85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,4 = 30,6 \text{ см (рисунок)}.$$

Прочность швов у перьев проверяем на совместное действие усилий N_p и F по формуле:

$$\tau_{wn} = \sqrt{\tau_{wfp}^2 + \tau_{wNp}^2} = \sqrt{2,53^2 + 3,1^2} = 4,0 \text{ кН/см}^2 < R_{wm} \cdot \gamma_c = 17,5 \cdot 0,95 = 16,62 \text{ кН/см}^2, \quad ()$$

Таким образом, минимальный катет шва у пера уголка вполне достаточен.

Узел 5. Укрупнительный или монтажный узел у верхнего пояса.

Конструкция монтажного стыка показана на рисунке 5.8 положение узла на рисунке 5.4.

Раздельные фасонки 2 перекрываем двухсторонними вертикальными накладками 3 длиной равной удвоенной ширине большей вертикальной полки поясных уголков привариваемой к фасонке: $h_3 = 2 \cdot h_p = 320 \text{ мм}$, ширина их определяется условием расстановки болтов – 140...180 мм.

Назначаем ширину 180 мм, а толщину принимаем равной толщине фа-

сонки.

Толщину фасонки определяем по усилию

$$N_2 = 0,48N_p = 0,48 \cdot 1249 = 600 \text{ кН},$$

где 0,48 – учитывает долю усилия в поясе, передаваемую через фасонку с учётом неравномерности;

N_p – расчётное усилие в поясе.

Рабочая высота фасонки принимается равной удвоенной ширине вертикальной полки поясных уголков h_p . Тогда толщина фасонки равна

$$t_f = \frac{N_2}{2h_p \cdot \gamma_c \cdot R_y} = \frac{600}{2 \cdot 16 \cdot 1 \cdot 24} = 0,78 \text{ см},$$

где $\gamma_c = 0,95$ – при растяжении и $\gamma_c = 1$ – при сжатии;

Принимаем $t_f = 10$ мм (как минимально принятую для фермы см. подбор сечений элементов).

Перпендикулярные к фасонке полки поясов перекрываем накладками 1.

Швы крепления накладки 1 к левой w_1 и правой частям пояса w_1' рассчитываются на усилие:

$$N_{w1} = 0,72N_p = 0,72 \cdot 1249 = 900 \text{ кН},$$

где N_p – расчетное усилие в панели пояса;

0,72 – учитывает долю усилия в стержнях, передаваемого на шов w_1 (w_1') с учетом 20% увеличения усилий в стержнях.

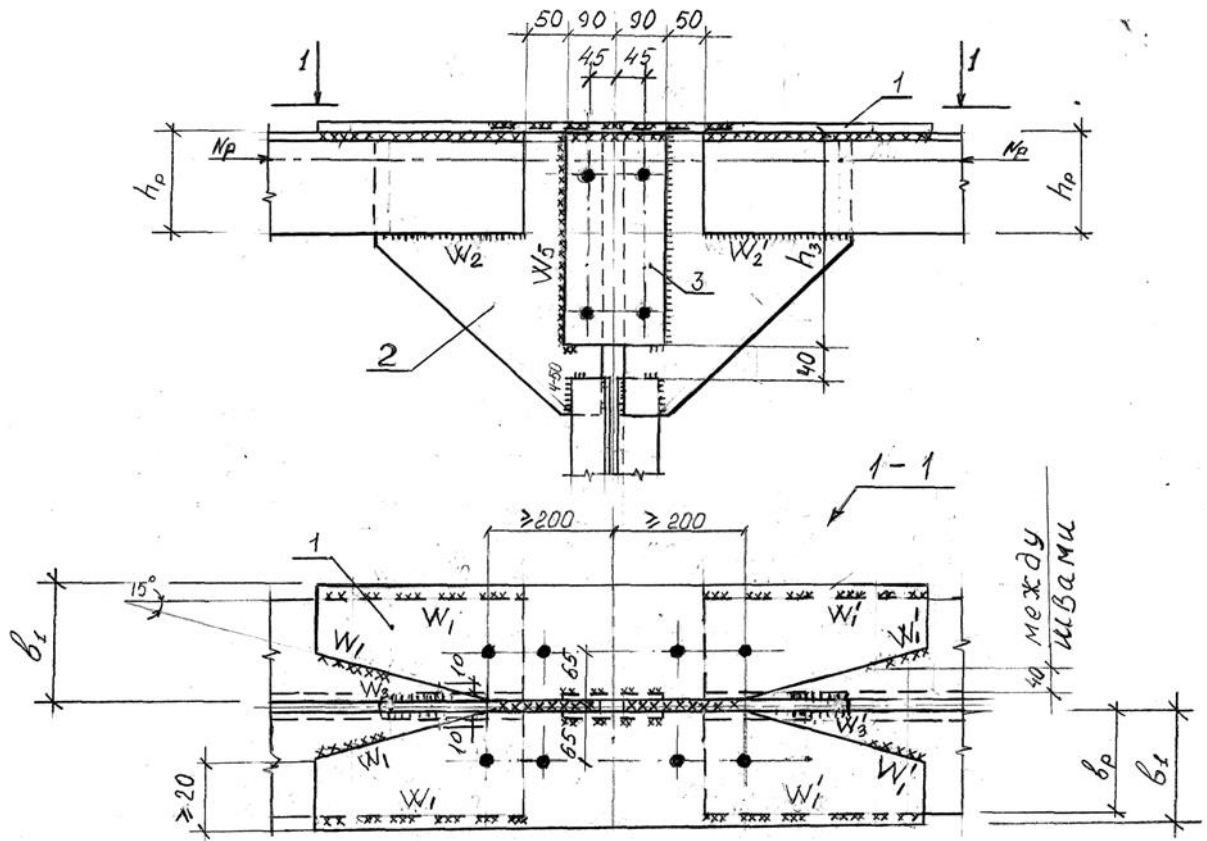


Рисунок 5.8 – Узел 5: 1 – накладка; 2 – фасонка; 3 – накладка

Для уменьшения размеров накладки 1 принимаем катеты швов w_1 (w_1') по максимально возможному катету у пера уголка $k_f = 8$ мм. Накладки 1 привариваются к поясным уголкам ручной сваркой (монтажные швы).

Электроды для ручной сварки следует принимать в соответствии с п. 11.2*[7] или требованиями на стр. 156 [1].

В соответствии с этими требованиями для ручной сварки сталей С 245 и С 255 следует использовать электроды Э 46 или Э 50.

Для расчетных напряженных швов, в целях уменьшения трудоемкости сварки можно рекомендовать электроды Э 50.

В этом случае R_{wm} равно меньшему из произведений:

$$R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 21,5 \cdot 0,7 \cdot 1 = 15,05 \text{ кН/см}^2;$$

$$R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 0,45 R_{un} \beta_z \gamma_{wz} = 0,45 \cdot 37 \cdot 1 \cdot 1 = 16,65 \text{ кН/см}^2;$$

$$R_{wm} = 15,05 \text{ кН/см}^2.$$

Учитывая непровары и кратеры 4-х участков шва w_1 (w_1') определим требуемую суммарную длину 4-х участков шва на полунакладке 1:

$$\sum l_{w1} = \sum l_{w1}' = \frac{N_{w1}}{k_{f1} \cdot R_{wm}} + 4 = \frac{900}{0,8 \cdot 15,05} + 4 = 78,8 \text{ см.}$$

Примем суммарную длину швов на полунакладки равной 80 см и разместим её с учётом конструктивных указаний на рисунке и оговорённых ранее.

Швы крепления поясов к фасонке 2 у пера определяем подобно соответствующим швам заводских узлов с прерванными поясами (см. расчет узла 4).

$$N_{w,2} = N_{w,2}' = 0,48 N_p = 0,48 \cdot 1249 = 600 \text{ кН,}$$

где 0,48 – учитывает долю усилия в поясе передаваемую через шов у пера с учётом неравномерности.

Катет шва принимаем равным $k_{f,2}^n$ 8 мм.

Длина каждого из швов:

$$l_{w2} = l_{w2}' = \frac{N_{w,2} (N')}{2k_{f,2} \cdot R_{wm}} + 1 = \frac{600}{2 \cdot 0,8 \cdot 17,5} + 1 = 22,4 \text{ см.}$$

Принимаем $l_{w2} = l_{w2}' = 23 \text{ см.}$

Т.к. раскосы отсутствуют, то швы соединения поясных уголков с фасонкой у обушка w_3 и w_3' принимаются минимальными $k_{f,3}^0 = 4 \text{ мм}$ и провариваются на участке фасонки, от ее края до расстояния между швом и косым резом накладки 1 в 1 см. Длина каждого из участков этих швов должна быть не менее 50 мм.

Швы крепления накладки 3 к фасонке 2 (монтажные швы, сварка ручная) – w_5 , рассчитываем на усилие $N_{w5} = N_{w,2} = 600 \text{ кН.}$

$$k_{f5} = \frac{N_{w5}}{2 \cdot 2h_p \cdot R_{wm}} = \frac{600}{4 \cdot 16 \cdot 15,05} = 0,62 \text{ см,}$$

где h_p – ширина вертикальной полки поясных уголков.

Принимаем $k_f = 7 \text{ мм.}$ Катет швов $k_{f,5}$, выполняемые в заводских условиях (рисунок), принимаем той же величины.

Прочие швы принимаются с минимальными катетами.

Накладки 1 рассчитываем на такое же усилие, как и швы w_1 , $N_n = N_{w1} = 900$ кН. Ширина каждой из двух накладок определяется по формуле:

$$b_1 \geq b_p + k'_{f1} + 10 = 160 + 8 + 10 = 178 \text{ мм},$$

где b_p – ширина горизонтальной полки поясных уголков.

Принимаем $b_1 = 180$ мм = 18 см, кратным 1 см.

Суммарная ширина двух накладок $2b_1$ и толщина фасонки t_f должны быть больше ширины накладки 1 в узле 1: $2b_1 + t_f = 2 \cdot 18 + 1 = 37 > 26$ см.

Толщину накладки 1 определяем по формуле:

$$t_1 \geq \frac{N}{2 \cdot b_1 R_y \gamma_c} = \frac{900}{2 \cdot 18 \cdot 24 \cdot 1} = 1,04 \text{ см},$$

Принимаем $t_1 = 12$ мм.

Толщину накладки 1 следует принимать такой, чтобы ее толщина была не менее толщины накладки 1 узла 1.

Узел 6

Укрупнительный или монтажный стык у нижнего пояса фермы. Конструкция показана на рисунке 5.9, положения узла рисунок 5.4.

Фасонки 2 перекрываются двухсторонними вертикальными листовыми накладками 3, длиной равной удвоенной ширине большей вертикальной полки поясных уголков привариваемой к фасонке, $h_3 = 2h'_{pn} = 2 \cdot 90 = 180$ мм ширина их определяется условием расстановки болтов – 180 мм, а толщина назначается равной толщине фасонки 2.

Фасонка 2 рассчитывается на большее из усилий слева или справа от узла.

$$N_2 = 0,48(N_n + N_p \cos \theta) = 0,48(1050 + 286 \cos 0,698) = 597,8 \text{ кН},$$

$$N_2' = 0,48(N_n' + N_p') = 0,48(1358 - 168 \cos 0,698) = 595,6 \text{ кН},$$

где N_n , N_p и N_n' , N_p' – усилия в панелях пояса и раскосах, соответственно слева и справа от центра узла, принимаемые со своими знаками, усилие $N_2 \approx N_2'$, это

говорит о приемлемой точности расчёта.

Приняв рабочую высоту фасонки равной удвоенной ширине меньшей вертикальной полки уголков пояса, можно определить толщину фасонки из стали С 345 по формуле

$$t_f = \frac{N_2}{2 \cdot h_{pn} R_y \gamma_c} = \frac{597,8}{2 \cdot 9 \cdot 31,5 \cdot 0,95} = 1,11 \text{ см},$$

Принимаем толщину фасонки в узле 7 – 12 мм. При использовании для фасонки стали С255 разность толщин соседних фасонки была бы больше 2 мм, что не допустимо.

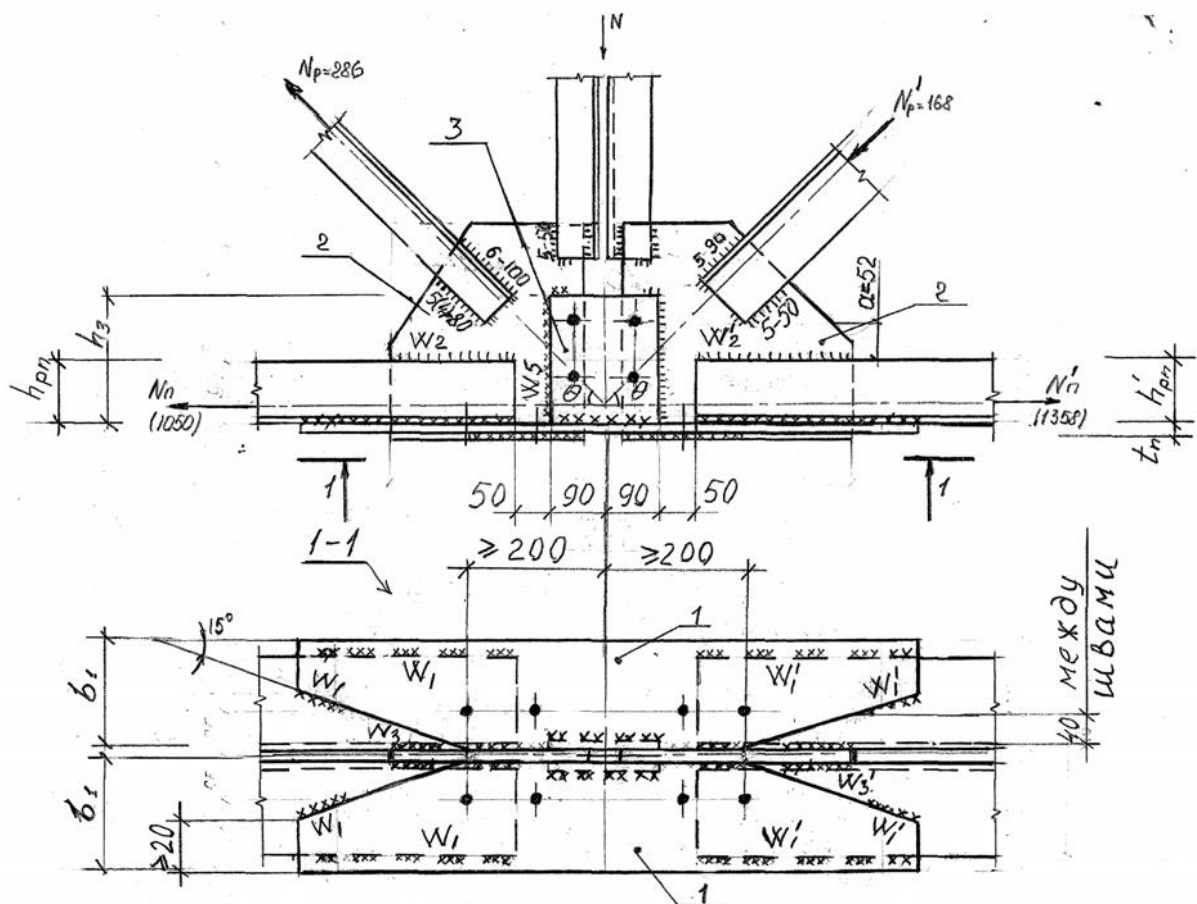


Рисунок 5.9 – Узел 6: 1 – накладка; 2 – фасонка; 3 – накладка

Перпендикулярные к фасонке полки поясов перекрываем накладками 1.

Швы крепления накладки 1 к поясам фермы w_1 , а так же швы крепления поясов к фасонке w_2 и w_3 , определяются подобно соответственно швам заводских узлов с прерванными поясами (см. узел 4, а так же п. 3.2 []).

Швы крепления накладки 1 к левой части пояса w_1 рассчитываем на

усилие:

$$N_{w1}=0,72(N_n+N_p \cdot \cos\theta)=0,72(1050+280 \cdot 0,698)=896,71 \text{ кН (рисунок узел 7).}$$

Приняв катет шва у пера максимально возможным $k_{f1}=8$ мм, для уменьшения размеров накладке определим суммарную длину швов w_1 с учетом непроваров и кратеров четырех участков шва по формуле:

$$\sum l_{w1} = \frac{N_{w1}}{k_{f1} \cdot R_{wm}} + 4 = \frac{896,7}{0,8 \cdot 15,05} + 4 = 78,5 \text{ см.}$$

Принимаем суммарную длину участков швов на полунакладке равной 80 мм.

Аналогично рассчитываем швы крепления накладки 1 к правой части пояса w_1' . Для контроля вычислим усилия шва w_1' по усилиям стержней правой части узла.

$$N_{w,1}' = 0,72(1358 - 168 \cdot 0,698) = 893,33 \text{ кН.}$$

Такое отличие усилий $N_{w,1}$ и $N_{w,1}'$ говорит о достаточной точности расчета. Так как сечение пояса в узле не изменяется, то примем шов w_1' таким же, как и шов w_1 .

Швы w_1 и w_1' распределяются на участках как показано на рисунке с учетом указанных на рисунке конструктивных ограничений.

Швы крепления уголков пояса у пера w_2 и w_2' рассчитываются на усилие:

$$N_{w2} = 0,48N_{Nn} = 0,48 \cdot 1050 = 504 \text{ кН,}$$

$$N_{w2}' = 0,48N_{N'n} = 0,48 \cdot 1358 = 651,84 \text{ кН.}$$

Катеты $k_{f2}=k_{f2}'=8$ мм принимаются так же максимально возможными, а их длины определяются по формулам:

$$l_{w2} = \frac{N_{w,2}}{2k_{f,2} \cdot R_{wm}} + 1 = \frac{504}{2 \cdot 0,8 \cdot 19,35} + 1 = 18 \text{ см,}$$

$$l_{w2}' = \frac{N_{w,2}'}{2k_{f,2}' \cdot R_{wm}} + 1 = \frac{651,84}{2 \cdot 0,8 \cdot 19,35} + 1 = 22 \text{ см,}$$

где R_{wm} – минимальное расчетное сопротивление заводских сварных швов катетом 8 мм при сварке стали С 345 в интервале толщины 11 – 20 мм сва-

рочной проволокой Св – 08 Г 2С диаметром 1,4 – 2 мм в нижнем положении, принимается равным меньшему из произведений:

$$R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 21,5 \cdot 0,9 \cdot 1 = 19,35 \text{ кН/см}^2,$$

$$R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 0,45 \cdot 47 \cdot 1,05 \cdot 1 = 22,2 \text{ кН/см}^2.$$

Швы соединения поясных уголков с фасонкой у обушка w_3 рассчитываются на усилие:

$$N_{w3} = 0,72 N_{pi} \cos \theta = 0,72 \cdot 286 \cdot 0,698 = 143,73 \text{ кН},$$

где N_{pi} – большее из усилий в раскосах.

Длины швов w_3 и w'_3 , можно определить после вычерчивания узла 7 в масштабе с учётом конструктивных требований указанных на рисунке и оговорённых ранее. Принимая длину шва w_3 от края фасонки до её точки отстоящей от накладки 1 на расстояние $k_{f3} + 10$ мм (предварительно примем $k_{f3} = 8$ мм), получим $l_{w3} = 7$ см. Учитывая кратеры и непровары, определим требуемый катет шва

$$k_{f3} = \frac{N_{w3}}{2 \cdot (l_{w3} - 1) R_{wm}} = \frac{143,73}{2(7 - 1)19,35} = 0,62 \text{ см}.$$

Принимаем для унификации $k_{f3} = 8$ мм.

Длины участков швов w_1 , w_2 и w_3 не превышают максимально допустимых:

$$85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,8 = 47,6 \text{ см}$$

Швы крепления накладки 3 к фасонке 2 – w_5 рассчитываются на усилие:

$$N_5 = N_2 = 597,8 \text{ кН},$$

$$k_{f5} = \frac{N_5}{4h \cdot R_{wm}} = \frac{597,81}{4 \cdot 9 \cdot 15,05} = 1,103 \text{ см},$$

Принимаем слева и справа $k_{f5} = 12$ мм по толщине накладки 3 и фасонки 2.

Прочие швы принимаются минимальными.

Накладки 1 рассчитываем на такие же усилия, что и швы w_1 .

$$N_{w1} = 896,7 \text{ кН}.$$

Ширину каждой из 2-х накладок определяем по формуле:

$$b_1 \geq b_{\max} + k'_{f1} + 10 = 140 + 0,8 + 10 \approx 160 \text{ мм},$$

где $b_{\max}$ – максимальная ширина горизонтальной полки поясных уголков.

Толщина накладки должна быть не менее определенной по формуле:

$$t_n = \frac{N_{w1}}{2 \cdot b_1 R_y \gamma_c} = \frac{896,71}{2 \cdot 16 \cdot 24 \cdot 0,95} = 1,23 \text{ см},$$

Принимаем $t_n = 14 \text{ мм}$.

Узел 7. Заводской узел со стыком поясных уголков, (рисунок 5.)

В последних типовых проектах поясные уголки стыкуются в центре узла, при этом поясные уголки не доводятся до центра узла на 25 мм с каждой стороны от центра узла. Полки уголков, перпендикулярные фасонкам, перекрываются накладками 1.

Размеры фасонки 2 и некоторые размеры накладки 1 могут быть определены по масштабу при вычерчивании узла в достаточно крупном масштабе (в РГР не менее 1 : 10). Сечения стержней привязывают к осевым линиям узла, округляя расстояние от центров тяжести уголков до их обушков до размеров кратных 5 мм в большую сторону. Стержни решетки, обрезают так, чтобы расстояния между швами были не менее величины, определяемой по формуле:

$$a \geq 6t_f - 20 \text{ мм},$$

где t_f – толщина фасонки, принимается по таблице 7.3[1], а при расчетной температуре наружного воздуха ниже -40°C по таблице 1 [].

$$a \geq 6 \cdot 12 - 20 = 52 \text{ мм}.$$

В узле 7 можно уточнить зазор а, уменьшив по возможности толщину фасонки 2 так, чтобы она удовлетворяла требованиям и таблице 7.3 [3] и таблице 1 [13], а также требованиям прочности фасонки при выполнении стыка поясных уголков в узле.

В этом случае фасонка должна воспринимать усилие:

$$N = 0,48(N_{n1} + N_{p1} \cos \theta) = 0,48(421 + 501 \cdot 0,698) = 370 \text{ кН},$$

0,48 – учитывает долю усилий в стержнях, передаваемого через фасонку с учётом коэффициента неравномерности 1,2;

N_{n1} и N_{p1} – расчётные усилия в левой качели пояса и левом раскосе, принимаются со своими знаками;

θ – угол между левым раскосом и поясом.

По этому усилию определяется толщина фасонки:

$$t_f = \frac{N}{2 \cdot h_1 R_y \gamma_c} = \frac{370}{2 \cdot 9 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,902 \text{ см},$$

где $h_1=9$ см – меньшая привариваемая к фасонке сторона уголка нижнего пояса (рис);

$\gamma_c = 0,95$ – для растянутых элементов узлов.

Окончательно принимаем $t_f=10$ мм.

Швы крепления накладки 1 к левой части пояса w_1 рассчитываются на усилие:

$$N_{w1} = 0,72(N_n + N_p \cos \theta) = 0,72(421 + 501 \cdot \cos 45^\circ) = 555 \text{ кН},$$

где 0,72 – учитывает долю усилия в стержнях, передаваемого на шов крепления накладки 1 к полкам пояса.

θ – угол между левым раскосом и поясом.

Катет шва k_{f1} определим, предварительно вычертив в масштабе накладки 1, так чтобы с учетом указаний приведенных на рис. длина косоугольного участка шва крепления накладки к полке уголка была не менее 50 мм. Суммарную длину шва без учета непроваров и кратеров четырех участков шва примем по рисунку 4.5 равной 78 см, тогда катет шва будет равен:

$$k_{f1} = \frac{N_{w1}}{(\sum l_{w1} - 4)R_{wm}} = \frac{555}{(78 - 4)17,5} = 0,429 \text{ см},$$

где R_{wm} – минимальное расчетное сопротивление сварных угловых швов при механизированной (полуавтоматической) сварке в среде CO_2 сварочной проволокой Св – 08 Г2С диаметром 1,4 – 2 мм при сварке в нижнем, горизонтальном и вертикальном положениях катетами швов 3 – 8 мм принимается равным меньшей из величин (произведений):

$$R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 21,5 \cdot 0,9 \cdot 1 = 19,35 \text{ кН/см}^2,$$

$$R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 0,45 R_{un} \beta_{wz} \gamma_{wz} = 0,45 \cdot 37 \cdot 1,05 \cdot 1 = 17,5 \text{ кН/см}^2.$$

Принимаем $k_{fl} = 5 \text{ мм}$

Таким же образом рассчитывается шов крепления накладки к правой части пояса:

$$N'_{w,1} = 0,72(1050 - 397 \cdot 0,698) = 556,48 \text{ кН}.$$

Так как ширина полки не изменяется и усилия N_{w1} и N'_{w1} практически одинаковы (что подтверждает достаточную точность расчета), и принимаем швы крепления накладки одинаковыми слева и справа от центра узла при $k_f = 5 \text{ мм}$.

Максимальная длина участка шва у перьев поясных уголков (рисунок 4.5) $b_u = 34 < 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,5 = 38,3 \text{ см}$ меньше допустимой длины углового шва.

Швы крепления уголков пояса к фасонке у пера рассчитываются соответственно на усилия:

$$N_{w2} = 0,48 N_{n1} = 0,48 \cdot 421 = 202,08 \text{ кН},$$

$$N'_{w2} = 0,48 N_{n2} = 0,48 \cdot 1050 = 504 \text{ кН}.$$

Примем длины швов по чертежу узла (рисунок 4. 5) с учетом непроваров:

$$l_{w2} = l'_{w2} = 26 - 1 = 25 \text{ см}$$

Определим требуемые катеты этих швов:

$$k_{f2} = \frac{N_{w2}}{4l_{w2} \cdot R_{wm}} = \frac{202,08}{2 \cdot 25 \cdot 17,5} = 0,231 \text{ см}$$

$$k'_{f2} = \frac{N'_{w2}}{4l'_{w2} \cdot R_{wm}} = \frac{504}{2 \cdot 25 \cdot 17,5} = 0,576 \text{ см}$$

Принимаем $k_{f2} = 4 \text{ мм}$; $k'_{f2} = 6 \text{ мм}$.

Швы соединения поясных уголков с фасовкой у обушка рассчитываются на усилие:

$$N_{w3} = 0,72N_{p1} \cos\theta = 0,72 \cdot 501 \cdot 0,698 = 251,78 \text{ кН}$$

Длину участка l_{w3} принимаем по рисунку 4.5 так, чтобы зазор между этим швом и косым резом накладки 1 был не менее 10 мм.

Примем длину участка шва $l_{w3} = 100 \text{ мм}$, тогда катет шва k_{f3} определим по формуле:

$$k_{f3} = \frac{N_{w3}}{2 \cdot (l_{w3} - 1)R_{wm}} = \frac{251,8}{2(10 - 1)17,5} = 0,799 \text{ см.}$$

Принимаем участки швов крепления фасонки 2 к обушкам уголков одинаковыми и равными 100 мм, а катеты швов равными 8 мм.

Каждый из участков швов определенных выше не превышает $85\beta_f k_f$.

Накладки 1 рассчитываются на такое же усилие, как и швы их крепления.

Ширина каждой из двух накладок определяется по формуле:

$$b_1 \geq b + k'_{f1} + 10 = 140 + 5 + 10 = 155 \text{ мм.}$$

Принимаем $b_1 = 16 \text{ см}$

где b – ширина горизонтальных полос уголков пояса, перекрываемых накладкой.

Толщина накладки должна быть не менее определяемой по формуле:

$$t_1 = \frac{N_{w1}}{2 \cdot b_1 R_y \gamma_c} = \frac{556,48}{2 \cdot 16 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,76 \text{ см}$$

Принимаем $t_1 = 0,8 \text{ см}$.

Остальные не рассчитанные швы назначаются минимальными. Швы

крепления элементов решетки заводят на торцы на 20 мм, для уменьшения концентрации напряжений.

Узел 8. (рисунок 5.4 и рисунок 5.11)

Узел нижнего пояса в месте примыкания стойки, подкрепляющей нижний пояс от потери устойчивости, усилия в смежных панелях пояса одинаковы и швы крепления фасонки к поясным уголкам воспринимают продольную силу подкрепляющей стойки $Q_{mc} = -1.44$ кН. Толщину фасонки принимаем минимальной и равной 10 мм.

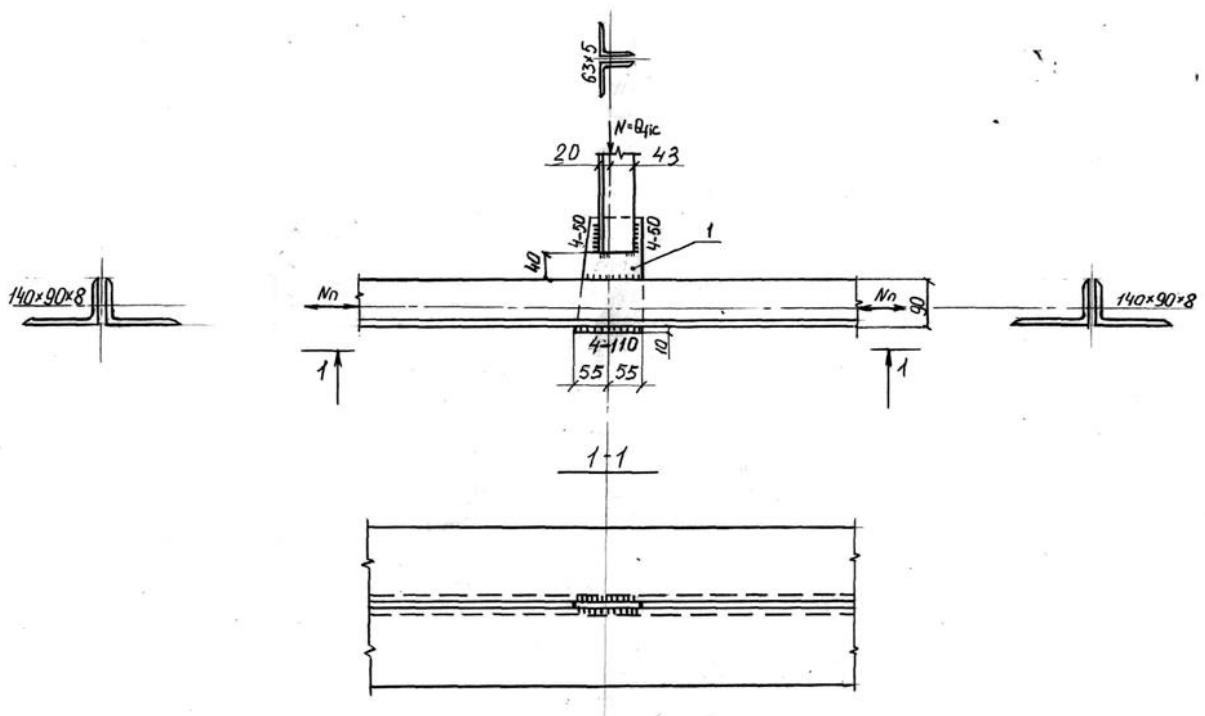


Рисунок 5.11 – Узел 8: 1 – фасонка

Фасонку у обушка выпускаем на 10 мм и закрепляем швами минимального катета размещая их симметрично оси стойки, приняв слева от оси такой же участок шва, что и справа. При обрезании одной вертикальной стороны фасонки параллельно оси стойки на минимальном расстоянии от пера стойки, но не менее $k_{fn} + 5 = 4 + 5 = 9$ мм. Приняв эти расстояния по 55 мм, получим длины швов у обушков поясных уголков $l_{10} = 110$ мм. И требуемый катет шва определим по формуле:

$$K_j = \frac{N}{2 \cdot (l_w - 1) R_{wm}} = \frac{1,44}{2(11-1)17,5} = 0,004 \text{ см.}$$

Принимаем $k_f = k_{fmin} = 4 \text{ мм.}$

Поясные уголки у перьев так же привариваем швами $k_f = 4 \text{ мм}$ по всей ширине фасонки. Размер фасонки у обушка вдоль пояса и швы её крепления должны быть не менее соответствующих размеров для прокладки между уголками пояса (п. 5.4). Очертание фасонки принимаем трапецивидным, отступая от обушков уголков стойки на $1 \text{ см} > k_f + 5 \text{ мм} = 9 \text{ мм.}$

Узел 9.

Узел соединения фермы с колонной. Конструкция узла показана рисунке 5.12, положение на рисунке 5.4. Такой узел совместно с узлом 1 (рисунок 5.12, рисунок 5.4) может воспринимать практически неограниченные изгибающие моменты, имеет малую податливость и удобен для опирания прогонов и панелей. Толщина фасонки принимается по таблицам 1 [13] или 7.3 [3] – $t_f = 12 \text{ мм.}$

Для уменьшения размеров фасонки 1 узел центрируют на внутреннюю грань колонны. Размеры фасонки можно определить, вычерчивая с учетом изложенных ранее требований по размещению швов крепления опорного раскоса, а также ширины накладки 3 и выступа фасонки 1 ниже пояса, как показано на рисунке 5.12. По чертежу узла 9 (рисунок 5.12) можно определить длину участков швов крепления пояса у обушков и перьев $l_w = 160 \text{ мм}$, и затем вычислить требуемые катеты швов у обушков:

$$k_{f0} = \frac{0,75 N_n}{2 \cdot (l_w - 1) R_{wm}} = \frac{0,75 \cdot 421}{2(16-1)17,5} = 0,601 \text{ см.}$$

и у перьев:

$$k_{fn} = \frac{0,25 N_n}{2 \cdot (l_w - 1) R_{wm}} = \frac{0,25 \cdot 421}{2(16-1)17,5} = 0,2 \text{ см.}$$

Принимаем катет шва у обушка $k_{f0} = 7 \text{ мм}$, у пера принимаем $k_f = k_{fmin} = 5 \text{ мм.}$

Длину шва у пера можно уменьшить до величины

$$l_{wn} = \frac{0,25N_n}{2k_{fn} \cdot R_{wm}} + 1 = \frac{0,25 \cdot 421}{2 \cdot 0,5 \cdot 17,5} + 1 = 7,01 \text{ см}$$

Принимаем $l_{wn} = 8 \text{ см}$.

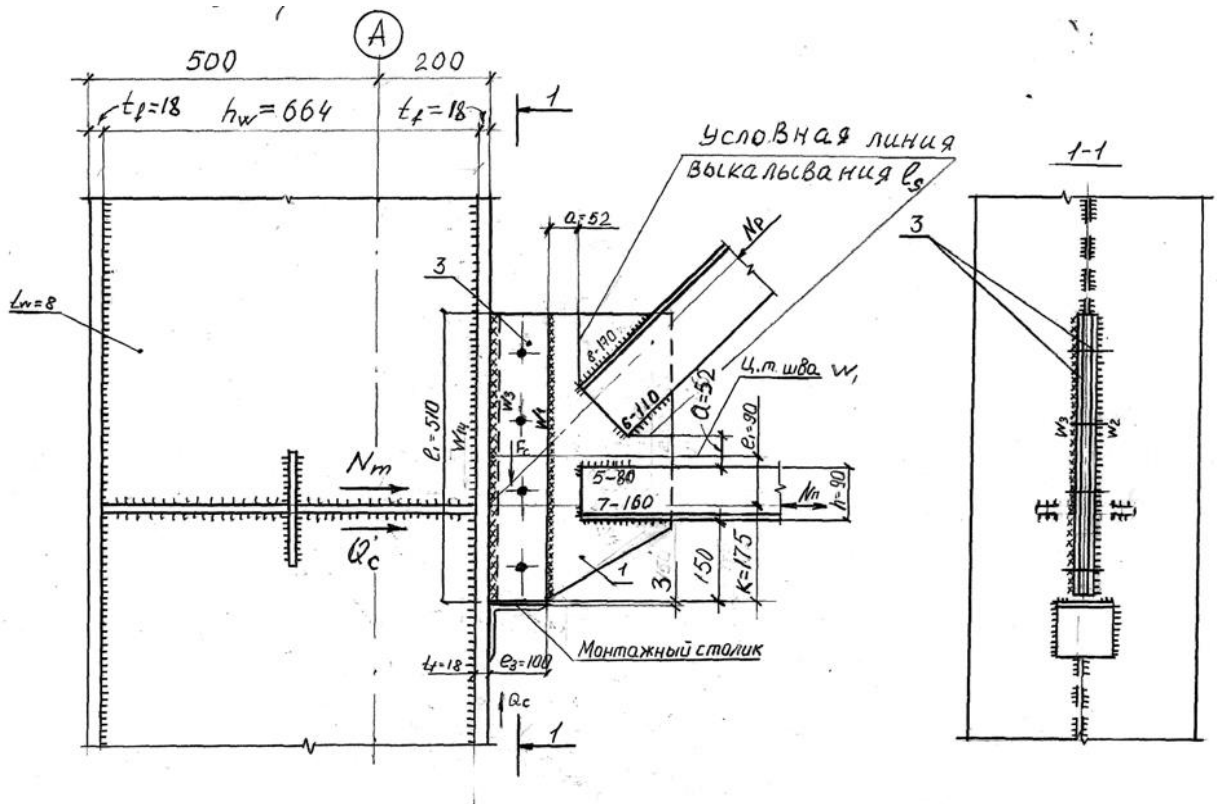


Рисунок 5.12 – Узел 9: 1 – фасонка; 3 – накладка

У нижнего пояса ригеля рассчитывают следующие швы:

– швы w_1 соединяющие фасоку 1 с накладками 3 (рисунок 5.12). Эти швы воспринимают опорную реакцию фермы.

$$F_c = F_g + F_s = 324 + 108 = 432 \text{ кН}$$

$$\text{Усилие от опорного момента: } N_m = \frac{M}{h_f} = \frac{1086,6}{3,08} = 353,36 \text{ кН};$$

где M – изгибающий момент в верхнем сечении колонны у ее сопряжения с нижним поясом ригеля принимается по 1-ой комбинации нагрузок (п. 4.1.3).

h_f – расстояние между центрами тяжести верхнего и нижнего поясов фермы.

Кроме того этот шов воспринимает продольное усилие в ригеле рамы $Q_c = 210,72 \text{ кН}$, которое передается по оси нижнего пояса фермы, а также вос-

принимает изгибающий момент, возникающий от эксцентричного приложения сил. При этом следует принимать такое сочетание нагрузок, при котором сумма усилий N_m и Q_c максимальны.

$$M_{w1} = -(N_m + Q_c)e_1 + F_c e_3 = -(353,36 + 210,72)9 + 432 \cdot 10 = -756,7 \text{ кНм}$$

При определении усилий необходимо учитывать знаки продольных усилий и вызываемых ими изгибающих моментов. Расчетная длина шва 1 принимается равной:

$$l_{w1} = l_1 - 1 = 51 - 1 = 50 \text{ см.}$$

Катет шва 1 определяется по формуле:

$$k_{f1} = \frac{1}{l_{w1} R_{wm}} \sqrt{\left(\frac{F_e}{2}\right)^2 + \left(\frac{3M_{w1}}{l_{w1}} + \frac{N_m + Q_c}{2}\right)^2} = \frac{1}{50 \cdot 15,05} \sqrt{\left(\frac{432}{2}\right)^2 + \left(\frac{3 \cdot 756,7}{50} + \frac{353,36 + 210,72}{2}\right)^2} = 0,42 \text{ см}$$

где R_{wm} определяется по формуле 3[13] (узел 5).

Принимаем $k_{f1} = k_{fmin} = 6 \text{ мм}$. При этом соблюдается условие $k_{f1} < 0,8t_3$; $6 < 0,8 \cdot 12 = 9,6 \text{ мм}$

Швы w_2 и w_3 воспринимают практически те же усилия, за исключением изгибающего момента, который определяется по формуле:

$$M_{w2} = (N_m + Q_c)e_1 = (353,36 + 210,72)9 = 5617 \text{ кНсм}$$

Катеты швов w_2 и w_3 определяются, как и k_{f1} , только необходимо заменить M_{w1} на M_{w2} при определении k_2 и k_{f3} используются разные расчётные сопротивления R_{wm} .

$$k_{f2}(k_{f3}) = \frac{1}{50 \cdot 17,05(15,05)} \sqrt{\left(\frac{432}{2}\right)^2 + \left(\frac{3 \cdot 5617}{50} + \frac{353,36 + 210,72}{2}\right)^2} = 0,77(0,87) \text{ см}$$

Принимаем $k_{f2} = 8 \text{ мм}$, $k_{f3} = 9 \text{ мм}$, что не меньше k_{fmin} для данных соединений.

Поясные швы колонны w_{14} на участках примыкания фасонки у нижнего пояса воспринимают часть опорной реакции фермы, которая не воспринята внутренней полкой колонны:

$$F_{w14} = \frac{F_c(A_k - A_f)}{A_k} = \frac{432(169 - 72)}{169} = 248 \text{ кН,}$$

A_k – расчетная площадь сечения верхней части колонны с учетом только устойчивой части стенки

$$A_k = 2b_f t_f + 2 \cdot 0,65 t_w^2 \sqrt{\frac{E}{R_4}} = 169 \text{ см}^2 \quad (\text{см расчет колонны})$$

A_f – площадь полки колонны.

Эти швы воспринимают так же усилия от опорного момента $N_m = 353,36$ кН и распора в ригеле рамы $Q_c = 210,72$ кН. Кроме того, швы w_{14} воспринимают изгибающий момент $M_{w2} = 5617$ кН·см и сдвигающие усилие, возникающие от поперечной силы в колонне выше нижнего пояса, которая равна сумме усилий от момента и давления ветра W . $Q_{кв} = N_m + W = 353,36 + 28,62 = 381,98 \approx 382$ кН и ниже нижнего пояса $Q_{KH} = -49,9 - 0,9(60,9 + 851 + 19,7 + 28,3) = -224,5$ кН, здесь слагаемые приняты по таблице 3.2 для загружений 1, 2, 3, 4, 5*.

При расчёте швов следует иметь ввиду, что сдвигающие напряжения отрицательных поперечных сил совпадают по знаку с напряжениями от F_{w14} . Выбирать следует такие сочетания усилий, которые дают наибольшее значение k_{f14} , как правило, с отрицательным Q_k .

Расчетную длину швов w_{14} можно принять такой же, как и шов w_1 , а катет шва w_{14} можно определить по формуле:

$$k_{f14} = \frac{1}{2R_{wm}} \sqrt{\left(\frac{Q_k S_f}{I} - \frac{F_{w14}}{l_{w1}} \right)^2 + \left(\frac{N_m + Q_c}{l_w} + \frac{6M_{w2}}{l_{w1}^2} \right)^2}$$

При поперечной силе выше нижнего пояса:

$$k_{f14} = \frac{1}{2 \cdot 17,01} \sqrt{\left(\frac{332 \cdot 2455,2}{1,87 \cdot 10^5} - \frac{248}{50} \right)^2 + \left(\frac{353,36 + 210,72}{50} + \frac{6 \cdot 5617}{50^2} \right)^2} = 0,7 \text{ см}$$

При поперечной силе ниже нижнего пояса:

$$k_{f14} = \frac{1}{2 \cdot 17,01} \sqrt{\left(-\frac{224,5 \cdot 2455,2}{1,87 \cdot 10^5} - \frac{248}{50} \right)^2 + \left(\frac{353,36 + 210,72}{50} + \frac{6 \cdot 5617}{50^2} \right)^2} = 0,76 \text{ см}$$

Принимаем $k_{f14} = 8$ мм,

где $S_f = b_f t_f \frac{h_f}{2} = 40 \cdot 1,8 \frac{68,2}{2} = 2455,2 \text{ см}^2$ – статический момент полки колонны.

$$I_x = \frac{0,8 \cdot 66,4^3}{12} + 2 \cdot 40 \cdot 1,8 \left(\frac{70 - 1,8}{2} \right)^2 = 1,87 \cdot 10^5 \text{ см}^4 \text{ – момент инерции}$$

полного сечения.

Фасонку 1 из листа стали С 345 толщиной 12 мм у нижнего пояса необходимо проверить на прочность при:

1) выкалывании усилием в опорном раскосе N_p по условной линии l_s , показанной на рисунке 5.12. По рисунку 5.12 определить длину выкалывания $l_s = 33,5 \text{ см}$ и проверим прочность

$$\frac{N_p}{l_s t_{1s}} \leq R_s = \frac{611}{33,5 \cdot 1,2} = 15,2 < 18,3 = 0,58 \cdot 31,5 = 0,58 R_y = R_s$$

2) срезе опорной реакцией фермы:

$$\frac{F_s}{l_i t_{is}} = \frac{432}{51 \cdot 1,2} = 7,06 \text{ кН/см}^2 < R_s = 18,3 \text{ кН/см}^2$$

3) разрыве максимальными растягивающим усилием в нижнем поясе фермы:

$$\frac{N_n}{b t_{1s}} = \frac{421}{2 \cdot 9 \cdot 1,2} = 19,5 < 29,9 = 31,5 \cdot 0,95 = \gamma_c R_y,$$

b – меньшее из значений $2h$ или $2k$

h – высота сечения нижнего пояса

k – расстояние от центра тяжести нижнего пояса до низа фасонки 1 (рисунок 5.12).

4) сжатии суммой усилий распора ригеля $Q_c = 210,72 \text{ кН}$ и сжимающие усилия от опорного момента $N_m = 353,36 \text{ кН}$,

$$\frac{Q_c + N_m}{b t_1} = \frac{210,72 + 353,36}{2 \cdot 9 \cdot 1,2} = 26,1 < 31,5 \cdot 1 = R_{yc}.$$

Узел 10 (рис 5.4) Сопряжение опорного раскоса с подкрепляющей его распоркой конструируется подобно узлу 8.

Указания на технико-экономическое обоснование принимаемых существенных инженерных решений

Сталь для конструкций, если она не оговорена в задании расчетно-графической работы, принимается по СП [9] и обосновывается с учетом климатического района строительства (расчетной температуры, $^{\circ}\text{C}$) и группы конструкций.

При компоновке поперечной рамы каркаса размеры по вертикали и горизонтали необходимо принимать в соответствии с основными положениями по унификации и нормативным документам.

Схемы решеток связей выбирают так, чтобы их элементы было удобно крепить к фермам, колоннам, элементы не получались весьма тяжелыми, а наиболее длинный элемент связи был не более 12 м.

При выборе высоты сечения подкрановой балки ее следует принимать не менее минимальной и близкой к оптимальной. Оптимальная высота балки является наиболее рациональной, так как при этой высоте балка будет иметь меньший вес. Эффективной сталью для балки из разрешенных нормами СП [9], можно считать ту при которой минимальная и оптимальная высоты будут близки и минимальная высота не будет превышать оптимальную. Верхнюю границу применимости расчетного сопротивления R_y рациональной стали можно получить используя формулу (2.6) методических указаний [12], принимая в формуле значение коэффициента $c_1=1$.

Размеры, назначаемых поперечных сечений составных сварных конструкций, рекомендуются принимать по сортаменту горячекатаного широкополосного универсального проката по ГОСТ 82 – 70*. Толщину полок составных сварных конструкций следует принимать по возможности минимальной (желательно не более 20 мм), так как при малой толщине проката у большинства сталей расчетное сопротивление R_y имеет более высокое значение, чем при толщине свыше 20 мм. За счет этого может быть получен дополнительный экономический эффект.

Все сечения необходимо принимать без излишних запасов прочности и устойчивости. В составных сечениях, устанавливаемых расчетом, недона-

пряжения не должны превышать 5 %.

При выборе сварки следует исходить, что все конструкции будут полностью изготавливаться на специализированном заводе металлоконструкций.

В сварных конструкциях необходимо назначать минимальные катеты угловых швов согласно норм [9], но не менее требуемых по расчету. Это позволит уменьшить трудоемкость изготовления и стоимость конструкции.

В элементах фермы рационально применение двух сталей. Для элементов с большими усилиями использовать сталь повышенной прочности, а для элементов с небольшими усилиями сталь обычной прочности.

5. План-график выполнения задания

Таблица 1 – Примерный план-график выполнения расчетно-графической работы

Этапы выполнения	Недели						
	1-2	3	4-6	7-9	10-12	13-15	16
Получение задания							
введение; компоновка кон- струкций каркаса;							
расчет и конструирование подкрановой бал- ки;							
расчет попереч- ной рамы;							
расчет ступенча- той колонны про- изводственного зда- ния;							

расчет стропиль- ной фермы							
заключение							

Примерный план-график выполнения расчетно-графической работы представлен в таблице 1.

6. Критерии оценивания работы

Студенты, выполнившие полностью задание по расчетно-графической работе должны защитить ее. На защиту представляется выполненная, отредактированная и выправленная по замечаниям пояснительная записка и 1 лист графической части. К защите, РГР представляется не позднее, чем за две – одну неделю до начала экзаменационной сессии, с тем чтобы, за этот период была возможность подготовиться к защите и защитить РГР.

Студенты очной формы обучения согласовывают и показывают руководителю РГР выполненные и оформленные отдельные части РГР в течение семестра в соответствии с планом – графиком выполнения задания п.5.

Оценка «отлично» выставляется за РГР, в которой:

- использована основная учебная и методическая литература по расчету и конструированию таких конструкций;
- пояснительная записка безукоризненно выполнена в отношении оформления (орфография, стиль, иллюстрации необходимого, наглядного материала, ссылки и т.д.);
- все части РГР выполнены в срок;
- на заданные вопросы по РГР даны подробные, развернутые ответы.

Оценка «хорошо» выставляется за РГР в случае, если:

- использована основная учебная и методическая литература по расчету и конструированию таких конструкций;
- пояснительная записка правильно оформлена;
- все части РГР выполнены в срок;

– на заданные вопросы по РГР даны не достаточно подробные и не развернутые ответы.

Оценка «удовлетворительно» выставляется за РГР в случае, если:

- использована не основная учебная и методическая литература по расчету и конструированию таких конструкций;
- пояснительная записка правильно оформлена;
- не все части РГР выполнены в срок;
- на заданные вопросы по РГР даны не все правильные и подробные ответы.

Оценка «не удовлетворительно» выставляется за РГР в случае, если:

- не все части РГР выполнены в срок.

7 Порядок защиты работы

На защиту представляется РГР в составе пояснительной записки и графического материала в объеме, установленном заданием на РГР.

При защите студент должен вначале кратко изложить, пользуясь только графическим материалом, содержание тех основных разделов и расчетных положений, которые им прорабатывались и принимались в РГР. При изложении работы необходимо подчеркнуть экономическую целесообразность рассматриваемых и принятых решений. После краткого изложения ему задаются вопросы по теме РГР.

8 Список рекомендуемой литературы

8.1 Список основной литературы

1. Металлические конструкции: учебник для студ. учреждений высш. проф. образования / [Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.] ; под ред. Ю.И. Кудишина. – 14-е изд., испр. – М.: Издательский центр «Академия», 2011. – 688с. – (Сер. Бакалавриат).

8.2 Список дополнительной литературы

1. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы конструкций. Учебник для строит. вузов/ В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.: Под ред. В.В. Горева – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Высшая школа. 2001. – 551 с.

2. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Конструкции зданий. Учебник для строит. Вузов / В.В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов, Г. И. Белый и др.: Под ред. В. В. Горева – 2-е изд., испр. – М. : Высшая школа. 2002. – 528 с.

3. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 3. Специальные конструкции и сооружения. Учебник для строит. Вузов / Под ред. В. В. Горева – 2-е изд. испр. – М. : Высшая школа, 1999. – 544 с.

4. Металлические конструкции / Под ред. Беленя Е. И. – М. : Стройиздат, 1985. – 560 с.

5. СНиП 23-01 – 99*. Строительная климатология / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2010. – с.

6. СНиП 2 – 01.07 – 85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2010. – 44 с.

7. СП 20.13330.2016 Свод правил. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*/ Минстрой России. – М., 2016. – 89 с.

8. СНиП II – 23 – 81*. Стальные конструкции / Госстрой России. – М. : ГУП ЦПП, 2010. – 94 с.

9. СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*/Минстрой России. – М.: 2017. – 147 с.
9. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. В трех томах / Под ред. В. В. Кузнецова. – М.: АСВ, 1998. – 576 с.
10. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Стальные конструкции зданий и сооружений / Под общ. ред. В. В. Кузнецова – М.: АСВ. 1998. – 512 с.
11. Расчет однопролетной рамы металлического каркаса здания на персональном компьютере. Методические указания к РГР и дипломному проектам по металлическим конструкциям для студентов по направлению «Строительство» 08.03.01 «Промышленное и гражданское строительство». – Ставрополь: СКФУ, 2015. – 10 с.
12. Узлы сварных ферм из парных уголков. Методические указания к расчетно-графической работе по металлическим конструкциям для студентов спец. 290300 «Промышленное и гражданское строительство». – Ставрополь: СГТУ, 1995. – 44 с.
13. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003/Минстрой России. – М., 2018. – М.: 2018. – 140 с.
14. Методические указания по выполнению курсового проекта по дисциплине «Металлические конструкции, включая сварку» для студентов по направлению «Строительство» 08.03.01 «Промышленное и гражданское строительство». Часть 2. – Ставрополь: СКФУ, 2021. – 70 с.
15. Методические указания по выполнению курсового проекта по дисциплине «Металлические конструкции, включая сварку» для студентов по направлению «Строительство» 08.03.01 Строительство «Промышленное и гражданское строительство». Часть 3. – Ставрополь: СКФУ, 2021. – 62 с.

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по выполнению расчетно-графической работе по дисциплине
«Металлические конструкции, включая сварку»
для студентов бакалавров по направлению «Строительство»
08.03.01 «Промышленное и гражданское строительство»

Составители:

Гаврилова А. И.

Отпечатано в типографии СКФУ
Издательство Северо-Кавказского Федерального Университета

Изд. лиц. Подписано к печати
Формат 60×84 1/16 Усл. п. л. Уч. – изд. л.
Бумага газетная. Печать офсетная. Заказ № . Тираж
СКФУ, ИИ
355029, г. Ставрополь, пр. Кулакова, 2

Отпечатано в типографии СКФУ
Издательство Северо-Кавказского Федерального Университета

**МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ
ФЕДЕРАЦИИ**
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО
ПРОЕКТА ПО ДИСЦИПЛИНЕ**
(Металлические конструкции, включая сварку)
Часть 1

Направление подготовки	08.03.01 Строительство
Направленность (профиль)	Промышленное и гражданское строительство
Квалификация	бакалавр
Форма обучения	очная, заочная

Методические указания составлены в соответствии с требованиями ГОС ВПО для бакалавров по направлению «Строительство» 08.03.01 «Промышленное и гражданское строительство» и программы дисциплины «Металлические конструкции, включая сварку».

Методические указания к курсовому проекту состоят из трех частей.

В первой части рассмотрены вопросы компоновки нескольких вариантов схем балочных площадок, расчета настила, прокатных балок и выбор более экономичного из рассмотренных вариантов балочной площадки. В приложении приводятся все необходимые справочные материалы.

Методические указания могут быть использованы при проведении практических занятий и самостоятельной работе студентов.

Составитель: Гаврилова А.И. доцент

Содержание

Введение.....	4
1. Цель, задачи и реализуемые компетенции.	5
2. Формулировка задания.	6
3. Структура проекта.....	7
4. Общие требования к написанию и оформлению проекта.....	7
5. Последовательность выполнения задания к первой части... ..	8
5.1 Выбор схемы балочной площадки, расчет настила и прокатных балок... ..	8
5.1.1 Компоновка балочных площадок... ..	8
5.1.2 Расчет прокатных балок... ..	17
5.1.3 Выбор схемы балочной площадки	27
5.1.4 Расчет крепления настила... ..	29
5.1.5 Указания на технико-экономическое обоснование принимаемых существенных инженерных решений... ..	32
6. Критерии оценивания проекта.....	33
7. Порядок защиты проекта.....	35
8. Список основной и дополнительной литературы.....	36
9. Приложение... ..	38

Введение

Выполнению курсового проекта по дисциплине «Металлические конструкции, включая сварку» в металлических конструкциях предшествует изучение студентами таких дисциплин, как «Механика», «Сопромат», «Строительная механика», «Механика грунтов, основания и фундаменты», «Архитектура гражданских и промышленных зданий и сооружений».

Знания этих дисциплин и являются той базой, которая помогает студентам в успешном выполнении курсового проекта.

Методические указания по курсовому проекту состоят из трёх частей.

В первой части методических указаний рассматриваются следующие вопросы:

- компоновка двух типов балочной площадки;
- подбор и проверки сечений фасонных профилей проката;
- выбор наиболее экономичного решения компоновки балочной площадки;
- расчёт крепления настила.

В приложениях первой части методических указаний приведены все необходимые справочные материалы для выполнения всего курсового проекта.

Во второй части методических указаний рассматриваются все вопросы, расчёта и конструирования составной, сварной, главной балки балочной площадки и её элементов.

В третьей части методических указаний рассматриваются все вопросы, расчёта и конструирования центрально сжатой колонны и ее элементов.

1 Цель, задачи и реализуемые компетенции

Целью и задачами курсового проекта (КП) являются:

- развитие умения и навыков проектирования металлических конструкций в современном строительстве путем выполнения инженерных расчетов;
- умение составлять технико-экономическое обоснование принимаемых решений, оформлять графическую часть работы;
- подготовка к выполнению выпускной квалификационной работы, а также творческое решение конкретных задач проектирования конструкций и их узлов из стали;

Реализуемые компетенции:

- способен выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности (ПК-7);
- способен выполнять моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов проектируемого объекта и его взаимодействия с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности (ПК-16)

2 Формулировка задания

Курсовой проект выполняется на основании выдаваемого каждому слушателю индивидуального задания. Тема курсового проекта: «Балочная площадка на колоннах».

Задание на КП содержит следующие исходные данные:

- габариты площадки в плане $m \times n =$ (например, 3А x 3В);
- шаг колонн в продольном направлении, $A =$ м;
- шаг колонн в поперечном направлении, $B =$ м;
- отметка верха настила, $H =$ м;
- строительная высота перекрытия, $h_{st} =$ м;
- временная, нормативная (полезная) равномерно распределенная нагрузка, $P_n =$ кН/м²;

– материал для несущих элементов конструкций – *сталь по ГОСТ 27772*:

а) главных балок –

б) остальных элементов – С255, С255Б

- материал фундаментов под базы колонн – бетон класса В .
- предельный относительный прогиб настила, $f_u / l_n =$.
- тип сечения колонны:

Дополнительными указаниями являются:

- тип главной балки;
- монтажные соединения;

– отметка чистого пола;

– перевозка конструкций;

– наибольший отправной вес;

– стык главных балок.

– коэффициент надёжности по ответственности γ_n .

Если дополнительных указаний нет, то сталь для главных балок, тип сечения колонны, коэффициент надёжности по ответственности γ_n – принимаются самостоятельно. Сталь для главных балок, тип сечения

колонны можно будет принять по технико-экономическим обоснованиям приводимыми во второй и третьей частях методических указаний. Коэффициент надежности по ответственности в КП $\gamma_n=1$ (нормальный уровень, класс сооружения КС-2 – в расчетах не учитывается), расчетная температура для конструкций сооружения $t \geq -45^\circ\text{C}$.

3. Структура проекта

КП состоит из пояснительной записки и графической части – одного листа графического материала на листе формата А1.

Примерный объем пояснительной записки курсового проекта – $25 \div 30$ листов рукописного текста или текста печатающих и графических устройств ЭВМ, с необходимыми рисунками и пояснениями на листах формата А4.

Рабочий чертеж – 1 лист ватмана формата А1 выполняют на стадии КМД (конструкции металлические, детализировочные).

На листе размещают схемы расположения отправочных марок балок, колонн и связей со спецификацией к схемам расположения, разрезы – продольный и поперечный. Рабочие чертежи отправочных марок балок, колонны, с необходимыми сечениями, видами, со спецификацией металла, основные монтажные и укрупнительные узлы в двух видах.

4 Общие требования к написанию и оформлению проекта

Пояснительная записка курсового проекта должна содержать:

- титульный лист;
- задание на курсовой проект;
- содержание;
- введение;
- основную часть в соответствии с утвержденным заданием на курсовой проект, необходимые рисунки, таблицы, схемы и т.д.
- заключение;
- список использованных источников;
- приложение (при необходимости).

Оформление пояснительной записки должно соответствовать требованиям ГОСТ 2.316–2008, ГОСТ 2.105–2019, ГОСТ 21.508–2020, а при оформлении с применением печатающих и графических устройств ЭВМ по ГОСТ 2.004–88 на листах формата А4 (210x297), межстрочный интервал полуторный. На листах наносится ограничительная рамка, отстоящая от левого края на 20мм и от остальных – на 5мм, поля, штамп. При выполнении текста с применением печатающих и графических устройств ЭВМ шрифт следует использовать «Times New Roman», размер 14, выравнивание «по ширине», интервал 1,5, абзацный отступ первой строки – 1,25 см. Оформление пояснительной записки должно отвечать требованиям ГОСТ 2.105-95 ЕСКД. Общие требования к текстовым документам, ГОСТ 2.106-96 ЕСКД. Текстовые документы.

На листе «Введение» внизу приводится 4-х сантиметровой штамп по высоте, на последующих листах пояснительной записки внизу размещается 1,5 сантиметровой штамп.

Заглавный лист (первый лист текстовой части – введение) пояснительной записки должен соответствовать форме 9, а последующие – форме 9а по ГОСТ 2.106.

Чертежи и схемы курсового проекта должны выполняться на стандартных форматах согласно ГОСТ 2.301 с надписью по ГОСТ 2.104 в правом нижнем углу.

При выполнении чертежей, эскизов, схем должны быть соблюдены правила, установленные государственными стандартами ЕСКД, ЕСПД,

5 Последовательность выполнения задания к первой части

5.1 Выбор типа балочной площадки, расчет настила и прокатных балок

5.1.1 Компонировка балочных площадок

Выбор оптимального варианта типа балочной площадки производят по результатам сравнения нескольких типов площадок. Обычно рассматриваются 1–2 варианта нормального и 1–2 варианта, усложнённого типов балочных площадок, и устанавливают наиболее экономичный вариант.

В КП предложено выполнить компоновку 1 –го варианта нормального и 1-го варианта, усложнённого типов балочных площадок.

Компоновку балочной площадки следует начинать с определения шага a для балок настила 2 (это расстояние в осях между балками настила 2, поддерживающими настил, рисунки 1.1, 1.2). Шаг балок настила a зависит от материала настила, его конструкции, а также от величины нагрузки (в курсовом проекте настил принимаем из стали С255, см. задание). Шаг балок настила a (или расстояние между внутренними кромками балок настила 2) определяется несущей способностью настила или его жесткостью (прогибом). Шаг a , определяют расчётом в зависимости от рациональной толщины настила t_n и пролёта настила l_n , или назначают по конструктивным соображениям.

При расчёте плоского стального настила его рациональную толщину t_n , в КП будем принимать в зависимости от временной, нормативной (полезной) равномерно распределенной нагрузки P_n (см. задание) по таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Рациональные толщины настила

P_n , кН/м ²	≤ 10	11–15	16–20	21–25	26–30	31–35	36–40	41–50	51–60
t_n , мм	6	7	8	9	10	11	12	14	16

Листы настила, воспринимающие статическую нагрузку и приваренные к балкам настила, работают на изгиб и растяжение и в соответствии с нормами [3] отнесены ко 3-му классу по напряженно-деформируемому состоянию (НДС) расчетного сечения и 3-ей группе стальных конструкций (см. [3], приложение В).

Для расчёта таких настилов в КП воспользуемся графиком из проекта [13, с. 10]. График приведен на рисунке 1.3 настоящих указаний. Этот график позволяет получить максимальное отношение l_n / t_n – пролёта настила l_n (рисунок 1.3) к его толщине t_n по временной, нормативной (полезной) равномерно распределенной нагрузки P_n и предельному относительному прогибу настила f_u / l_n , (см. задание). Или по расчетной

нагрузке P и предельному относительному прогибу настила f_u / ϖ_n .

При отношении $f_u / \varpi_n \leq 1/150$ и $P_n < 60 \text{ кН/м}^2$ (см. задание), максимальное отношение l_n / t_n пролёта настила ϖ_n к его толщине t_n (см. рисунок 1.3), определяют в зависимости от f_u / ϖ_n и временной, нормативной (полезной) равномерно распределенной нагрузки P_n по рисунку 1.3. Графики кривых зависимостей отношений $f_u / \varpi_n \leq 1/150$ или $f_u / \varpi_n \leq 1/200$ представлены на рисунке 1.3, сплошными криволинейными линиями. В этом случае найденные отношения l_n / t_n максимального пролёта настила ϖ_n к его толщине t_n , отвечают требованиям его работы на прогиб.

Если же отношение $f_u / \varpi_n \geq 1/120$, то максимальное отношение пролёта настила ϖ_n к его толщине $t_n - \varpi_n / t_n$, определяют по расчётной нагрузке $P = \gamma_f \varpi P_n$ (где $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надёжности по нагрузке при $P_n \geq 2 \text{ кН/м}^2$ [5]) и кривой $f / \varpi_n \geq 1/120$ на рисунке 1.3 (кривая зависимости $f_u / \varpi_n \geq 1/120$ показана пунктирной криволинейной линией на рисунке 1.3). В этом случае найденные отношения l_n / t_n максимального пролёта настила ϖ_n к его толщине t_n , отвечают требованиям его работы на прочность.

Допускаемый относительный прогиб настила f_u / ϖ_n обычно задается меньше $\leq 1/120$ (см. задание), поэтому, в КП отношение ϖ_n / t_n , (рисунок 1.3) находим из условия работы настила на прогиб (кривые зависимостей $f_u / \varpi_n \leq 1/150$ или $f_u / \varpi_n \leq 1/200$ изображены сплошными линиями). Для настила, в соответствии с нормами [3], по ГОСТ 27772, и при температуре эксплуатации $t^0\text{C} \geq -45^\circ\text{C}$ принимают:

– низкоуглеродистую сталь обычной прочности: – С245 или С255 (по заданию сталь С255, см. задание).

При более низких температурах используют другие более качественные и прочные стали для конструкций группы 2 приложение В [3].

Определив отношение ϖ_n / t_n (по рисунку 1.3) и зная толщину настила t_n , находят максимальный пролет настила ϖ_n (максимальное расстояние между внутренними гранями полок балок настила см. рисунок 1.4) по формуле (1.1).

$$\square_n = (\square_n/t_n) \square t_n, \quad (1.1)$$

где при подстановке, отношение $\square_n/t_n$ – это целое безразмерное число, найдено по графику см. рисунок 1.3;

t_n – толщина настила принятая по заданной нагрузке P_n по таблице 1.1, мм.

Максимальный шаг а балок настила 2, можно увеличить, по сравнению с максимальным пролётом настила $\square_n$, (найденный по формуле 1.1) на ширину полки балки настила b (см рисунок 1.4). Так как, за максимальный пролёт настила $\square_n$ будем считать расстояние между внутренними кромками балок настила (рисунок 1.4). Предварительно ширину полки балки настила b принимаем равной 80 – 160 (мм). Меньшие значения ширины полки балки настила b принимают для балок настила малых пролётов (пролёты обычно от 2 до 12 м). Тогда максимальное расстояние между балками настила в осях $a_{\max}$ (максимальный шаг балок настила 2) будет равно:

$$a_{\max} = l_n + b. \quad (1.1, a)$$

При подстановке значений l_n , и b в формулу (1.1, а) их величины должны иметь одну размерность, мм или см.

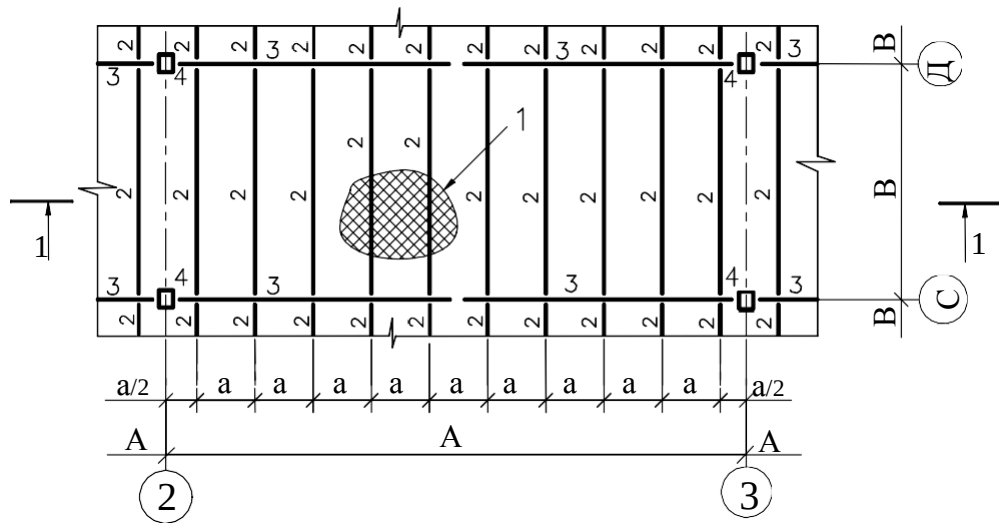
Число шагов n_n балок настила 2, для нормального варианта балочной площадки, находят по формуле (1.2):

$$n_n = A/a_{\max}, \quad (1.2)$$

полученное число по формуле (1.2) округляют до целого числа шагов, в большую сторону.

Для усложнённого варианта балочной площадки число шагов n_u балок настила 2, находят по формуле (1.3):

План на отм. Н



1-1

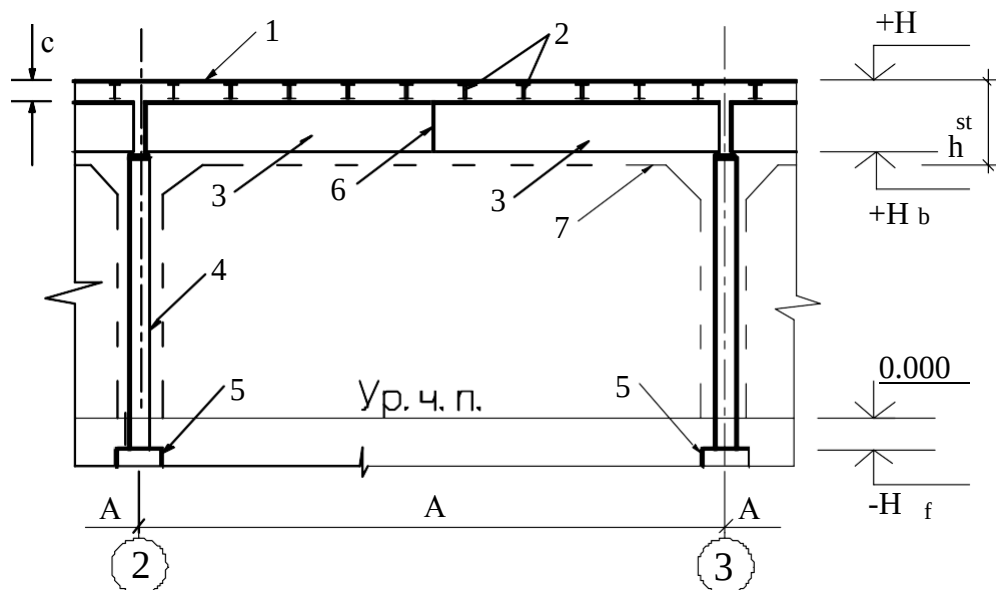


Рисунок 1.1 – Компоновка схемы расположения и разрез элементов балочной площадки нормального типа в пределах одной ячейки:

1 – настил; 2 – балки настила; 3 – главные балки; 4 – колонны; 5 – фундаменты; 6 – укрупнительный стык главной балки; 7 – контуры требуемого габарита помещения под балочной клеткой.

в большую сторону.

Округление числа шагов n_n и n_u в формулах (1.2 и 1.3) в меньшую сторону, можно допустить, только в том случае, когда новое максимальное расстояние $a_{\max}^*$ между балками настила 2, не будет превышать ранее принятого $a_{\max}$ (по формуле (1.1, а)) более чем на 3%.

Расстояние $a_{\max}^*$ уточняют, если численные значения n_n и n_u по формулам (1.2 и 1.3) округлялись до целых значений в большую (или если это было допустимо в меньшую) сторону.

После принятых целых численных значений n_n и n_u по формулам (1.2 и 1.3), уточняют средние расстояния между балками настила 2. Средние расстояния a_n между балками настила 2: для нормального варианта балочной площадки находят по формуле (1.4)

$$a_n = A/n_n, \quad (1.4)$$

где n_n принятое целое число шагов балок настила;

для усложнённого варианта балочной площадки a_u по формуле (1.5)

$$a_u = B/n_u, \quad (1.5)$$

здесь n_n принятое целое число шагов балок настила для усложненного варианта.

Средние расстояния между балками настила 2 для обоих вариантов, после нахождения их по формулам (1.4 и 1.5), должны быть приняты, окончательно, кратными 1см и по возможности одинаковыми. Допустить разницу расстояний a можно, но не более чем на 3%. Желательно, чтобы разность расстояний a для балок настила 2 была принята не более 1см.

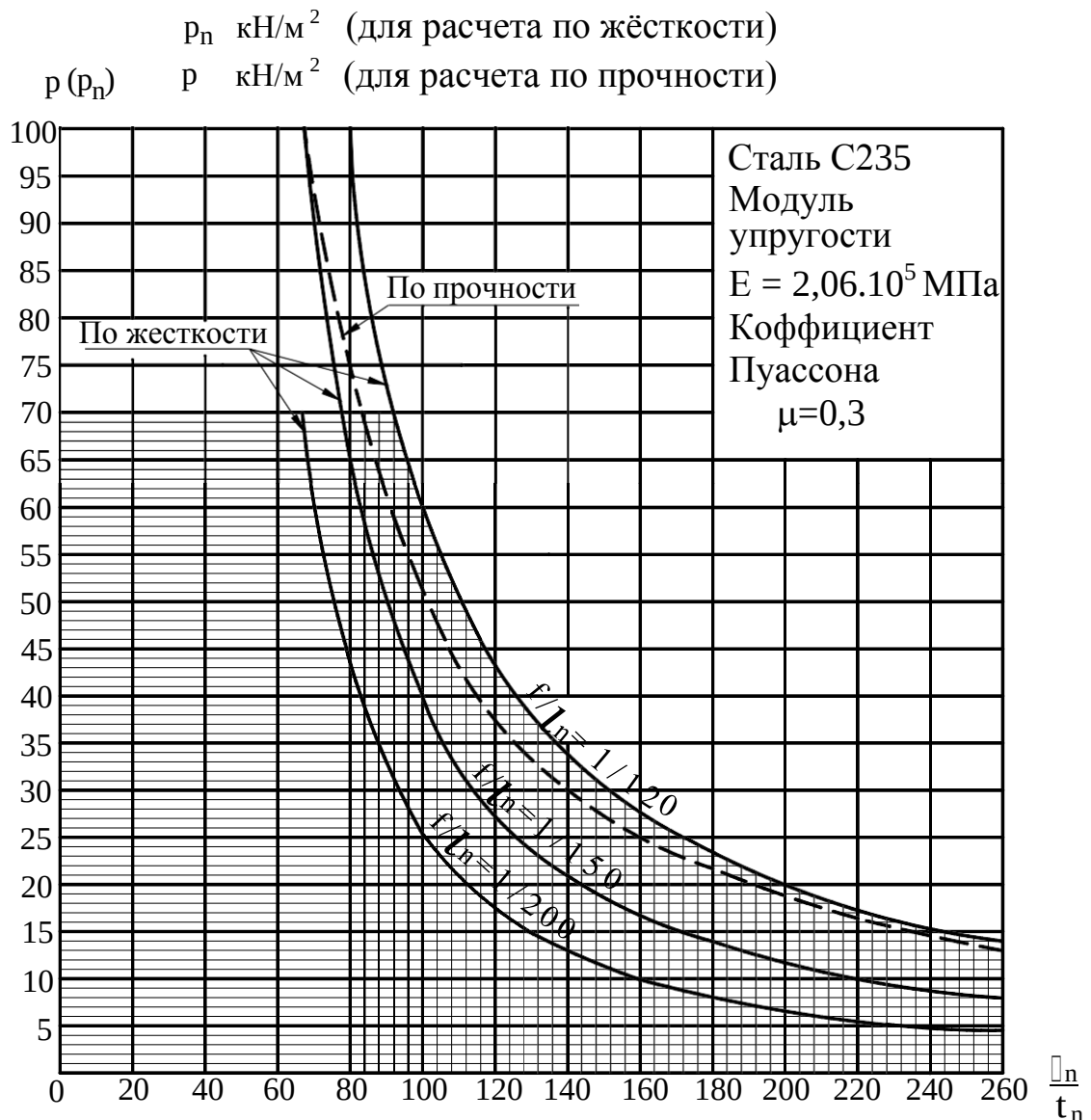


Рисунок 1.3 – Графики для определения максимального относительного пролёта настила (l_n/t_n) из сталей С245, С255

Необходимо проверить чтобы произведение чисел a_n (a_u) (среднее расстояние в осях между балками настила 2) и n_n (n_u) (принятое целое число шагов) давало точно численное значение А (для нормального варианта) и В (для усложненного варианта).

Правила размещения балок настила 2 для обоих вариантов.

При принятом **чётном** целом числе шагов n_n балок настила 2 (нормальный вариант) их располагают аналогично показанной схеме, как на рисунке 1.1, смещая первые балки настила 2 на полшага с цифровых осей.

При принятом **нечётном** целом числе шагов n_n балки настила 2

начинают располагать, начиная с цифровых осей. При таких расположениях балки настила 2 не будут укладываться в середине пролета главных балок 3.

В усложненном варианте балочной площадки балки настила 2 могут укладываться на вспомогательные балки 6 (см. рисунок 1.2) и в середине их пролёта, так как, вспомогательные балки 6, не имеют стыка в середине своего пролета. Балки настила 2 в обоих вариантах, при принятых разных расстояниях между ними, должны быть расположены симметрично на шаге А (нормальный вариант) и на шаге В (усложненный вариант) относительно шага А и шага В.

Шаг b вспомогательных балок 6 обычно назначают в пределах 2 – 5 м и не более шага главных балок 3 (в задании это шаг колонн в поперечном направлении В, см. задание). Шаги главных балок 3 и шаги колонн 4 в поперечном направлении В, в КП совпадают (см. рисунки 1.1, 1.2).

Шаг b вспомогательных балок 6, в первом приближении, можно принять по формуле (1.6)

$$b = \frac{2+B}{2}, \text{ м} \quad (1.6)$$

а число шагов по формуле (1.7)

$$n_b = A/b. \quad (1.7)$$

Окончательно число шагов n_b вспомогательных балок 6, найденное по формуле (1.7), принимают нечётным (3, 5, 7, 9) округляя, обычно, n_b в большую сторону. Вспомогательные балки 6 начинают располагать с цифровых осей (рисунок 1.2). В этом случае при размещении они не будут попадать в середину пролёта главных балок 3, будут симметрично расположены по отношению к середине пролета главной балки.

Вспомогательные балки 6 (усложненный вариант) размещают симметрично на шаге А, если расстояния между ними были приняты разные.

Окончательное расположение балок настила 2 для обоих вариантов (рисунки 1.1, 1.2) должно удовлетворять следующим требованиям:

– они должны укладываться без остатка на шаге колонн в продольном

направлении А – для нормального варианта (принятое число шагов n_n должно быть целым);

– укладываться без остатка на шаге колонн в поперечном направлении В – для усложнённого варианта (принятое число шагов n_u должно быть целым).

– балки настила 2 (нормальный вариант) и вспомогательные балки 6 (усложненный вариант) размещают так, чтобы они не укладывались в середине пролёта главных балок 3 (рис. 1.1, 1.2). В середине главных балок 3 обычно устраивают её укрупнительный стык, а опирание балок 2 или 6 в этом месте может его усложнить. Для того чтобы отправочные марки главных балок 3 были одинаковыми (см. рисунки 1.1, 1.2), размещать опираемые на них балки 2 (рисунок 1.1), и 6 (рисунок 1.2), необходимо симметрично, относительно середины пролёта главных балок 3. Это обеспечивает симметрию расположения деталей для главной балки;

Составив на основании изложенного схему расположения балок настила 2 для нормального типа балочной площадки, рисунок 1.1, балок настила 2 и вспомогательных балок 6 для усложненного типа балочной площадки, рисунок 1.2, приступают к их расчёту.

5.1.2 Расчёт прокатных балок

Расчёт балок настила и вспомогательных балок для скомпонованных вариантов балочной площадки начинают:

- с выбора расчетной схемы балки;
- сбора нагрузок;
- определения расчётных внутренних усилий в балках ($M_{\max}$, $Q_{\max}$).

Расчетные схемы балок настила и вспомогательных балок, в КП, будем принимать разрезными, перекрывающими один пролет.

В расчетных схемах балки изображают в виде одной линии расположенной (горизонтально или наклонно; в КП – расположение горизонтальное), с шарнирными опорами на концах. Одну из опор принимают шарнирно неподвижной, вторую шарнирно подвижной. Такое

решение закреплений балок на концах, в расчетах, принимают условно, в запас жесткости. Это, с достаточной степенью надежности, близко соответствует действительному закреплению балок к конструкциям, принимаемым в КП (см рисунок 2.6, часть 2). На расчетной схеме указывают расчетный пролет l балки и приложенные к ней нагрузки.

Выбранные расчетные схемы балок необходимо прорисовать в пояснительной записке. Расчетные схемы балок настила 2 для нормального и усложненного варианта прорисовывают отдельно. Они имеют разные расчетные пролеты $\square$ и величины расчетных нагрузок q (см. принятые схемы расположения балок настила 2 для каждого варианта). Для балок настила 2 (нормального варианта) за расчетный пролет $\square$ принимают расстояние B (см. рисунок 1.1, что соответствует расстоянию между осями конструкций – главными балками 3, на которые балки настила 2 опираются и крепятся, см. задание). Для балок настила 2 (усложненного варианта), за расчетный пролет $\square$ принимают расстояние b (см. рисунок 1.2, что соответствует расстоянию между осями конструкций 6 – вспомогательными балками, на которые они опираются и крепятся). Если расстояния b (в усложненном варианте) приняты разными, то за расчетный пролет $\square$ принимают большее из них b . Затем приступают к сбору нагрузок на балки.

Балки настила 2 воспринимают постоянные нагрузки от собственного веса самих балок 2, веса настила g_n^1 , и временные полезные нагрузки P_n – от веса оборудования, материалов, людей и т.п. на рабочих площадках. Временная полезная равномерно распределенная нагрузка на единицу площади настила P_n , кН/м² приведена в задании (см. задание). Через настил 1 эта нагрузка передается балкам настила 2.

В курсовом проекте полезная нагрузка P_n , кН/м² задана, как статическая, нормативная (нормируемая), равномерно-распределенная по площади настила (см. задание).

Нормативную (нормируемую) нагрузку от веса настила 1, на единицу площади, определяют по формуле (1.8):

$$g_n^1 = 9,8 \rho \square t_n, \text{ Н/м}^2, \quad (1.8)$$

где ρ – плотность материала настила для стали, $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$;

t_n – толщина настила, м.

Временная нагрузка P_n и собственный вес настила g_n^n передаются с настила 1 на каждую балку настила 2 по всей длине балки. Нагрузку, нормируемую и расчетную на один погонный метр с грузовой площади настила 1 (равной максимальной полусумме расстояний между продольными осями соседних балок настила 2) находят по формулам (1.9, 1.10).

Погонную нормативную (нормируемую), равномерно распределенную по длине балки 2 нагрузку q^n находят отдельно для балок настила 2 нормального и усложненного вариантов по формуле (1.9):

$$q^n = \alpha \square (P_n + g_n^n) \square b; \quad (1.9)$$

расчётную нагрузку q , учитывающую возможные отклонения от нормативных нагрузок в их неблагоприятную сторону, находят отдельно для балок настила 2 нормального и усложненного вариантов по формуле (1.10):

$$q = \alpha \square (\gamma_{fp} \square P_n + \gamma_{fg} \square g_n^n) \square b, \quad (1.10)$$

где $\alpha = 1,01\text{--}1,03$ – коэффициент учитывает вес балки, сечение которой, на данном этапе расчета, неизвестно. Большие значения α принимают для больших пролётов $\square$ балок (пролёты балок $\square$ обычно бывают от 2 до 12 м, для промежуточных значений пролетов α принимают по интерполяции);

b – расчетный шаг балок настила 2 (максимальная полусумма расстояний между продольными осями соседних балок 2 в одной ячейке балочной площадки). Это расстояние подсчитывается отдельно для балок настила 2 нормального и усложненного вариантов;

γ_{fp} , γ_{fg} – коэффициенты надёжности по нагрузке соответственно для постоянной и временной нагрузок, принимают по нормам [5]. В курсовом проекте можно принять $\gamma_{fp} = 1,2$; $\gamma_{fg} = 1,05$. На расчетных схемах балок настила 2 для нормального и усложненного варианта необходимо показать приложенные нагрузки.

Определение внутренних усилий в балках настила.

Из курса сопротивления материалов известно, что балки испытывают такое напряженно деформированное состояние (НДС), как *изгиб* (поперечный изгиб). При таком НДС в балках возникают следующие внутренние усилия – изгибающий момент M и поперечная сила Q . Величину изгибающего момента M и поперечную силу Q от расчетных нагрузок q находят отдельно, для балок настила 2 нормального и усложненного вариантов. Для *разрезных, однопролётных, шарнирно закрепленных на концах балок, с равномерно распределенной нагрузкой, максимальные значения изгибающего момента $M_{\max}$ и поперечной силы $Q_{\max}$ определяют по формулам (1.11, 1.12):*

$$M_{\max} = q\ell^2/8, \quad (1.11)$$

$$Q_{\max} = q\ell/2, \quad (1.12)$$

где ℓ – расчетный пролёт балки, равный расстоянию между осями конструкций, на которые балка опирается (см. пояснения выше).

Строят графики внутренних усилий M и Q .

Сбор нагрузок на вспомогательные балки 6 (*только для усложненного варианта*).

Сопряжение балок настила 2 со вспомогательными балками 6 см. на рисунке 7.4 [1] или рисунке 2.6 (МУ, часть 2).

Балки настила 2 передают на вспомогательные балки 6 сосредоточенную нагрузку. Эта нагрузка передается на вспомогательные балки 6, в местах опирания балок настила 2. Обычно, площадки опирания балок настила 2 имеют незначительные размеры и поэтому такую нагрузку, в соответствии с положениями теоретической механики, можно условно считать сосредоточенной, приложенной в точке. В КП при любом числе балок настила 2, в пролете вспомогательной балки 6, нагрузку от них принимаем сосредоточенной (в сопряжении сосредоточенную нагрузку, условно, можно заменять равномерно распределённой, если число сил в пролете балки превышает 5).

Величину сосредоточенной силы F (нагрузку), приложенной к

вспомогательным балкам 6, в местах опирания балок настила 2, можно определить по формуле (1.13):

$$F = \alpha \Sigma Q_m, \quad (1.13)$$

где $\alpha = 1,02 - 1,04$ – коэффициент, учитывает собственный вес вспомогательной балки;

ΣQ_m – сумма от двух поперечных сил балок настила 2, опирающихся на вспомогательную балку 6 в одном сечении. Если шаги b вспомогательных балок 6 одинаковы, то $\Sigma Q_m = 2Q_{\max}$. (В КП сумму ΣQ_m от двух поперечных сил балок настила 2, даже при разных шагах b вспомогательных балок 6, условно будем считать по формуле $\Sigma Q_m = 2Q_{\max}$).

Число сосредоточенных сил в пролете вспомогательной балки 6 равно числу балок настила 2 опирающихся в пролете вспомогательной балки 6, (например, на рисунке 1.2 число опирающихся балок настила 2 в пролете вспомогательных балок 6 равно пяти). На опорах (по продольным осям) настил 1 опирается непосредственно на главные балки 3, и поэтому, балки настила 2 в этих местах не устанавливают см. рисунок 1.2.

Определив величину сосредоточенных сил и их число в пролете вспомогательной балки 6, студенты самостоятельно, в зависимости от полученной расчетной схемы для вспомогательной балки 6, находят опорные реакции балки 6, вычисляют значения изгибающих моментов M и поперечных сил Q в местах приложения сосредоточенной нагрузки. Затем строят графики эпюр внутренних усилий, находят значения максимального изгибающего момента $M_{\max}$ и максимальной поперечной силы $Q_{\max}$.

Затем приступают к подбору и проверкам сечений балок настила 2 для нормального и усложненного варианта, вспомогательных балок 6 для усложнённого варианта.

Отдельно выполняют подбор и проверки подобранных профилей балок настила 2, для нормального и усложненного варианта, разделяя их соответствующими подпунктами с поясняющими заголовками.

Балки настила 2 и вспомогательные балки 6 подбирают из прокатной

профильной стали – двутавров по приложению Г, реже из холодногнутых или составных профилей. В КП балки 2 и 6 принимают из стальных горячекатаных двутавров с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020 типа Б – *балочные* [1, таблица П16.4], (см. также приложения Г, методических указаний, часть 1).

Для районов строительства с температурой $\geq -45^{\circ}\text{C}$, в КП, для прокатных балок необходимо принять сталь С255Б по ГОСТ 27772 (см. задание).

По нормам [3] прокатные балки можно отнести к 3-ой группе стальных конструкций, так как в них отсутствуют сварные соединения.

Применение более прочных сталей в балках, как правило, ведёт к их удорожанию. Повышение стоимости стали обычно больше, чем снижение ее веса, от применения более прочной стали [17]. Более прочные и качественные стали в прокатных балках следует использовать для температур ниже -45°C [3], а также при наличии сварных заводских соединений. Для уменьшения веса прокатных балок использование более прочных сталей возможно и в случае, когда сечение балок из более прочной стали принимают из условия их прочности, а не по требованиям жёсткости (прогиба) или устойчивости.

Прокатные балки балочной площадки по заданию нагружены статической нагрузкой, и в соответствии с нормами [3], их относят ко 2-му классу напряженно-деформированного состояния (НДС) расчетного сечения (упругопластическое состояние сечения). В этом случае расчет ведут с учетом резерва несущей способности изгибаемого элемента, обусловленным пластической работой материала.

При расчёте прочности нормы [3] разрешают учитывать развитие пластических деформаций в прокатных разрезных балках двутаврового сечения, 2-го класса, из стали с пределом текучести $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$, закреплённых от потери общей устойчивости и при обеспечении местной устойчивости стенки и сжатой полки балки, и при касательных напряжениях $\tau_x = Q_x/A_w \leq 0,9 R_s$ (кроме опорных сечений).

В КП, предварительно считаем, что эти требования будут удовлетворены. В этом случае требуемый момент сопротивления W_{red} находят по формуле (1.14):

$$W_{red} = M_{max} / (c_x \beta \gamma_c R_y), \quad (1.14)$$

где γ_c – коэффициент условий работы, если в задании не оговорены особые условия, $\gamma_c = 1$;

R_y – расчётное сопротивление стали растяжению, сжатию и изгибу по пределу текучести, принимаемое в зависимости от стали, вида и толщины проката по приложению В, таблица В.4 [3], или по приложению А, таблица А.1 (часть 1) методических указаний;

c_x – коэффициент, определяемый по приложению Е, таблица Е.1 [3]. Он учитывает увеличение несущей способности балки при развитии пластических деформаций.

В КП значение c_x для балок настила можно принять равным 1,1, при нечетном числе сосредоточенных сил в пролете вспомогательной балки – 1, 3, 5 – значение c_x также можно принять 1.1 и в последующих расчетах можно не уточнять. При наличии зоны чистого изгиба (когда в пролете вспомогательной балки приложено только четное число сосредоточенных сил – 2, 4, 6) значение c_x можно принять равным 1,05, и также не уточнять его значение в последующих расчетах. Большинство прокатных балочных двутавров, изгибаемых в плоскости стенки (в нашем случае), значения c_x , предлагаемые выше, имеют такие же или достаточно близкие к ним значения.

β – коэффициент вместе с коэффициентом c_x учитывает увеличение несущей способности балки при развитии пластических деформаций. При $\tau_x \leq 0,5 R_s$, $\beta = 1$, в проекте его можно принять равным 1.

По сортаменту (см. приложение Г) подбирают ближайший профиль, меньший по массе, у которого $W_x \geq W_{red}$. Балки из двутавровых профилей, обычно, имеют наименьший вес при изгибе их в одной из главных плоскостей и практически полном использовании их несущей способности.

Подбор сечения балок по формуле (1.14) выполняют отдельно для балок настила 2 нормального варианта, балок настила 2, и вспомогательных балок 6 для усложненного варианта. Для каждой из этих балок, предварительно, должны быть найдены (отдельно) максимальные значения

их изгибающих моментов $M_{\max}$ и $Q_{\max}$. Из таблицы Г.1, приложение Г (см. методические указания, часть 1), для принятых номеров двутавров типа Б в пояснительной записке указывают:

- его номер №;
- значение момента сопротивления сечения брутто относительно оси $x - x$, W_x ;
- значение момента инерции сечения брутто относительно оси $x - x$, I_x ;
- массу кг/м.

Для вспомогательных балок 6 дополнительно выписывают размеры h , b , t_f .

Принятые номера двутавровых профилей для балок 2 и 6 по нормам [3] проверяют на прочность, устойчивость и жесткость.

1) В курсовом проекте прочность от действия изгибающего момента $M_{\max}$ по формуле (50) [3], для принятых номеров профилей двутавров типа Б, можно не проверять, если выполняется условие $W_x \geq W_{red}$.

2) Прочность прокатных балок от действия поперечных сил $Q_{\max}$, по формуле (54) [3], при отсутствии ослаблений сечения, в КП также можно не проверять, так как эта проверка обычно выполняется из-за относительно большой толщины стенок балок и отсутствия у опор балок больших сосредоточенных нагрузок.

3) Проверку прочности на местную устойчивость поясных листов и стенки (по разделу 8 пункт 8.5 [3]) принятых профилей, для балок 2 и 6, в КП не будем проверять, так как их устойчивость обеспечивается технологией проката по ГОСТ 26020.

4) Прочность стенок вспомогательных балок 6 при действии местных напряжений σ_{loc} , в местах опирания балок настила 2 в КП также не проверяем.

5) Балки настила 2, для обоих вариантов, не проверяем на общую устойчивость, если выполняются требования пп.8.4.4, а, в разделе 8 пункт 8.4 [3]. В КП настил 1 непрерывно опирается на сжатые полки (пояса) балок настила 2, и на всем протяжении приваривается к этим полкам. В этом случае можно считать, что эти требования пп.8.4.4, а, по разделу 8 пункт 8.4 [3] выполняются и балки настила 2 не теряют общую устойчивость.

6) Прокатные фасонные профили балок настила 2 нормального и усложненного вариантов, в КП, проверим только на жесткость (вторая группа предельных состояний) по формулам (1.16, 1.18).

7) Вспомогательные балки 6, в КП, проверим на выполнение условия по формуле (1.15) (первая группа предельных состояний, так как есть опасность для них потери общей устойчивости) и по жесткости (вторая группа предельных состояний), по формулам (1.17, 1.18).

Общую устойчивость вспомогательных прокатных балок 6 можно не проверять, если выполняется условие по формуле (1.15):

$$\lambda_{ef}/b \leq \delta [0,41 + 0,0032 \cdot b/t_f \sqrt{E/R_y} + (0,73 - 0,016 \cdot b/t_f) b/h'] \quad (1.15)$$

где λ_{ef} – свободная (расчётная) длина, равная расстоянию между точками закрепления сжатого пояса вспомогательной балки связями (например, расстоянию между балками настила а, если последние соединены с настилом с помощью сварки);

t_f , b – соответственно толщина и ширина сжатого пояса вспомогательной балки (см. значения размеров поперечного сечения принятого № профиля балки b , t_f);

h' – расстояние (высота) между осями поясных листов, $h' = h - t_f$;

h – высота поперечного сечения проверяемого профиля (см. значение h принятого профиля);

$\delta = [1 - 0,6(c_{lx} - 1)/(c - 1)]$ – коэффициент, учитывающий влияние развития пластических деформаций, при $M_{max}/W_x > R_y \gamma_c$. (упругопластическое состояние сечения). В КП значения коэффициентов c_{lx} и c в формуле можно принять равными $c_{lx} = c = 1,1$.

Если ли же, отношение $M_{max}/W_x \leq R_y \gamma_c$ (упругое состояние сечения), то значение δ в формуле (1.15) принимают $\delta = 1$;

E – модуль упругости, его значение для стали равно $2,06 \cdot 10^5$ МПа = $2,06 \cdot 10^4$ кН/см².

При проверке вспомогательных балок 6 по формуле (1.15) и значении

отношения $b/t_f < 15$, это отношение принимают $b/t_f = 15$ с подстановкой его

значения в формулу (1.15).

Если в КП условие (1.15) не выполняется, то в этом случае для обеспечения устойчивости целесообразно увеличить сечение вспомогательной балки 6 (принять по приложению Г следующий больший номер профиля) и снова его проверить на выполнение условия (1.15).

Проверка жёсткости (расчёт по второй группе предельных состояний) сводится к определению относительного прогиба балки f/l и сравнению его с предельным относительным прогибом $f_{\text{н}}/l$, установленным нормами проектирования, определяемым по приложению Е.2, таблица Е.1 [5], или по таблице 1.2 данных методических указаний.

В КП при определении величины относительного прогиба f/l в балках настила 2 и вспомогательных балках 6 будем учитывать постоянные и временные нормативные нагрузки q^n .

Для разрезных балок с равномерно распределенной нагрузкой (балки настила 2 нормального и усложненного вариантов) величину относительного прогиба определяют по формуле (1.16):

$$f/l = 5q^n l^3 / (384EI_x), \quad (1.16)$$

где q^n – погонная нормативная (нормируемая), равномерно распределенная нагрузка по длине проверяемой балки 2, кН/см; l – расчетный пролёт проверяемой балки, см; E – модуль упругости, его значение для стали равно $2,06 \cdot 10^5$ МПа = $2,06 \cdot 10^4$ кН/см²; I_x – момент инерции поперечного сечения балки (брутто, см. по сортаменту для принятого профиля).

Проверку по формуле (1.16) необходимо выполнить отдельно для балок настила 2 нормального и усложненного вариантов.

При сосредоточенных нагрузках на балки (вспомогательные балки 6) величину относительного прогиба можно определить по формуле (1.17):

$$f/l = M_n l / (10EI_x), \quad (1.17)$$

где M_n – изгибающий момент от нормативных нагрузок, $M_n = M_{\text{max}} q^n / q$, здесь M_{max} – максимальное значение изгибающего момента вспомогательной балки в усложненном варианте;

q^n – погонная нормативная (нормируемая), равномерно распределенная по

длине балки настила нагрузка для усложненного варианта; q – расчетная погонная равномерно распределенная по длине балки настила нагрузка для усложненного варианта.

В соответствии с приложением Е.2, таблицей Е.1 норм [5] для балок перекрытий, открытых для обзора относительный прогиб не должен превышать предельно допустимого по эстетико-психологическим требованиям:

$$f/l \leq f_u/l, \quad (1.18)$$

где f_u/l принимаем по таблице 1.2.

Таблица 1.2 – Предельные относительные прогибы **балок**

Пролет , м	≤ 1	3	6	24 (12)	36 (24)
Относительный прогиб f_u/l ,	1/120	1/150	1/200	1/250	1/300

При промежуточных значениях пролётов величины прогибов принимают по линейной интерполяции. Значения, указанные в скобках, следует принимать при расстоянии от низа рассчитываемой балки до пола помещения (отм. 0,00) до 6 метров включительно (см. задание).

5.1.3 Выбор схемы балочной площадки

Для выбора варианта балочной площадки производится сравнение технико-экономических показателей, рассмотренных 2–3 схем балочной площадки. При использовании для настила и балок одной стали выбор варианта можно производить по расходу стали на 1 м^2 балочной площадки. Показатели сводим в таблицу 1.3.

Таблица 1.3 – Сравнение затрат стали

№ варианта	Расход стали, кг/м ²				
	На настил	На балки настила.	На вспомогат. балки	Общий расход стали на вариант Σ	В процентах(%)
1 (нормальный вариант)					
2 (усложненный вариант)					

Расход стали на настил балочной площадки можно определить по формуле (1.19):

$$g_n = t_n \cdot \rho, \quad (1.19)$$

где t_n – толщина настила в м;

$\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$ – плотность стали.

Расход стали на балки настила для нормального варианта:

– при нечётном числе шагов можно определить по формуле (1.20)

$$g_{bn} = \frac{\rho_l \cdot (n_n \cdot m + 1)}{m \cdot A}, \quad (1.20)$$

где n_n , m – соответственно n_n число шагов балок настила в одной ячейке балочной площадки и m число ячеек в продольном направлении (число шагов колонн m в продольном направлении см. задание);

ρ_l – масса 1 м в кг балки настила, определяемая по таблице Г.1 (приложение Г);

A – шаг колонн в продольном направлении (см. задание);

– при чётном числе шагов балок настила по формуле (1.21)

$$g_{bn} = \frac{\rho_l \cdot (n_n \cdot m + 2)}{m \cdot A}. \quad (1.21)$$

Расход стали на балки настила усложнённого варианта можно определить по формуле (1.22)

$$g_{bu} = \frac{\rho_l (n_u - 1)}{B}, \quad (1.22)$$

где n_u – число шагов балок настила в одной ячейке балочной площадки усложненного варианта;

B – шаг колонн в поперечном направлении балочной площадки (см здание).

Расход стали на вспомогательные балки усложнённого варианта можно определить по формуле (1.23)

$$g_{bn} = \frac{\rho_l \cdot (n_b \cdot m + 1)}{m \cdot A}, \quad (1.23)$$

где n_b – число шагов вспомогательных балок в одной ячейке балочной площадки усложненного варианта;

остальные обозначения из формулы (1.20).

Нормальному варианту балочной площадки можно отдавать предпочтение во всех случаях, когда расход стали нормального варианта, не превышает более чем на 5%, расход стали для усложнённого варианта.

5.1.4 Расчёт крепления настила

Для выбранного варианта балочной площадки определяют размер катета шва k_f , которым настил 1 крепится к балкам настила 2 (рисунок 1.4). Этот шов должен воспринимать распор H , кН/см, (рисунок 1.5), величину которого на 1 погонный сантиметр длины шва крепления настила 1, определяют по формуле (1.24)

$$H = \gamma_{fp} (\pi^2/4) (f_u / \varphi_n)^2 E_1 t_n, \quad (1.24)$$

где γ_{fp} – коэффициент надёжности по нагрузке (для временной нагрузки), действующей на настил $\gamma_{fp} = 1,2$;

f_u / φ_n – предельный относительный прогиб настила, указанный в задании (см. задание). Если пролёт настила определяется из условия

прочности, то прогиб настила можно определить по рисунку 1.3 интерполяцией;

$E_1 \approx E/(1-\nu^2)$ – модуль упругости при цилиндрическом изгибе, когда поперечные деформации невозможны;

ν – коэффициент Пуассона (для стали $\nu \approx 0,3$).

Катет шва k_f , из условия прочности на срез, по металлу шва, получим по формуле (1.25)

$$k_f = H/(\gamma_c \beta_f R_{wf}), \quad (1.25)$$

где R_{wf} – расчётное сопротивление угловых сварных соединений по металлу шва, принимают по приложениям Б и Н настоящих указаний;

β_f – коэффициент, учитывающий глубину проплавления шва, принимают по приложению Л. Для длинных швов в горизонтальном положении можно принять автоматическую сварку при $d = 1,4\text{--}2$ мм, как наиболее рациональную.

Катет шва k_f из условия прочности, по металлу границы сплавления, получим по формуле (1.26):

$$k_f = H/(\gamma_d \beta_z R_{wz}), \quad (1.26)$$

где $R_{wz} = 0,45R_{un}$ – расчётное сопротивление сварного соединения по металлу границы сплавления;

R_{un} – временное сопротивление стали разрыву (по приложению А);

β_z – коэффициент, принимаемый по приложению Л;

Окончательно катет шва k_f должен быть принят не меньше расчетных значений по формулам (1.25), (1.26) и не меньше минимального значения, который необходимо найти по таблице И.1, приложения И.

Минимальный катет шва по таблице И.1, приложения И принимают в зависимости от наибольшей толщины из свариваемых элементов: толщины настила t_n или полки балки настила 2, t_f (см. по приложению Г, таблица Г.1 для принятого номера профиля). Если, расчетные значения катета шва по формулам (1.25) и (1.26) $k_f < k_{fmin}$, тогда окончательно принимают $k_f = k_{fmin}$.

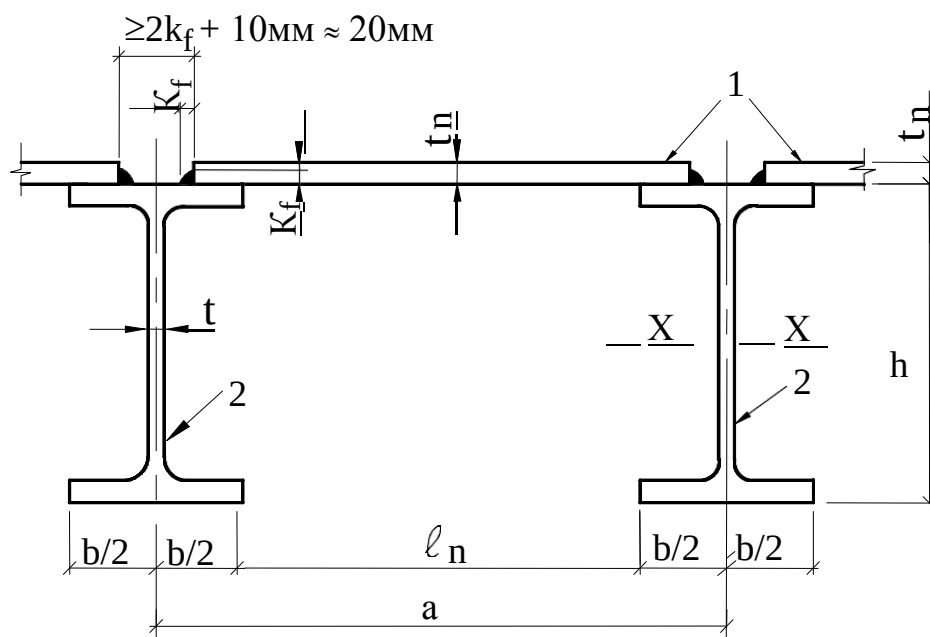


Рисунок 1.4 – Крепление настила к балкам:

1 – плоский стальной настил; 2 – балки настила

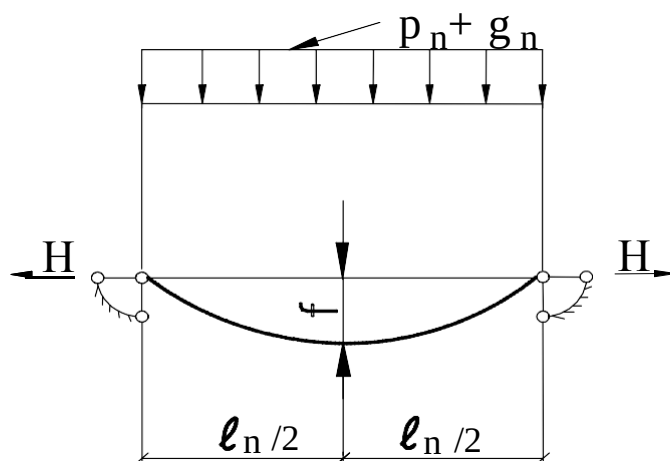


Рисунок 1.5 – Расчётная схема настила

5.1. 5 Указания на технико-экономическое обоснование принимаемых решений

Сталь для настила и прокатных балок, если она не оговорена в задании на курсовой проект, принимают по СП [3] и обосновывают с учетом климатического района строительства (расчетной температуры, °С) и группы конструкций.

Выбор оптимального и наиболее экономичного варианта (по расходу стали на 1м²) выполняют по результатам сравнения не менее 1 варианта нормальной и 1 варианта усложненной балочных площадок. Экономичный вариант принимается как основной, и прорабатывается в дальнейшем во 2-ой и 3-ей частей проекта.

При подборе сечения прокатных балок необходимо принимать наиболее экономичное сечение двутаврового профиля (приложение Г).

Для крепления настила выбирают наиболее эффективный вид сварки и сварочного материала в соответствии с приложениями Б и Н.

План-график выполнения задания первой части КП

Таблица 1.4 – Примерный календарный план выполнения первой части КП

Этапы выполнения	Недели				
	1-2	3.5	3-4	4	4.5
Получение задания					
Компоновка балочных площадок					
Расчет прокатных балок					
Выбор схемы балочной площадки					
Расчет крепления настила					

6 Критерии оценивания работы

Студенты, получившие и выполнившие полностью задание по курсовому проекту должны его защитить. На защиту представляется выполненная, отредактированная и выправленная по замечаниям пояснительная записка и 1 лист графической части КП. К защите, КП представляется не позднее, чем за две – одну неделю до начала экзаменационной сессии, с тем чтобы, за этот период была возможность подготовиться к защите и защитить КП.

Студенты согласовывают и показывают руководителю КП, выполненные и оформленные отдельные части (1, 2, 3) проекта в течение семестра в соответствии с планом – графиком выполнения задания п.5.

Оценка «отлично» выставляется за КП, в котором:

- использована основная учебная и методическая литература по расчету и конструированию таких конструкций;
- дано технико-экономическое обоснование принимаемых проектных решений;
- пояснительная записка безукоризненно выполнена в отношении оформления (орфографии, стиля, иллюстрации необходимого, наглядного материала, ссылок и т.д.);
- все части КП выполнены в срок;
- на заданные вопросы по КП даны подробные, развернутые ответы.

Оценка «хорошо» выставляется за КП в случае, если:

- использована основная учебная и методическая литература по расчету и конструированию таких конструкций;
- дано технико-экономическое обоснование принимаемых проектных решений;
- пояснительная записка правильно оформлена;
- все части КП выполнены в срок;
- на заданные вопросы по КП даны недостаточно подробные и не развернутые ответы.

Оценка «удовлетворительно» выставляется за КП в случае, если:

- использована не основная учебная и методическая литература по расчету и конструированию таких конструкций;
- не дано технико-экономическое обоснование принимаемых проектных решений;
- пояснительная записка правильно оформлена;
- не все части КП выполнены в срок;
- на заданные вопросы по КП даны не все правильные и подробные ответы.

Оценка «не удовлетворительно» выставляется за КП в случае, если:

- не все части КП выполнены в срок.

7 Порядок защиты проекта

На защиту представляется допущенный к защите курсовой проект в составе пояснительной записки и графического материала в объеме, установленном заданием на курсовой проект.

При защите студент должен вначале кратко изложить, пользуясь только графическим материалом, содержание тех основных разделов и расчетных положений, которые им прорабатывались и принимались в курсовом проекте. При изложении проекта необходимо подчеркнуть экономическую целесообразность рассматриваемых и принятых решений. После краткого изложения ему задаются вопросы по темам проекта.

8 Список основной и дополнительной литературы

Основная литература

1. Металлические конструкции: учебник для студ. учреждений высш. проф. образования / [Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.] ; под ред. Ю.И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – М.: Издательский центр «Академия», 2011 (2008). – 688с. – (Сер. Бакалавриат).

Дополнительная литература

2. Металлические конструкции В 3 т. Т.1. Элементы конструкций: Учебник для строительных вузов / В.В. Горев, В.В. Филиппов и др.; Под редакцией В.В. Горева – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высшая школа, 2001. – 551с.

3. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Мин. строит. ЖКХ РФ. – М.: 2017. – 168 с.

4. СНиП 11-23-81*. Стальные конструкции. – М.: Стройиздат, 2010. – 96 с.

5. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Мин. строит. ЖКХ РФ. – М.: 2016. – 89 с.

6. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М.: Стройиздат, 2010. – 44с.

7. Металлические конструкции (справочник проектировщика). В 3 т / Под ред. В.В. Кузнецова – М.: АСВ, 1998 – 1999.

8. Металлические конструкции. Вопросы и ответы. Учебное пособие для вузов / В.В. Бирюлев, А.А. Кользеев, И.И. Крылов, Л.И. Стороженко – М.: АВС, 1994. – 336 с.

9. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Е.И. Беленя, В.А. Балдин и др.; Под общей редакцией Е.И. Беленя. – 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1985. – 560с.

10. Муханов К.К. Металлические конструкции. Учебник для вузов. Изд. 3-е, испр. и доп. – М.: Стройиздат, 1978. – 572с.

11. Лихтарников Я.М. и др. Расчет стальных конструкций (справочное пособие). – Киев: Будівельник, 1976. – 352с.
12. Михайлов А.М. Металлические конструкции в примерах. – М.: Стройиздат, 1976. – 320с.
13. Шестак Г.А. Стальные конструкции. – М.:Стройиздат, 1968.
14. Тахтамышев А.Г. Примеры расчёта стальных конструкций. 2-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1978. – 239с.
15. Мандриков А.П. Примеры расчёта металлических конструкций. – М.: Стройиздат, 1991.
16. Абаринов А.А. Составление детализованных чертежей металлических конструкций. – М.:Стройиздат, 1978. – 90с.
17. Лихтарников Я.М. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. – М.:Стройиздат, 1979. – 319с.
18. Васильченко В. Т. и др. Справочник конструктора металлических конструкций. 2-е изд.– Киев: Будівельник, 1990. – 312 с.

Приложение А

Таблица А.1 – Нормативные и расчётные сопротивления при
растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного
универсального, сортового и фасонного проката из сталей по ГОСТ 27772
(кН/см²)

Наименование стали	Толщина проката*, мм	Нормативное сопротивление проката кН/см ²		Расчетное сопротивление проката, кН/см ²			
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_p	R_s	R_u
C235	Лист. От 2,0 до 4,0 включ.	23,5	36	23	35,1	13,3	35
C245	Лист. От 2 до 20 включ.	24,5	37	24	36,1	13,9	36
C245	Фасон. От 4,0 до 20 включ. » 20 » 40»	24,5	37	24	36,1	13,9	36
		23,5	37	23	36,1	13,3	36
C255	Лист. От 2 до 3,9 включ. » 4,0 » 10» Св. 10 до 20» » 20 до 40»	25,5	38	25	37,1	14,5	37
		24,5	38	24	37,1	13,9	37
		24,5	37	24	36,1	13,9	36
		23,5	37	23	36,1	13,3	36
C255	Фасон. От 4,0 до 10 включ. » 10 » 20» » 20 » 40»	25,5	38	25	37,1	14,5	37
		24,5	37	24	36,1	13,9	36
		23,5	37	23	36,1	13,3	36
**C255Б	Толщина проката профиля, мм ≤10 Св. 10 до 20 включ. » 20 » 40 » » 40 » 60 » » 60 » 80 » » 80 » 100 » >100	25,5	38	25	37,1	14,5	37
		24,5	37	24	36,1	13,9	36
		23,5	37	23	36,1	13,3	36
		23,5	37	23	36,1	13,3	36
		22,5	37	22	36,1	12,8	36
		21,5	37	21	36,1	12,2	36
		20	36	19,5	35,1	11,3	35
C345	Лист. От 2,0 до 10 включ. » 10 » 20 » » 20 » 40 » » 40 » 60 » » 60 » 80 » » 80 » 160 »	34,5	49	34	47,8	19,7	48
		32,5	47	32	45,9	18,6	46
		30,5	46	30	44,9	17,4	45
		28,5	45	28	43,9	16,2	44
		27,5	44	27	42,9	15,7	43
		26,5	43	26	42	15,1	42

Окончание таблицы А.1

С345	Фасон. От 4,0 до 10 включ.	34,5	48	34	46,8	19,7	47
	» 10 » 20 »	32,5	47	32	45,9	18,6	46
	» 20 » 40 »	30,5	46	30	44,9	17,4	45
С355	Лист. От 8,0 до 16 включ.	35,5	47	35	45,9	20,2	46
	» 16 » 40 »	34,5	47	34	45,9	19,7	46
	» 40 » 60 »	33,5	47	33	45,9	19,1	46
	» 60 » 80 »	32,5	47	32	45,9	18,6	46
	» 80 » 100 »	31,5	47	31	45,9	18	46
	» 100 » 160 »	29,5	47	28,5	45,9	16,5	46
С355	Фасон. От 8,0 до 16 включ.	35,5	47	35	45,9	20,2	46
	» 16 » 40 »	34,5	47	34	45,9	19,7	46
С390	Лист. От 8,0 до 50 включ.	39	52	38	50,8	22	50,5
С390	Фасон. От 8,0 до 10 включ.	39	52	38	50,8	22	50,5
	» 10 » 20 »	38	50	37	48,8	21,5	48
	» 20 » 40 »	37	49	36	47,8	20,9	48
С440	Лист. От 8 до 50 включ.	44	54	43	57,6	24,9	52,5

Примечания:

- 1.* За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.
2. Из сталей С550, С590 фасонный прокат не выпускается.
3. **Данную сталь принимать только для конструкций, проектируемых из фасонного проката в виде двутавров с параллельными гранями полок.

Приложение Б

Таблица Б.1 – Материалы для сварки, соответствующие стали

Характеристик а стали	Марка материала для сварки				Тип электр ода
	Сварочной проволоки для автоматической и механической сварки		Флюса	Порошков ой проволокой	
	В углекислом газе или в его смеси с аргоном	Под флюсом			
$R_{yn} < 29 \text{кН/см}^2$	СВ-08Г2С	СВ-08А	АН-348-А АН-60* ПФК-56С* ⁴ UF-02; UF-03* ⁵	ПП-АН-3 ПП-АН-8	Э42, Э42А
		СВ-08ГА			Э46, Э46А
СВ-10ГА**		АН-17-М АН-43 АН-47 АН-348-А*** ПФК-56С* ⁴ UF-02; UF-03* ⁵	Э50, Э50А		
СВ-10Г2** СВ-10НМА					
$R_{yn} \geq 59 \text{кН/см}^2$	СВ-08Г2С СВ-08ХГСМА	СВ-10НМА	АН-17-М ПФК-56С* ⁴ UF-02; UF-03* ⁵	ПП-АН-3 ПП-АН-8	Э60
	СВ-10ХГ2СМА	СВ-08ХН2ГМЮ			Э70

Окончание таблицы Б.1

* Флюс АН-60 и электроды типа Э42, Э46, Э50 следует применять для конструкций групп 2,3 при расчетных температурах $t \geq$ минус 45°C.

** Не применять в сочетании с флюсом АН-43.

*** Для флюса АН-348-А требуется дополнительный контроль механических свойств металла шва при сварке соединений элементов всех толщ при расчетных температурах $t \geq$ минус 45°C.

*⁴ Керамический флюс ПФК-56С по техническим условиям для автоматической сварки стыковых соединений конструкций пролетных строений стальных мостов.

*⁵ Керамический флюс сварочный агломерированный марки UF-02 и марки UF-03 по соответствующим техническим условиям.

Примечание – При соответствующем технико-экономическом обосновании для сварки конструкций используются сварочные материалы (проволоки, флюсы, защитные газы), не указанные в настоящей таблице. При этом механические свойства металла шва, выполняемого с их применением, должны быть не ниже свойств, обеспечиваемых применением материалов, приведенных в настоящей таблице.

Приложение В

Таблица В.1 – Расчётные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами

Временное сопротивление стали соединяемых элементов R_{un} , Н/мм ²	Расчетные сопротивления R_{bp} , Н/мм ² , смятию элементов, соединяемых болтами	
	класса точности А	классов точности В
1	2	3
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
Примечание – Значения расчетных сопротивлений, указанные в таблице, вычислены по формулам 4 норм [3] с округлением до 5 Н/мм ² .		

Продолжение приложения В

Таблица В.2 – Нормативные сопротивления стали и расчётные сопротивления одноболтовых соединений срезу и растяжению, Н/мм²

Класс прочности болтов	R_{bun}	R_{byn}	R_{bs}	R_{bt}
5.6	500	300	210	235
5.8	500	400	210	–
8.8	830	664	332	451
10.9	1040	936	416	561
12.9	1220	1098	427	–

Таблица В.3 – Расчётные сопротивления растяжению фундаментных болтов

Номинальный диаметр болтов, мм	Расчётные сопротивления, R_{ba} , Н/мм ² болтов из стали	
	ВСт3пс4, ВСт3пс2, ВСт3сп4, ВСт3сп2	09Г2С-4, 09Г2С-6
12, 16, 20	200	265
24, 30	190	245
36	190	230
42, 48, 56	180	230
64, 72, 80	180	220
90, 100	180	210
110, 125, 140	165	210

Примечания

1. Сталь должна поставляться по 1-ой группе.

Приложение Г

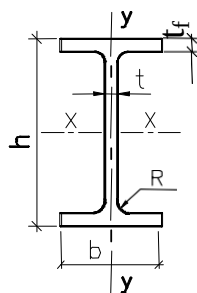


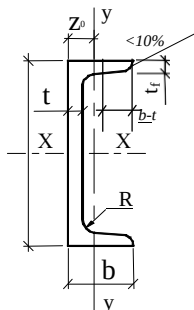
Таблица Г.1 – Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок (Балочные двутавры)

Пример обозначения: I 40Б1/ГОСТ 26020 – 83

Номер профил я	Масса кг/м	Размеры, мм					Площадь сечения, см ²	Справочные данные для осей						
								х-х				у-у		
		h	b	t	t _f	R		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
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
10Б1	8,1	100,0	55	4,1	5,7	7	10,32	171	34,2	19,7	4,07	16,9	5,8	1,24
12Б1	8,7	117,6	64	3,8	5,1		11,03	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7	1,42
12Б2	10,4	120,0	64	4,4	6,3		13,21	318	53,0	30,4	4,90	27,7	8,6	1,45
14Б1	10,5	137,4	73	3,8	5,6		13,39	435	63,3	35,8	5,70	36,4	10	1,65
14Б2	12,9	140,0	73	4,7	6,9		16,43	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65
16Б1	12,7	157	82	4	5,9	9	16,18	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83
16Б2	15,8	160	82	5	7,4		20,09	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84
18Б1	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,58	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,04
18Б2	18,8	180	91	5,3	8		23,95	1317	146,3	83,2	7,41	100,8	22,2	2,05
20Б1	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,49	1943	194,3	110,3	8,26	142,3	28,5	2,23
23Б1	25,8	230	110	5,6	9		32,91	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	36,4	2,47
26Б1	28	268	120	5,8	8,5	12	35,62	4024	312,0	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63
26Б2	31,2	261	120	6	10		39,70	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,70

Окончание таблицы Г.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
30Б1	32,9	296	140	5,8	8,5	15	41,92	6328	427,0	240,0	12,29	390,0	55,7	3,05
30Б2	36,6	299	140	6,0	10		46,67	7293	487,8	273,8	12,50	458,6	65,5	3,13
35Б1	38,9	346	155	6,2	8,5	18	49,53	10 060	581,7	328,6	14,25	529,6	68,3	3,27
35Б2	43,3	349	155	6,5	10		55,17	11 550	662,2	373	14,47	622,9	80,4	3,36
40Б1	48,1	392	165	7	9,5	21	61,25	15750	803,6	456	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	54,7	396	165	7,5	11,5		69,72	18530	935,7	529,7	16,30	865	104,8	3,52
45Б1	59,8	443	180	7,8	11		76,23	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	67,5	447	180	8,4	13		85,96	28870	1291,9	732,9	18,32	1269	141	3,84
50Б1	73,0	492	200	8,8	12		92,98	37160	1511	860,4	19,99	1606	160,6	4,16
50Б2	80,7	496	200	9,2	14		102,80	42390	1709	970,2	20,30	1873	187,3	4,27
55Б1	89	543	220	9,5	13,5	24	113,37	55680	2051	1165	22,16	2404	218,6	4,61
55Б2	97	547	220	10	15,5		124,75	62790	2296	1302	22,43	2760	250,9	4,70
60Б1	106,2	593	230	10,5	15,5		135,26	78760	2656	1512	24,13	3154	274,3	4,83
60Б2	115,6	597	230	11	17,5		147,30	87640	2936	1669	24,39	3561	309,6	4,92
70Б1	129,3	691	260	12	15,5	24	164,70	125930	3645	2095	27,65	4556	350,5	5,26
70Б2	144,2	697	260	12,5	18,5		183,60	145912	4187	2393	28,19	5437	418,3	5,44
80Б1	159,5	791	280	13,5	17	26	203,20	199500	5044	2917	31,33	6244	446,0	5,54
80Б2	177,9	798	280	14	20,5		226,60	232200	5820	3343	32,01	7527	537,6	5,76
90Б1	194	893	300	15	18,5	30	247,10	304400	6817	3964	35,09	8365	557,6	5,82
90Б2	213,8	900	300	15,5	22		272,40	349200	7760	4480	35,80	9943	662,8	6,04
100Б1	230,6	990	320	16	21		293,82	446000	9011	5234	38,96	11520	719,9	6,26
100Б2	258,2	998	320	17	25		328,90	516400	10350	5980	39,62	13710	856,9	6,46
100Б3	285,7	1006	320	18	29		364,00	597700	11680	6739	40,18	15900	993,9	6,61
100Б4	314,5	1013	320	19,5	32,5		400,60	655400	12940	7470	40,45	17830	1114,3	6,67



Приложение Д

Таблица Д.1 – Швеллеры стальные горячекатаные
с уклоном (У) внутренних полок (сокращенный сортамент)

Номер швеллера	Масса 1 м,кг	h	b	t	t _f	R	Площадь сечения, А, см ²	Ось x—x				Ось y—y			z ₀ , см
		мм						I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	
10У	8,59	100	46	4,5	7,6	7	10,9	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44
12У	10,4	120	52	4,8	7,8	7,5	13,3	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54
14У	12,3	140	58	4,9	8,1	8	15,6	491	70,2	5,6	40,8	45,4	11,0	1,7	1,67
16У	14,2	160	64	5,0	8,4	8,5	18,1	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,8
18У	16,3	180	70	5,1	8,7	9	20,7	1090	121	7,24	69,8	86	17	2,04	1,94
20У	18,4	200	76	5,2	9,0	9,5	23,4	1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,2	2,07
22У	21	220	82	5,4	9,5	10	26,7	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21
24У	24	240	90	5,6	10,0	10,5	30,6	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42
27У	27,7	270	95	6	10,5	11	35,2	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47
30У	31,8	300	100	6,5	11	12	40,5	5810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52
33У	36,5	330	105	7	11,7	13	46,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59
36У	41,9	360	110	7,5	12,6	14	53,4	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,10	2,68
40У	48,3	400	115	8,0	13,5	15	61,5	15220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75

Приложение Е

Таблица Е.1 – Сортамент горячекатаного широкополосного универсального проката (размеры в мм)

Толщина полос	Ширина полос	Длина полос
6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 460, 480, 500, 520, 530, 560, 600, 630, 650, 670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050	5000-18000

Любой толщине полос соответствует любая их ширина.

Примечание: по требованию потребителя допускается изготовление широкополосного проката шириной 160, 170, 180, 190, 350, 440, 550, 580, и 710 мм.

Приложение Ж

Таблица Ж.1 – Сортамент (сокращенный) горячекатаного листового проката

Толщина листов*: от 0,4 мм до 1 мм кратно 0,1 мм;

от 1 мм до 26 мм кратно 0,5 мм; от 26 мм до 32 мм кратно 1 мм;

от 32 мм до 42 мм кратно 2 мм;

от 42 мм до 92 мм листы имеют следующие толщины, мм: 45; 48; 50; 52; 55; 58; 60; 62; 65; 68; 70; 72; 75; 78; 80; 82; 85; 87; 90; 92; от 95 до 160 мм кратно 5 мм.

Ширина листов**, мм: 500; 510; 600; 650; 670; 700; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1420;

от 1500 до 3800 кратно 100 мм. Длина листов от 2 до 12 м.

Примечания:

* – рекомендуется толщины от 4 до 12 мм принимать кратными 1 мм, от 12 до 60 мм по сортаменту универсального проката;

** – ширину листов до 1050 мм рекомендуется принимать по сортаменту универсального проката.

Приложение К

Таблица К.1 – Нормативные и расчетные сопротивления растяжению
высокопрочных болтов из стали 40Х

Номинальный диаметр резьбы d , мм	R_{bun} , Н/мм ²	R_{bh} , Н/мм ²
16, 20.(22), 24, (27)	1078	755
30	900	630
36	800	560
42	650	455
48	600	420
Примечание – Размеры, заключенные в скобки, применять не следует.		

Приложение Л

Таблица Л.1 – Коэффициенты глубины проплавления швов β_f и β_z

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки сплошного сечения d , мм	Положение шва	Коэффициент	Значения коэффициентов β_f и β_z при нормальных режимах сварки и катетах швов, мм			
			3–8	9–12	14–16	св. 16
Автоматическая при $d = 3–5$	В лодочку	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнее	β_f	1,1	0,9		0,7
		β_z	1,15	1,05		1,0
Автоматическая и механизированная при $d = 1,4–2$	В лодочку	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z	1,05		1,0	
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
Ручная; механизированная при $d < 1,4$ или порошковой проволокой	В лодочку	β_f	0,7			
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	β_z	1,0			

Приложение М

Таблица М.1 – Коэффициенты φ для расчета на устойчивость центрально-сжатых элементов (по таблице Д.1 [3])

Условная гибкость λ	Коэффициенты φ для типа сечения			Условная гибкость λ	Коэффициенты φ для типа сечения		
	a	b	c		a	b	c
0,4	999	998	992	5,4	261		255
0,6	994	996	950	5,6	242		240
0,8	981	967	929	5,8	226		
1,0	968	948	901	6,0	211		
1,2	954	927	878	6,2	198		
1,4	938	905	842	6,4	186		
1,6	920	881	811	6,6	174		
1,8	900	855	778	6,8	164		
2,0	877	826	744	7,0	155		
2,2	851	794	709	7,2	147		
2,4	820	760	672	7,4	139		
2,6	785	722	635	7,6	132		
2,8	747	683	598	7,8	125		
3,0	704	643	562	8,0	119		
3,2	660	602	526	8,5	105		
3,4	615	562	492	9,0	094		
3,6	572	524	460	9,5	084		
3,8	530	487	430	10,0	076		
4,0	475	453	401	10,5	069		
4,2	431	421	375	11,0	063		
4,4	393	392	351	11,5	057		
4,6	359	359	328	12,0	053		
4,8	330	330	308	12,5	049		
5,0	304	304	289	13,0	045		

Окончание таблицы М.1

5,2	281	281	271	13,5	039
Примечание – Значения коэффициентов ϕ в таблице увеличены в 1000 раз, (в таблице λ читать, как условную гибкость, т.е. ламда с чертой)					

Приложение Н

Таблица Н.1 – Нормативные и расчетные сопротивления металла швов
сварных соединений с угловыми швами

Сварочные материалы		$R_{wun},$ Н/мм ²	$R_{wf},$ Н/мм ²
Тип электрода	Марка проволоки		
Э42, Э42А	Св-08, Св-08А	410	180
Э46, Э46А	Св-08ГА,	450	200
Э50, Э50А	Св-08Г2С, Св-10ГА, ПП-АН-8, ПП-АН-3	490	215
Э60	Св-08Г2С*, Св-10НМА, Св-10Г2	590	240
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	685	280
Э85	—	835	340
* – только для швов с катетом $k_f \leq 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести 440 Н/мм ² и более.			

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
по выполнению курсового проекта по дисциплине «Металлические
конструкции, включая сварку»
для студентов (бакалавров) по направлению «Строительство»
08.03.01 «Промышленное и гражданское строительство»
Часть 1

Составитель: Гаврилова А. И.

Изд. лиц.

Подписано к печати

Формат 60×84 1/16 Усл. п. л. 2.6 Уч.– изд.л. 2.3

Бумага газетная. Печать офсетная. Заказ № Тираж 50.

СКФУ, ИИ

355029, г. Ставрополь, пр. Кулакова, 2

Отпечатано в типографии СКФУ

Издательство Северо-Кавказского Федерального
Университета

**МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ
ФЕДЕРАЦИИ**
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО
ПРОЕКТА ПО ДИСЦИПЛИНЕ**
(Металлические конструкции, включая сварку)
Часть 2

Направление подготовки	08.03.01 Строительство
Направленность (профиль)	Промышленное и гражданское строительство
Квалификация	бакалавр
Форма обучения	очная, заочная

Методические указания составлены в соответствии с требованиями ГОС ВПО для бакалавров по направлению «Строительство» 08.03.01 «Промышленное и гражданское строительство» и программы дисциплины «Металлические конструкции, включая сварку».

Методические указания к курсовому проекту состоят из трех частей.

Во второй части методических указаний к курсовому проекту по дисциплине «Металлические конструкции, включая сварку» приведены основные вопросы компоновки и расчета составной, сварной, главной балки симметричного двутаврового сечения и ее узлов.

Методические указания могут быть использованы при проведении практических занятий и самостоятельной работе студентов.

Составитель

Гаврилова А.И., доцент.

Содержание

Введение.....	5
1. Цель, задачи и реализуемые компетенции.	5
2. Формулировка задания.	5
3. Структура проекта.....	5
4. Общие требования к написанию и оформлению проекта.....	5
5. Последовательность выполнения задания второй части	6
5.2 Расчет и конструирование составной сварной балки... ..	6
5.2.1 Общие положения	6
5.2.2 Выбор расчетной схемы и определение расчетных усилий в главной балке.	8
5.2.3 Подбор сечения главной балки... ..	10
5.2.4 Проверка скомпонованного сечения балки	19
5.2.5 Проверка прогиба балки... ..	22
5.2.6 Изменение сечения балки... ..	23
5.2.7 Проверка прочности балки в месте изменения сечения... ..	26
5.2.8 Проверка максимальных касательных напряжений... ..	27
5.2.9 Проверка общей устойчивости балки... ..	27
5.2.10 Проверка устойчивости поясных листов... ..	28
5.2.11 Проверка устойчивости стенки (общие положения).	28
5.2.12 Проверка устойчивости стенки балки при $\sigma_{loc} = 0$	36
5.2.13 Проверка местных напряжений... ..	38
5.2.14 Проверка устойчивости стенки балки при $\sigma_{loc} \neq 0$	40
5.2.15 Расчет поясных швов главной балки... ..	43
5.2.16 Расчет и конструирование опорной части балки... ..	45
5.2.17 Укрупнительный стык балки на сварке и высокопрочных болтах.....	48
5.2.18 Сопряжение балок.....	57
5.2.19 Указание на технико-экономическое обоснование	

принимаемых существенных инженерных решений... ..	65
6. Критерии оценивания проекта.....	67
7. Порядок защиты проекта.....	67
8. Список рекомендуемой литературы.....	68

Введение

Выполнению курсовому проекту по металлическим конструкциям предшествует изучение студентами таких дисциплин, как: «Механика», «Сопромат», «Строительная механика», «Механика грунтов, основания и фундаменты», «Архитектура гражданских и промышленных зданий и сооружений».

Знания этих дисциплин и являются той базой, которая помогает студентам в выполнении курсового проекта.

1 Цель, задачи и реализуемые компетенции

Цель, задачи и реализуемые компетенции приведены в 1 части методических указаний.

2 Формулировка задания и его объем

Формулировка задания и его объем приведены в 1 части методических указаний.

3. Структура проекта

Структура проекта приведена в 1 части методических указаний.

4 Общие требования к написанию и оформлению проекта

Общие требования к написанию и оформлению проекта приведены в 1 части методических указаний.

5 Последовательность выполнения задания второй части

5.2 Расчет и конструирование составной сварной балки

5.2.1 Общие положения

Для главных балок при тяжелых нагрузках и больших пролетах не удается подобрать сечение из одного прокатного профиля. В этом случае проектируют балки составного сечения. Чаще всего применяют сварные двутавровые балки (рисунок 2.1) которые состоят из трех листов: вертикального (стенки) – 1 и двух горизонтальных поясов (полок) – 2, которые сваривают на заводе сварными швами – 3, в сварной двутавровый профиль.

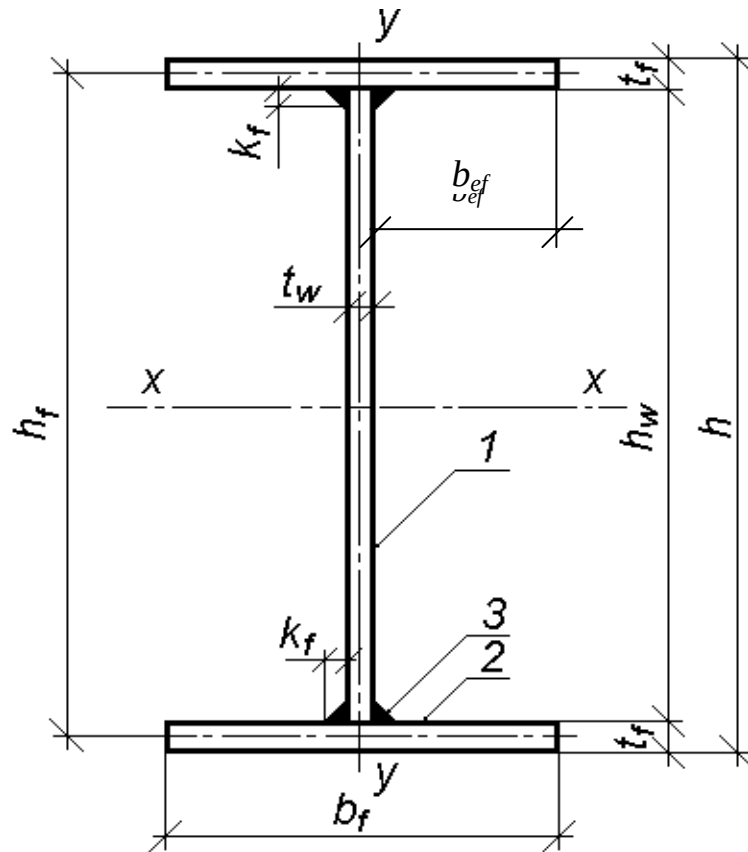


Рисунок 2.1 – Сечение составной сварной балки: 1 – стенка балки; 2 – пояс (полка) балки; 3 – поясные сварные швы

В балочных площадках главные балки часто по конструктивному решению принимают разрезными, однопролетными, то есть перекрывающими один пролет. Могут применяться и неразрезные многопролетные балки. По напряженно деформируемому состоянию (НДС) балки относят к изгибаемым конструкциям, в которых под действием нагрузки, возникают изгибающий момент M и поперечная сила Q .

В составных сильно нагруженных балках экономически целесообразно применение сталей повышенной и высокой прочности, особенно для поясов 2 (полок) балок.

Для экономии материала в составных балках часто изменяют сечение поясов по длине балки (рисунок 2.2) в соответствии с эпюрой изгибающих моментов.

В соответствии с нормами проектирования СП [3] для балок 2-го класса, при статических нагрузках, нормы проектирования стальных конструкций рекомендуют вести расчёт с учётом развития пластических деформаций. Расчёт на прочность разрезных балок переменного сечения с учётом пластических деформаций выполняют только в одном сечении с наиболее неблагоприятным сочетанием усилий M и Q . В КП такое сечение с неблагоприятным сочетанием усилий M и Q будет примято в середине пролёта главной балки.

5.2.2 Выбор расчетной схемы и определение расчетных усилий в главной балке

Для определения расчетных усилий в главной балке необходимо выбрать расчетную схему балки и собрать на нее нагрузки. Расчетная схема главной балки устанавливается в соответствии с выбранным типом балочной площадки. В КП в качестве расчетной схемы главной балки можно рекомендовать принять её разрезной, однопролетной, горизонтально расположенной (в соответствии с проектным положением) с шарнирными опорами на концах. Одну из опор принимают шарнирно неподвижной, другую шарнирно подвижной. Такое закрепление балки на концах, в расчетной схеме, будет достаточно близко соответствовать реальному закреплению балки на опорах, и будет в дальнейшем рассмотрено в КП.

Нагрузка с прокатных балок настила 2 или вспомогательных балок 6 (рисунки 1.1, 1.2, часть 1 МУ) балочной площадки передается на главную балку в виде сосредоточенных сил. При частом расположении прокатных балок (более 5 в пролете главной балки) сосредоточенные силы (нагрузку),

без существенного снижения точности расчета, допускается заменять равномерно распределенной нагрузкой q_i .

Нормативную погонную равномерно распределенную нагрузку q_n на главную балку определяют по формуле (2.1):

$$q_n = \alpha (P_n + g_n^n) B, \quad (2.1)$$

где B – шаг главных балок (расстояние в осях между главными балками рисунки 1.1, 1.2 часть 1 МУ) и равный шагу колонн в поперечном направлении B ;

g_n^n – общий вес настила и прокатных балок в кг на 1 м^2 из таблицы 1.3 (часть 1 МУ). При подстановке в формулу (2.1) необходимо перевести этот вес в кН/м^2 ;

P_n – заданная полезная нормативная нагрузка в кН/м^2 настила (см. задание);

α – коэффициент, учитывающий собственный вес главной балки. Можно принять в пределах от 1,02 до 1,06 в зависимости от пролета главной балки и нагрузки. Большее значение коэффициента α принимают при больших нагрузках и для больших пролетов. Пролеты главных балок l (в КП за расчетный пролет главной балки l принимаем расстояние в осях, равное шагу колонн в продольном направлении A – см. задание) бывают в пределах от 10 до 30 метров, нагрузки $4 \div 50 \text{ кН/м}^2$.

Расчетную погонную равномерно распределенную нагрузку на главную балку определяют по формуле:

$$q = \alpha (\gamma_{fp} P_n + \gamma_{fg} g_n^n) B, \quad (2.2)$$

где γ_{fp} , γ_{fg} – коэффициенты надежности по нагрузке, указанные ранее в части 1 МУ.

Балки, загруженные равномерно распределенной нагрузкой, приложенной к их продольной оси перпендикулярно, испытывают такое напряженное состояние, как изгиб. Поэтому для таких балок определяют

следующие внутренние усилия: изгибающий момент M и поперечную силу Q .

Для разрезной балки, шарнирно закрепленной по концам и с равномерно распределенной нагрузкой, максимальные расчетные значения внутренних усилий M_{max} и Q_{max} находят по формулам (2.3) и (2.4):

– максимальный изгибающий момент M_{max} в середине пролета

$$M_{max} = ql^2 / 8 ; \quad (2.3)$$

– максимальная поперечная сила Q_{max} на опоре

$$Q_{max} = ql / 2 , \quad (2.4)$$

где l – расчетный пролет главной балки, в КП принимаем равным шагу колонн в продольном направлении А (рисунки 1.1, 1.2, часть 1 МУ).

Далее приступают к подбору сечения главной балки и выбору стали для главной балки, если сталь не оговорена в задании (см. задание).

5.2.3 Подбор сечения главной балки

Подбор сечения балки начинают с определения требуемого момента сопротивления, если задана сталь для главной балки

$$W_{req} = M_{max} / (R_y \gamma_c \beta c_1), \quad (2.5)$$

где условные обозначения такие же, как в формуле (1.14) первой части МУ.

Если сталь в задании на КП не задана (в КП расчетная температура $t > -45^\circ\text{C}$), то максимально, экономически целесообразное значение расчетного сопротивления стали главной балки $R_{y,max}$ можно определить по формуле (2.6):

$$R_{y,max} = m^{1.75} \sqrt[7]{(7.75E \cdot \sqrt{\lambda_w} \cdot k \cdot Q_{max} \cdot \sqrt{E}) (n_0 \cdot l \cdot c_1 \cdot \gamma_c \sqrt{\gamma_c})}, \quad (2.6)$$

где m – коэффициент, равный 1,143;

E – модуль упругости для стали, $E = 2.06 \cdot 10^4$ кН/см²;

k – коэффициент, при расчете по упругой стадии работы материала в опорном сечении балки $k = 1,2$;

Q_{max} – поперечная сила на опоре, кН (см. формулу 2.4);

$n_o = l/f$ величина отношения расчетного пролета главной балки l к ее прогибу f , то есть величина обратная относительно прогибу главной балки.

Относительный прогиб для главной балки $f_w/\square$, при ее расчетном пролете $l = A$, необходимо найти по таблице 1.2 (часть 1 МУ) и подставить в формулу (2.6). Это значение равно обратной величине найденному по таблице 1.2 (часть 1 МУ). Например, если найденное по таблице 1.2 МУ, часть 1, $f_w/\square = 1/260$, то величина n_o будет равна $n_o = 260$;

l – расчетный пролет главной балки, см (см. формулы 2.3, 2.4);

c_1, γ_c – коэффициенты, см. пояснения к формуле (1.14), часть 1 МУ;

$\bar{\lambda}_w$ – условная гибкость стенки главной балки.

Величину значения условной гибкости стенки балки $\bar{\lambda}_w$, при неограниченной строительной высоте перекрытия h_{st} можно принять в пределах $5 \leq \bar{\lambda}_w \leq 5,5$, при ограниченной строительной высоте перекрытия – $\bar{\lambda}_w < 4$.

h_{st} – см. задание.

По полученному значению $R_{y,max}$ в формуле (2.6) по приложению А, таблица А.1, (часть 1 МУ) принимают ближайшую сталь с R_y (кроме стали С235), с ближайшим меньшим значением R_y , чем найденное по формуле (2.6) $R_{y,max}$, для прокатного листа толщиной св. 10 до 20 мм. В записке указывают принятую сталь (например, С255 или С345) и ее значение R_y для листа толщиной св. 10 до 20 мм. И уже это принятое значение R_y подставляют в формулу (2.5), чтобы найти величину W_{req} .

В соответствии с приложением В [3], главные балки балочных площадок, относят ко 2-ой группе стальных конструкций и 2-му классу по НДС, как воспринимающие статическую нагрузку. Для этой группы, в соответствии с нормами проектирования стальных конструкций, могут быть разрешены стали с $R_{yn} < 290 \text{ Н/мм}^2$ по степени раскисления, как полуспокойные (пс), например, С245, так и спокойные (сп), например, С255

и другие более прочные стали, с их нормируемыми показателями по ударной вязкости и требованиям по химическому составу, при расчётной температуре $t \geq 45^\circ\text{C}$. А также стали с более высокими показателями $290 \text{ Н/мм}^2 \leq R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$, если при расчете по формуле (2.6) значение $R_{y,max}$ получено с большей величиной, чем $R_{yn} < 290 \text{ Н/мм}^2$.

Компоновку составного двутаврового сечения главной балки следует начинать с определения ее высоты h (см. рис. 2.1). Высота балки является основным размером, от которого зависят все размеры поперечного сечения балки, а также её вес и жесткость.

Минимальную высоту балки h_{min} определяют из условия её требуемой жесткости (предельного прогиба)

$$h_{min} = 5R_y l n_o / (24 E n_q \alpha), \quad (2.7)$$

где n_o – см. пояснения к формуле (2.6);

$n_q = q/q_n$ – отношение погонной расчетной нагрузки к нормативной для главной балки (см. формулы (2.2.) и (2.1));

$\alpha = 0,9$ – коэффициент, учитывающий увеличение прогиба балки из-за уменьшения ее сечения ширины поясов вблизи опор, при изменении сечения их по рисунку 2.2.

Высоту балки h (см. рисунок 2.1) рекомендуется принимать не меньше минимальной высоты h_{min} . При этом высота стенки балки h_w (см. рисунок 2.1) принимается в первом приближении не менее

$$h_w \geq 0,975 h_{min}, \quad (2.7.1)$$

и она должна быть принята равной ширине листов листового проката приложение Е, таблица Е.2 (часть 1 МУ) или универсального широкополосного проката приложение Е, таблица Е.1 (часть 1 МУ). Принятую по таблице Е.2 или Е.1 высоту стенки балки h_w записывают в пояснительной записке и подставляют в формулу (2.7.2). Тогда высота балки h в первом приближении будет равна:

$$h \approx h_w / 0,975. \quad (2.7.2)$$

При этом толщина пояса (полки) t_f , (см. рисунок 2.1), *в первом приближении*, будет равна

$$t_f \approx 0,5 (h - h_w), \quad (2.7.3)$$

где h – высота балки, полученная в первом приближении по формуле (2.7.2).

Толщину пояса (полки) t_f необходимо принять не менее найденной по формуле (2.7.2) и в соответствии с толщинами широкополосного универсального проката (ближайшая большая толщина по приложению Е, таблица Е.1, часть 1 МУ). Если полученная толщина пояса (полки) t_f балки превышает толщину 20 мм (для сталей **C245, C255, C345**), то необходимо, принять по приложению А, таблица А.1, часть 1 МУ **новое значение R_y** , пересчитав с ним значение W_{req} по формуле (2.5), **и в дальнейших расчетах использовать новые значения W_{req} и R_y** .

Уточнив, таким образом, толщину пояса (полки) t_f балки, уточняют высоту главной балки, *в первом приближении*, с учетом принятой, на данном этапе толщины пояса (полки) t_f по формуле (2.7.4)

$$h = h_w + 2t_f \quad (2.7.4)$$

Приняв с учётом сказанного высоту балки h , *в первом приближении*, определяют по таблице 2.1 рекомендуемую толщину стенки балки t_w .

Таблица 2.1 – Рекомендуемые толщины стенок t_w балок при принятой высоте балок h по формуле (2.7.4)

h , м	1	1,5	2	3	4
t_w , мм	8 – 10	10 – 12	12 – 14	16 – 18	20 – 22
$\lambda_w = h / t_w$	100 – 125	125 – 150	145 – 165	165 – 185	185 – 200

Большие значения толщины стенки t_w рекомендуют для более прочных сталей, таких как, например, C345 и выше (приложение А, таблица А.1, часть 1 МУ). Меньшие значения гибкости стенки λ_w рекомендуют принимать для сталей повышенной прочности.

Таблица 2.1 составлена по опыту проектирования и учитывает требования экономичного расхода стали на поперечное сечение стенок в балках, а также требований устойчивости, прочности и коррозионной стойкости стенок. Толщина стенки принимается кратной 1 мм при толщине стенки до $t_w \leq 12$ мм и кратной 2 мм при большей толщине. Минимальная толщина стенки t_w может быть принята равной 6 мм (по согласованию с руководителем проекта).

По условию наименьшего расхода стали, высоту поперечного сечения главной балки h следует назначать, возможно, близкой к оптимальной h_{opt} , которую определяют по формуле (2.8):

$$h_{opt} = k \sqrt{W_{req} / t_w}, \quad (2.8)$$

где k – коэффициент, равный для сварных балок переменного сечения 1,15.

Далее следует принять высоту главной балки h , учитывая ее минимальную высоту h_{min} и оптимальную высоту h_{opt} и если в задании задана строительная высота перекрытия h_{st} , то и строительную высоту перекрытия h_{st}^* :

- при $h_{min} < h_{opt} \leq h_{st}$ высоту балки принимают близко к h_{opt} ;
- при $h_{min} > h_{opt}$ и $h_{min} \leq h_{st}$ высоту балки принимают больше или равной h_{min} (возможно и другое решение см. ниже пункт помеченный ** и формулу (2.9.1)) или, если это возможно, заменяют сталь на менее прочную (только по согласованию с руководителем курсового проекта).

Высота балки связана и с условиями её перевозки. Предельная высота, определяется габаритом железнодорожных перевозок, и составляет 3,85 м.

Если численное значение строительной высоты перекрытия h_{st} не задано в задании, то удовлетворять требованию по формуле (2.9) не требуется и высоту балки следует принять по условиям, изложенным выше и помеченным *.

Высота главной балки h должна быть принята *не больше заданного значения строительной высоты перекрытия h_{st}* , (если эта высота задана в задании), см. рисунки 1.1, 1.2, часть 1 МУ (см. задание). И должна удовлетворять условию формулы (2.9) (h_{st} , см. задание) при ограниченной строительной высоте перекрытия h_{st} .

При заданном значении строительной высоты перекрытия h_{st} , необходимо соблюдать выполнение условия по формуле (2.9)

$$h \leq h_{st} - (t_n + c + a), \quad (2.9)$$

где t_n – толщина настила (при толщине пола по настилу равной нулю);

a – расстояние, равное разности отметок от нижней грани пояса (полки) главной балки и до верха габарита помещения под перекрытием. На рисунках 1.1 и 1.2 габарит помещения под площадкой показан пунктиром.

a можно принять 50 – 100 мм, но не менее величины прогиба главной балки $f = l / \rho_0$;

c – расстояние между низом настила и верхней поверхностью пояса (полки) главной балки, принимают в зависимости от расположения балок по высоте (см. рисунки 1.1, 1.2, часть 1 и рисунок 2.6).

Наиболее простое в изготовлении и монтаже этажное сопряжение балок (рисунок 1.1, часть 1 МУ и рисунок 2.6а, часть 2 МУ, когда опираемые балки устанавливаются сверху на удерживающие балки). Однако при малой строительной высоте перекрытия h_{st} применение этажного сопряжения может привести к малой и нерациональной высоте главных балок, (когда $h < h_{min}$ или $h < h_{opt}$). В этом случае более рациональным может оказаться сопряжения в одном уровне (когда верх сопрягаемых балок настила и главной балки совпадают рисунок 2.6 б, часть 2 МУ).

Пониженное сопряжение балок (рисунок 1.2, часть 1 и рисунок 2.6 в, часть 2 МУ, когда верх примыкающих балок ниже верха удерживающих балок). *Пониженное сопряжение применяют в балочных площадках усложненного типа.* При сопряжениях в одном уровне и пониженном

расстояние c равно нулю (рисунок 2.6б, в, часть 2), а при этажном опирании по рисунку 2.6 а c равно высоте балки настила 2.

Если в задании не задана строительная высота перекрытия $h_{сб}$ то высота балки h принимается не меньше минимальной высоты h_{min} и по возможности близко к оптимальной высоте h_{opt} . При этом высота стенки h_w , балки, должна соответствовать ширине прокатных листов в соответствии с таблицами Е.2 или Е.1 (см. часть 1) и условиями (2.7.1–2.7.4).

****Если высота балки h_{min} по формуле (2.7) оказалась больше высоты h_{opt} по формуле (2.8), то высоту h_{opt} можно определить по формуле (VI.31) [10] или по формуле (2.9.1) (обычно это бывает связано с ошибкой при определении R_y по формуле (2.6))**

$$h_{opt} = 1,73 \sqrt{W_{req} / t_w} \quad (2.9.1)$$

Принятую высоту стенки балки h_w , проверяют её на прочность при работе на сдвиг по формуле (2.10)

$$1,5 Q_{max} / (h_w t_w) \leq R_s = 0,58 R_y . \quad (2.10)$$

Если прочность стенки недостаточна, то требуемую минимальную толщину стенки можно определить из формулы (2.10) – приравняв левую и правую части формулы (2.10), а в качестве неизвестной величины x принять толщину стенки t_w .

При окончательном назначении толщины стенки балки t_w необходимо чтобы выполнялось следующее условие

$$\bar{\lambda} = \frac{h_w}{t_w} \left(\sqrt{\frac{R_y}{E}} \right) \leq 5,5. \quad (2.10.1)$$

Если условие не выполняется, то необходимо увеличить толщину стенки t_w , уточнив при этом высоту h_{opt} (по формуле 2.8 или 2.9.1) и высоту всей балки h , а также проверить выполнение условий по формулам (2.10, 2.10.1).

Получив окончательно, с учетом всех требований, высоту h_w и толщину t_w , стенки балки и с учетом предварительно назначенной толщины поясов h_f , можно найти требуемую площадь сечения одного пояса A_f . Для определения требуемой площади сечения одного пояса A_f определяют следующие величины.

Требуемый момент инерции сечения всей балки, редактируемый, I_{req} , находят по формуле (2.10.2)

$$I_{req} = W_{req} h / 2. \quad (2.10.2)$$

Если высота балки h была принята по h_{min} , то требуемый момент инерции всей балки I_{req} необходимо определять по формуле (2.9.3)

$$I_{req} = (5 / 384) q_n l^3 n_o / (\alpha E), \quad (2.9.3)$$

где n_o и α см пояснения к формуле (2.7).

Момент инерции стенки I_w находят по формуле (2.10.4)

$$I_w = t_w h_w^3 / 12. \quad (2.10.4)$$

Требуемый момент инерции поясов, редактируемый, $I_{f, req}$ находят по формуле (2.10.5)

$$I_{f, req} = I_{req} - I_w. \quad (2.10.5)$$

Из условия (2.10.6)

$$I_{f, req} \approx 2A_f (h_f / 2)^2, \quad (2.10.6)$$

можно найти требуемую площадь сечения одного пояса A_f по формуле (2.11)

$$A_f = 2 I_{f, req} / h_f^2, \quad (2.11)$$

где h_f – расстояние между центрами тяжести поясов (рисунок 2.1), равно

$$h_f = h_w + t_f;$$

$I_{f, req}$ – момент инерции поясов, редактируемый, найденный по формуле (2.10.5);

t_f – толщина пояса, в первом приближении, была предварительно принята по формуле (2.7.3). t_f см. рисунок 2.1. В дальнейшем толщина пояса t_f может быть изменена и принята другой, чем в первом приближении.

Из требуемой площади сечения пояса A_f можно найти, *предварительно*, ширину пояса балки

$$b_f = A_f / t_f. \quad (2.11.1)$$

Ширину пояса b_f принимают ближайшую большую и не менее требуемой по формуле (2.11.1) и отвечающей ширине листов по ГОСТ 82–70* широкополосной универсальной стали (см. приложение Е, таблица Е.1, часть 1) Принятая ширина пояса балки b_f должна быть не менее 200 мм, что связано с технологическими требованиями широкополосной универсальной стали, а также, при выполнении автоматической сваркой поясных швов и обеспечения условий опирания на пояс главной балки вышележащих конструкций.

Кроме того, принятая ширина пояса балки b_f должна отвечать условиям местной устойчивости, в упругой стадии работы материала балки, формула (2.11.2), если *предельное* значение условной гибкости пояса $\bar{\lambda}_{uf}$ не превышает значения $\bar{\lambda}_{uf} = 0,17 + 0,06 \bar{\lambda}_{uw}$, определяемого при условной гибкости пояса $2,2 \leq \bar{\lambda}_{uw} \leq 5,5$ и пластической стадии работы материала балки по формуле (2.11.2, а).

$$(b_{ef} / t_f) \sqrt{(R_y / E)} \leq 0,17 + 0,06 \bar{\lambda}_{uw}; \quad (2.11.2)$$

$$b_{ef} / t_f \leq 0,11 h_w / t_w, \quad (2.11.2, а)$$

где b_{ef} – ширина свеса сжатого пояса, $b_{ef} = (b_f - t_w) / 2$, рисунок 2.1, при $\bar{\lambda}_{uw} < 2,2$ и $\bar{\lambda}_{uw} > 5,5$, в формулу (2.11.2) следует подставить, соответственно $\bar{\lambda}_{uw} = 2,2$ и $\bar{\lambda}_{uw} = 5,5$.

Если отношение высоты стенки балки h_w к ее толщине t_w меньше или равно величине $h_w / t_w \leq 2,7 \sqrt{E / R_y}$, то отношение b_{ef} / t_f следует принимать с учетом формулы (2.11.3)

$$b_{ef} / t_f \leq 0,3 \sqrt{E / R_y}. \quad (2.11.3)$$

Если какое-нибудь из условий (2.11.2, 2.11.2, а) или (2.11.3) не выполняется, необходимо увеличить толщину пояса t_f (в отличие от ранее

принятой) и принять в соответствии с толщинами листового горячекатаного широкополосного универсального проката по ГОСТ 82-70* (приложение Е, таблица Е.1, часть 1) и далее уточнить ширину пояса b_f по формуле $b_f = A_f / t_f$. Новый размер ширины пояса b_f должен быть принят ближайшим большим в соответствии с шириной листов по ГОСТ 82-70* (приложение Е, таблица Е.1, часть 1).

Отношение толщины пояса балки t_f к толщине стенки t_w не должно превышать $t_f / t_w \leq 3$ для уменьшения сварочных напряжений.

Следует помнить, что толстые стальные листы поясов $t_f \geq 20$ мм имеют меньшее значение R_y (если первоначально для принятого листового проката см. формулу (2.5) R_y было принято при толщине листов до 20 мм). В этом случае значение R_y надо уточнить по приложению А, таблица А.1, принять его новое значение, подставить заново в формулы (2.11.2, 2.11.3) и уточнить расчет. И в дальнейших расчётах уже использовать новое значение R_y . Допускается (по согласованию с руководителем проекта) не пересчитывать ранее выполненные расчёты с первоначально принятым значением R_y .

Ширину пояса b_f рекомендуют выдерживать в пределах $(1/3 - 1/5) h$ высоты балки из условий обеспечения ее общей устойчивости и равномерного распределения продольных напряжений по ширине пояса.

При более широких поясах $b_f > (1/3) h$ возрастает неравномерность распределения продольных напряжений по ширине пояса. Для растянутого нижнего пояса балки, под действием растягивающих напряжений, ширина пояса балки b_f не должна превышать тридцати его толщин t_f из условия равномерного распределения напряжений по ширине пояса. Балки с узкими поясами $b_f < (1/5) h$ гибки из своей плоскости, что ухудшает условия монтажа и общей устойчивости.

Ширина пояса b_f должна быть не менее 180 мм из листового проката по ГОСТ 19903-74* (приложение Ж, таблица Ж.1, часть 1) и не менее 200 мм из

горячекатаного широкополосного универсального проката по ГОСТ 82–70* (приложение Е, таблица Е.1, часть 1) для сопряжения главной балки с другими конструкциями.

5.2.4 Проверка скомпонованного сечения балки

После определения, *в первом приближении*, размеров сечения балки надо проверить её несущую способность по условию устойчивости стенки в области пластических деформаций. Это место принято в сечении действия максимального момента M_{max} , где значение поперечной силы $Q = 0$. Для этого необходимо вычислить условную гибкость стенки балки $\overline{\lambda}_w$, и коэффициент α

$$\overline{\lambda}_w = (h_w / t_w) \sqrt{R_{yw} / E} ;$$

$$\alpha = 0,24 - 8,5 \cdot 10^{-3} (\overline{\lambda}_w - 2,2)^2$$

и далее выполнить проверку по формуле (2.11.4):

$$M_{max} \leq R_y \gamma_c h_w^2 t_w [r (A_f / A_w) + \alpha], \quad (2.11.4)$$

где $A_f = b_f \cdot t_f$; $A_w = h_w \cdot t_w$; (здесь b_f , t_f , h_w , t_w – принятые на данном этапе

расчета величины размеров для главной балки по 4.2.3);

$$r = R_{yf} / R_{yw} \geq 1,0;$$

R_{yf} , R_{yw} – расчетные сопротивления стали соответственно для сжатого пояса и стенки балки (расчётные значения R_y для сжатого пояса и стенки балки в зависимости от их принятых толщин t_f и t_w , и принятой стали см. приложение А, таблицу А.1). При значении отношения $R_{yf} / R_{ew} < 1$, величину r следует принять равным единице.

Если условие (2.11.4) не выполняется необходимо увеличить площадь сечения поясов балки, оставив без изменения площадь сечения стенки. Площадь сечения поясов, если позволяют условия (2.11.2), можно увеличить прежде всего за счет их ширины b_f . В отдельных случаях возможно

увеличение площади сечения поясов и за счет их толщины t_f , но в этом случае необходимо уточнять величину R_y при принятой новой толщине t_f .

Если пришлось увеличить площадь сечения поясов балки, то необходимо проверить, возможность упруго пластического состояния сечения. Для этого необходимо по формулам (2.12) и (2.13), соответственно, найти новые значения I_x и W_x , и при этих новых значениях выполнить проверку прочности при изгибе M_{max} / W_x . Если получится, что $M_{max} / W_x \leq R_y \gamma_c$, то проверять выполнение предельных состояний по формулам (2.11.4 и 2.14) не требуется. Если упруго-пластическое состояние сечения присутствует, то есть $M_{max} / W_x > R_y$, то необходимо ещё раз проверить выполнение условия (2.11.4) с новыми размерами сечения пояса и его новой площадью сечения $A_f = b_f t_f$. При выполнении условия по формуле (2.11.4) скомпонованное новое поперечное сечение балки необходимо дальше проверить и по предельному состоянию на прочность по формуле (2.14), так как, некоторые величины были приняты предварительно, и такая проверка предельного состояния, позволит выявить и некоторые ошибки, допущенные при компоновке поперечного сечения главной балки в середине её пролёта.

Для проверки по формуле (2.14) необходимо вычислить геометрические характеристики поперечного сечения I_x и W_x по формулам (2.12) и (2.13) при принятых окончательно размерам сечения стенки и поясов.

Момент инерции скомпонованного поперечного сечения балки находят по формуле (2.12)

$$I_x = I_w + I_f \approx (t_w h_w^3 / 12) + 2 t_f b_f (h_f / 2)^2, \quad (2.12)$$

момент сопротивления по формуле (2.13)

$$W_x = 2 I_x / h. \quad (2.13)$$

Предельное состояние прочности главных балок 2-го класса двутаврового сечения, в середине пролёта, из стали с нормативным

сопротивлением $R_{yn} \leq 44 \text{ кН/см}^2$ проверяют на прочность при изгибе по формуле (2.14) если выполнено условие по формуле (2.11.4):

$$\sigma = M_{max} / (c_x \beta W_x) \leq R_y \gamma_c, \quad (2.14)$$

где β – коэффициент, принимают $\beta = 1$, при $\tau \leq 0,5 R_s$; в КП в проверяемом сечении балки по формуле (2.14) τ следует принять равными нулю;

c_x – коэффициент принимают по таблице Е.1 [3] в зависимости от отношения площади сечения пояса A_f к площади сечения стенки A_w . Для двутавровых сечений, значение c_x можно принять при отношении A_f / A_w по приведенным значениям:

$$A_f / A_w = 0,25; \quad c_x = 1,19; \quad A_f / A_w = 1; \quad c_x = 1,07;$$

$$A_f / A_w = 0,5; \quad c_x = 1,12; \quad A_f / A_w = 2; \quad c_x = 1,04;$$

для промежуточных значений отношений A_f / A_w допускается линейная интерполяция;

R_y – расчетное сопротивление стали главной балки растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести (принимают в зависимости от принятой толщины поясов t_f). Значение R_y уточняют по приложению А, таблица А.1, часть 1.

При перенапряжении проверяемого сечения по формуле (2.14) $\sigma = M_{max} / (c_x \beta W_x) > R_y \gamma_c$ необходимо изменить сечение с минимальным увеличением его площади поперечного сечения (обычно рекомендуют увеличить площадь сечения пояса). Если недонапряжения в проверяемом сечении балки по формуле (2.14) превышает 5% $\{[(R_y - \sigma) / R_y]100\}$, площадь поперечного сечения сечение следует уменьшить, если это возможно.

Если отличие σ от R_y превышает 15 – 20%, следует искать ошибку в подборе сечения балки, начиная с определения W_{req} .

5.2.5 Проверка прогиба балки

Проверка прогиба балки производят в том случае, если высота балки h была принята $h \leq h_{min}$. Для однопролётных шарнирно опёртых по концам балкам и приложенной к ним равномерно распределенной нагрузке, прогиб проверяют по формуле (2.15):

$$f/l = (5/384)q_n l^3 / (\alpha E I_x) \leq f_u / l, \quad (2.15)$$

где $\alpha=0,9$ – учитывает увеличение прогиба из-за уменьшения размеров поперечного сечения балки у опор, см. рисунку 2.2;

f_u / l – предельный, относительный прогиба главной балки, необходимо найти по таблице 1.2 (часть 1 МУ).

5.2.6 Изменение сечения балки

Изменение сечения балки производится в целях экономии стали. Чаще всего в балках, обычно, изменяют ширину сечения поясов b_f , уменьшая её в местах снижения изгибающих моментов (ближе к опорам см. рисунок 2.2), не меняя, при этом, толщину поясов t_f балки. Высоту поперечного сечения стенки балки h_w также не изменяют.

Место изменения сечения, в первом приближении, можно принять на расстоянии $x = (0,16 - 0,17) l$ от опор (см. рисунок 2.2).

При принятом расстоянии x подсчитывают, расстояния до ближайших балок настила слева и справа от назначенного места изменения сечения (для нормального варианта балочной площадки, рисунок 1.1 (часть 1 МУ)). Эти расстояния можно подсчитать по формулам:

$$\begin{aligned} \text{слева} \quad c_{лев} &= x - n_{лев} a - \frac{a}{2}, \\ \text{справа} \quad c_{пр} &= \left(\frac{a}{2} \right) + n_{пр} \cdot a - x, \end{aligned}$$

где a – шаг балок настила (расстояние в осях между балками настила 2 рисунок 1.1, часть 1 МУ);

слагаемое $\frac{a}{2}$ учитывают, *только для варианта с четным числом шагов*

балок настила 2 (см. рисунок 1.1, часть 1 МУ и компоновку схем расположения балок настила 2 для нормального варианта балочной площадки);

$n_{лев}$ – целое число шагов балок настила слева от места изменения сечения (число шагов необходимо принять таким, чтобы $n_{лев} \cdot a \leq \frac{a}{2} < x$);
 +

$$n_{np} = n_{лев} + 1.$$

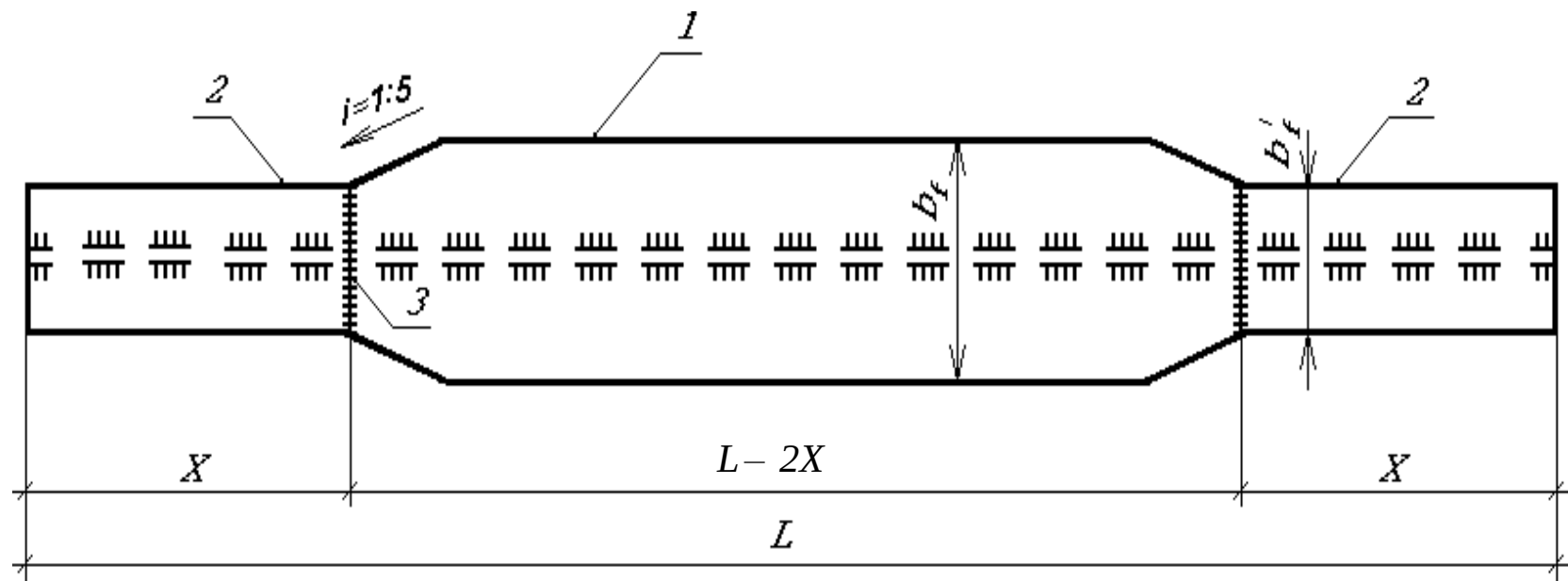


Рисунок 2.2 – Изменение ширины поясов главной балки по ее длине (вид на пояс):

1 – пояс в средней части балки; 2 – пояс у концов балки; 3 – стыковой сварной шов; b_f – принятая окончательно ширина сечения поясов балки в середине её пролёта; b'_f – новая, уменьшенная ширина сечения поясов балки; $L = l$ – расчётный пролёт главной балки, для главной балки $l = A$ (см. задание)

Для уменьшения сварочных и местных напряжений в зоне изменения сечения балки необходимо, чтобы место изменения сечения X отстояло от оси ближайшей балки настила 2, опирающейся на главную балку (для нормального варианта), на расстоянии

$$c > b / 2 + 10 t_f, \quad (2.16)$$

где b – ширина полки балки настила 2, которая опирается на верхний пояс главной балки 3. Балка настила 2 была принята в 1 части МУ, (приложение Г, таблица Г.1, часть 1);

t_f – толщина пояса главной балки;

c – меньшее из значений $c_{лев}$ или $c_{пр}$, найденных выше.

Если условие (2.16) не выполняется, то место изменения сечения X смещают на минимально необходимое расстояние к опоре. Изменение сечения ширины пояса балки b'_f можно выполнить и на расстоянии $X = l/6$ от опоры, проверив при этом выполнение всех условий, перечисленных выше.

Действующие в месте изменения сечения на расстоянии X от опоры изгибающий момент и поперечную силу, при равномерно распределённой нагрузке, определяют по формулам (2.17) и (2.17, а):

$$M' = q \times (l - X) / 2, \quad (2.17)$$

$$Q' = q (l / 2 - X). \quad (2.17, a)$$

При определении требуемого момента сопротивления W'_x в месте изменения сечения, его находят без учёта развития пластических деформаций (п. 4.2.1). За значение расчётного сопротивления стыкового сварного соединения растяжению R_{wy} в нижнем поясе (пояса с разной шириной см. рисунок 2.2 сваривают стыковыми сварными швами) принимают, $R_{wy} = R_y$, так как разные по ширине сечения поясов b_f и b'_f (см. рисунок 2.2) *соединяют полуавтоматической сваркой стыковым швом с выводом концов швов на подкладки, с полным проваром и с применением физических методов контроля.*

Требуемый момент сопротивления сечения главной балки W'_x , при новой ширине пояса b'_f находят по формуле (2.18)

$$W'_x = M' / R_y \gamma_c. \quad (2.18)$$

Далее с новым требуемым моментом сопротивления сечения W'_x по формуле (2.10.1) определяют, требуемый момент инерции I'_x всего сечения, по формуле (2.10.4) момент инерции поясов I'_f и по формуле (2.11) новую требуемую площадь сечения пояса A'_f .

Ширина уменьшенного сечения пояса b'_f (см. рисунок 2.2), $b'_f \geq A'_f/t_f$ должна быть принята равной ближайшей большей ширине полосы листового проката по приложению Е, таблица Е.1, часть 1 МУ. Принятая новая уменьшенная ширина поясов b'_f должна быть не менее $h/10$ и не менее 180 мм для обеспечения жесткости при монтаже, общей устойчивости и сопряжений; и не меньше $b'_f \geq 200$ мм для листов из широкополосного универсального проката (приложение Е, таблица Е.1, часть 1 МУ). Кроме того, при назначении ширины b'_f рекомендуют удовлетворять условию $b_f / b'_f \leq 2$ для уменьшения концентрации напряжений. Если последнее условие не удовлетворяется необходимо увеличить ширину b'_f до размера при котором последнее условие было бы удовлетворено.

5.2.7 Проверка прочности балки в месте изменения сечения

В месте изменения сечения балки действуют высокие нормальные и касательные напряжения. Поэтому *в этом сечении необходимо проверить предельное состояние прочности σ_{ef} при совместном действии нормальных и касательных напряжений* по формуле (2.19):

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \tau_1^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c, \quad (2.19)$$

где σ_1, τ_1 – нормальные и касательные напряжения в стенке у её сопряжения с поясами по формулам (2.20).

$$\sigma_1 = M' h_w / (2 I'_x), \quad \tau_1 = Q' S'_f / (t_w I'_x). \quad (2.20)$$

$M'; Q'$ – изгибающий момент и поперечная сила, соответственно, в месте изменения сечения ширины поясов (см. формулы (2.17 и 2.17а);

S'_f – статический момент уменьшенного сечения пояса;

$$S'_f = b'_f t_f [(h_w/2) + t_f/2];$$

I'_x – момент инерции уменьшенного поперечного сечения главной балки относительно оси $x-x$. Находят по формуле (2.12), но с заменой в ней b_f на b'_f .

Местные напряжения в стенке главной балки в формуле (2.19) не учитывают, если при этом предполагается, что выполнено условие (2.16).

Если $\sigma_{ef} > 1,15 R_y \gamma_c$, то место изменения сечения следует перенести ближе к опоре, определив, для нового принятого места изменения сечения, заново M' и Q' по формулам (2.17 и 2.17а) и вновь проверить σ_{ef} по формуле (2.20).

5.2.8 Проверка максимальных касательных напряжений

Проверку прочности предельного состояния в опорном сечении балки (при $M = 0$), при действии максимальных касательных напряжениях τ_{max} , выполняют по формуле (2.21) для уменьшенного сечения балки и в месте действия максимальной перерезывающей силы у опоры Q_{max} :

$$\tau_{max} = Q_{max} S' / (I'_x t_w) \leq R_s \gamma_c = 0,58 R_y \gamma_c, \quad (2.21)$$

где S' – статический момент половины сечения балки,
 $S' = b'_f \square t_f \square [(h_w/2) + t_f/2] + (h^2 \square t_w)/8$.

Если условие предельного состояния по формуле (2.21) не выполняется $\tau_{max} > R_s \gamma_c$, то следует увеличить толщину стенки балки до выполнения этого условия.

5.2.9 Проверка общей устойчивости главной балки

Проверка общей устойчивости главной балки необходима, когда расчётная длина сжатого пояса l_{ef} , отнесенная к ширине сжатого пояса b_f больше значения найденного по формуле (73) [3]. За расчётную длину сжатого пояса балки l_{ef} принимают расстояние между закрепленными от смещения из плоскости точками главной балки. В нашем случае за l_{ef} принимают расстояние между балками, опирающимися на главную $l_{ef} = a$ (балками настила 2 в нормальном

варианте балочной площадке, рисунок 1.1, часть 1 МУ). Отношение величины l_{ef} / b_f зависит от размеров сечения главной балки, расположения нагрузки на ней и стали. В нашем случае устойчивость главной балки в месте изменения сечения поясов можно не проверять при выполнении условия

$$l_{ef} \leq [0,41 + 0,0032b'_f / t_f + (0,73 - 0,016b'_f / t_f) b'_f / h_f] b'_f \sqrt{E/R_y}, \quad (2.22)$$

в формуле (2.22) при величине значения $b'_f / t_f < 15$, следует принять $b'_f / t_f = 15$, а высоту h_f (см. рисунок 2.1, часть 2 МУ).

Для $l_{ef} = a$, в середине сечения пролета главной балки, при упруго-пластическом состоянии сечения (при выполнении проверки предельного состояния главной балки по формуле (2.14) *расчетная длина l_{ef} не должна превышать значения по формуле (2.22), но с заменой в ней b'_f на b_f и умноженного всего значения, в правой части формулы, перед квадратной скобкой, на коэффициент*

$$\delta = [1 - 0,6 (c_1 - 1) / (c_x - 1)],$$

где c_1 и c_x – см. пояснения к формуле (2.14).

При необходимости проверку предельного состояния на общую устойчивость главной балки выполняют по формуле (69) [3].

5.2.10 Проверка устойчивости поясных листов

Устойчивость поясных листов считается обеспеченной, если при $h_w / t_w > 2,7\sqrt{E/R_y}$ выполнены условия (2.11.2, 2.11.2 а), а при $h_w / t_w \leq 2,7\sqrt{E/R_y}$ выполнено условие (2.11.3).

5.2.11 Проверка устойчивости стенки (общие положения)

Стенка балки представляет собой длинную тонкую пластину, испытывающую действие касательных и нормальных напряжений, которые могут вызвать потерю ее устойчивости. Для обеспечения устойчивости стенки балки рационально не утолщать стенку, а укреплять ее поперечными ребрами жёсткости (рисунки 2.3 и 2.3.1), а при необходимости и продольными ребрами жесткости. Поперечные ребра жёсткости 2 располагают перпендикулярно сечению сжатого пояса балки 3, и размещают по длине стенки, а продольные – между поперечными ребрами 2, вдоль стенки перпендикулярно поперечным

ребрам 2.

По нормам проектирования поперечными ребрами жесткости 2 необходимо укреплять стенку главной балки если:

а) при действии местной нагрузки на стенку главной балки, когда $\sigma_{loc} \neq 0$, (например, этажное опирание балок настила на главную балку), и если условная гибкость стенки главной балки $\overline{\lambda}_w > 2,2$, см формулу (2.23)

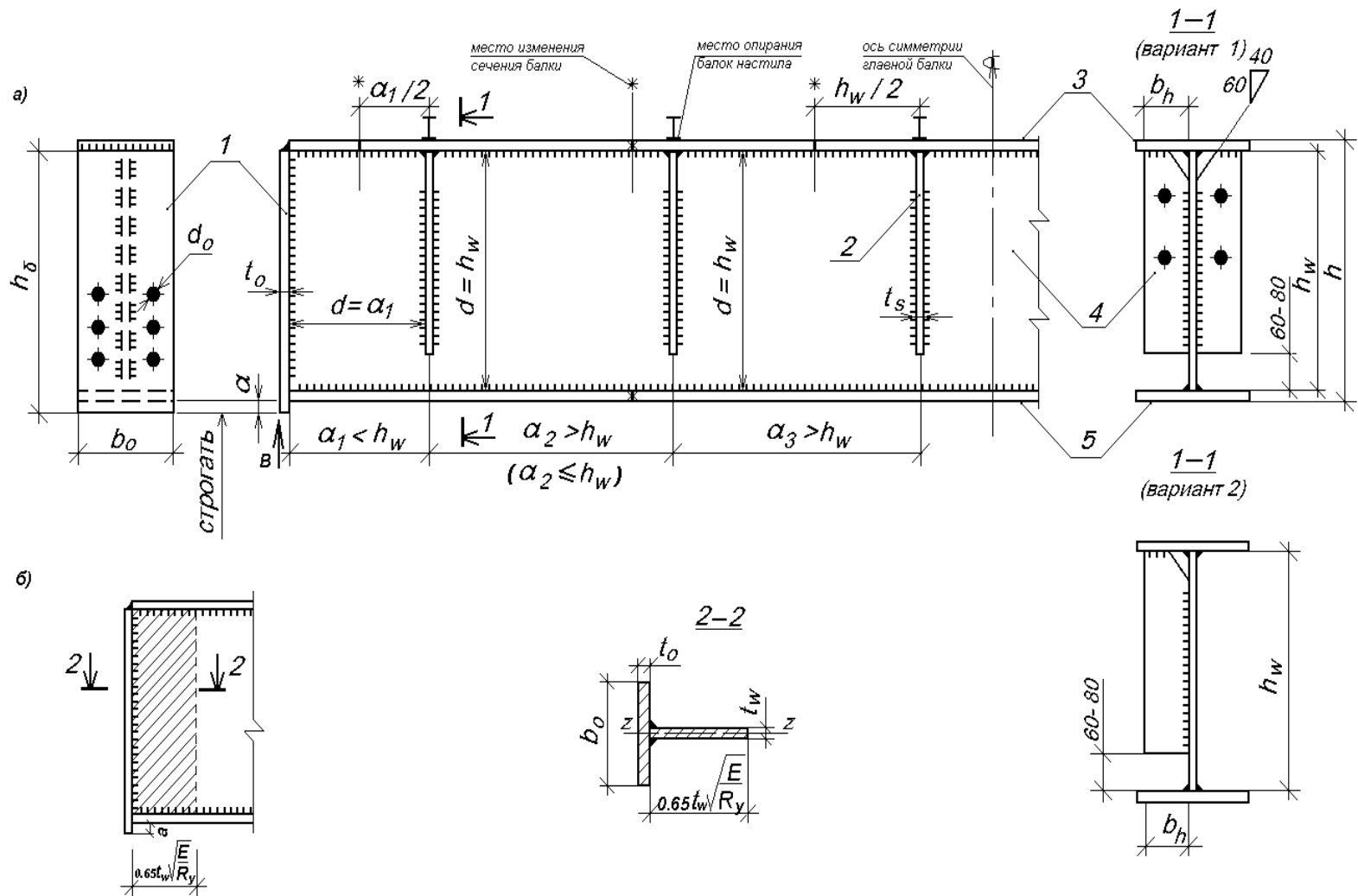


Рисунок 2.3 - а) Размещение рёбер главной балки: 1-опорное ребро; 2-поперечные рёбра жёсткости; 3-сжатый пояс балки; 4-стенка балки; 5-растянутый пояс балки; б) К расчёту опорного ребра

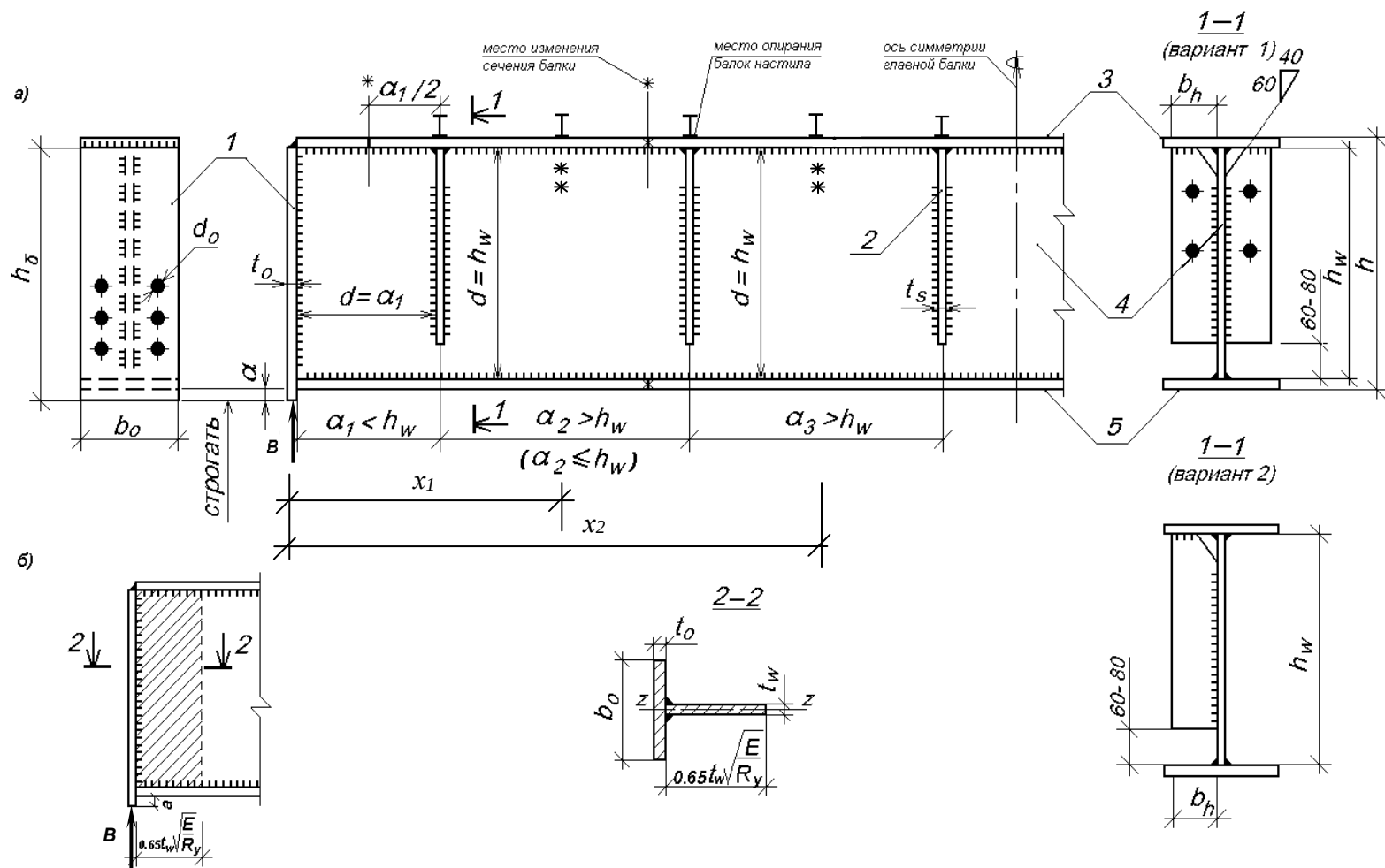


Рисунок 2.3.1 – а) Размещение ребер главной балки когда $\sigma_{loc} \neq 0$: 1 – опорное ребро; 2 – поперечные ребра жесткости; 3 – сжатый пояс балки; 4 – стенка балки; 5 – растянутый пояс балки; б) к расчету опорного ребра

$$\overline{\lambda_w} = (h_w / t_w) \sqrt{R_y / E} > 2,2. \quad (2.23)$$

В курсовом проекте для анализа подтверждения необходимости установки поперечных ребер жёсткости 2, **первоначально принимают, что $\sigma_{loc} \neq 0$** – то есть стенка главной балки не подкреплена поперечными рёбрами жёсткости, а балки настила устанавливаются на главные балки сверху (этажное сопряжение балок настила 2 и главных балок 3, рис. 2.6 а).

б) или *при отсутствии местной нагрузки, когда $\sigma_{loc} = 0$, но условная гибкость стенки $\overline{\lambda_w}$ больше чем 3,2* см. формулу (2.24), (например, при креплении каждой балки настила к поперечным ребрам жёсткости рисунок 2.6 б, то есть сопряжение балок в одном уровне)

$$\overline{\lambda_w} = (h_w / t_w) \sqrt{R_y / E} > 3,2. \quad (2.24)$$

Если по условиям (2.23) или (2.24) требуется укреплять стенку главной балки поперечными рёбрами жёсткости 2, то их размещают по длине стенки балки на расстояниях в соответствии с со следующими требованиями норм проектирования.

**Расстояния между поперечными ребрами жёсткости 2, a_i (см. рисунки 2.3 и 2.3.1) не должны превышать $a_i \leq 2h_w$ при условной гибкости стенки $\overline{\lambda_w} \geq 3,2$ и не должны превышать $a_i \leq 2,5h_w$ при условной гибкости стенки $\overline{\lambda_w} < 3,2$.*

Расстояния между поперечными рёбрами жёсткости 2, a_i принимают в соответствии с выше приведёнными требованиями* и *поперечные рёбра жёсткости 2 желательно размещать таким образом, чтобы они попадали под балки настила.*

В пределах зоны развития пластических деформаций α_p поперечные рёбра жёсткости 2 необходимо ставить под каждой сосредоточенной нагрузкой (т. е. в местах опирания балок настила на главную балку). Область зоны развития пластических деформаций расположена в середине пролета главной балки. Полную длину этой зоны можно определить по формуле (2.25):

$$a_p = l \sqrt{1 - W_x R_y / M_{\max}}, \quad (2.25)$$

где R_y – расчётное сопротивление стали пояса главной балки (см. пояснения к формуле (2.14)).

При отрицательном значении величины под корнем $a_p = 0$.

Вне зоны пластического деформирования поперечные рёбра жёсткости 2 рационально ставить не под каждую балку настила. Часто расстояние a_i принимают кратным шагу балок настила и поперечные рёбра жёсткости 2 размещают под балками через один (см. рисунок 2.3.1), два, иногда три шага балок настила, но не более чем через $2h_w$ при $\bar{\lambda}_w \geq 3,2$ и $2,5h_w$ при $\bar{\lambda}_w < 3,2$, располагая их симметрично по обе стороны относительно оси симметрии главной балки.

*Для дальнейших расчётов в КП, обязательно, необходимо выполнить эскиз расположения поперечных рёбер жёсткости 2 до оси симметрии (рисунки 2.3, 2.3.1). На эскизе необходимо указать расстояние от места опоры главной балки до места изменения сечения её поясов (на рисунках 2.3, 2.3.1 это место отмечено *) и расстояния от места опоры главной балки до места опирания балок настила, которые попали между поперечными рёбрами 2, если под ними не стоят поперечные рёбра жёсткости 2 (на рисунке 2.3.1 эти места отмечены **).*

По согласованию с руководителем проекта поперечные рёбра жёсткости 2 можно устанавливать под каждой балкой настила, даже если по расчёту они должны были быть размещены через два, три шага балок настила.

При установке поперечных ребер 2 под каждой опирающейся балкой настила для дальнейшего анализа напряженно деформированного состояния стенки балки, можно считать, что $\sigma_{loc} = 0$. (При сопряжении в одном уровне или пониженном сопряжении ребра могут использоваться для крепления примыкающих балок настила 2 или вспомогательных балок 6 (см. рисунок 2.6, б), в этом случае также $\sigma_{loc} = 0$.)

Поперечные ребра жесткости 2 принимают парными (см. рисунки 2.3 и 2.3.1, сечение 1 – 1 (вариант 1)) или односторонними (рисунки 2.3 и 2.3.1, сечение 1 – 1 (вариант 2)) и выполняют из листового проката (рисунок 2.3). *Односторонние ребра жесткости 2 применяют при этажном сопряжении главных балок и балок настила.*

При сопряжении балок настила и главных балок в одном уровне или при пониженном сопряжении удобно ставить двусторонние ребра жесткости 2, которые в данном случае выполняют и роль элементов, к которым можно прикреплять балки настила или вспомогательные балки с двух сторон главной балки. Ширина выступающей части поперечного ребра жёсткости 2 должна быть не менее:

для парного симметричного поперечного ребра жёсткости 2 (см. рисунок 2.3, сечение 1 – 1 (вариант 1))

$$b_h \geq (h_w / 30) + 25 \text{ (мм)}; \quad (2.26)$$

для одностороннего поперечного ребра жёсткости 2 (рисунок 2.3, сечение 1 – 1 (вариант 2))

$$b_h \geq (h_w / 24) + 40 \text{ (мм)}, \quad (2.27)$$

размер ширины выступающей части поперечного ребра 2, b_h принимают с округлением его в большую сторону и кратным размеру 1 см.

Толщина поперечного ребра 2 должна быть не менее

$$t_s \geq 2b_h \sqrt{R_y / E} . \quad (2.27.1)$$

Толщину ребра принимают с округлением его в большую сторону и кратным размеру 1 мм.

Поперечные ребра жесткости 2 приваривают к стенке главной балки 4 сварными угловыми швами катетом шва k_f минимальной толщины (см. приложение И, таблица И.1, часть 1 МУ) и не доводят до верхних поясных швов на 40 – 60 мм (см. рисунки 2.3 и 2.3.1) с целью уменьшения сварочных напряжений. Внутренние углы поперечных ребер жёсткости 2 при этом срезают, что обеспечивает пропуск поясных швов главной балки. Для предотвращения хрупкого разрушения поперечные ребра жесткости 2 не

приваривают к растянутому поясу главной балки, не доводят их на 60 – 80 мм (см. рисунки 2.3 и 2.3.1).

К верхним поясам поперечные рёбра жёсткости 2 можно крепить односторонними сварными швами, если в местах установки рёбер на верхний пояс балки не приложены сосредоточенные нагрузки. *При этажном опирании балок настила сварные швы крепления поперечных рёбер 2 к верхним поясам главных балок **выполняют двусторонними.***

Допускается не проверять устойчивость стенки главной балки с двусторонними поясными швами, если при установке поперечных ребер жёсткости 2 под каждой балкой настила и отсутствии местного напряжения, то есть $\sigma_{loc} = 0$ выполняется условие по формуле (2.28), (для нормального варианта балочной площадки см. рисунок 2.3)

$$\overline{\lambda}_w = (h_w / t_w) \sqrt{R_y / E} \leq 3,5, \quad (2.28)$$

а при наличии местного напряжения $\sigma_{loc} \neq 0$, когда поперечные ребра жёсткости 2 установлены не под каждой балкой настила, в балках с двусторонними поясными швами, выполняется условие по формуле (2.29) – (для нормального варианта балочной площадки см. рисунок 2.3.1)

$$\overline{\lambda}_w = (h_w / t_w) \sqrt{R_y / E} \leq 2,5. \quad (2.29)$$

Если условия по формулам (2.28 или 2.29) не выполняются, то необходима проверка устойчивости стенки балки в её отдельных отсеках (панелях).

Поперечные ребра жёсткости 2 делят стенку главной балки на отдельные отсеки (панели), в которых стенка может потерять устойчивость отдельно в пределах каждого отсека независимо один от другого. За расчётные размеры отсека принимают расстояние в осях между поперечными рёбрами жёсткости 2, a_i и полную высоту стенки h_w главной балки (если главная балка составная сварная). По согласованию с руководителем курсового проекта проверку устойчивости стенки можно

выполнить только для одного отсека (панели), в котором произошло изменение ширины сечения поясов.

5.2.12 Проверка устойчивости стенки балки при $\sigma_{loc} = 0$

(В КП выполняется обязательно)

При укреплении стенки только поперечными ребрами жёсткости 2 при $\sigma_{loc} = 0$ (поперечные ребра 2 установлены под каждую балку настила – для нормального варианта площадки, рисунок 2.3) и условной гибкости стенки главной балки $\overline{\lambda}_w \leq 5,5$ проверку устойчивости стенки отдельного отсека выполняют по формуле (2.30):

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} < \gamma_c, \quad (2.30)$$

где γ_c – коэффициент условий работы, равный 1,0, если не оговорено другое значение в задании на КП;

$\sigma = M \square h_w / (2I_x)$ – действующие сжимающие напряжения у расчётной границы стенки, в проверяемом отсеке, определяют по п. 8.5.2 [3]. В курсовом проекте сжимающие напряжения σ можно определить для сечения отсеков, (например, указанных на рисунке 2.3 одной звездочкой), а именно: если длина отсека a_1 (расстояние между поперечными ребрами 2) не превосходит его высоты h_w , (где h_w это высота стенки главной балки), то есть $a_1 \leq h_w$, или $a_2 \leq h_w$ сжимающие напряжения σ определяют при изгибающем моменте M , найденном на расстоянии x_i от опоры, для сечения расположенного в середине длины отсека $a_1/2$. Если длина отсека a_2 или a_3 (расстояние между поперечными ребрами a_i) больше его высоты h_w (высоты стенки главной балки h_w), то есть, например, $a_2 > h_w$ или $a_3 > h_w$, то сжимающие напряжения σ определяют дважды. Для сечения с изгибающим моментом M , найденным на расстоянии $h_w/2$ (слева) от поперечного ребра жёсткости 2 с максимальным изгибающим моментом M под ним (в этом условном отсеке с размером, где $x_i = h_w$), а затем для сечения на расстоянии $h_w/2$ (справа) от поперечного ребра жёсткости 2, (отстоящего в условном отсеке с размером, где $x_i = h_w$) с максимальным значением Q в этом отсеке.

Расчет по формуле (2.30) также выполняют дважды для двух рассмотренных сечений с условными размерами отсеков.

$\tau = Q / (t_w h_w)$ – средние касательные напряжения, действующие в проверяемом отсеке. В курсовом проекте их можно определять в тех же сечениях, что и для определения нормальных сжимающих напряжений σ в проверяемом отсеке.

В КП устойчивость стенки можно проверить только для одного отсека, в котором между поперечными рёбрами жёсткости 2 расположено место изменения сечения поясов главной балки и выполнить проверку устойчивости стенки в этом сечении.

Если устойчивость стенки проверяется для отсека, где расположено место изменения сечения поясов, то σ и τ в формуле (2.30) можно найти при $M = M'$ и $Q = Q'$, значения величин которых были найдены по формулам (2.17) и (2.17, а).

σ_{cr} ; τ_{cr} –соответственно, критические нормальные и касательные напряжения находят по формулам (2.31, 2.32)

$$\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \overline{\lambda_w^2}; \quad (2.31)$$

$$\tau_{cr} = 10,3 (1 + 0,76 / \mu^2) R_s / \overline{\lambda_{ef}^2}. \quad (2.32)$$

В формуле (2.31) значение коэффициента c_{cr} следует принимать для сварных балок по табл. 2.2 в зависимости от значений величин коэффициента δ . Величину значения коэффициента δ находят по формуле (2.33).

Таблица 2.2 – Значения коэффициента c_{cr}

δ	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	≥ 30
c_{cr}	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

$$\delta = \beta (t_f / t_w)^3 (b_f' \square / h_w), \quad (2.33)$$

где $b_f' \square$ и t_f – изменённая ширина и толщина сжатого пояса балки, соответственно;

β – коэффициент, принимаемый по таблице 13 [3] для главных балок, в КП $\beta = 0,8$.

$$\overline{\lambda_{ef}} = (d / t_w) \sqrt{R_y / E} ,$$

здесь d – меньшая сторона отсека стенки (h_w или a_i , рисунок 2.3);

μ – отношение большей стороны отсека стенки к меньшей (рисунок 2.3). Стороны отсека имеют размеры h_w и a_i . За размер a_i принимают расстояние в осях между поперечными ребрами для проверяемого отсека, за размер h_w – высоту стенки главной балки.

5.2.13 Проверка местных напряжений σ_{loc}

(выполняется только, если поперечные ребра жёсткости 2 не стоят под каждой балкой настила и тогда $\sigma_{loc} \neq 0$)

При этажном опирании балок настила на главную балку и когда поперечные ребра жёсткости 2 не стоят под каждой, опирающейся на главную балку балкой настила, местные напряжения не равны нулю $\sigma_{loc} \neq 0$ (см. рисунок 2.3.1). В этом случае необходимо, прежде всего, проверить прочность стенки главной балки на действие местного напряжения σ_{loc} , где стенка балки не подкреплена поперечным ребром жёсткости 2 под балкой настила.

Прочность стенки главной балки при действии местного напряжения σ_{loc} проверяют по формуле (2.34):

$$\sigma_{loc} = F / (t_w l_{ef}) \leq R_y \gamma_c, \quad (2.34)$$

где F – расчетное значение нагрузки (силы), равна сумме опорных реакций опирающихся прокатных балок настила (нормальный вариант) $F=2Q$ (здесь Q см. формулу (1.12), часть 1 МУ);

l_{ef} – условная длина распределения нагрузки, можно определить по формуле (2.35):

$$l_{ef} = b + 2h, \quad (2.35)$$

где h – размер, равный сумме толщин верхнего пояса главной сварной балки t_f и катета поясного шва главной балки k_f .

k_f можно принять, предварительно, минимально рекомендуемым по приложению И, таблица И.1, часть 1 МУ;

b – ширина полки опирающейся балки настила (см. нормальный вариант балочной площадки, принимается для принятого номера прокатного профиля балки настила 2 по сортаменту прокатных балок приложение Г, таблица Г.1, часть 1.).

Кроме проверки по формуле (2.35), в местах приложения сосредоточенных нагрузок (прокатных балок настила), где стенка главной балки не подкреплена поперечным ребром жёсткости 2 (эти места указаны двумя звездочками на рисунке 2.3.1), выполняют проверку прочности при одновременном действии в стенке балки изгибающего момента, поперечной силы и местных напряжений σ_{loc} по формуле (2.36)

$$\sigma_{ef} = 0,87 \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_x \sigma_{loc} + 3\tau_{xy}^2} \leq R_y \gamma_c, \quad (2.36)$$

где $\sigma_x = M'' h_w / (2I_x)$ – нормальные напряжения в срединной плоскости стенки, параллельные продольной оси балки;

$\tau_{xy} = Q'' S_f / (I t_w)$ – касательные напряжения в стенке;

t_w, h_w – соответственно, толщина и высота стенки главной балки;

S_f, I_x – статический момент сдвигаемого пояса главной балки относительно нейтральной оси балки и момент инерции поперечного сечения главной балки, соответственно. Значения статического момента сдвигаемого пояса главной балки S_f и момента инерции поперечного сечения главной балки I_x , подсчитывают в сечении на расстоянии x_1 (рисунок 2.3.1, и см. пояснения в тексте к формуле (2.20)), а в сечении на расстоянии x_2 (рисунок 2.3.1) – I_x по формуле (2.12), S_f по формуле $S_f = b_f t_f [(h_w/2) + t_f/2]$, здесь

x_1 – расстояние от опоры главной балки до балки настила (в проверяемом отсеке), расположенной слева от места изменения сечения пояса главной балки, под которой не установлено поперечное ребро (см. рисунок 2.3.1);

x_2 – то же, но до балки, расположенной справа от места изменения

сечения пояса главной балки, под которой не установлено поперечное ребро (см. рисунок 2.3.1);

M'' ; Q'' – величина изгибающего момента M'' и поперечной силы Q'' в сечении главной балки на расстояниях $x=x_1$ или $x=x_2$ от опоры главной балки. Находят по формулам (2.17) и (2.17 а), при значениях $x=x_1$ или $x=x_2$ для проверяемого сечения.

Если прочность стенки недостаточна (не выполнены условия (2.34) или (2.36)), ее необходимо укрепить поперечными ребрами жёсткости 2, установив их в местах опирания балок настила, под каждой балкой, как показано на рисунке 2.3, 2.6, а, тогда $\sigma_{loc} = 0$ и устойчивость стенки главной балки проверяют по п. 4.2.12, по формуле (2.30).

Если проверки прочности стенки главной балки по формулам (2.34 и 2.36) выполняются, то первоначальное размещение поперечных ребер по длине стенки балки оставляют и приступают к проверке устойчивости стенки по п.5.2.14. ***В КП такую проверку можно выполнить, по согласованию с руководителем проекта, только для отсека, в котором произошло изменение сечения ширины поясов главной балки.*** Допускается также выполнить проверку в отсеке где произошло изменение сечения ширины поясов главной балки, для сечения, проходящего через место изменения сечения поясов, даже если расстояние между ребрами в нём a_i больше высоты стенки h_w главной балки, $a_i > h_w$. В этом случае значения величин изгибающего момента, поперечной силы, момента инерции, ширины сечения пояса принимают в месте изменения сечения, то есть по значениям M' , Q' , I'_x , b'_f .

5.2.14 Проверка устойчивости стенки балки при $\sigma_{loc} \neq 0$

(выполняется только, если поперечные рёбра жёсткости 2 не стоят под каждой балкой настила и тогда $\sigma_{loc} \neq 0$)

Если прочность стенки по формуле (2.36) обеспечена, и при отсутствии поперечных ребер в местах опирания прокатных балок (рисунок 2.3.1),

устойчивость стенки балки проверяют при $\sigma_{loc} \neq 0$.

В этом случае при укреплении стенки только поперечными ребрами её устойчивость проверяют по формуле (2.37):

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr} + \sigma_{loc} / \sigma_{loc,cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (2.37)$$

где σ ; σ_{loc} ; τ –сжимающее напряжение, местное напряжение, среднее касательное напряжение, соответственно.

Значения σ и τ определяют по п. 4.2.12, а σ_{loc} – по формуле (2.34);

τ_{cr} – определяется по формуле (2.32), где значения d , α_i и μ необходимо находить в соответствии с рисунком 2.3.1 для проверяемого отсека;

Для определения значений величин σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ предварительно выполняют анализ отношений величин α_i / h_w и σ_{loc} / σ для проверяемого отсека по подпунктам а) и б), и установив в каком подпункте эти условия выполняются, дальше выполняют расчет, по тем формулам, которые указаны в этом подпункте. В приведенных ниже формулах значение величины α_i принимают равным расстоянию между поперечными ребрами в проверяемом отсеке.

Значения критических напряжений σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ в формуле (2.37) следует определять:

а) при отношении $\alpha_i / h_w \leq 0,8$, σ_{cr} находят по формуле (2.31), $\sigma_{loc,cr}$ по формуле (2.38)

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \overline{\lambda_a^2}, \quad (2.38)$$

где $\overline{\lambda_a} = (h_w / t_w) \sqrt{R_y / E}$,

c_1 –по таблице 2.3 в зависимости от отношения α_i / h_w и значения

$\rho = 1,04 l_{ef} / h_w$ (здесь l_{ef} определяют по формуле (2.35);

c_2 –по таблице 2.4 в зависимости от отношения α_i / h_w и значения ρ .

Таблица 2.3 – Коэффициент c_1 для сварных балок

ρ	Значения c_1 для сварных балок при a_i / h_w , равном									
	0,5	0,6	0,67	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
0,1	56,7	46,6	41,8	34,9	28,5	24,5	21,7	19,5	17,7	16,2
0,15	38,9	31,3	27,9	23,0	18,6	16,2	14,6	13,6	12,7	12,0
0,20	33,9	26,7	23,5	19,2	15,4	13,3	12,1	11,3	10,7	10,2
0,25	30,6	24,9	20,3	16,2	12,9	11,1	10,0	9,4	9,0	8,7
0,30	28,9	21,6	18,5	14,5	11,3	9,6	8,7	8,1	7,8	7,6
0,35	28,0	20,6	17,4	13,4	10,2	8,6	7,7	7,2	6,9	6,7
0,40	27,4	20,0	16,8	12,7	9,5	7,9	7,0	6,6	6,3	6,1

б) при отношении $a_i / h_w > 0,8$ проверку по формуле (2,37) следует выполнять дважды:

при значении σ_{cr} , вычисленном по формуле (2,31) и при таком значении $\sigma_{loc,cr}$ по формуле (2,38), когда при определении коэффициентов c_1 и c_2 вместо размера a_i принят $a_i' = 0,5a_i$ при $0,8 \leq a_i / h_w \leq 1,33$ при $a_i / h_w > 1,33$;

при значениях σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$, вычисленных при фактическом значении a_i / h_w (если $a_i / h_w > 2$, в расчёте следует принимать $a_i / h_w = 2$); при этом коэффициент c_{cr} в формуле (2.31) следует определять по таблице 2.5.

Таблица 2.4– Коэффициент c_2 для сварных балок

δ	Значения коэффициента c_2 при a_i / h_w , равном							
	0,50	0,60	0,67	0,80	1,00	1,20	1,40	$\geq 1,60$
≤ 1	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56
2	1,64	1,64	1,64	1,67	1,76	1,82	1,84	1,85
4	1,66	1,67	1,69	1,75	1,88	2,01	2,09	2,12
6	1,67	1,68	1,70	1,77	1,92	2,08	2,19	2,26
10	1,68	1,69	1,71	1,78	1,96	2,14	2,28	2,38
≥ 30	1,68	1,70	1,72	1,80	1,99	2,20	2,38	2,52

Таблица 2.5 – Значения коэффициента c_{cr}

Значение c_{cr} при a_i/h_w равном							
$\leq 0,8$	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
По таблице 2.2	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7

Значение τ_{cr} во всех случаях вычисляют по фактическим размерам отсека.

Если устойчивость стенки недостаточна, необходимо чаще поставить поперечные ребра жесткости 2 (например, под каждой балкой настила) в этом случае необходимо выполнить проверку устойчивости стенки заново для отсека, где меняется ширина сечения поясов главной балки по формуле (2.30) рисунок 2.3, но уже с изменившимся расстоянием между поперечными ребрами a_i . Если устойчивость стенки и в этом случае окажется недостаточна (при установке поперечных ребер под каждой балкой), то стенку балки необходимо укреплять продольным ребром жесткости, устанавливаемым дополнительно к поперечным ребрам 2. *Проверку устойчивости стенки в этих случаях необходимо выполнять по нормам проектирования [3] по согласованию с руководителем проекта.*

5.2.15 Расчет поясных швов главной балки

Поясные швы главных балок принимают обычно двусторонними, так как эти балки рассчитывают, обычно, с учетом развития пластических деформаций или не во всех местах приложения сосредоточенных нагрузок могут быть установлены поперечные ребра жесткости 2, или отсутствует жесткий настил, соединенный с сжатым поясом балки. *Поясные швы воспринимают сдвигающиеся усилия, возникающие между стенкой балки и поясами при изгибе балки.* На них передаются также сосредоточенные нагрузки от вышерасположенных балок (при этажном опирании), и отсутствии, в местах опирания вышерасположенных балок, парных, поперечных ребер ребер жёсткости 2 подкрепляющих полку главной балки.

Величину катета сварного углового шва k_f , которым пояса главной балки прикрепляются к стенке балки, можно определить по формуле (2.41). В этой формуле за величину R_{wm} принимают минимальное, найденное по одному из двух сечений по формулам (2.40 и 2.40.1):

$$- \text{при } \beta_f R_{wf} / (\beta_z R_{wz}) \leq 1 \text{ по металлу шва и тогда } R_{wm} = \beta_f R_{wf} \quad (2.40)$$

$$- \text{при } \beta_f R_{wf} / (\beta_z R_{wz}) > 1 \text{ по металлу границы сплавления и тогда} \\ R_{wm} = \beta_z R_{wz}, \quad (2.40.1)$$

где β_f, β_z – коэффициенты зависящие от технологии сварки и катета шва и принимаемые по приложению Л, таблица Л.1 (часть 1 МУ). Предварительно катет шва принимают 3 – 8 мм, в таблице Л.1, (для нахождения значений β_f и β_z) и уточняют после нахождения по формуле (2.41). Поясные швы балок лучше всего варивать автоматом при положении шва в лодочку;

R_{wf} , R_{wz} – расчетные сопротивления сварных угловых швов срезу (условному), соответственно, по металлу шва и по металлу границы сплавления (материалы для сварки соответствующие принятой стали для главной балки необходимо принять по приложению Б, таблица Б.1, а R_{wf} по приложению Н, таблица Н.1 в зависимости от выбранной марки проволоки по таблице Б.1, часть 1 МУ); значение $R_{wz} = 0,45 R_{un}$, здесь R_{un} – нормативное сопротивление свариваемого (основного) металла по пределу прочности для стали из листового проката при принятой толщине пояса t_f главной балки (приложение А, таблица А.1, часть 1 МУ).

При наличии местной нагрузки (если поперечные ребра стоят не под каждой балкой настила **или используются односторонние поперечные рёбра**) требуемую расчётную величину катета сварного углового шва k_f определяют по формуле (2.41):

$$k_f = \sqrt{T^2 + V^2} / (2R_{wm}), \quad (2.41)$$

где $T = QS'_f / I'_x$ – сдвигающее пояс на единицу длины усилие, вызываемое поперечной силой Q , в курсовом проекте можно принять $Q = Q_{max}$. Значение Q_{max} см. в формулу (2.4).

S'_f – статистический момент уменьшенного сечения пояса балки относительно нейтральной оси сечения балки (см. пояснения к формуле (2.20));

I'_x – момент инерции уменьшенного сечения балки (см. пояснения к формуле (2.20));

$V = F / l_{loc}$ – давление от сосредоточенного груза на 1 см длины балки;

F и l_{loc} – см. формулы (2.34) и (2.35);

k_f – катет сварного углового шва принимают не менее найденного значения по формуле (2.41) с округлением его значения **только** в большую сторону. Кратность катета сварного углового шва k_f принимают 1 мм для катетов до 10 мм включительно и кратной 2 мм при катетах сварного углового шва больше 10 мм. **Окончательно катет сварного шва k_f принимают не менее расчётного по формуле (2.41) и не менее $k_{f \min}$ по приложению И, таблица И.1, часть 1 МУ.**

5.2.16 Расчет и конструирование опорной части балки

Опорная часть балки служит для передачи опорной реакции балки на колонну или другую опору. В настоящее время наиболее часто применяют конструкцию опорной части с опорным ребром 1, привариваемым к торцу сечения главной балки (рисунки 2.3 и 2.3.1). Такое решение позволяет примыкать главным балкам к колонне сбоку или сверху, а также обеспечивает хорошее соответствие расчетной схеме шарнирного сопряжения главной балки с колонной.

Площадь сечения опорного ребра 1 определяют из условия прочности стали листового проката на сжатие R_y по формуле (2.42), так как при смятии усложняется проверка устойчивости опорного ребра 1

$$A = B / R_y \gamma_c, \quad (2.42)$$

где B – опорная реакция главной балки $B = Q_{\max}$ см. формулу (2.4); $\gamma_c = 1$.

При расчётных температурах $t < -45^\circ\text{C}$ в опорных рёбрах обычно рациональна сталь С255 (для опорного ребра 1 в КП можно оставить сталь,

которая была принята для всей главной балки).

Ширину опорного ребра 1 b_o , в первом приближении, можно принять на 40 – 80 мм уже уменьшенного сечения ширины пояса балки b'_f , но не менее 160 мм для размещения болтов ($b_o \geq 8d_o$). Диаметр отверстий d_o под болты в курсовом проекте можно принять равным 19 мм. Ширину опорного ребра 1, b_o принимают ближайшую большую, с учётом всех перечисленными выше требований, и в соответствии с сортаментом ширин полос горячекатаного широкополосного универсального проката приложение Е, таблица Е.1, часть 1 МУ и

Требуемую толщину опорного ребра 1 определяют по формуле (2.42, а)

$$t_o \geq A / b_o. \quad (2.42, а)$$

Толщину опорного ребра 1 назначают не менее полученной по расчёту, с округлением её **только** в большую сторону и в соответствии с толщинами полос широкополосного универсального листового проката (приложение Е, таблица Е.1, часть 1). И она должна быть принята не меньше толщины стенки t_w главной балки. Принятые размеры поперечного сечения опорного ребра 1 должны удовлетворять условиям его местной и общей устойчивости.

Проверку общей устойчивости опорного ребра 1 следует выполнять из плоскости стенки главной балки, как стойку, нагруженную опорной реакцией от главной балки. В расчетное сечение площади этой стойки A_o включают площадь поперечного сечения опорного ребра 1, а также, часть площади сечения стенки t_w главной балки, шириной $0,65 \sqrt{E/R_y} t_w$ (на сечении 2–2 рисунках 2.3 б и 2.3.1 б, длина участка этой площади на рисунке заштрихована) Площадь сечения A_o подсчитывают по формуле

$$A_o = b_o t_o + 0,65 t_w^2 \sqrt{E/R_y}.$$

Проверку общей устойчивости опорного ребра 1 выполняют по формуле (2.43)

$$\sigma = B / (\varphi A_o) \leq R_y \gamma_c, \quad (2.43)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба проверяемого сечения, зависит от условной гибкости сечения $\bar{\lambda}$ (рисунки 2.3 и 2.3.1, сечение 2-2) и типа сечения (см. приложение М, таблица М.1, часть 1, тип сечения *b*) при гибкости λ , найденной относительно оси $z-z$ по формуле (2.44). Расчетную длину стойки принимают равной высоте стенки главной балки h_w . Гибкость сечения λ относительно оси $z-z$ находят по формуле (2.44)

$$\lambda = h_w / i_z = h_w / \sqrt{I_{z0} / A_0}, \quad (2.44)$$

I_{z0} – момент инерции условного сечения стойки относительно оси $z-z$ (см. рисунки 2,3 б и 2.3.1 б, сечение 2-2)

$$I_{z0} = (t_o \square b^3 / 12) + (0,65 \square t^4) + w \sqrt{\frac{E}{R_y}} / 12.$$

Величину выступающей части опорного ребра $1 \square$ (рисунки 2.3 б и 2.3.1 б) принимают равной $\square > 1,5 t_o$ и кратной 1 мм с округлением в большую сторону.

Местную устойчивость опорного ребра проверяют по формуле (2.45):

$$(b_o - t_w) / (2t_o) \leq (0,36 + 0,10 \bar{\lambda}) \sqrt{E / R_y}, \quad (2.45)$$

где $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$ – условная гибкость опорного ребра 1 при значении $0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4$. Если значение условной гибкости $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$, то следует принимать $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$ при подстановки в формулу (2.45).

Крепление опорного ребра 1 к стенке главной балки выполняют сварными угловыми швами. *Сварные угловые швы рассчитывают по формуле (2.46) на полную реакцию главной балки с учетом неравномерного распределения напряжений по высоте стенки балки и по меньшему значению расчетного сопротивления сварного углового шва на срез (условный) R_{wm}*

$$k_f = 1,5B / (2 l_w R_{wm}), \quad (2.46)$$

где $l_w = h_w - 10$ мм – расчётная длина шва с учётом не провара и кратера;

R_{wm} – минимальное из полученных значений расчётное сопротивление углового сварного шва срезу (условному) по формулам (2.40) или (2.40.1), которое необходимо определить для механической сварки, при других значениях коэффициентов β_f и β_z (см. приложение Л, таблица Л.1, часть 1 МУ) Для крепления опорного ребра 1 часто используют механизированную сварку в среде углекислого газа, сварочной проволокой Св-08Г2С при $d = 1,4 - 2$ мм (см. приложения: Б, Л, Н, МУ, часть 1 МУ), положение при сварке рекомендуют принять нижнее или вертикальное. Значение R_{wm} определяют заново, с учетом изменения вида сварки, положения при сварке, новых значений коэффициентов β_f , β_z и марки сварочной проволоки.

Окончательно катет шва k_f должен быть принят не меньше полученного по расчету с округлением его **только** в большую сторону до рекомендуемой кратности (см. пояснения в п. 4.2.15) **и не меньше** k_f минимального, по приложению И, таблица И.1, часть 1 МУ.

5.2.17. Укрупнительный стык балки на сварке и высокопрочных болтах

Укрупнительный стык главной балки устраивают в том случае, если длина главной балки больше максимальной длины отправочного элемента, в курсовом проекте устройство укрупнительного стыка обязательно. Для получения одинаковых отправочных марок укрупнительный стык устраивают в середине пролёта главной балки.

Основным типом укрупнительного стыка сварных балок рабочих площадок является стык на сварке (рисунок 2.4). Наиболее надежно соединение листов балки выполняется стыковыми сварными швами. **Сжатый пояс и стенку главной балки соединяют прямым швом встык, растянутый пояс при обычных (визуальных) способах контроля качества шва для обеспечения равнопрочности шва основному металлу пояса соединяют косым швом под углом $\leq 60^\circ$** (рисунок 2.4). Швы поясов выводят на планки. В целом такой стык можно считать равнопрочным основному сечению балки и не рассчитывать.

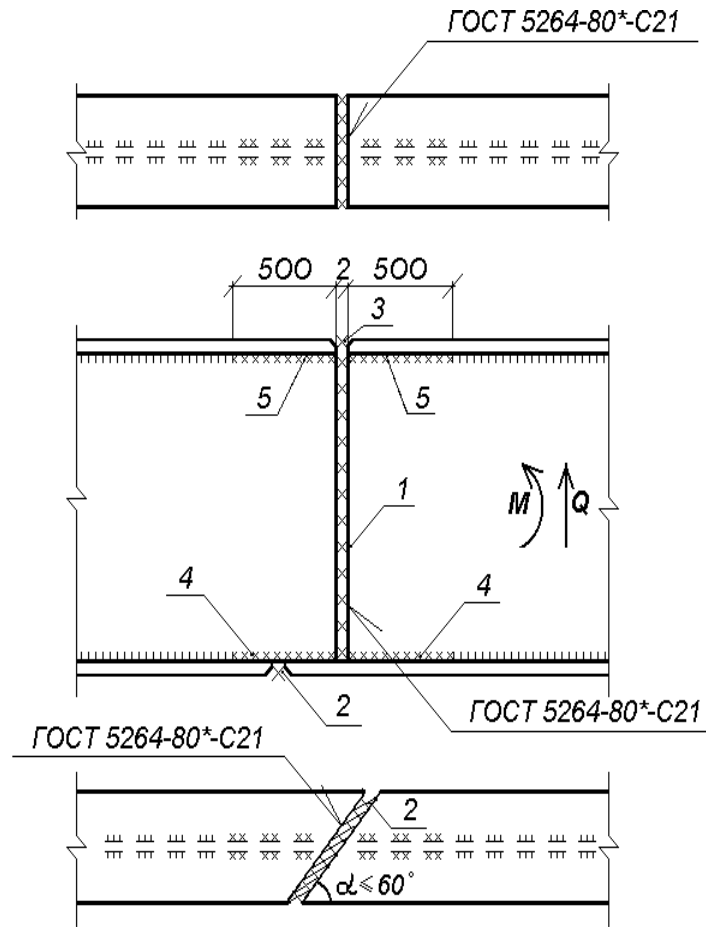


Рисунок 2.4 – Укрупнительный стык главной балки сварными швами
Цифрами 1;2;3;4;5 на рисунке указана последовательность наложения швов

Чтобы уменьшить сварочные напряжения, необходимо обеспечить свободу деформаций свариваемых элементов. Для этого на заводе оставляют не заваренными участки поясных швов по 500 мм в каждую сторону от стыка (рисунок 2.4) и сварку ведут в последовательности, указанной на рисунке 2.4 цифрами 1; 2; 3; 4; 5. Вначале сваривают шов стенки 1, затем шов растянутого пояса 2, а потом шов сжатого пояса 3. Последними швами заваривают угловые сварные швы 4 и 5, у растянутого и сжатого пояса, соответственно, имеющие небольшую продольную усадку.

Укрупнительный стык на высокопрочных болтах (рисунок 2.5) более надежен в условиях пониженных температур и вибрационных нагрузках при

больших толщинах стыкуемых элементов.

Основные правила устройства стыка на высокопрочных болтах:

1) Перекрытие накладками каждого элемента балки выполняют так, чтобы площадь сечения накладок была не меньше площади сечения перекрываемого элемента (полки, стенки балки).

2)* **Минимальное расстояние между центрами болтов при размещении их вдоль балки должно быть не менее 2,5 диаметра отверстия d_o , $(2,5d_o)$ для болтов в соединяемых элементах из сталей с пределом текучести $R_{yn} \leq 380$ МПа и не менее $3d_o$ при $R_{yn} > 380$ МПа.**

Минимальное расстояние от края элемента до оси болта не менее $1,3d_o$. Для уменьшения длины накладок диаметр отверстия d_o рекомендуют принимать на 1 – 6 мм больше диаметра болта.

3)* Ослабление поперечного сечения главной балки должно быть, как можно меньше. При этом **расстояние между болтами не должно превышать максимальных значений:**

- между осями отверстий – $8d_o$ или $12t_{min}$,
- от края элемента до оси отверстия – $4d_o$ или $8t_{min}$, где t_{min} – меньшая толщина из соединяемых болтами элементов (суммарная толщина принятых толщин накладок t_n , 2, 3 или 4, или толщины стенки t_w , или толщины пояса t_f главной балки).

4) Для высокопрочных болтов рекомендуют принять марку стали 40Х. Первоначально, для расчёта, диаметр болтов d можно принять 20 мм.

5) Расстояние между осями отверстий следует принимать кратным 10 мм.

6) Для уменьшения числа высокопрочных болтов необходимых для обеспечения прочности стыка поясов и стенку главной балки перекрывают парными накладками.

7) Расчет высокопрочных болтов для стыка поясов и стенки ведут для каждого из этих элементов отдельно, независимо друг от друга.

При равномерно распределенной по длине балки нагрузке расчетным сечением для стыка балки, как правило, является случай, когда поперечная сила Q в стыке равна нулю, $Q = 0$, а величина изгибающего момента M была наибольшей, $M = M_{max}$ (что отвечает сечению в середине пролета главной балки).

Необходимое число высокопрочных болтов для прикрепления стыковых накладок 2 и 3 к поясному листу с одной стороны стыка (рисунок 2.5 слева или справа от оси стыка) равно

$$n \geq N_n / (Q_{bh} \gamma_c), \quad (2.47)$$

где n – требуемое минимальное число болтов (*по одну сторону стыка слева или справа от оси стыка*), принимают целое чётное число с округлением **только** в большую сторону с каждой стороны стыка поясного листа;

N_n – усилие в поясе главной балки, $N_n = M_n / h_f$;

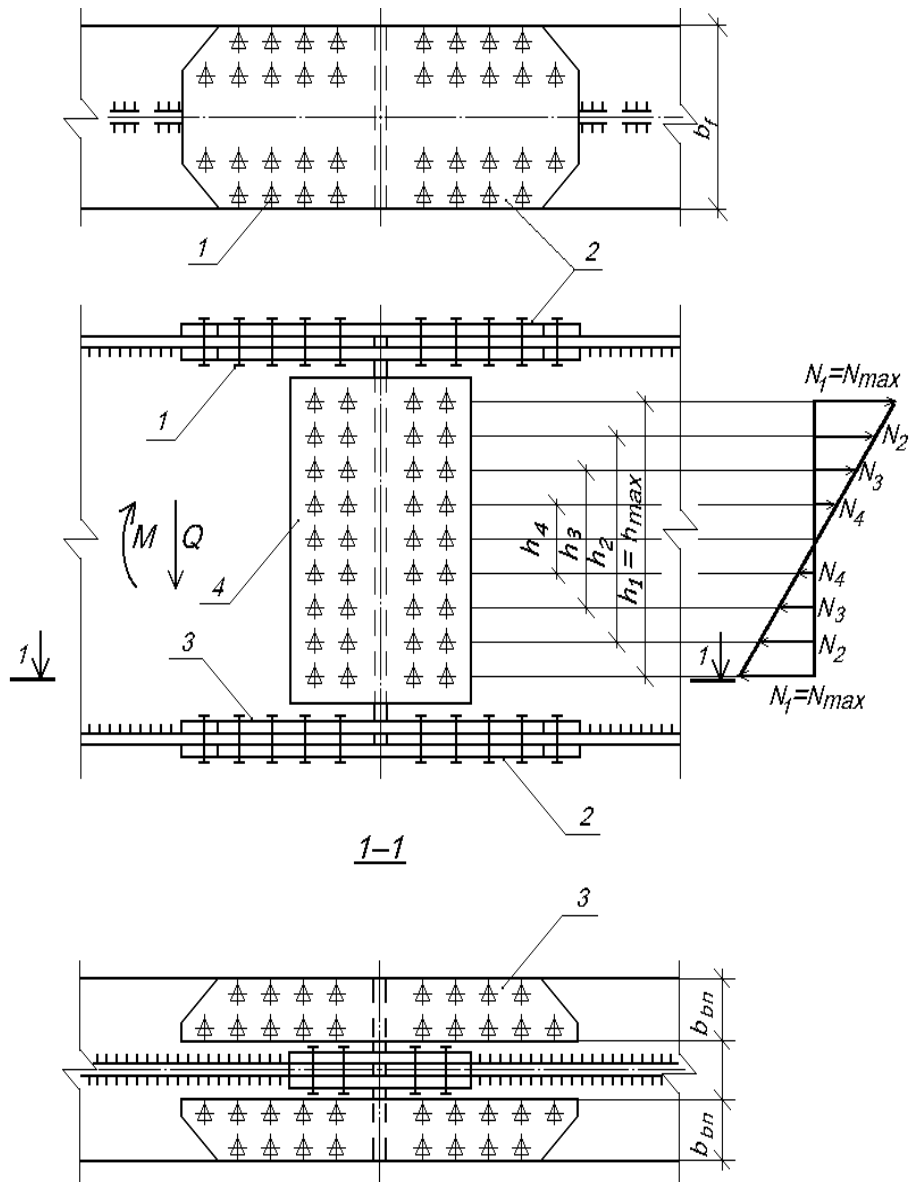


Рисунок 2.5 – Укрупнительный стык главной балки на высокопрочных болтах:

1 – высокопрочные болты; 2 – наружные накладки по поясам; 3 – внутренние накладки по поясам; 4 – накладки по стенке

M_n – часть максимального изгибающего момента, воспринимаемая поясами балки, равна $M_n = M_{max} I_f / I_x$;

h_f – расстояние между осями поясов (см. рисунок 2.1);

I_x, I_f, I_w – моменты инерции сечения балки, её поясов и стенки, соответственно, определяемые по формуле (2.12);

Q_{bh} – расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой плоскостью трения, стянутых одним высокопрочным болтом, определяют по формуле 2.48:

$$Q_{bh} = R_{bh} \gamma_b A_{bn} \mu n_s / \gamma_h, \quad (2.48)$$

где R_{bh} – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта классов прочности не менее 10.9, $R_{bh} = 0,7R_{bun}$, где R_{bun} – нормативное сопротивление болта, принимаемое по приложению К, таблица К.1, часть 1 МУ;

A_{bn} – площадь сечения болта по резьбе, принимаемая по таблице 2.6;

μ – коэффициент трения, принимаемый по таблице 2.7. В курсовом проекте значение μ можно принять при обработке (очистке) соединяемых поверхностей – дробемётной или дробеструйной двух поверхностей без консервации, по таблице 2.7;

n_s – число возможных плоскостей сдвига в болтовом соединении с высокопрочными болтами с контролируемым натяжением, при парных накладках $n_s = 2$;

γ_b – коэффициент условий работы фрикционного соединения, зависящий от числа n болтов, необходимых для восприятия расчетного усилия, и принимаемый 0,8 при $n < 5$; 0,9 при $5 \leq n < 10$; 1,0 при $n \geq 10$. В КП предварительно можно принять $n = 10$, уточнив γ_b после определения числа болтов по формуле (2.47);

γ_h – коэффициент при контроле натяжения болтов по моменту закручивания. Зависит от разности номинальных диаметров отверстий и болтов δ мм и вида нагрузки (статическая, динамическая), определяют по таблице 2.7. В КП значение γ_h можно принять $\gamma_h = 1,12$;

γ_c – коэффициент условий работы, $\gamma_c = 1$ по таблице 1 норм проектирования [3].

Таблица 2.6 – 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_{bn} , см ²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,59	5,60	8,16	11,20	14,72
Примечания 1. Площади сечения болтов диаметром свыше 48 мм следует принимать по действующим стандартам. 1. Размеры, заключенные в скобки, следует применять только в конструкциях опор ВЛ и ОРУ.										

Таблица 2.7 – Значения коэффициентов μ и γ_h

Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Коэффициент трения, μ	Коэф., γ_h при контроле натяжения болтов по моменту закручивания при разности номинальных диаметров отверстий и болтов δ , мм, при нагрузке	
		динамической и при $\delta=3-6$; статической и при $\delta=5-6$	динамической и при $\delta=1$; статической и при $\delta=1-4$
1	3	4	5
Дробеметный или дробеструйный двух поверхностей без консервации	0,58	1,35	1,12
Газопламенный двух поверхностей без консервации	0,42	1,35	1,12
Стальными щетками двух поверхностей без консервации	0,35	1,35	1,17
Без обработки	0,25	1,70	1,30
Примечание – При контроле натяжения болтов по углу поворота гайки значения γ_h следует умножить на 0,9.			

Стенка в стыке воспринимает часть M_w от максимального изгибающего момента M_{max} в главной балке M_{max} . M_w можно найти по формуле (2.49)

$$M_w = M_{max} I_w / I_x. \quad (2.49)$$

Максимальная величина горизонтального усилия N_{max} , возникающего от изгибающего момента M_w в крайних, расположенных по высоте стенки главной балки, высокопрочных болтах на накладках 4, (см. рисунок 2.5) не должна превосходить усилия, которое может воспринять один высокопрочный болт и определяют по формуле (2.50):

$$N_{max} = M_w h_{max} / (m \sum_{i=1}^n h_i^2) < Q_{bh}, \quad (2.50)$$

где h_i – расстояние между вертикально, симметрично расположенными относительно середины высоты стенки балки h_w , рядами болтов h_1, h_2, h_3, h_4 (см. рисунок 2.5);

m – число вертикальных рядов болтов на половине накладке 4 (по одну сторону оси стыка балки слева или справа), предварительно можно принять 2;

h_{max} – максимальное расстояние между крайними рядами болтов на стенке балки (см. рисунок 2.5).

Значение h_{max} следует принимать не более

$$h_{max} = h_w - 2k_f - 2,6d_o - 10 \text{ мм},$$

где h_w – высота стенки балки;

k_f – катет поясного шва;

d_o – диаметр отверстия обычно принимается на 2–3 мм больше диаметра стержня болта.

Для упрощения расчетов сумму $\sum_{i=1}^n h_i^2$ можно выразить через максимальное расстояние h_{max} и числа болтов – K в одном вертикальном ряду стыка на стенке балки, при равных расстояниях между осями болтов в одном вертикальном ряду (рисунок 2.5).

$$\sum_{i=1}^n h_i^2 = h_{max}^2 K(K+1) / (6(K-1)), \quad (2.51)$$

где K – число болтов в одном вертикальном ряду стыка, можно принять так, чтобы не учитывать ослабление сечения стенки балки отверстиями,

назначая расстояние между осями болтами по вертикали не менее $4d_o$ при высоте балки $h \leq 1,5\text{м}$; $5d_o$ при $1,5 < h < 3,0\text{м}$ и $6d_o$ при $h \geq 3,0\text{м}$, но не более $12t_n$. Толщину накладок t_n , обычно принимают, равной толщине стенки t_w балки (но не более t_w). При таком размещении болтов и толщине накладок 4, прочность стенки t_w балки и накладок 4 будет обеспечена. Болты следует размещать согласно требованиям п. 2)* и 3)* (**Основные правила устройства стыка на высокопрочных болтах**) (см. данные пункты выше в МУ).

Если болты будут сильно недогружены, то можно попробовать уменьшить число болтов в вертикальных рядах или число этих рядов (если это допустимо, с чѐтом перечисленных выше требований).

Ширину сечения внешней накладки 2 по поясу (см. рисунок 2.5) принимают равной ширине пояса балки b_f . Ширину сечения каждой внутренней накладки 3 по поясу b_{bn} назначают кратной 10 мм, её можно принять не более $b_{bn} = (b_f - t_w - 2k_f - \delta)/2$; где k_f – катет поясного шва главной балки, $\delta = 10\text{мм}$. Толщины накладок 2 и 3, в первом приближении, можно принять $t_n = (0,6 \div 0,7) t_f$ (с округлением полученной толщины t_n в большую сторону) и соответствующими толщинам полос сортамента горячекатаного широкополосного универсальной проката (см. приложение Е, таблица Е.1, часть 1 МУ). Болты размещают симметрично так, чтобы не было внецентренного нагружения накладок.

Если площадь сечения, ослабленного отверстиями пояса A_{fn} или суммарная площадь сечения перекрывающих его накладок 2 и 3 A_n составляет $A_{fn} \geq 0,85A_f$ или $A_n \geq 0,85A_f$ (где A_f полная площадь сечения пояса), то прочность этих элементов можно не проверять.

Пояс наиболее напряжѐн у концов накладок 2 и 3. Площадь ослабленного сечения пояса в этом месте A_{fn} должна удовлетворять условию $A_{fn} = t_f (b_f - 2d_o) \geq 0,85A_f$ (для случая, показанного на рисунке 2.5, сечение, проходящее только через два отверстия по краю накладок 2 и 3). Накладки 2

и 3 наиболее нагружены посередине их длины. Площадь их ослабленного сечения A_{nnak} должна удовлетворять условию

$A_{nnak} = t_n (b_f + 2b_{bn} - 8d_o) \geq 0,85A_f$ (для сечения проходящего через четыре отверстия по накладкам 2 и 3, показанного на рисунке 2.5)

Если площадь сечения ослабленных накладок 2 и 3 окажется $A_{nnak} < 0,85 A_f$, то в курсовом проекте допускается, не выполнять проверки прочности, накладок, а увеличить их толщину t_n по сравнению с ранее принятой.

Если площадь сечения пояса балки A_{fn} по краю сечения накладок 2 и 3, ослаблена четырьмя отверстиями под болты (при другом размещении болтов в отличии от показанного на рисунке 2.5), окажется меньше $A_{fn} = t_f (b_f - 4d_o) < 0,85 A_f$, то надо разместить болты так, чтобы с края поясных накладок 2 и 3 на поясе было два болта (как показано на рисунке 2,5). Если, при этом, площадь сечения пояса, ослабленного двумя отверстиями, окажется тоже меньше $A_{fn} < 0,85 A_f$, то, его необходимо проверить по условной площади $A_c = 1,18 A_{fn}$.

5.2.18 Сопряжение балок

(расчеты по этому пункту выполняют по согласованию с преподавателем, ведущим курсовое проектирование)

При этажном опирании балок настила 2 (рисунок 2.6а) необходимо проверить устойчивость стенки опирающейся балки настила 2 по формуле:

$$Q / (b t \varphi) \leq R_y \gamma_c, \quad (2.52)$$

где Q – опорная реакция опирающейся прокатной балки настила 2, равная в нашем случае максимальной поперечной силе балки настила 2 нормального варианта (см. формулу (1.12) часть 1);

R_y – расчетное сопротивление стали балок настила 2 (см. часть 1 МУ).

$b = Q / (R_y t) + h_w / 4$ – ширина стенки опирающейся балки настила 2, воспринимающая опорную реакцию;

h_w и t – высота и толщина стенки опирающейся прокатной балки настила 2 (см. часть 1 МУ);

$$h_w = h - 2(t_f + R),$$

h , t_f , R – соответственно, высота, толщина пояса и радиус закругления принятой прокатной балки настила 2 для нормального варианта балочной площадки (см. часть 1 МУ);

φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по приложению М, таблица М.1, часть 1 МУ в зависимости от гибкости.

$$\lambda = 0,7 \sqrt{12} h_w / t,$$

где h_w и t – см. пояснения выше.

Если условие (2.52) не выполняется, необходимо поставить односторонние поперечные ребра у концов опирающихся прокатных балок настила 2 в соответствии с требованиями (2.27) и (2.27.1), а лучше по нормам [18, с.257–262].

Если условие (2.52) выполняется, то необходимо проверить пояс главной балки 3 на отгиб.

При этом можно принять, что опорное давление опирающейся прокатной балки настила 2 равномерно распределено от конца балки на участке a , равном

$$a = Q / (R_y \gamma_c t).$$

Величина a не должна превышать половины ширины пояса 3 главной балки в уменьшенном сечении ($0,5b'_f$). В противном случае у конца опирающейся прокатной балки 2 необходимо устанавливать двусторонние ребра по нормам [18, с.257–262] или формулам (2.26) и (2.27.1).

Изгибающий момент в поясе главной балки определяют по формуле:

$$M_n = R_y \gamma_c t a^2 / 2. \quad (2.53)$$

Если $a > 0,5b'_f$, в формулу (2.53) вместо значения a необходимо подставить значение $0,5b'_f$.

Прочность пояса на отгиб проверяют, принимая, что длина участка

$$M_n / W_n < R_{yf} \gamma_c, \quad (2.54)$$

где R_{yf} – расчетное сопротивление стали пояса 3 главной балки.

Если возможен отгиб пояса 3 главной балки (то есть условие (2.54) не выполняется), то в местах опирания балок настила 2 устанавливаются двусторонние поперечные ребра в главной балке (см. рисунок 2.3, сечение 1 – 1 (вариант 1) данных МУ).

При этажном опирании балок настила 2 на главную балку (рисунок 2.6 а), в местах, где под балками настила установлены поперечные ребра на стенке главной балки, и при отсутствии плотной пригонки поперечных ребер к верхнему поясу 3 главной балки, необходимо проверить двусторонние угловые сварные швы, которыми поперечные ребра приварены к поясу главной балки по формуле (2.55):

$$Q / A_w \leq R_{wm}, \quad (2.55)$$

где $A_w = 2l_w k_f$ – площадь смятия шва;

$l_w = b_h - 50$ мм – длина участка шва с учетом среза ребра и непроваров шва (рисунок 2.3), если $l_w < 40$ мм, необходимо увеличить b_h так, чтобы $l_w \geq 40$ мм и проверить условие (2.27.1) или плотно пригнуть ребро к верхнему поясу 3 главной балки без сварки;

b_h – ширина поперечного ребра, определяемая по формулам (2.26) и (2.27);

k_f – желательно принимать минимальным.

R_{wm} – минимальное расчетное сопротивление углового сварного шва условному срезу. Его величину можно принять таким же, каким оно было найдено для расчета по формуле (2.46).

Кроме того, необходимо проверить прочность поперечного ребра при сжатии по ослабленному сечению по формуле (2.55.1):

$$Q / A_s \leq R_y \gamma_c, \quad (2.55.1)$$

где $A_s = b_{hn} t_s = (b_n - 40) t_s$ – при отсутствии плотной пригонки;

R_y – расчетное сопротивление стали листового проката поперечных ребер.

Одностороннее ребро жесткости, расположенное в месте приложения к верхнему поясу сосредоточенной нагрузки, следует рассчитывать, как внецентренно сжатую стойку в соответствии с рекомендациями п.8.5.10 норм проектирования [3]. По разрешению руководителя курсового проекта этот расчет можно не выполнять.

При сопряжении в одном уровне (рисунок 2.6 б) и пониженном (рисунок 2.6 в) вначале определяют в первом приближении число болтов для крепления балок настила 2 (рисунок 2.6 б) или вспомогательных балок 6 (рисунок 2.6 в) по формуле (2.56)

$$n = 1,2Q / N_b , \quad (2.56)$$

где 1,2 – коэффициент, учитывающий момент, воспринимаемый болтовым соединением;

N_b – минимальная несущая способность болта при срезе или смятии в болтовом соединении можно определить по формулам:

$$N_{bs} = R_{bs} \gamma_b A n_s \gamma_c, \quad (2.57)$$

$$N_{bsm} = R_{bp} \gamma_b d \sum t \gamma_c, \quad (2.58)$$

где R_{bs} , R_{bp} – расчетные сопротивления болтов, соответственно, при срезе, при смятии (см. приложение В, таблица В.1, часть 1 МУ), при сопряжениях по рисункам 2.6 б и 2.6 в, для балок настила 2 необходимо использовать сталь С255, как для сварных балок;

d – наружный диаметр стержня болта по таблице 2.6;

$A = \pi d^2 / 4$ – расчетная площадь сечения стержня болта;

$\sum t$ – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении, первоначально может приниматься по толщине ребра жёсткости t_s главной балки (2.27.1), предполагая, что толщина накладки 8 (рисунок 2.6 б) будет не меньше;

n_s – число расчетных срезов болта (в нашем случае $n_s = 1$);

γ_b – коэффициент условий работы соединения, принимаемый по п.14.3.4 норм проектирования [3], в курсовом проекте можно принимать $\gamma_b = 0,9$.

При разных сталях в соединяемых элементах минимальную несущую способность на смятие могут иметь элементы с большей толщиной, но меньшим расчетным сопротивлением.

Высоту накладки $8 - l$ (рисунок 2.6 б) следует принимать меньшей из двух условий по формулам (2.58.1) или (2.58.2):

1) крепления к стенке балки настила

$$l_1 \leq h - 2(t_f + R), \quad (2.58.1)$$

где t_f и R – толщина пояса и радиус перехода от пояса к стенке прокатной балки настила 2;

2) примыкания к ребру 4

$$l_2 \leq h - 2(t_f + k_{f2}) - 5 \text{ мм}, \quad (2.58.2)$$

где t_f – толщина пояса 3 главной балки;

k_{f2} – катет углового сварного шва крепления ребра 4 к поясу 3 главной балки, для уменьшения k_{f2} возможны и двусторонние швы (см. расчеты по формуле (2.55)).

Расстояние между крайними болтами по вертикали (рисунок 2.6 б) принимают по формуле (2.58.3):

$$h_1 \leq l - 4d_o, \quad (2.58.3)$$

где d_o – диаметр отверстия, принимается на 2 – 3 мм больше диаметра стержня болта d .

Расстояние от оси стенки главной балки до оси болтов 7 (рисунок 2.6 б)

$$e_1 \geq 1,5 d_o + 0,5t_w + k_{f1} + 5 \text{ мм}, \quad (2.58.4)$$

где t_w – толщина стенки главной балки;

k_{f1} – катет углового сварного шва крепления ребра 4 к стенке главной балки.

Расстояние от оси стенки главной балки до края прокатной балки настила (рисунок 2.6 б)

$$e_2 \geq 0,5b_f + 15 \text{ мм}, \quad (2.58.5)$$

где b_f – ширина пояса 3 главной балки.

Нахлест с накладки 8 на стенку прокатной балки настила 2 (рисунок 2.6 б) можно принять по формуле (2.58.6)

$$c \geq 5t_{min}, \quad (2.58.6)$$

где t_{min} – меньшая из толщин стенки прокатной балки настила 2 или накладки 8 (толщину накладки 8 можно первоначально принять по толщине ребра 4, t_s , но не менее $0,04l$ и не менее $0,04 e_2$ для её устойчивости).

Законструировав в первом приближении сопряжения балок, следует выполнить следующие проверки.

1. Проверить несущую способность болтового соединения по формуле (2.59)

$$0,9 N_b / \sqrt{(1/n)^2 + (e_1 / W)^2} \geq Q; \quad (2.59)$$

$$W = \frac{n^2}{\sum_{i=1} h_i} h,$$

где h_i – расстояние между парами соответствующих болтов (рисунок 2.5 и 2.6 б);

Q – см. пояснения к формуле (2.52).

2. Проверить прочность стенки балки 2 на действие изгибающего момент $M = Qe_2$ для узла по рисунку 2.6 б

$$Qe_2 / [(l^2 t / 6) + 0,58 c t l] \leq 0,8 R_y \gamma_c, \quad (2.60)$$

где t – толщина стенки прокатной балки настила 2 ;

3. На этот же момент должна быть проверена прочность накладки 8 (рисунок 2.6 б.)

$$6Qe_2 / (l^2 t_n) \leq 0,5R_y \gamma_c, \quad (2.61)$$

где t_n – толщина накладки 8.

4. Прочность накладки 8 на срез

$$1,5 Q \alpha / (l t_n) \leq R_s \gamma_c, \quad (2.62)$$

где $\alpha = s / (s - d_o)$;

s – шаг отверстий в одном вертикальном ряду;

d_o – диаметр отверстия.

5. Прочность швов крепления накладки 8 на сдвиг и изгиб

$$\sqrt{(Q / (2l_w k_{f3}))^2 + (6Q e_3 / (2l_w^2 k_{f3}))^2} \leq 0,8R_{wm} \gamma_c, \quad (2.63)$$

где $l_w = l - 1 \text{ см}$;

$e_3 = e_2 + 0,5c$;

k_{f3} – катет швов крепления накладки 8.

Если условие (2.63) не выполняется при максимально возможных $k_{f3} \leq t$, то следует учесть расстояние между швами c , определяя напряжения по формулам (124), (125) [4], где коэффициенты γ_{wf} и γ_{wz} принять равными единице, и суммируя геометрически напряжения от сдвига и изгиба, когда угол между их направлениями $\neq 90^\circ$. При необходимости расстояние c можно увеличить.

При креплении балок настила 2 к поперечным рёбрам 4 (рисунки 2.6 б и 2.6 в) их размеры должны соответствовать не только требованиям (2.26) и (2.27.1), но и условиям размещения на рёбрах отверстий для крепления балок настила по формуле (2.64)

$$b_h \geq 3d_o + k_{f1} + 5 \text{ мм}. \quad (2.64)$$

Если определённое по формуле (2.64) и округлённое в большую сторону до кратного 1 см значение b_h окажется больше определённого ранее по формуле (2.26), необходимо проверить толщину ребра 4 по формуле (2.27.1). Ребро 4 и швы его крепления к стенке 1 главной балки (рисунки 2.6 а, б, в) должны, работая при сдвиге, воспринимать опорную реакцию балки настила на максимальной рабочей длине $85\beta_f k_{f1}$. Как правило, конструктивно назначаемые минимальные размеры рёбер и швов их крепления к стенке 1 главной балки, имеют достаточную прочность, поэтому в курсовом проекте, по согласованию с руководителем, их можно не проверять.

При компоновке главных балок необходимо соблюдать следующие технологические и конструктивные мероприятия:

1. не использовать гильотинную резку свободных кромок поясных листов (применять для поясных листов универсальный широкополосный листовой прокат);

2) к растянутым поясам и наиболее растянутым зонам стенки не примыкать на сварке никакие детали (например, поперечные ребра жесткости).

Условие 2 при наличии ребер жесткости может быть, по-видимому, выполнено при не слишком больших толщинах стенки ($< 20 \text{ мм}$), если ребра жесткости не доводятся до растянутого пояса на 60...80 мм.

5.12.19 Указания на технико-экономическое обоснование принимаемых инженерных решений

Если в задании на курсовой проект не оговорена сталь для главной балки, то максимальное расчетное сопротивление стали балки R_y находят по формуле (2.6).

По приложению А, таблица А.1 (часть 1 МУ) предварительно, принимают ту сталь, у которой $R_y \leq R_y$, найденного по формуле (2.6) для листового проката с толщиной до 20 мм.

Эта сталь будет наиболее эффективной при предварительно принятой условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w$ балки.

Рекомендации по назначению $\bar{\lambda}_w$ (см. указания к формуле (2.6)).

Толщину полок, из листового проката, в составных сварных балках желательно принимать, минимально необходимой по условиям расчета (с округлением толщин листов в большую сторону и отвечающим толщине листового проката по ГОСТ), и не менее толщины листового проката для стенки. При толщине листов от 10 до 20 мм расчетные сопротивления R_y листового проката из сталей С255, С345, имеют большее значение, чем при толщинах более 20 мм, за счет этого может быть получен дополнительный экономический эффект.

Одним из важных условий сокращения удельного расхода наплавленного металла в конструкциях при выполнении конструктивных и слабонагруженных угловых швов является назначение минимальных катетов швов в соответствии с таблицей И.1 (см. часть 1 МУ).

При проектировании сварных соединений с угловыми швами необходимо учитывать, что количество наплавленного металла пропорционально квадрату катета шва. Поэтому завышение катета шва k_f даже на 1 мм приводит к значительному перерасходу наплавленного металла.

Из двух расчетных сечений катетов угловых сварных швов k_f принимают тот, который будет иметь больший требуемый катет сварного шва k_f (при одинаковых расчетных длинах сварных швов) и который должен быть принят окончательно не меньше минимального установленного нормами проектирования.

При выборе способов электродуговой сварки для стыковых и угловых швов необходимо учитывать, что автоматическая сварка под слоем флюса отличается наибольшей производительностью при положении сварного шва в лодочку и в нижнем положении. Вид такой сварки и при таком положении сварных швов рекомендуется для прямолинейных швов большой протяженностью. Полуавтоматическая сварка несколько менее производительна, чем автоматическая сварка. Но она весьма эффективна при выполнении прямолинейных коротких и криволинейных швов в нижнем и наклонном положениях и реже – в вертикальном положении. Ручная сварка штучными электродами – наиболее маневренная. Её рекомендуется применять для выполнения различных швов во всех пространственных положениях преимущественно в монтажных условиях. Ручная сварка применяется для выполнения швов в труднодоступных местах, при постановке сборочных прихваток и т. д.

План-график выполнения задания второй части КП

Таблица 2.8 – Примерный календарный план выполнения второй части КП

Этапы выполнения	Недели				
	4,5- 5,5	5,5- 7	7-8	8-9	9-10
Определение расчетных усилий в балке. Подбор сечения балки.					
Проверка скомпонованного сечения балки. Проверка прогиба балки. Изменение сечения балки.					
Проверка прочности балки. Проверка максимальных касательных напряжений. Проверка общей устойчивости балки. Проверка местной устойчивости поясных листов.					
Проверка местной устойчивости стенки балки при $\sigma_{loc} = 0$. Проверка местных напряжений. Проверка местной устойчивости стенки балки при $\sigma_{loc} \neq 0$.					
Расчет поясных швов главной балки. Расчет и конструирование опорной части балки. Укрупнительный стык балки на высокопрочных болтах. Сопряжение балок.					

6 Критерии оценивания проекта

Критерии оценивания проекта описаны в первой части методических указаний.

7 Порядок защиты проекта

Порядок защиты проекта описан в первой части методических указаний.

8. Список рекомендуемой литературы

Основная литература

1. Металлические конструкции: учебник для студ. учреждений высш. проф. образования / [Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.]; под ред. Ю.И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – М.: Издательский центр «Академия», 2011 (2008). – 688с. – (Сер. Бакалавриат).

Дополнительная литература

2. Металлические конструкции В 3 т. Т.1. Элементы конструкций: Учебник для строительных вузов / В.В. Горев, В.В. Филиппов и др.; Под редакцией В.В. Горева – 2-е изд., перераб. и доп. – М: Высшая школа, 2001. – 551с.

3. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Мин. строит. ЖКХ РФ. – М: 2017. – 168 с.

4. СНиП 11-23-81*. Стальные конструкции. – М: Стройиздат, 2010. – 96 с.

5. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Мин. строит. ЖКХ РФ. – М.: 2016. – 89 с.

6. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М: Стройиздат, 2010. – 44с.

7. Металлические конструкции (справочник проектировщика). В 3 т / Под ред. В.В. Кузнецова – М: АСВ, 1998 – 1999.

8. Металлические конструкции. Вопросы и ответы. Учебное пособие для вузов / В.В. Бирюлев, А.А. Кользеев, И.И. Крылов, Л.И. Стороженко – М: АВС, 1994. – 336 с.

9. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Е.И. Беленя, В.А. Балдин и др.; Под общей редакцией Е.И. Беленя. – 6-е изд., перераб. и доп. – М: Стройиздат, 1985. – 560с.

10. Муханов К.К. Металлические конструкции. Учебник для вузов. Изд. 3-е, испр. и доп. – М: Стройиздат, 1978. – 572с.
11. Лихтарников Я.М. и др. Расчет стальных конструкций (справочное пособие). – Киев: Будівельник, 1976. – 352с.
12. Михайлов А.М. Металлические конструкции в примерах. – М: Стройиздат, 1976. – 320с.
13. Шестак Г.А. Стальные конструкции. – М: Стройиздат, 1968.
14. Тахтамышев А.Г. Примеры расчёта стальных конструкций. 2-е изд., перераб. – М: Стройиздат, 1978. – 239с.
15. Мандриков А.П. Примеры расчёта металлических конструкций. – М: Стройиздат, 1991.
16. Абаринов А.А. Составление детализованных чертежей металлических конструкций. – М.:Стройиздат, 1978. – 90с.
17. Лихтарников Я.М. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. – М.:Стройиздат, 1979. – 319с.
18. Васильченко В. Т. и др. Справочник конструктора металлических конструкций. 2-е изд.– Киев: Будівельник, 1990. – 312 с.

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
по выполнению курсового проекта по дисциплине
«Металлические конструкции, включая сварку»
для студентов (бакалавров) по направлению «Строительство»
08.03.01 «Промышленное и гражданское строительство»
Часть 2

Составитель Гаврилова А. И.

Изд. лиц. Подписано к печати
Формат 60×84 1/16 Усл. п. л. 2.6 Уч. – изд. л. 2.3
Бумага газетная. Печать офсетная. Заказ №. Тираж 50.
СКФУ, ИИ
355029, г. Ставрополь, пр. Кулакова, 2

Отпечатано в типографии СКФУ
Издательство Северо-Кавказского Федерального
Университета

**МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ
ФЕДЕРАЦИИ**
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО
ПРОЕКТА ПО ДИСЦИПЛИНЕ**
(Металлические конструкции, включая сварку)
Часть 2

Направление подготовки	08.03.01 Строительство
Направленность (профиль)	Промышленное и гражданское строительство
Квалификация	бакалавр
Форма обучения	очная, заочная

Ставрополь

Методические указания составлены в соответствии с требованиями ГОС ВПО для бакалавров по направлению «Строительство» 08.03.01 «Промышленное и гражданское строительство» и программы дисциплины «Металлические конструкции, включая сварку».

Методические указания к курсовому проекту состоят из трех частей.

В третьей части методических указаний к курсовому проекту по дисциплине «Металлические конструкции, включая сварку» приводятся рекомендации по обоснованию расчетных схем центрально-сжатых колонн, их типов сечений и сопряжений. Компонировка и расчет стержней составных сплошных сварных и сквозных центрально-сжатых колонн, а также баз и оголовков колонн разных типов.

Методические указания могут быть использованы при проведении практических занятий и выполнении самостоятельной работы студентов. В методических указаниях особое внимание уделено повышению эффективности и качества проектирования металлических конструкций, технико-экономическому обоснованию принимаемых решений.

Составитель:

Гаврилова А.И., доцент.

Содержание

Введение	4
1. Цель, задачи и реализуемые компетенции.	4
2. Формулировка задания и его объем.	4
3. Структура проекта.	4
4. Общие требования к написанию и оформлению проекта.....	4
5. Последовательность выполнения задания третьей части	5
5.3 Центрально-сжатая колонна.	5
5.3.1 Сечения составных центрально-сжатых колонн.	5
5.3.2 Обоснование закреплений колонн, расчетных схем и расчетных длин.	5
5.3.3 Выбор типа сечения колонны.	11
5.3.4 Подбор и проверки сечения сплошной колонны.	16
5.3.5 Определение размеров сечения сквозной колонны.	20
5.3.6 Конструирование и расчет базы колонны.	28
5.3.7 Конструирование и расчет оголовка колонны.	45
5.3.8 Указания на технико-экономическое обоснование принимаемых существенных инженерных решений.	58
6. Критерии оценивания проекта.	59
7. Порядок защиты проекта.	59
8. Список основной и дополнительной литературы.	60

Введение

Выполнению курсового проекта по металлическим конструкциям, включая сварку, предшествует изучение студентами таких общепрофессиональных дисциплин, как: «Современные материалы в строительстве», «Основы расчета строительных конструкций» и профессиональных дисциплин: «Механика грунтов, основания и фундаменты», «Архитектура гражданских и промышленных зданий и сооружений».

Знания этих дисциплин и являются той базой, которая помогает студентам в выполнении курсового проекта.

1 Цель, задачи и реализуемые компетенции

Цель, задачи и реализуемые компетенции приведены в 1 части методических указаний.

2 Формулировка задания и его объем

Формулировка задания и его объем приведены в 1 части методических указаний.

3. Структура проекта

Структура проекта приведена в 1 части методических указаний.

4 Общие требования к написанию и оформлению проекта

Общие требования к написанию и оформлению проекта приведены в 1 части методических указаний.

5. Последовательность выполнения задания третьей части

5.3 Центрально-сжатая колонна

5.3.1 Сечения составных центрально-сжатых колонн

В курсовом проекте рекомендуется запроектировать колонну составного сечения сплошностенчатую, двутаврового сечения, составленную из трех листов (рисунок 3.1, а), или сквозного сечения (рисунок 3.1, б, в, г). Такие сечения наиболее распространены в металлических конструкциях, они достаточно рациональны в конструктивном и экономическом отношении и позволяют ознакомить студентов с проектированием современных металлических конструкций.

Ветви сквозных колонн могут выполнять из прокатных швеллеров, двутавров или уголков и соединяются планками (рисунок 3.3, а). При расстоянии между ветвями $b > 800$ мм, ветви лучше соединять решеткой из уголков. В курсовом проекте можно использовать планки и при $B > 800$ мм.

5.3.2 Обоснование закреплений колонн, их расчетных схем и расчетных длин

Закрепления колонн должны соответствовать условиям эксплуатации и должны обеспечивать наиболее рациональные конструктивные решения. Для закрепления колонн используются их жесткие соединения с фундаментом, связи, балки, жесткие настилы.

Расчетная схема зависит от способа закрепления колонны в фундаменте конструкции связей, а также способа прикрепления балок и настила (рисунок 3.2).

В том случае, когда возможна установка связей, например, при неограниченной высоте перекрытия, и когда установка связей экономически целесообразна. Например, когда расстояние между колоннами небольшое, меньше $1,4 l$ (l – геометрическая длина колонны, определяемая по формуле (3.2)), целесообразно закрепить хотя бы верхние части колонн от смещения,

присоединив их с помощью связей к соседним фундаментам. Верхнюю часть колонны в этом случае можно принимать шарнирно закрепленной от смещения (рисунок 3.2, а, б), так как шарнирное сопряжение балок с колоннами, принятое нами ранее, и присоединение связей практически не препятствуют повороту. Для упрощения конструкции базы и монтажа в этом случае целесообразно принимать шарнирное соединение колонны с фундаментом (рисунок 3.2, а). Жесткое сопряжение колонны с фундаментом (рисунок 3.2, б) может быть целесообразным в том случае, когда гибкость колонны велика, например, когда ее сечение подбирают по предельной гибкости.

Для уменьшения расчетных длин колонн при расстоянии между ними меньше $0,7 l$ может оказаться целесообразным закрепление от смещения не только их верхних, но и средних частей (рисунок 3.2, в).

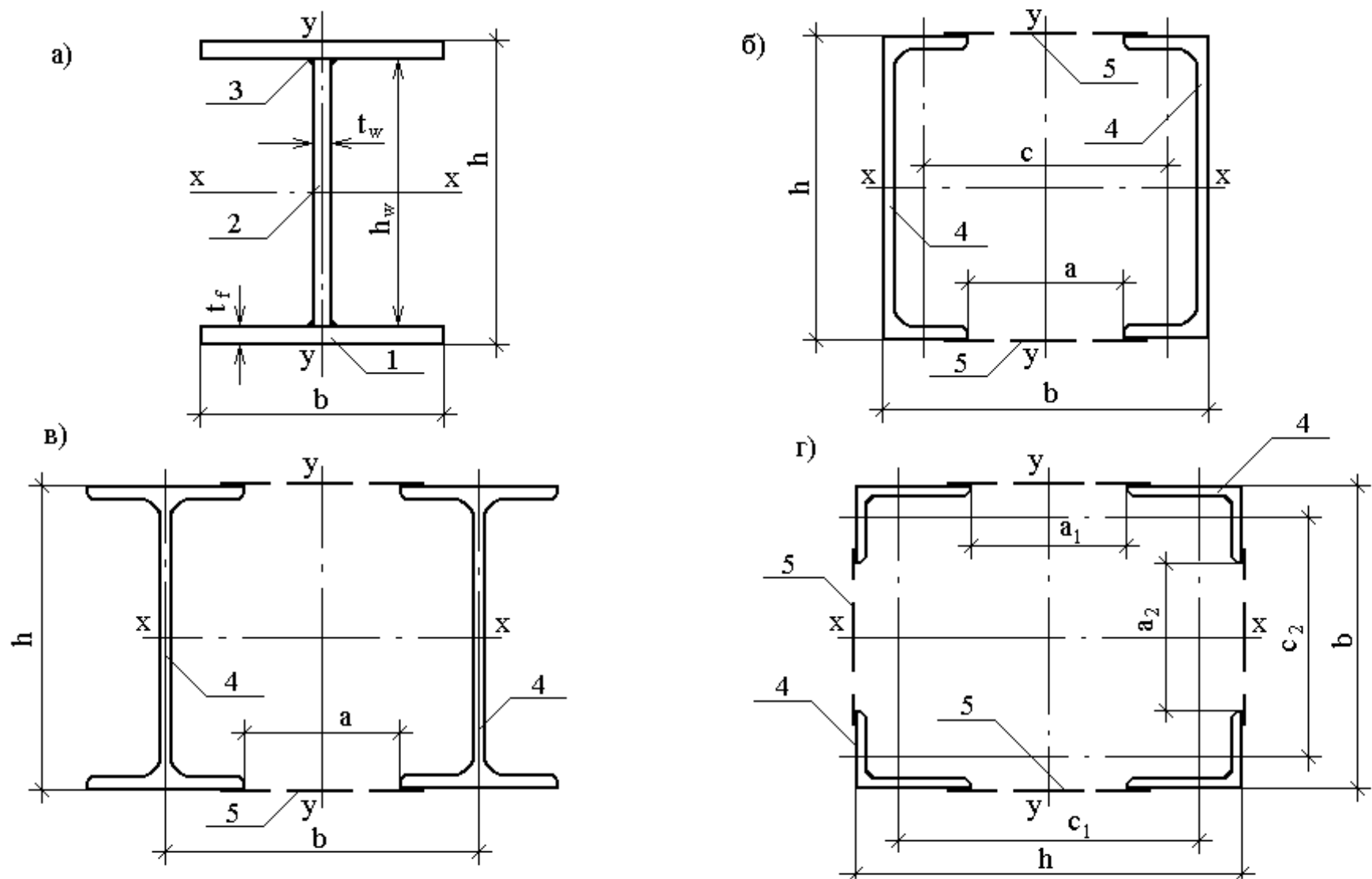


Рисунок 3.1 – Сечения составных колонн (все представленные типы сечений колонн относятся к типу – b в соответствии с таблицей 7 [3]: а) – сплошное двутавровое из трех листов; б) – сквозное двухветвевое из швеллеров; в) – сквозное двухветвевое из двутавров; г) – сквозное четырехветвевое из углов: 1 – пояс; 2 – стенка; 3 – сварные швы; 4 – ветви; 5 – планки

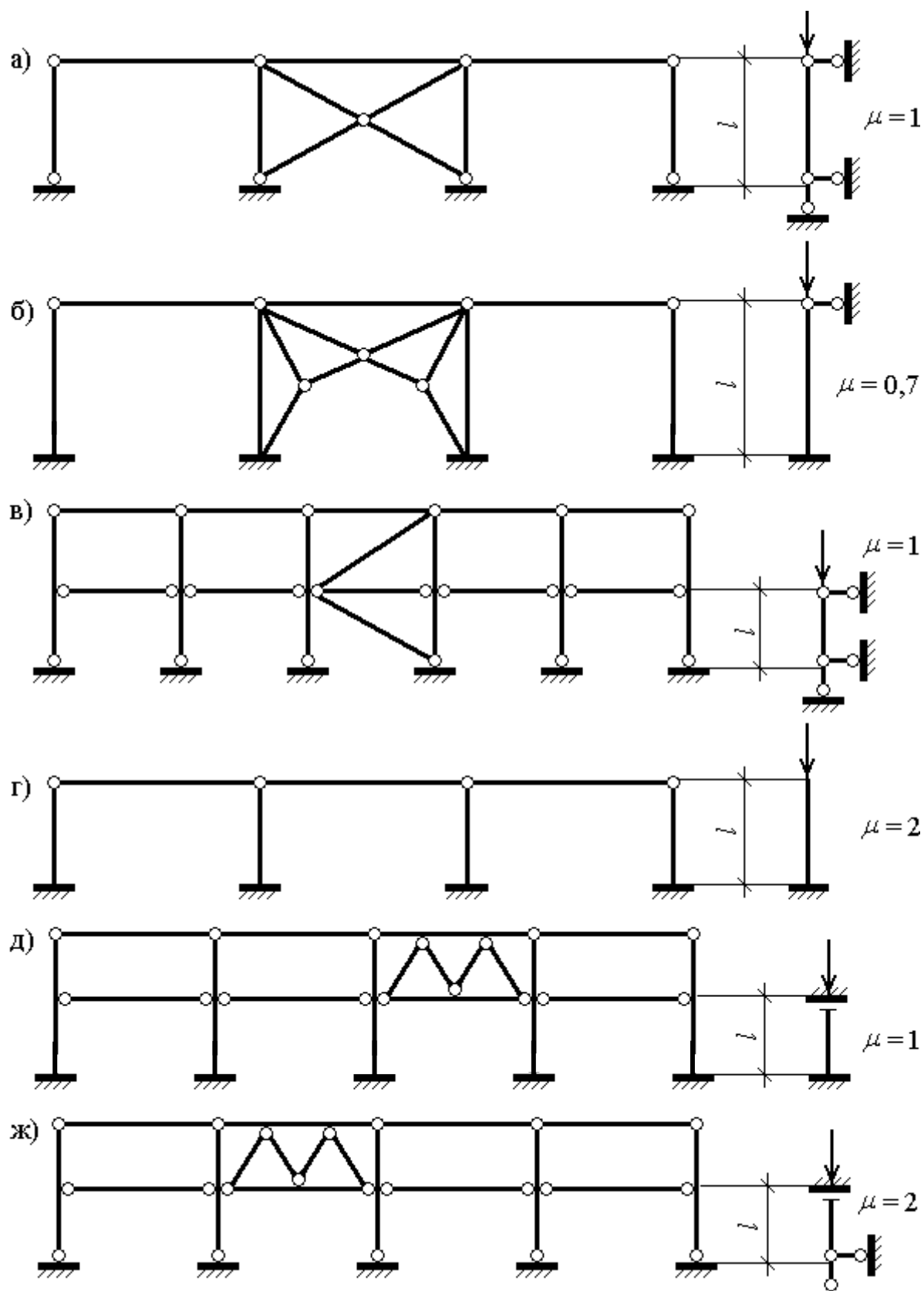


Рисунок 3.2 – Конструктивные и расчетные схемы закрепления колонн

Если установка связей невозможна (например, при ограниченной высоте перекрытия) или нерациональна (например, расстояние между колоннами больше $1,4 l$), то при шарнирном сопряжении балок и колонн их верхнюю часть при одинаковой загруженности колонн следует рассматривать как незакрепленную от смещения (свободную) (рисунок 3.2, г). Так как при одновременной потере устойчивости колонны не будут подкреплять друг друга. Для обеспечения геометрической неизменяемости системы в этом случае необходимо жесткое соединение хотя бы части колонн с фундаментом. Обычно для унификации все колонны соединяются с фундаментами в рассматриваемом направлении жестко.

Если $l \leq 0,7 B$ (смотри рисунки 1.1 и 1.2), то для уменьшения расчетной длины колонны при ограниченной высоте перекрытия целесообразно уменьшить возможный поворот верха колонны с помощью связей, устанавливаемых в габарите строительной высоты перекрытия (рисунки 3.2, д, ж). Наиболее просто это выполняется в плоскости, перпендикулярной плоскости главных балок, так как часть строительной высоты перекрытия, не использованная в этой плоскости для размещения главных балок, позволяет законструировать достаточно жесткие по сравнению с колоннами связи. Если их погонная жесткость в 5 и более раз больше погонной жесткости колонн (что обычно вполне возможно при длине $l \leq 0,7 B$), можно считать, в первом приближении, что верхний конец колонны закреплен от поворота на уровне нижней распорки связей. В этом случае при жестком соединении колонны с фундаментом достигается существенное уменьшение расчетной длины (рисунок 3.2, д), однако, иногда может оказаться рациональным и шарнирное соединение колонны с фундаментом (рисунок 3.2, ж). Размещения связей между колоннами по рисункам 3.2, д и 3.2, ж можно рекомендовать, когда балки настила расположены по осям колонн, (смотри схему расположения балок в нормальном варианте, часть 1, т. е., когда общее число шагов балок настила принято нечетным).

После подбора сечения колонн и связей по значениям , указанным на рисунках 3.2, д или 3.2, ж, следует по п. 10.3 СП [3] уточнить значение . По согласованию с руководителем курсового проекта уточнение можно не выполнять.

Следует иметь в виду, что рекомендуемые закрепления колонн могут оказаться нерациональными и недостаточными при получающихся малых и больших гибкостях.

Часто бывает целесообразно принимать отличающиеся расчетные схемы колонны в плоскости главных балок и в перпендикулярной плоскости.

Расчетные длины колонны в плоскости главных балок и перпендикулярной плоскости определяются по формулам:

$$\begin{aligned} l_{x\text{ef}} &= \mu_x l_x, \\ l_{y\text{ef}} &= \mu_y l_y, \end{aligned} \quad (3.1)$$

где $l_{x\text{ef}}$, $l_{y\text{ef}}$, l_x , l_y – соответственно расчетные и геометрические длины в двух взаимно перпендикулярных плоскостях;

μ_x , μ_y – коэффициенты приведения геометрических длин колонны к расчетным длинам, принимаемые в зависимости от расчетных схем во взаимно перпендикулярных плоскостях (рисунок 3.2).

Геометрическую длину колонны для случаев, когда ее средняя часть не закреплена связями (рисунок 3.2, а, б, г, д, ж), можно определить по формуле:

$$l = H_b + H_f, \quad (3.1.1)$$

где H_b – отметка низа главной балки (рисунки 1.1; 1.2, часть 1); $H_b = H - t_n - h_1 - h - a$, (м)

здесь H – отметка верха настила (смотри задание);

t_n – толщина настила (смотри п. 4.1.1, часть 1);

h_1 – высота сечения прокатной балки настила (смотри приложения Г, Д, часть 1, $h_1 = h$);

h – высота сечения главной балки (часть 2);

$a = 0,02$ м (часть 2, п. 4.2.16);

H_f – отметка низа плиты базы колонны (рисунки 1.1; 1.2), принимается на $0,4 \div 0,6$ ниже нулевой отметки. Для рассматриваемой далее конструкции базы колонны с ребрами или траверсами в курсовом проекте можно принять в запас $H_f = 0,6$ м.

Геометрические длины колонны для случаев, когда ее средняя часть закреплена связями (рисунок 3.2, в), принимают равными расстояниям между точками закрепления связями. При шарнирном соединении колонны с фундаментом рационально принимать равные расстояния от средних узлов связей до концов колонны.

Так как обычно пролет главных балок больше шага колонн в перпендикулярном направлении, и расчетная длина в плоскости главных балок не меньше расчетной длины колонны в перпендикулярной плоскости, то обычно

$$l_{xef} = l_{max}, \text{ а } l_{yef} = l_{min} \quad (3.2)$$

5.3.3 Выбор типа сечения колонны

Продольная сила в колонне может быть определена по формуле:

$$N = \sum B + G, \quad (3.3)$$

где $\sum B$ – сумма опорных реакций балок, опирающихся на колонну;

G – вес колонны и связей, который в курсовом проекте можно определить по формуле $G = 0,001 \sum B H$, где G и $\sum B$ – в килоньютонах, а H – в метрах;

H – отметка верха настила по заданию.

Сталь для колонны, если она не оговорена в задании, должна приниматься с учетом эксплуатационных и технико-экономических

требований на основании [3] (для конструкций группы 3, приложение В (справочное)) после сравнения вариантов колонн из возможных сталей. При расчетной температуре $t \geq -45^\circ\text{C}$ и существующих ценах на сталь для колонн в курсовом проекте можно первоначально использовать стали С245 и С255 по ГОСТ 27772 (если сталь не оговорена в задании), так как центрально-сжатые колонны из этой стали будут иметь в большинстве случаев меньшую стоимость.

Меньшая область рационального применения сталей повышенной и высокой прочности в центрально-сжатых элементах, по сравнению с растянутыми элементами, объясняется гибкостью колонны и уменьшением коэффициента продольного изгиба с повышением прочности стали. Это приводит к меньшему использованию прочностных характеристик сталей повышенной и высокой прочности и большему удорожанию сжатых элементов из таких сталей. По согласованию с руководителем проекта при относительно малых условных гибкостях $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} \leq 2$ можно оценить экономическую эффективность более прочной стали.

Тип сечения колонны определяют, сравнивая технико-экономические показатели колонн разных сечений, например, сплошного и сквозного. При выборе типа сечения колонны и при определении размеров выбранного типа сечения колонны необходимо учитывать следующие два принципа рациональной компоновки сечений колонны:

А. При сжатии колонн разных сечений площадь сечения колонны тем меньше, чем больше радиусы инерции сечения и, соответственно, меньше гибкости колонны

$$\lambda_x = l_x / i_x; \lambda_y = l_y / i_y, \quad (3.4)$$

где l_x, l_y λ_x, λ_y , i_x, i_y соответственно расчетные длины, гибкости и радиусы инерции сечения колонн во взаимно-перпендикулярных плоскостях.

Б. При центральном сжатии рациональны сечения, отвечающие

требованиям равноустойчивости колонн, когда

$$\lambda_x = \lambda_y \quad (3.5)$$

и потеря местной устойчивости происходит одновременно с потерей общей устойчивости.

Для некоторых сечений с целью лучшего использования принципа А бывает рационально допустить потерю устойчивости некоторых элементов сечения, например, стенки сплошной составной сварной колонны двутаврового сечения, которая не приводит к потере общей устойчивости колонны.

Принципу А хорошо соответствуют сквозные сечения колонн, однако, при малых гибкостях эти преимущества могут быть перекрыты затратами на соединительные элементы ветвей (планки, решетку) и расходами, связанными с увеличением габаритов сквозных сечений.

Поэтому по гибкостям колонны можно судить в первом приближении о рациональности ее сечения.

По условию равноустойчивости сечения сплошных двутавровых колонн (рисунок 3.1, а) ориентируют в плане так, чтобы плоскость наибольшей жесткости сечения с нормальной осью $x - x$ совпадала с плоскостью максимальной расчетной длины l_{max} . Сечения сквозных двухветвевых колонн (рисунок 3.1, б, в) рационально ориентировать так, чтобы материальная ось сечения $x - x$ была перпендикулярна плоскости с меньшей расчетной длиной колонны l_{min} , так как равноустойчивость таких колонн может быть обеспечена назначением соответствующего расстояния между ветвями b и конструкцией решетки. Если расчетные длины одинаковы, то ориентация сечения колонн определяется при решении вопроса об опирании главных балок (смотри п. 5.3.7). Сечение сквозной четырехветвевой колонны легко компоуется в соответствии с условием равноустойчивости.

В соответствии выше изложенными положениями, тип сечения колонны в курсовом проекте будем определять в зависимости от гибкости колонны.

Вначале определим сечение ветвей сквозной двухветвевой колонны.

Размеры сечения колонны определяются в основном из условий общей и местной устойчивости обычно методом последовательных приближений. Это объясняется тем, что в используемую при расчете формулу для определения требуемой площади сечения колонны A_t (формула 3.7) входит два неизвестных A_t и i_x , одним из которых, чаще всего i_x , приходится первоначально задаваться приближенно.

Зададимся предварительно условной гибкостью относительно материальной оси сечения $x - x$ (рисунок 3.1б, в) в пределах $\bar{\lambda}_x = 2,05 \div 3,4$, что соответствует гибкости $\lambda = 60 - 100$. По принятой гибкости и минимальной расчетной длине l_{min} определим требуемый радиус инерции сечения

$$i_x = l_{min} / \bar{\lambda}_x \quad (3.6)$$

и требуемую площадь сечения двух ветвей колонны

$$A_t = N / (\varphi R_y \gamma_c), \quad (3.7)$$

где φ – коэффициент для расчета на устойчивость центрально-сжатых элементов, определяемый по принятой условной гибкости $\bar{\lambda}_x$ и типу сечения по приложению М табл. М.1 (часть 1) или по табл.Д.1 [3]; γ_c – коэффициент условий работы, по таблице 1 [3]. В курсовом проекте можно принять $\gamma_c = 1$.

Требуемая площадь ветви равна половине A_t . По сортаменту фасонного проката швелеров, а если A_t велика, то двутавров (приложения Г, Д, часть 1) подбирают профиль, имеющий наиболее близкие к требуемым

характеристики A_t и i_x , и дальше проверяют принятое сечение на устойчивость относительно материальной оси $x - x$. Для проверки определяют гибкость

$$\lambda_x = l_{min} / i_x, \quad (3.8)$$

затем находят условную гибкость $\bar{\lambda}_x$, коэффициент по таблице, приложения М табл. М.1 (часть 1) или по табл.Д.1 [3], и сравнивают

$$\sigma = N / (\varphi \cdot A) \leq R_y \gamma_c, \quad (3.9)$$

где A – площадь сечения подобранных профилей двух ветвей колонны.

Необходимо чтобы при этом, значение гибкости λ_x было не больше максимального значения λ_u установленного нормами $\lambda_u = 180 - 60 \alpha$, где $\alpha = (N / \varphi A R_y)$ – коэффициент, учитывающий недогруженность колонны, принимают не менее 0,5.

Если $\sigma < R_y \gamma_c$ на 10% и более, то необходимо проверить меньшее сечение ветвей.

О рациональности сквозного или сплошного сечения колонны в первом приближении можно судить по условной гибкости $\bar{\lambda}_x$ выбранного сечения сквозной двухветвевой колонны $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y / E}$.

В частности, если $l_{min} \geq 0,56 l_{max}$, то колонны в виде сварного составного двутаврового профиля (рисунок 3.1а) обычно рациональны при условных гибкостях $\bar{\lambda}_x \leq 1,6$.

Если $l_{min} < 0,56 l_{max}$, то колонны двутаврового сечения (рисунок 3.1, а) могут быть рациональными для значений условных гибкостей $\bar{\lambda}_x$, удовлетворяющих условию $\bar{\lambda}_x \leq 1,6 l_{min} / (0,58 l_{max})$.

В курсовом проекте для упрощения расчетов, сплошные колонны можно применять тогда, когда площадь сечения сквозных колонн из

прокатных двутавров и уголков (рисунок 3.1б, в, г) недостаточна.

Сквозные колонны можно применять при условных гибкостях $\overline{\lambda}_x > 1,6$. Двухветвевые колонны (рисунок 3.1, б, в) могут быть рациональными при условных гибкостях $\overline{\lambda}_x \leq 3,2$, а при больших гибкостях можно рекомендовать четырехветвевые колонны (рисунок 3.1, г).

5.3.4 Подбор и проверки сечения сплошной колонны

Подбор сечений сплошной колонны (рисунок 3.1, а) начинают с определения требуемой площади сечения

$$A_t = N / (\phi R_y \gamma_c), \quad (3.10)$$

где ϕ – коэффициент определяют по приложению М (часть 1) или другой таблице по предварительно принятой условной гибкости $\overline{\lambda}_x = 1,71 - 2,73$, что соответствует гибкости $\lambda_x = 50 \div 80$.

Далее по принятой гибкости определяют требуемые радиусы инерции

$$i_{xt} = l_{max} / \lambda, \quad i_{yt} = l_{min} / \lambda \quad (3.11)$$

и требуемые габаритные размеры сечения (рисунок 3.1, а)

$$h_t = i_x / \alpha_x; \quad b_t = i_y / \alpha_y, \quad (3.12)$$

где α_x, α_y – коэффициенты для приближенного определения размеров сечения по радиусам инерции, которые можно принимать при $l_{max} / l_{min} \leq 2$ $\alpha_x = 0,43; \alpha_y = 0,24$; при $l_{max} / l_{min} \geq 4$, $\alpha_x = 0,4, \alpha_y = 0,2$ при промежуточных отношениях по интерполяции.

Для уменьшения сварочных напряжений и деформаций рекомендуется выполнять условие $b \leq h$ (рисунок 3.1, а). Часто при определении размеров b и h учитывают требования автоматической сварки [2, т.1, рисунок 4.21] и удобного примыкания конструкций. Размеры b и h должны соответствовать сортаменту универсальной стали (приложение Е, часть 1). Для этого по

приложению Е принимают ширину полки b и определяют толщину полки. В центрально-сжатых элементах с условной гибкостью $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$ от 0,8 до 4 толщину полки можно определить из условия местной устойчивости

$$t_f = b / [2(0,36 + 0,10 \bar{\lambda}) \sqrt{E / R_y}]. \quad (3.13)$$

При значениях $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ в формуле (3.20) следует принимать, соответственно, $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$. Приняв по сортаменту t_f , определяют требуемую высоту стенки $h_{wt} = h_t - t_f$ и принимают h_w в соответствии с универсальным прокатом. Толщину стенки принимают в зависимости от величины условной гибкости $\bar{\lambda}$:

при $\bar{\lambda} \leq 2,0$

$$t_w = h_w / [(1,3 + 0,15 \bar{\lambda}^2) \sqrt{E / R_y}]; \quad (3.14)$$

при $\bar{\lambda} > 2,0$

$$t_w = h_w / [(1,20 + 0,35 \bar{\lambda}) \sqrt{E / R_y}],$$

но не менее $t_w = h_w / (2,3 \sqrt{E / R_y})$.

Приняв листы по сортаменту, можно определить площадь поперечного сечения A , скомпонованного, при принятой гибкости. $A = h_w \square t_w + 2b \square t_f$.

Отличие

площади скомпонованного сечения A от требуемой площади сечения A_t , более чем на 10%, говорит, обычно, о неправильно принятой гибкости. В этом случае размеры сечения необходимо откорректировать. Для этого можно изменить величину предварительно принимаемой условной гибкости $\bar{\lambda}$ и вновь определить размеры сечения по формулам (3.10÷3.14). Следует иметь в виду, что если $A > A_t$, то принимаемую условную гибкость $\bar{\lambda}$ надо увеличить.

Если площадь скомпонованного сечения A отличается от требуемой

площади A_t менее чем на 10 %, то скомпонованное сечение проверяют на устойчивость. Для этого определяют герметические характеристики сечения:

$$I_x; I_y; i_x = \sqrt{I_x / A};$$

$$i_y = \sqrt{I_y / A}$$

$$I_x \approx (t_w \cdot h_w^3 / 12) + 2b \cdot t_f [(h_w + t_f) / 2]^2; I_y \approx 2(t_f \cdot b_f^3) / 12,$$

и гибкости стержня сечения колонны

$$\lambda_x = l_{max} / i_x; \lambda_y = l_{min} / i_y.$$

По большей величине из гибкостей находят условную гибкость $\bar{\lambda}$, по приложению М (часть 1) или по таблице Д.1 [3], определяют и выполняют проверку

$$\sigma = N / (\varphi \cdot A) \leq R \gamma_c. \quad (3.15)$$

В случае недонапряжения превышающего 5% размеры сечения следует вновь откорректировать и проверить. Перенапряжение сечения не допускают.

Устойчивость полки и стенки проверяют по максимальному значению условной гибкости $\bar{\lambda}_{max} = \lambda_{imax} \sqrt{R_y / E}$ по формулам:

для полки при $\bar{\lambda}_{max} = (0,8 \div 4)$

$$b_{ef} / t_f \leq (0,36 + 0,10 \bar{\lambda}) \sqrt{E / R_y}, \quad (3.16)$$

где $b_{ef} = (b - t_w) / 2$; при значениях $\bar{\lambda}_{max} < 0,8$ или $\bar{\lambda}_{max} > 4$ в формуле (3.16)

следует принимать, соответственно, $\bar{\lambda}_{max} = 0,8$ или $\bar{\lambda}_{max} = 4$; для стенки:

$$h_w / t_w \leq (1,3 + 0,15 \bar{\lambda}^2) \sqrt{E / R_y} \text{ при } \bar{\lambda}_{max} < 2,0$$

$$\text{и } h_w / t_w \leq (1,2 + 0,35 \bar{\lambda}) \sqrt{E / R_y} \text{ при } \bar{\lambda}_{max} \geq 2,0, \text{ но не более} \quad (3.17)$$

$$h_w / t_w = 2,3 \sqrt{E / R_y}.$$

Если местная устойчивость не обеспечена, размеры сечения необходимо изменить, при этом следует стремиться к минимальному

увеличению площади сечения. После изменения размеров сечения необходимо проверить местную устойчивость, а в случае уменьшения размеров b и h , то и общую устойчивость.

Для уменьшения случайных погнутостей колонн их максимальная гибкость не должна быть больше предельной $\lambda_u = 180 - 60 \alpha$, где $\alpha = (N / \varphi A R_y)$ – коэффициент, учитывающий недогруженность колонны, принимают не менее 0,5.

В том случае, если колонна имеет гибкость $\lambda_{max} > 180 - 60 \alpha$, необходимо перекомпоновать сечение по условию предельной гибкости, используя формулы (3.10 ÷ 3.17) так, чтобы гибкость была не более $\lambda_{max} \leq 180 - 60 \alpha$.

При назначении сечения элемента по предельной гибкости, а также в случае недонапряжения колонны, отношение b_{ef} / t_f можно умножить на коэффициент $\sqrt{R_y \cdot \varphi / \sigma}$, но не более чем на 1,25, где $\sigma = N / A$; φ – меньшее из значений, использованное при проверке общей устойчивости элемента.

Стенки сплошных колонн при $h_w / t_w \geq 2,3 \sqrt{E / R_y}$ следует укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2,5 \div 3) h_w$ одно от другого, на каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер. Минимальные размеры поперечных ребер жесткости определяются по формулам (2.27) – (2.28.1, см. часть 2).

Угловые сварные швы 3 (рисунок 3.1), а для соединения поясов со стенкой колонны принимаются в зависимости от максимальной толщины соединяемых листов (обычно полки) по прилож. И (см. часть 1). В центрально-сжатых колоннах сварного составного двутаврового сечения допускается применять односторонние поясные швы. В узлах крепления к колонне с односторонними поясными швами связей, балок, распорок и т. п. в

зоне передачи усилия и в том числе с деталей баз и оголовков следует принимать двусторонние поясные швы. При этом двусторонние швы должны выходить за контуры прикрепляемого элемента (узла) на длину $30 k_f$ с каждой стороны.

5.3.5 Определение размеров сечения сквозной колонны

Определение размеров сечения сквозной двухветвевой колонны начинают с определения сечения ее ветвей (см. п. 5.3.3). Кроме проверки устойчивости относительно материальной оси по формуле (3.9) необходимо, чтобы гибкость колонны не превышала предельной $\lambda_u = 180 - 60 \alpha$, то есть должно выполняться условие

$$i_x \geq l_{min} / (180 - 60 \alpha), \quad (3.17.1)$$

где $\alpha = N / (\varphi A R_y \gamma_c)$, но не менее 0,5.

После подбора сечения ветвей (см. п. 5.3.3) из условия равноустойчивости $\lambda_{ef} = \lambda_x$ определяют расстояние между ветвями b (рисунок 3.1б, в). Здесь λ_{ef} – приведенная гибкость относительно свободной оси сечения $y - y$ с учетом податливости решетки и гибкости ветвей. Для сечения колонн на планках при учете только гибкости ветвей

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}, \quad (3.18)$$

где λ_1 – гибкость ветви в плоскости, перпендикулярной оси 1 – 1 на участках между приваренными планками (в свету);

λ_y – гибкость колонны в плоскости перпендикулярной оси $y - y$ без учета податливости решетки и гибкости ветвей.

Из равноустойчивости $\lambda_{ef} = \lambda_x$ и условия (3.18), приняв первоначально $\lambda_1 \leq 40$, определяют $\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}$.

Желательно, чтобы $\lambda_y \geq \lambda_1$.

По гибкости λ_y определяют требуемый радиус инерции

$$i_{yt} = l_{max} / \lambda_y \quad (3.19)$$

и требуемый размер b_t

$$b_t = i_{yt} / \alpha_y, \quad (3.20)$$

где α_y – коэффициент для приближенного определения радиуса инерции, равный для сечения из двух прокатных швеллеров (по рисунку 3.1, б) $\alpha_y = 0,44$; для сечения из двух прокатных двутавров (по рисунку 3.1, в) $\alpha_y = 0,52$.

Принимаемый размер b должен обеспечить необходимый для окраски зазор $a \geq 100$ мм (рисунок 3.1, б, в) и должен быть кратен 10 мм.

Приняв размер b , сечение проверяют на устойчивость в плоскости, перпендикулярной свободной оси $y - y$. Для этого вычисляют момент инерции относительно оси $y - y$

$$I_y = 2I_b + A_b c^2 / 2, \quad (3.21)$$

где A_b ; I_b – соответственно площадь сечения ветви и ее момент инерции относительно оси 1-1, проходящей через центр тяжести ветви (рисунок 3.1, б, в);

$I_b = I_y$ (см. приложения Г, Д, часть 1);

c – расстояние между центрами тяжести ветвей (рисунок 3.3, а).

Затем определяют радиус инерции и гибкость

$$i_y = \sqrt{I_y / A}; \lambda_y = l_{max} / i_y. \quad (3.21.1)$$

Далее следует задаться размерами соединительных планок. При выполнении планок из листовой стали их размеры (рисунок 3.3, а) в первом приближении принимают в пределах

$$d = (0,2 \div 0,6) b; \quad t \geq d / 30. \quad (3.22)$$

Ширина планок для сечений из швеллеров и уголков обычно меньше, чем для сечений из двутавров. Нахлест планок на ветви принимают $20 \div 30$ мм (рисунок 3.3).

Приняв размеры планок, определяют отношение погонной жесткости планки к погонной жесткости ветви

$$n = I_s l_b / (I_b \cdot c), \quad (3.23)$$

где $I_s = t \cdot d^3 / 12$ – момент инерции сечения планки;

$l_b = \lambda_1 \cdot i_1 + d$ – расстояние между центрами планок;

c – расстояние между центрами тяжестей ветвей; $c = b - 2z_0$, если ветви из швеллеров и $c = b$, если из двутавров;

z_0 – (см. приложение Д, часть 1);

I_b ; i_1 – соответственно момент и радиус инерции ветви относительно оси 1 – 1 (рисунок 3.1, б, в).

Если $n > 10$, сечение планок следует уменьшить.

Если $n \geq 5$, приведенную гибкость λ_{ef} определяют по формуле (3.18), в которой λ_y определяют по формуле (3.21.1).

Если $n < 5$ – по формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82 \lambda_1^2 (1 + 1/n)} \quad (3.24)$$

Приведенная гибкость λ_{ef} не должна превышать $\lambda_u = 180 - 60 \alpha$, при определении используют λ_{ef} . По значениям условной приведенной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$ и типа сечения используя приложение М (см. часть 1) или приложение Д, таблица Д.1, [3] находят величину φ и проверяют устойчивость по формуле (3.15). Если проверка не выполняется, то обычно увеличивают b и проверяют устойчивость вновь.

Соединительные планки сквозной колонны (рисунок 3.3) работают на изгиб и срез от условной поперечной силы (Q_{fic}), возникающей при продольном изгибе колонны. Q_{fic} определяют по формуле:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot (2330 - E/R_y) \cdot N/\varphi, \quad (3.25)$$

где N – продольное усилие в составном стержне;

φ – коэффициент продольного изгиба, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительных элементов и определяемый по условной приведенной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$.

Расчет соединительных планок и их крепления (рисунок 3.3б) должен выполняться как расчет элементов безраскосных ферм на силу F , срезающую планку,

$$F = Q_s l_b / c \quad (3.26)$$

и момент M , изгибающий планку в ее плоскости,

$$M = Q_s l_b / 2, \quad (3.27)$$

где Q_s – условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости, равная при расположении планок в двух плоскостях

$$Q_s = Q_{fic} / 2. \quad (3.28)$$

Для оговоренной конструкции планок (рисунок 3.3) прочность будет обеспечена, если достаточна прочность швов их крепления к ветвям.

Если швы заведены на горизонтальную грань планки на 20 мм с каждой стороны, то расчетную длину шва можно принимать $l_w = d$

Для обеспечения прочности катет шва k_f должен быть не менее величин, определяемых из условий прочности сварных угловых швов по двум сечениям: по металлу шва и металлу границы сплавления. Для крепления планок желательно применять сварку полуавтоматическую в среде углекислого газа CO_2 , сварочную проволоку Св-08Г2С, диаметром $d=1,4 - 2$ мм (см. приложения Б, Л, Н, часть 1) положение при сварке – нижнее. Расчет ведут по сечению с меньшей прочностью R_{wm} , принимаемой равной меньшей из величин,

$$R_{wm} = \beta_f \cdot R_{wf}, \text{ или } R_{wm} = \beta_z \cdot R_{wz}, \quad (3.29)$$

тогда

$$k_f = (1 / (l_w R_{wm})) \cdot \sqrt{(6M / l_w)^2 + F^2}, \quad (3.30)$$

где R_{wf} – расчетное сопротивление сварных соединений по металлу шва (его можно принять по приложениям Б и Н, часть 1);

$R_{wz} = 0,45R_{un}$ – расчетное сопротивление сварных соединений по металлу границы сплавления;

R_{un} – временное сопротивление стали разрыву (нормативное сопротивление свариваемой стали по пределу прочности) (прилож. А, часть 1);

β_f и β_z – коэффициенты проплавления, принимаемые по приложению Л (часть 1).

Значение катета шва k_f не должно быть меньше минимального по условию свариваемости смотри приложение И, (часть 1) и не больше толщины планки. И должно соответствовать условию (при толщине полки ветви меньше толщины планки) $k_f \leq 1,2 t_{\min}$ с округлением в меньшую сторону до величины ближайшей рекомендуемой смотри приложение И, (часть 1).

Если $k_f > t$ или $k_f > 1,2 t_{\min}$, то нужно увеличить высоту планки d .

При подборе сечения четырехветвевой колонны (рисунок 3.1, г) ее приведенную гибкость можно в первом приближении принять

$$\lambda_{ef} = \lambda_x - 50 \leq 120,$$

где λ_x – гибкость двухветвевой колонны относительно материальной оси (смотри п.5.3.3). По условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}$ можно определить требуемую площадь сечения колонны

$$A_t = N / (\varphi R_y). \quad (3.31)$$

Площадь одной ветви A_b , равна четверти A_t . По площади ветви подбирают разнобокие уголки при $l_{\min} > 0,7 \cdot l_{\max}$ и неравнобокие уголки в других случаях так, чтобы толщина полок была, возможно, меньше. Это соответствует лучшей работе колонны при сжатии [2, т.1, приложение 11, таблицы П.11.2 и П.11.2].

Для определения размеров b и h необходимо вычислить гибкости колонны без учета податливости ветвей и планок λ_x и λ_y . Эти гибкости можно определить из выражений приведенных гибкостей, не учитывающих податливости планок

$$\lambda_{efx} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}, \quad (3.32)$$

$$\lambda_{efy} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}.$$

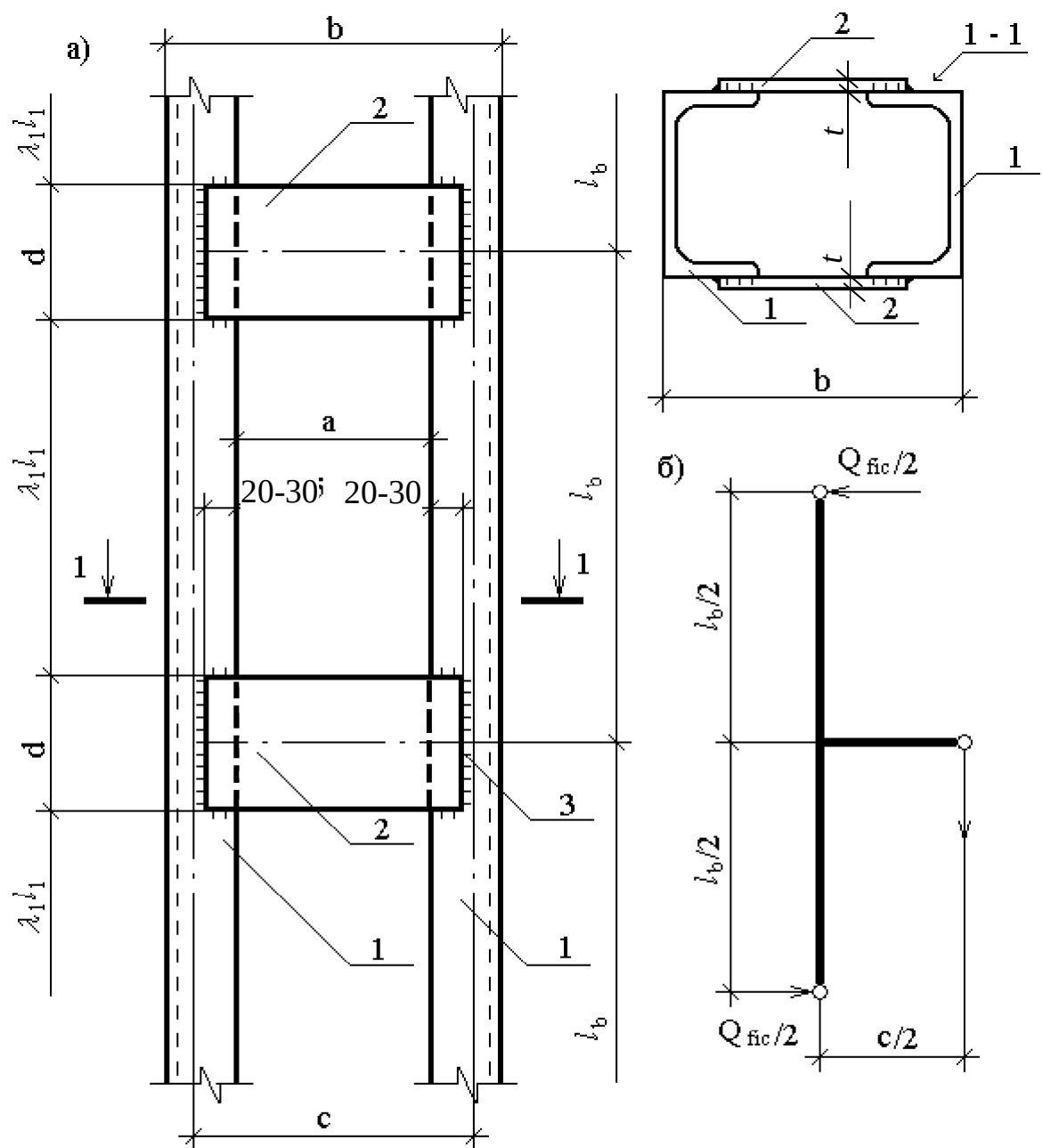


Рисунок 3.3 – Соединение ветвей колонны планками:

а) – конструктивное решение; б) – расчетная схема; 1 – ветви колонны; 2 – соединительные планки; 3 – сварные швы

Принимая $\lambda_{efx} = \lambda_{efy} = \lambda_{ef}$, а гибкости отдельных ветвей λ_1, λ_2 на участке между планками не более 40, получим

$$\lambda_x = \lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_1^2 - \lambda_2^2}. \quad (3.33)$$

Желательно, чтобы гибкости λ_x и λ_y были больше, соответственно, гибкостей λ_1 и λ_2 . Далее, определив требуемые радиусы инерции

$$i_{xt} = I_{xef} / \lambda_x ; \quad i_{yt} = I_{yef} / \lambda_y$$

размеры b и h :

$$b = i_{xt} / \alpha_x ; \quad h = i_{yt} / \alpha_y, \quad (3.34)$$

где $\alpha_x = \alpha_y = 0,48$ – коэффициенты для приближенного определения радиусов инерции сечения (на рисунке 3.1г) когда b и h более чем в 4÷5 раз превосходят ширину полок уголков. Такие расстояния характерны для четырехветвевых колонн.

Принимаемые размеры b и h должны быть кратны 1 см, а зазоры между ветвями a_1 и a_2 (смотри рисунок 3.1, г) должны быть не менее 100 мм для возможности окраски внутренней полости.

Скомпонованное сечение колонны необходимо проверить на устойчивость, для этого определяют:

$$\begin{aligned} I_x &= 2I_2 + A_b \cdot c_2^2; \\ I_y &= 2I_1 + A_b \cdot c_1^2; \\ i_x &= \sqrt{I_x / A} ; \quad i_y = \sqrt{I_y / A} ; \end{aligned} \quad (3.35)$$

$$\lambda_x = I_{xef} / i_x ; \quad \lambda_y = I_{yef} / i_y,$$

где $I_2; I_1$ – соответственно моменты инерции двух уголков относительно осей 2 – 2 и 1 – 1;

A_b – площадь сечения одной ветви (одного уголка), $A_b = A/4$.

Далее принимают размеры планок подобно планкам двухветвевых сечения колонны по формулам (3.22) и определяют отношение погонных жесткостей:

$$\begin{aligned} n_1 &= I_1 \cdot c_1 / (I_{s1} \cdot l_{b1}); \\ n_2 &= I_2 \cdot c_2 / (I_{s2} \cdot l_{b2}); \end{aligned} \quad (3.36)$$

где I_{s1} ; I_{s2} – момент инерции сечения одной из планок, лежащих в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно 1 – 1 и 2 – 2 (рисунок 3.1, г);

$l_{b1} = \lambda_1 \cdot i_1 + d_1$; $l_{b2} = \lambda_2 \cdot i_2 + d_2$ – расстояние между центрами планок;

i_1 ; i_2 – радиусы инерции ветвей;

c_1 ; c_2 – смотри рисунок 3.1, г – расстояния, между центрами тяжестей ветвей, соответственно вдоль размеров её поперечного сечения, h и b .

Далее определяют приведенные гибкости λ_{efx} и λ_{efy} по формулам (3.32). Если хотя бы одно из значений n_1 или $n_2 > 0,2$, в формулах (3.32) соответствующая гибкость ветви λ_1 или λ_2 умножаются, соответственно, на $0,82 (1 + 1/n_1)$ или на $0,82 (1 + 1/n_2)$.

Приведенные гибкости не должны превышать $180 - 60 \cdot \alpha$, в противном случае необходимо увеличивать расстояние между ветвями, а иногда площади ветвей. Устойчивость колонны проверяют по максимальной условной приведенной гибкости

$$\sigma = N / (\varphi \cdot A) \leq R_y \gamma_c. \quad (3.37)$$

Если недонапряжение превышает 10%, сечение необходимо уменьшить. Иногда целесообразно уменьшить расстояние между ветвями.

Крепления планок четырехветвевых колонн расписываются так же, как планок двухветвевых колонн.

Если расстояние между ветвями необходимо принимать более 800 мм, то решетку колонн следует назначить раскосной, в курсовом проекте допускается использовать безраскосную решетку и при расстоянии более 800 мм.

Необходимость конструирования и расчета таких колонн согласовывается с руководителем курсового проекта. Чтобы сохранить неизменяемость контура поперечного сечения сквозной колонны, ветви колонны соединяют поперечными диафрагмами, которые ставят у концов

отправочного элемента. Роль диафрагм могут выполнять приваренные к стержню колонн и планкам (траверсам) плиты баз и оголовков колонн (рисунки 3.4, б, д; 3.6, б; 3.7, б).

5.3.6 Конструирование и расчет базы колонны

Для центрально-сжатых колонн рабочих площадок часто применяют базы, у которых усилия на плиты передаются через сварные швы элементов базы (рисунки 3.4; 3.5; 3.6). Базы с фрезерованным стержнем колонны и плитой базы, когда швы крепления плиты базы назначают конструктивно, могут оказаться более рациональными при усилии в колонне >5000 кН, а также в многоэтажных и одноэтажных зданиях, где такие базы позволяют организовать более производительный безвыверочный монтаж конструкций зданий.

При конструировании базы следует помнить о том, какое сопряжение колонны с фундаментом принято при определении расчетной схемы колонны (смотри п. 5.3.2). При жестком сопряжении величина поворота колонны относительно фундамента должна быть достаточно малой. Для уменьшения поворота диаметры анкерных болтов при жестком сопряжении назначают большими, чем при шарнирном (24–36 мм и 20–30 мм соответственно), и болты затягивают до напряжений, близких к расчетным сопротивлениям. Анкеры при жестком сопряжении следует размещать, возможно, дальше от центра тяжести сечения колонны, как минимум за габаритами сечения колонны число их принимают, как правило, не менее четырех. При шарнирном сопряжении допускается установка двух анкеров и закрепление их непосредственно к плите базы. При близком расположении анкерных болтов к центру колонны и малом их диаметре деформации плиты и анкеров приближают такое соединение к шарнирному сопряжению.

По-видимому, и при жестком соединении колонны с фундаментом можно допускать крепление анкеров непосредственно к опорной плите базы

[2 т.1], а не к специальным столикам [10], в том случае, если поворот колонны относительно фундамента будет достаточно малым. Для уменьшения деформации плиты ее можно подкрепить ребрами в местах установки анкеров.

Требуемую площадь опорной плиты базы (рисунки 3.4, а ÷ 3.6, б) определяют из условия прочности бетона фундамента

$$A_{p,t} = N / R_{b,loc} , \quad (3.38)$$

где $R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление смятию бетона фундамента можно определить по формуле:

$$R_{b,loc} = R_b \cdot \sqrt[3]{A_f / A_p} , \quad (3.39)$$

где R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию (призменная прочность) для бетона классов: В10 – $R_b = 6$ МПа; В12,5 – $R_b = 7,5$ МПа; В15 – $R_b = 8,5$ МПа; В20 – $R_b = 11,5$ МПа.

A_f / A_p – отношение площади обреза фундамента к площади опирания плиты, которое принимают 1 ÷ 1,5.

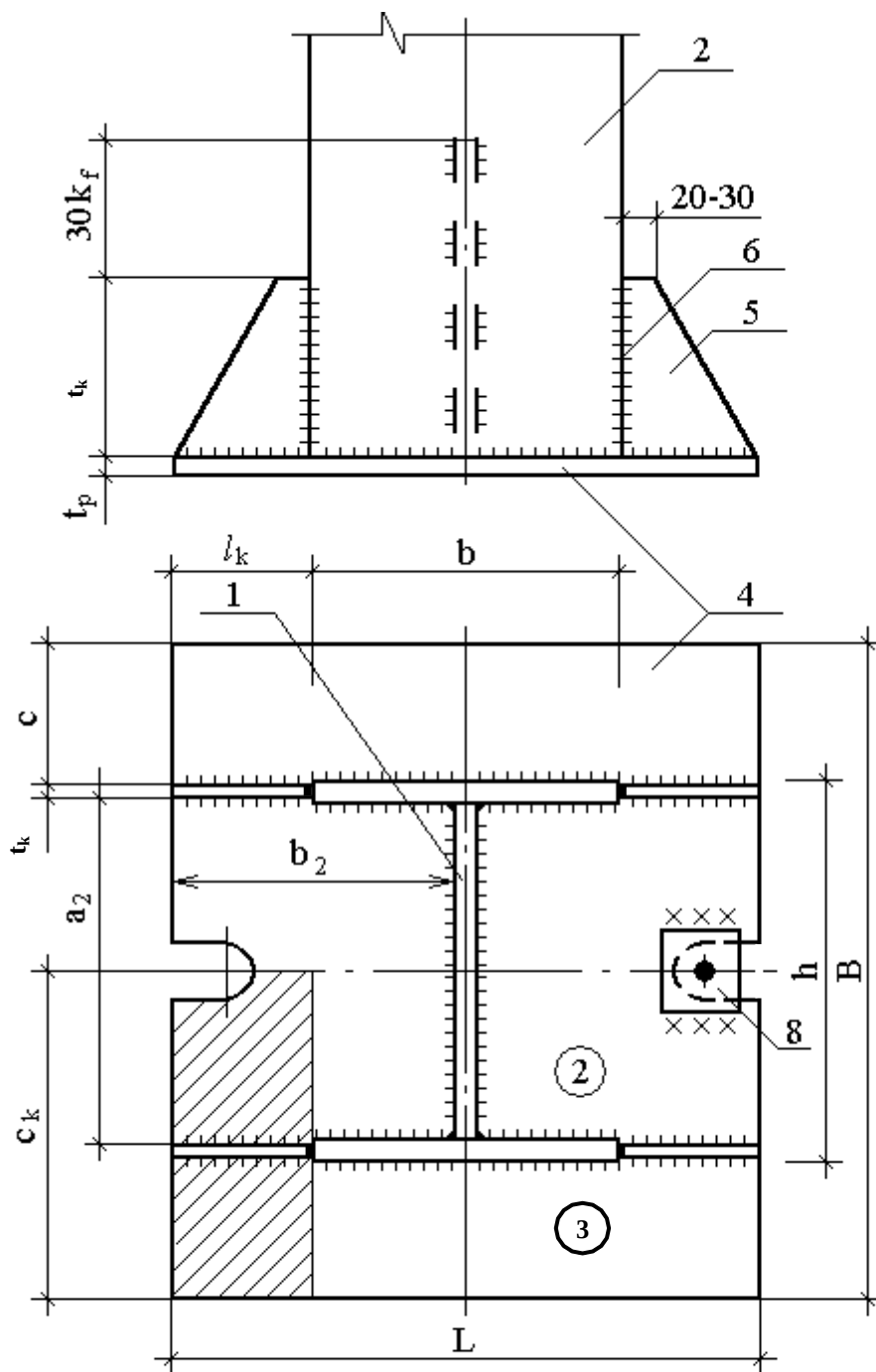


Рисунок 3.4, а – База сплошного двутаврового сечения колонны при шарнирном сопряжении в обеих плоскостях:

1 – стенка колонны; 2 – полка колонны; 4 – плита базы; 5 – ребро; 6 – стыковой шов; 8 – шайба

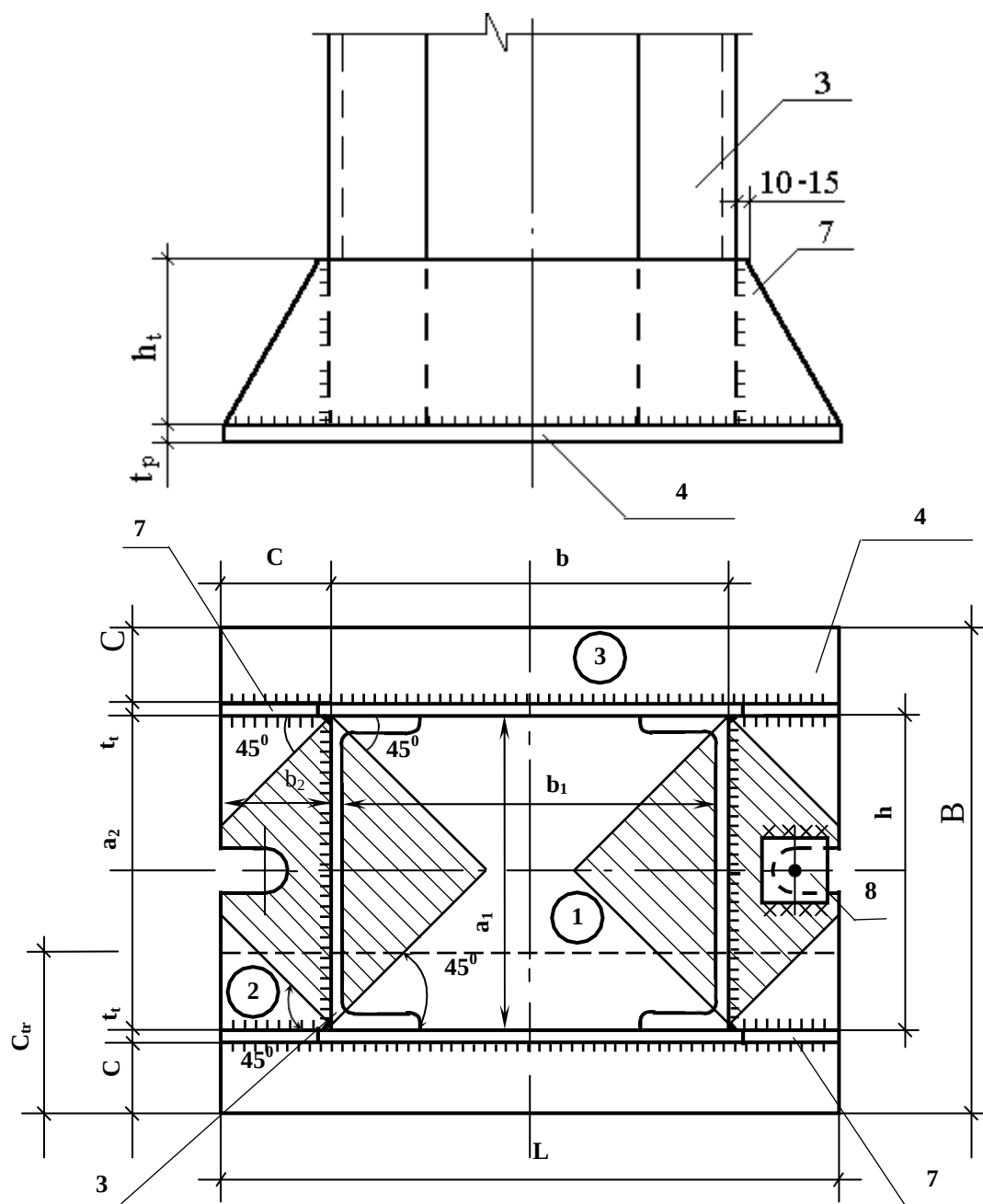


Рисунок 3.4, б – База сквозного сечения двухветвевой колонны при шарнирном сопряжении в обеих плоскостях:

3 – ветвь колонны; 4 – плита базы; 7 – траверса; 8 – шайба

Размер плиты в плане в плоскости жесткого сопряжения колонны с фундаментом (рисунки 3.5, а, 3.6, а) должен удовлетворять условию размещения анкерных болтов за габаритами колонны

$$L = b + 2b_2, \quad (3.40.1)$$

$$B \geq h + 2(t_t + c), \quad (3.40.2)$$

где b, h – соответственно ширина и высота сечения колонны;

t_t – толщина траверсы (принимается предварительно $10 \div 16$ мм и не менее $\geq 0,02b$ (для рисунков 3.4, б; 3.5, а; 3.6, а) и $\geq 0,02h$ (для рисунков 3.5, б; 3.6, б); в этих формулах размеры b и h – расстояния между вертикальными швами крепления траверсы к колонне;

c – можно назначить по условию размещения анкерных болтов на этих участках $c \geq 3 \cdot d_a + 30$ мм; размер b_2 можно принять равным c ;

d_a – диаметр анкерного болта.

Для рисунка 3.5, б и 3.6, б эти же условия запишутся в следующем виде

$$L = h + 2b_2; \quad (3.40.3)$$

$$B = b + 2(t_t + c). \quad (3.40.4)$$

Обозначения в формулах из пояснения к формулам (3.40.1 и 3.40.2).

Если колонна сопрягается с фундаментом жестко только в одной плоскости (смотри рисунок 3.6. а и 3.6, б), то выполняться должно только одно условие (3.40.1 или 3.40.3). Однако в этом случае, если анкерные болты невозможно разместить между траверсами, например, при расстоянии между траверсами меньше $6 d_a + 60$ мм, анкерные болты размещают за габаритами колонны и условия (3.40) должны выполняться и в плоскости шарнирного сопряжения колонны с фундаментом. В этом случае размещение болтов можно выполнить по типу размещения, показанного на рисунке 3.5, а, б. В курсовом проекте по согласованию с руководителем изменение расчетной схемы колонны при этом можно не учитывать.

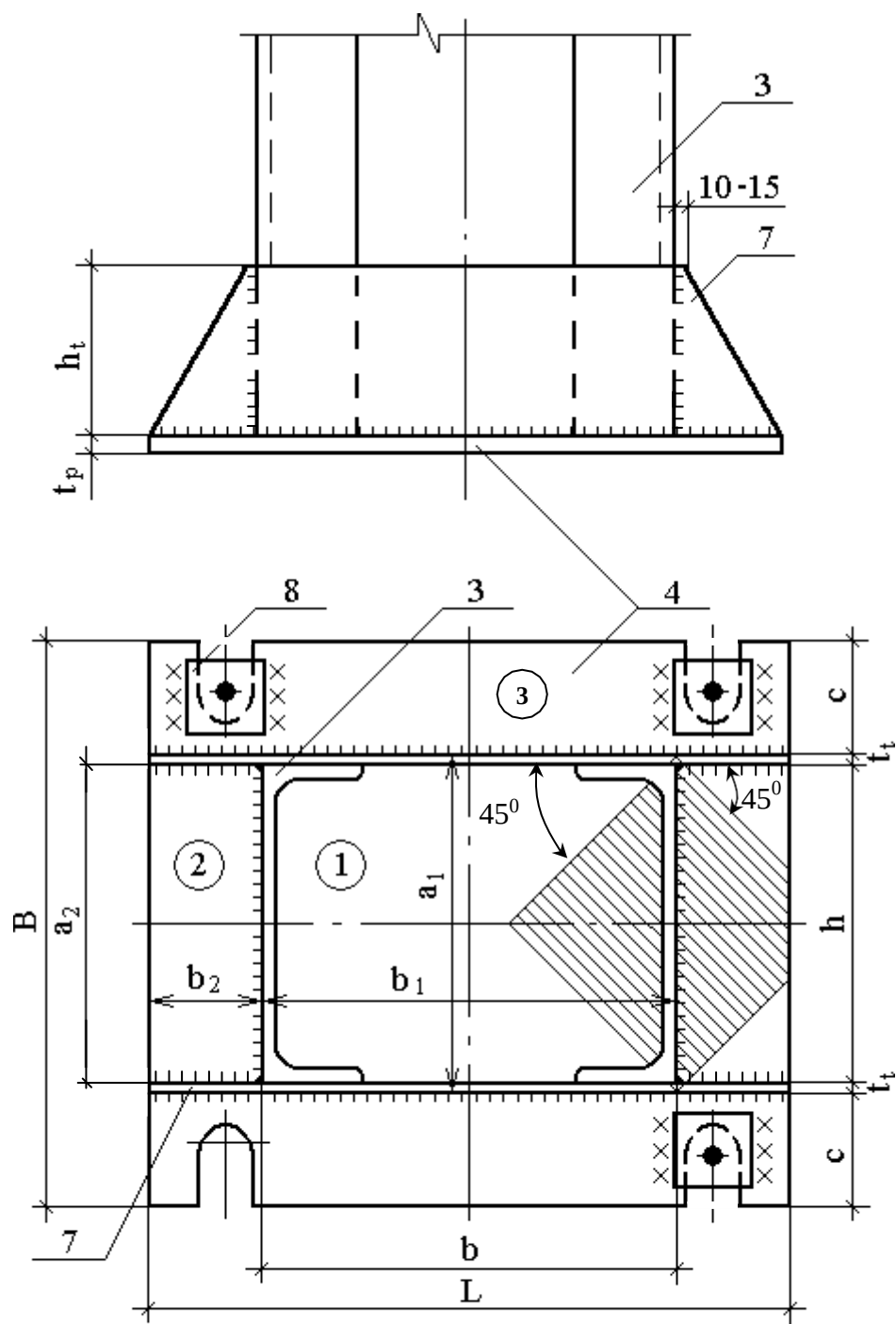


Рисунок 3.5, а – База колонны при жестком сопряжении в обеих плоскостях:

3 – ветвь колонны; 4 – плита базы; 7 – траверса; 8 – шайба

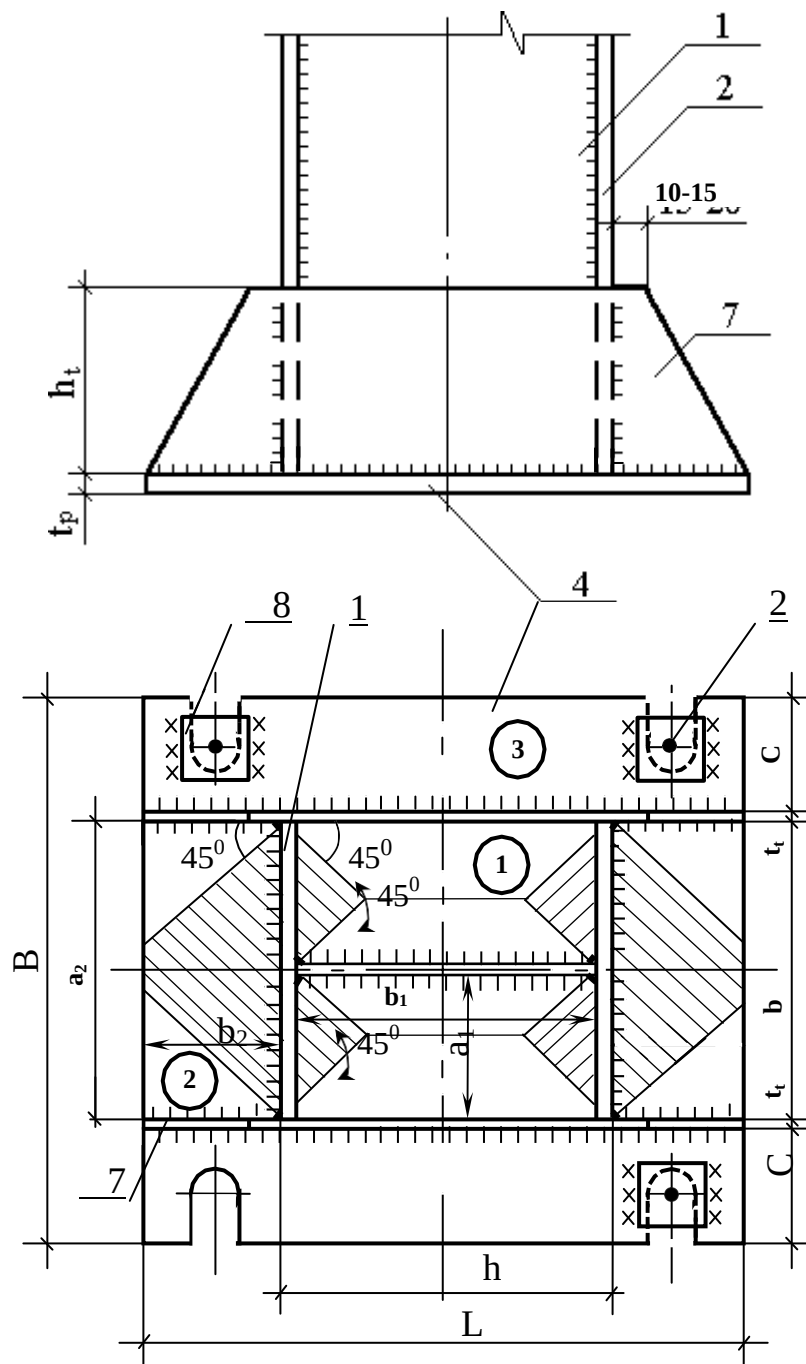


Рисунок 3.5, б – База сплошного двутаврового сечения колонны при жестком сопряжении колонны с фундаментом в обеих плоскостях: 1 – стенка колонны; 2 – полка колонны; 4 – плита базы; 7 – траверса; 8 – шайба

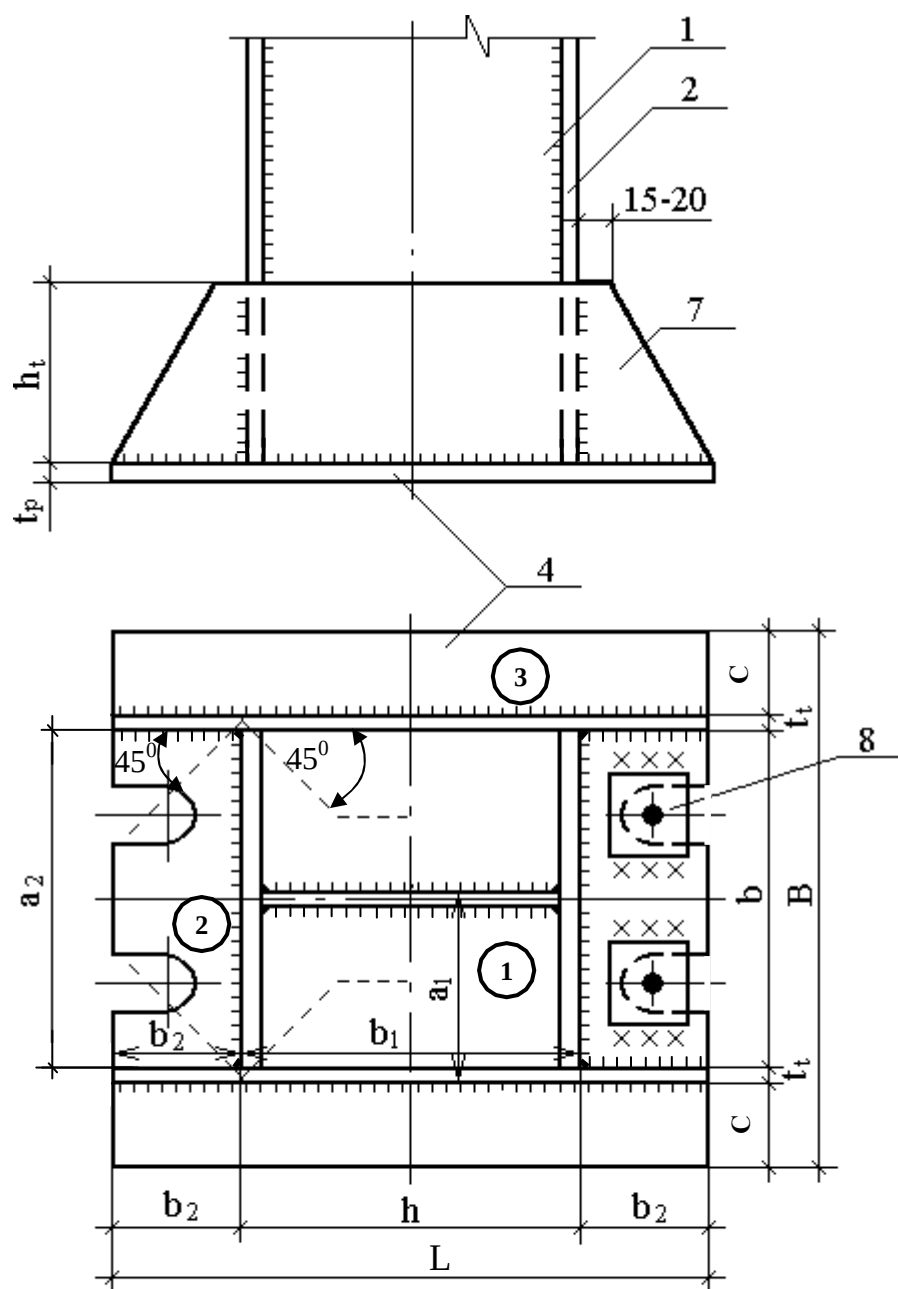


Рисунок 3.6, б – База колонны при жестком сопряжении в одной плоскости и шарнирном в другой:

1 – стенка колонны; 2 – полка колонны; 4 – плита базы; 7 – траверса; 8 – шайба

При шарнирном сопряжении в обеих плоскостях два анкерных болта иногда можно разместить между траверсами или ребрами (рисунок 3.4, а, б). В этом случае условия размещения анкерных болтов будут записаны в виде: для рисунка 3.4, а

$$h_w \geq 6d_a + 60 \text{ мм}, \quad (3.40.5)$$

для рисунка 3.4, б

$$h \geq 6d_a + 60 \text{ мм}. \quad (3.40.6)$$

Если условия (3.40.5) или (3.40.6) не выполняются, то анкерные болты размещаются на консольных участках плиты с.

Меньший размер (обычно B) плиты базы должен соответствовать ширине универсальной стали (приложение Е, часть 1). Длина плиты должна удовлетворять условию $L \geq A_{p,t} / B$ и должна быть кратна 1 см.

Размеры плиты должны быть не менее габаритов сечения колонны.

Толщина плиты базы определяется из условия прочности плиты при изгибе максимальным изгибающим моментом. Плита рассчитывается как пластина, опертая на торец стержня колонны, траверсы, ребра, и нагруженная снизу реактивным давлением бетона фундамента.

Первоначально плиту базы подкрепляют минимальным количеством ребер или траверс.

При шарнирном, а также при жестком соединении колонны с фундаментом в обеих плоскостях и при отсутствии толстых листов для плит баз целесообразно учитывать равномерное распределение давления бетона по всей площади плиты. Это давление можно определить по формуле:

$$q_b = N / A_p \leq R_{b,loc}, \quad (3.41)$$

где $A_p = B \times L$, здесь B и L – соответственно ширина и длина плиты, принимаемые с учетом приведенных выше рекомендаций (по формулам 3.40 и далее).

При определении максимального изгибающего момента в плите от

нагрузки q_b , в целях упрощения расчета, часто рассматриваются отдельные участки плиты (помеченные на рисунках 3.4, а, б; 3.5, а, б и 3.6, а, б – цифрами в кружках), без учета влияния на величину момента соседних участков. Для этого края этих участков в местах опирания принимаются шарнирно закрепленными, и только при опирании по одной стороне (участок 3 на рисунках 3.4, а, б; 3.5, а, б и 3.6, а, б) принимается жесткая заделка.

Расчетная схема участка плиты зависит не только от числа и расположения, опорных кантов (сторон), но и от соотношения размеров сторон участка.

При опирании на 4 канта (участок 1 на рисунках 3.4, б; 3.5, а, б и 3.6, а, б), с отношением длины большей стороны b_1 к длине меньшей стороны a_1 , отвечающим условию $b_1 / a_1 \leq 2$, расчетный изгибающий момент, вычисленный для полосы шириной 1см в направлении короткой стороны, можно определить по формуле:

$$M = \alpha \cdot q_b \cdot a_1^2, \quad (3.42)$$

где α – коэффициент, зависящий от отношения b_1 / a_1 и принимаемый по таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Значения коэффициентов α

b_1/a_1	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	≥ 2.0
α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,125

При опирании на 3 канта с соотношением длины закрепленной стороны пластинки b_2 к свободной a_2 в пределах $0,5 \leq b_2 / a_2 \leq 2$ (участок 2 на рисунках 3.4, а, б; 3.5, а, б и 3.6, а, б) расчетный изгибающий момент в середине свободного края по направлению a_2 можно определить по формуле:

$$M = \beta \cdot q_b \cdot a_2^2, \quad (3.43)$$

где β – коэффициент, зависящий от отношения b_2 / a_2 и принимаемый по

таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Значения коэффициента β

b_2/a_2	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	> 2,0
β	0,06	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,12	0,126	0,132	0,133

При отношении сторон $b_1 / a_1 > 2$ или $b_2 / a_2 > 2$, опирание по коротким сторонам можно не учитывать и расчетные изгибающие моменты на участках могут определяться как для однопролетной балочной плиты

$$M = q_b \cdot a_{2(i)}^2 / 8, \quad (3.44)$$

где $a_{2(i)}$ – меньшая из сторон участка, опертого на 3 или 4 канта. Однако, в этом случае, часто бывает рационально учесть разгружающее влияние соседних участков, например, для плит по рисункам 3.4, а, б; 3.5, а и 3.6, а изгибающий момент на участках 1 и 2 может быть определен соответственно по одной из формул:

$$M_1 = q_b (a_1^2 / 8 - c^2 / 2) \text{ (для рисунков 3.4, б; 3.5, а; 3.6, а),} \quad (3.44.1)$$

$$M_2 = q_b (a_2^2 / 8 - c^2 / 2) \text{ (для рисунка 3.4, а).} \quad (3.44.2)$$

В тех случаях, когда $b_1 / a_1 > 2$ или $b_2 / a_2 > 2$, размеры консолей «с» можно назначать такими, чтобы максимальный момент на консольных участках 3 и на участках 1 (для рисунков 3.4, б; 3.5, а; 3.6, а) или на участке 2 (для рисунка 3.4, а) были равны. Это может быть получено в том случае, когда $c = 0,354 a_1$ (для рисунков 3.4, б; 3.5, а; 3.6, а) или $c = 0,354 a_2$ (для рисунка 3.4, а). Назначив «с» немного больше, легко определить максимальный момент на этих участках.

При отношении $b_2 / a_2 < 0,5$ участки 2 плиты на рисунках 3.4, а, б; 3.5, а, б и 3.6, а, б **считаются заделанным по одному длинному канту. И рассчитываются как консольные участки 3** на рисунках 3.4, а, б; 3.5, а, б и 3.6, а, б, в этом случае максимальный изгибающий момент на участках 2 и 3 равен

$$M = q_b \cdot b^2 / 2 \quad (\text{для участка 2}), \quad (3.45.1)$$

$$M = q_b c^2 / 2 \quad (\text{для участка 3}). \quad (3.45.2)$$

По наибольшему для различных участков плиты изгибающему моменту M определяют требуемую толщину плиты t_p единичной ширины по формуле (3.46.2) полученной из условия формулы (3.46.1):

$$W_{nl} = 1 \cdot t_p^2 / 6 = M_{\max} / (R_y \gamma_c); \quad (3.46.1)$$

$$t_p \geq \sqrt{6M_{\max} / (R_y \gamma_c)}, \quad (3.46.2)$$

где γ_c принимают для опорных плит из стали с пределом текучести до 390 Н/мм² несущих статическую нагрузку, при толщине плиты:

- а) до 40 мм – $\gamma_c = 1,2$;
- б) св. 40 до 60 мм – $\gamma_c = 1,15$;
- в) св. 60 до 80 мм – $\gamma_c = 1,1$.

В курсовом проекте толщину опорной плиты рекомендуется принимать в пределах 20÷40 мм. При толщине плиты более 40 мм, а также при резком отличии величин моментов на различных участках плиты базы 4, в 2 и более раза, иногда рационально внести изменение в схему опирания плиты базы, так чтобы, по возможности, выровнять и уменьшить значения изгибающих моментов. Часто для этого убирают или ставят дополнительные ребра, траверсы, диафрагмы, меняют их расположение и т. п. Желательно, чтобы такие мероприятия приводили к снижению веса базы и уменьшению трудозатрат.

Часто для уменьшения количества деталей, подкрепляющих плиту базы, и уменьшения трудозатрат, принимают толщину плиты t_p больше 40 мм, **однако такой, чтобы ее можно было приварить к элементам поперечного сечения колонны (элементам ее подкрепления).**

Вертикальные швы крепления одноконсольных ребер 5 на рисунке 3.4, а рассчитывают на момент и поперечную силу:

$$M_k = q_b \cdot c_k \cdot l_k^2 / 2; \quad (3.47)$$

$$Q_k = q_b \cdot c_k \cdot l_k, \quad (3.48)$$

где l_k – вылет консоли;

c_k – ширина грузовой площади консоли по формуле (3.49) (грузовая площадь заштрихована на рисунке 3.4, а)

$$c_k = a_2 / 2 + t_k + c, \quad (3.49)$$

если значение $b_2 < a_2 / 2$, то в формуле (3.49) $a_2 / 2$ заменяют на b_2 ;

t_k – толщина листа консоли.

Толщину листа консоли принимают 10 – 12 мм, но не более толщины полки колонны, и не менее 0,04 l_k , чтобы не делать скосов листов, желательно выполнять условие $|t_f - t_k| \leq 4$ мм.

При приварке ребра 5 стыковым швом (рисунок 3.4, а) проверяют приведенные напряжения

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_{wx}^2 + 3\tau_{wxy}^2} \leq 1,15 \cdot R_{wy}, \quad (3.50)$$

$$\text{где } \sigma_{wx} = M_k / W_w; W_w = (h_p - 2t_k)^2 \cdot t_k / 6, \quad (3.51)$$

$$\tau_{wxy} = Q_k / A_w; A_w = t_k (h_p - 2t_k), \quad (3.52)$$

R_{wy} – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести, при отсутствии физического контроля качества шва, R_{wy} принимают $R_{wy} = 0,85R_y$;

h_k – высота ребра (рисунок 3.4, а), которую можно определить или подобрать по условию (3.50), допуская недонапряжение не более 10%.

Высоту траверсы 7 (рисунки 3.4, б; 3.5, а, б; 3.6, а, б) **определяют по условию прочности сварного углового шва** (одна траверса крепится к колонне двумя вертикальными сварными угловыми швами, две траверсы четырьмя)

$$h_t = Q_m / (4k_f \cdot R_{wm}) + 1 \text{ см}, \quad (3.53)$$

где k_f – не больше 1,2 $t_{\min}$, а для ветвей из двутавров не больше значений,

приведенных в [2, т.1, с.163], но не меньше $k_{f \min}$ по приложению И, часть 1.

Здесь число 4 в знаменателе соответствует количеству швов, которыми крепятся две траверсы к стержню колонны; иногда траверсы можно приваривать восемью швами, если внутренние швы доступны для сварки [2, т.1, рис.6.60, с.406, рис. 4.21 с. 163].

Q_m – усилие, воспринимаемое всеми швами крепления траверс к колонне, можно определить по формуле

$$Q_m = N - 2q_b \cdot A_b, \quad (3.54)$$

где $2A_b$ – грузовая площадь, с которой реактивное давление бетона фундамента передается непосредственно на обе ветви сквозной колонны (A_b грузовая площадь, заштрихована на рисунках 3.5, а и 3.6, а) или на всю сплошную колонну (A_b грузовая площадь показана пунктиром на плане плиты на рисунке 3.6, б).

Высоту траверсы принимают не более $h_t = 85\beta_f k_f$ и не более $h_t = H_f - t_p - 50$ мм, чтобы скрыть ее под полом. H_f – см. пояснения к формуле 3.2.

Изгибающий момент и поперечную силу в траверсе 7 определяют, как в двухконсольной балке, опирающейся на ветви колонны в местах её крепления к колонне вертикальными сварными угловыми швами.

Траверсу 7, в месте ее крепления к колонне, проверяют на прочность по приведенным напряжениям

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_k^2 + 3\tau^2} \leq 1,15R_y, \quad (3.55)$$

где σ_k – напряжение от максимального изгибающего момента на консоли траверсы

$$\sigma_k = M_k / W_t; \quad (3.56)$$

$$M_k = q_b \cdot c_k l_k^2 / 2, \quad (3.57)$$

M_k – максимальный изгибающий момент на консоли траверсы,

l_k – вылет консоли, равный расстоянию в плане от шва ее крепления к ветви колонны до конца траверсы, рисунки 3.4, б; 3.5, а; 3.5, б; 3.6, а; 3.6, б; $l_k = b_2$; при ветвях из двутавров l_k

$$l_k = b_2 - b_2 / 2;$$

здесь b – ширина полки двутавра;

c_k – ширина грузовой площадки траверсы

$$c_k = c + b_2,$$

если $b_2 > a_2 / 2$, то b_2 заменяют на выражение $a_2 / 2$;

W_t – момент сопротивления траверсы, равный $W_t = t_t \cdot h_t^2 / 6$;

t_t – толщина траверсы, принимаемая не менее 1 см и не менее $0,02(L - 2l_k)$;

– средние по высоте касательные напряжения в траверсе формула (3.58), определяют по максимальной поперечной силе $Q_{\max}$

$$\tau = Q_{\max} / A_t \leq R_s, \quad (3.58)$$

где $Q_{\max}$ – большая из поперечных сил со стороны консоли или пролета:

$$Q_k = q_b c_k l_k;$$

$$Q_p = q_b c_p (L - 2 l_k) / 2,$$

где c_p – ширина грузовой площади траверсы, $c_p = a_1 / 2 + c$ для рис. 3.4, б;

3.5, а; 3.6, а, и $c_p = a_1 + c$ для рис. 3.5, б; 3.6, б.

$$A_t = h_t \cdot t_t.$$

Кроме того, необходимо проверить прочность траверсы на изгиб в пролете между ветвями колонны по формуле:

$$\sigma = M_p / W_t \leq R_y \gamma_c, \quad (3.59)$$

где $M_p = q_b c_p (L - 2 l_k)^2 / 8 - M_k$.

Угловые швы крепления плиты базы к торцу элементов колонны и траверс назначаются не меньше минимальных (приложение И, часть 1) в зависимости от

наибольшей толщины свариваемых элементов, но не больше максимальных, определяемых для самого тонкого из привариваемого элементов торца колонны и траверс $k_f \leq 1,2t_{min}$, здесь t_{min} – минимальная толщина из привариваемых элементов. При большой разности толщин привариваемых элементов допускаются швы с неравными катетами, причем отношение большего размера катета шва к меньшему размеру, не должно превышать 1,5. Если отношения размеров катетов швов необходимо принять более 1,5, надо либо уменьшить толщину плиты, подкрепив ее дополнительными элементами, либо увеличить толщину стенки прокатного профиля швеллера или двутавра (ветви колонны сквозного сечения). Увеличить толщину стенки прокатного профиля швеллера или двутавра (ветви колонны 3, рис. 3.4, б; 3.5, а; 3.6, а) можно путём приварки к стенке элемента дополнительного листа толщиной равного толщине стенки элемента. Лист выполняется на высоту $10t$, где t – суммарная, увеличенная, толщина привариваемого элемента и стенки элемента (смотри рисунки 3.4, б; 3.5, а; 3.6, а), можно наварить и более толстые накладки на участках с большими грузовыми площадями.

Швы, которыми привариваются к опорной плите базы 4 ребра, траверсы, диафрагмы, элементы стержня колонны, проверяются на прочность по формуле:

$$Q_n / k_f \leq R_{wm}, \quad (3.60)$$

где R_{wm} – определяется по формулам (3.29);

Q_n – наибольшее, для данного катета шва, усилие, приходящееся на 1 см длины сварного углового шва;

$$Q_n = q_b \cdot c_m, \quad (3.61)$$

где c_m – максимальная ширина грузовой площади, с которой нагрузки передаются через данный шов, например, для шва крепления траверсы (рисунок 3.6, б) c_m принимается равной большему из значений c_k или c_p . Швы, навариваемые на плиту базы 4, должны быть доступны для сварки [2, т.1, с. 162].

5.3.7 Конструирование и расчет оголовка колонны

Наиболее просто и четко центральная передача нагрузок на колонну и шарнирное соединение главных балок с колонной могут быть обеспечены, при опирании балок **на колонну сверху** (рисунки 3.7; 3.8; 3.9; 3.10).

Примыкание главных балок к колонне сбоку (рисунки 3.11; 3.12) может быть целесообразным в случае расположения прокатных балок 5 по оси колонны, так как позволяет упростить опирание балок. Кроме того, примыкание главных балок к колонне сбоку необходимо при закреплении верха колонны в габарите главных балок от поворота в плоскости перпендикулярной плоскости главных балок, (рисунок 3.2 д, или ж, если по п. 5.3.2 была принята одна из расчетных схем закрепления колонн в плоскости перпендикулярной плоскости главных балок рисунок 3.2 д, или ж).

Для уменьшения эксцентриситета продольной силы, действующей на колонну, опорные ребра главных балок 6 **при опирании сверху** располагают у самой оси колонны (рисунки 3.7; 3.8; 3.9; 3.10), а не по осям полок сплошной или стенок ветвей сквозной колонн. В этом случае колонна считается центрально-сжатой. В случае примыкания сбоку законструировать опирание балок у оси колонны труднее и не всегда целесообразно. При расположении опорных ребер главных балок 3 у ветвей или полок колонны (рисунки 3.11; 3.12), колонна, устойчивая при равных опорных реакциях балок максимальной величины, может иногда потерять устойчивость при меньшей опорной реакции балки с одной стороны колонны. **По согласованию с руководителем в курсовом проекте можно не учитывать внецентренного сжатия колонны при примыкании главных балок к полкам или ветвям колонны (рисунки 3.11; 3.12).**

Для удобного и качественного монтажа балок и колонн между ними предусматривается возможность возникновения зазора размером $0 \div 6$ мм. Размер зазора при опирании сверху можно ограничить $0 - 6$ мм. При примыкании сбоку приходится предусматривать больший зазор $0 - 15$ мм. Так как для возможности монтажа длину балки приходится назначать меньше расстояния между гранями

колонн на 10 мм, чтобы завести балку между колоннами при возможной неточности изготовления и монтажа.

Зазор на монтаже заполняется прокладкой по фактической толщине зазора. Размер зазора обеспечивается точностью изготовленных балок с отрицательным допуском по длине не более 3 мм, а также точностью изготовления и монтажа самих колонн.

При опирании сверху рациональны оголовки с наименьшим числом деталей и сварных швов (рисунки 3.7 и 3.9), такие оголовки можно использовать, если при расчете колонн (см. п. 5.3.2, формулу (3.1)) были приняты одинаковыми их расчетные длины $l_{\text{xef}} = l_{\text{eef}}$. Конструкции оголовков, показанные на рисунках 3.8 и 3.10, применяются тогда, когда расчетная длина колонны в плоскости расположения главных балок была принята больше по сравнению с расчетной длиной колонны в перпендикулярной плоскости (смотри п.5.3.2 и формулу 3.2).

Оголовки распределяют сосредоточенные реакции балок по всему сечению колонн. Прочность оголовка должна быть обеспечена на всем пути распределения нагрузки. При опирании главных балок на колонну сверху толщину опорной плиты 5 оголовка t_p (рисунки 3.7; 3.8; 3.9; 3.10) определяют по формуле

$$t_p = B / (b_0 \cdot R_s \gamma_c), \quad (3.62)$$

где B – опорная реакция главной балки ($B=Q_{\text{max}}$ – см. формулу 2.4, часть 2);
 b_0 – принятая ширина опорного ребра главной балки (рисунки 3.7 – 3.10) (см. п.5.2.16, часть 2);

R_s – расчетное сопротивление стали плиты сдвигу оголовка $R_s = 0,58R_y$.

Если при расчете по формуле (3.62) толщина плиты оголовка t_p получилась больше 40 мм, то толщину плиты t_p (в курсовом проекте) следует принять равной 40 мм.

При примыкании главных балок сбоку (рисунки 3.11; 3.12) толщину верхнего листа 2 назначают 8 – 16 мм. При опирании на этот лист сверху прокатных балок он рассчитывается, как при опирании балок на главную балку (смотри п. 5.2.18, часть

2). Размеры этих элементов в плане должны обеспечить их удобную приварку к стержню колонны и не мешать монтажу балок (см. рис. 3.12).

Толщину стенки колонны 1 t_r или вставки 3 t_r (рисунок 3.7), траверсы 3 t_r (рисунок 3.10), опорного ребра колонны 2 t_r (рисунки 3.8; 3.10) можно определить по формуле (3.63) из условия прочности при сжатии опорными реакциями главных балок

$$t_r = 2B / (l_{ef} \cdot R_y \gamma_c), \quad (3.63)$$

где R_y – расчетное сопротивление стали при сжатии можно принять по приложению А (часть 1);

l_{ef} – длина сминаемой части стенки или ребра, наибольшее ее значение может быть определено по формуле

$$l_{ef} = b_o + 2t_{pl}, \quad (3.64)$$

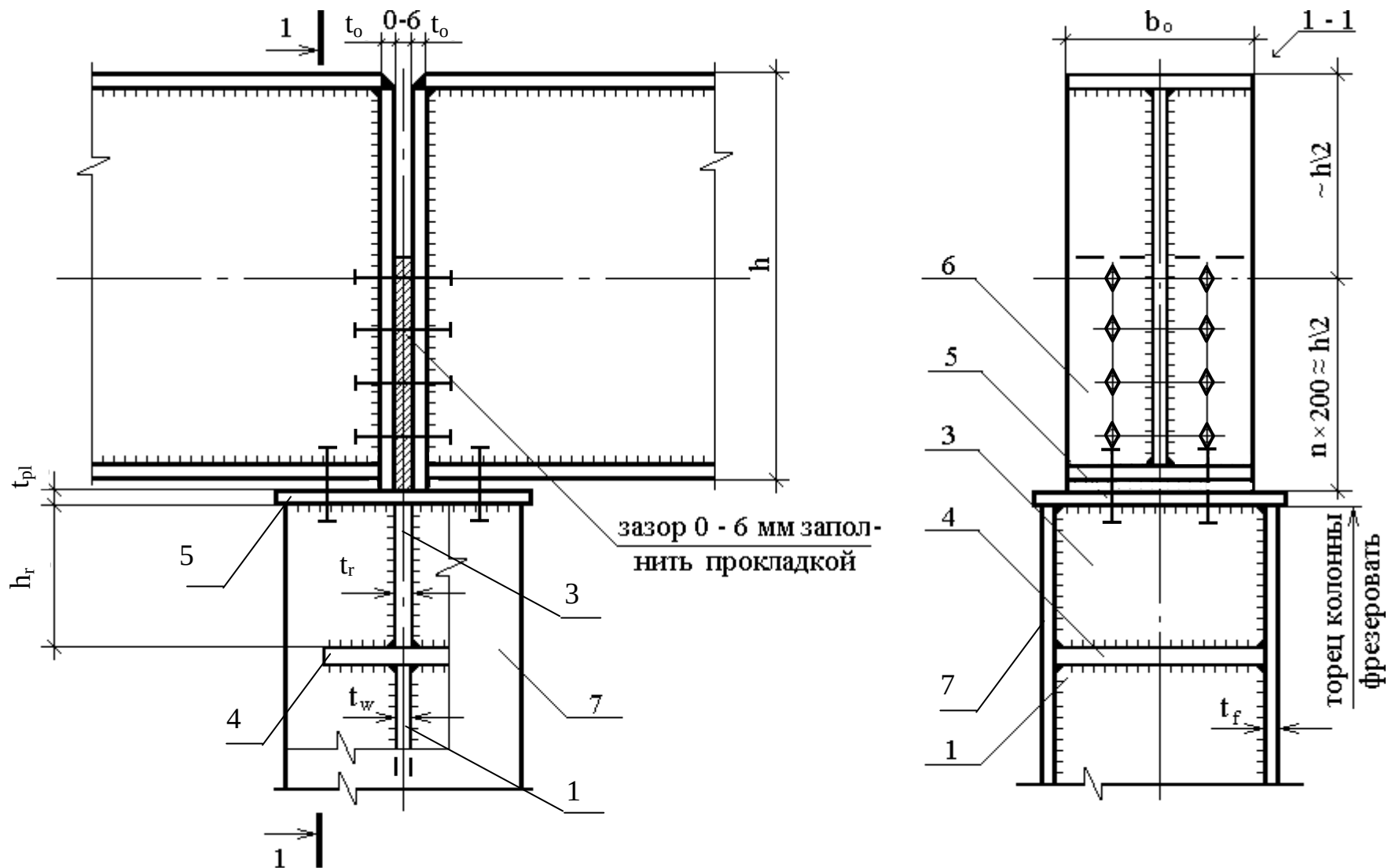


Рисунок 3.7 – Опираение главных балок на сплошную колонну сверху при расположении главных балок в плоскости меньшей жесткости колонны (когда $l_{efx}=l_{efy}$ (см. формулу 3.1)): 1 – стенка колонны; 3 – вставка колонны; 4 – подкрепляющее ребро; 5 – опорная плита; 6 – опорное ребро главной балки; 7 – полка колонны

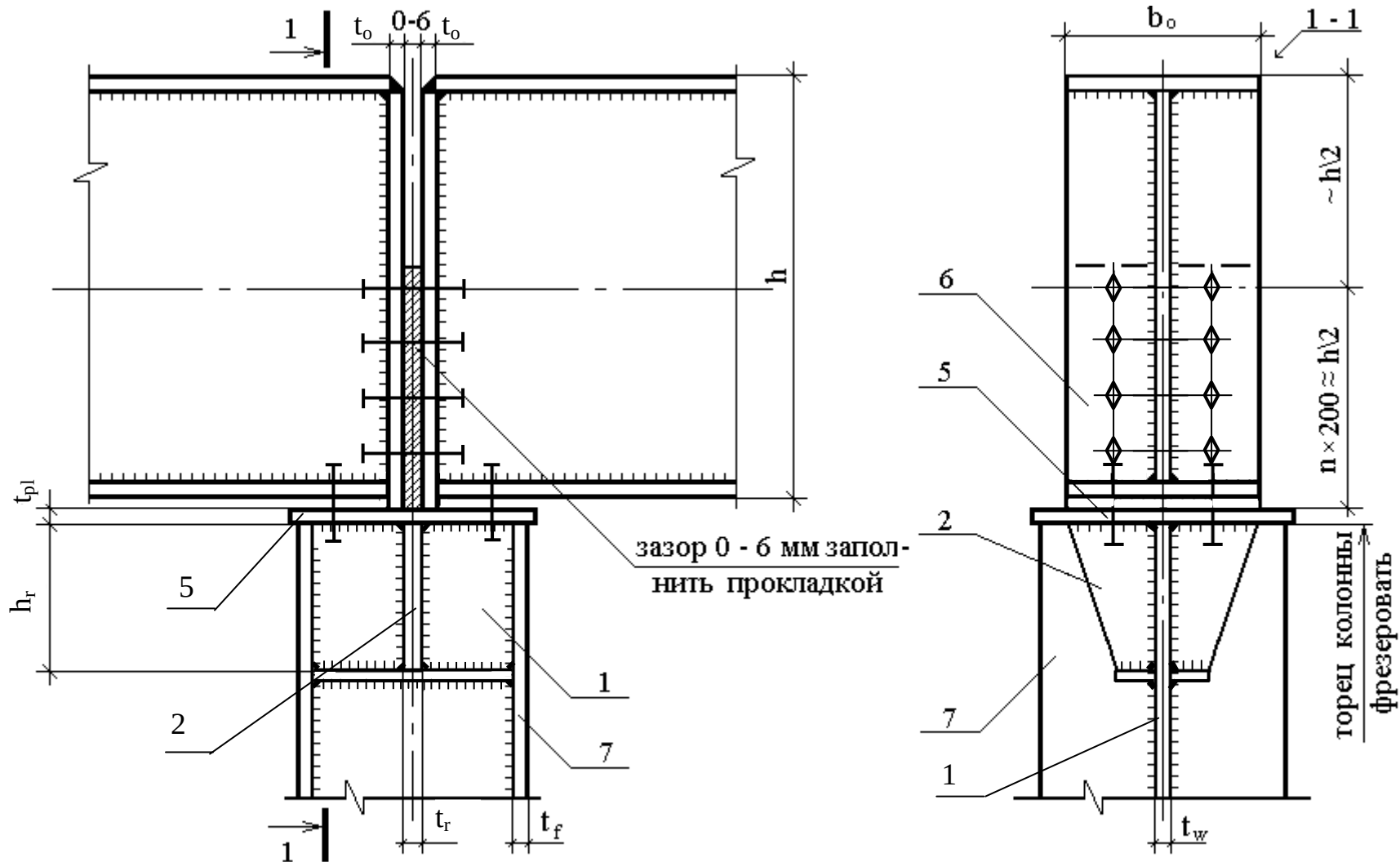


Рисунок 3.8 – Опираие главных балок на сплошную колонну сверху при расположении главных балок в плоскости большей жесткости колонны (когда $l_{efx}=l_{max}$, а $l_{efy}=l_{min}$ (см. формулу 3.2)): 1 – стенка колонны; 2 – опорное ребро; 5 – опорная плита; 6 – опорное ребро главной балки; 7 – полка колонны

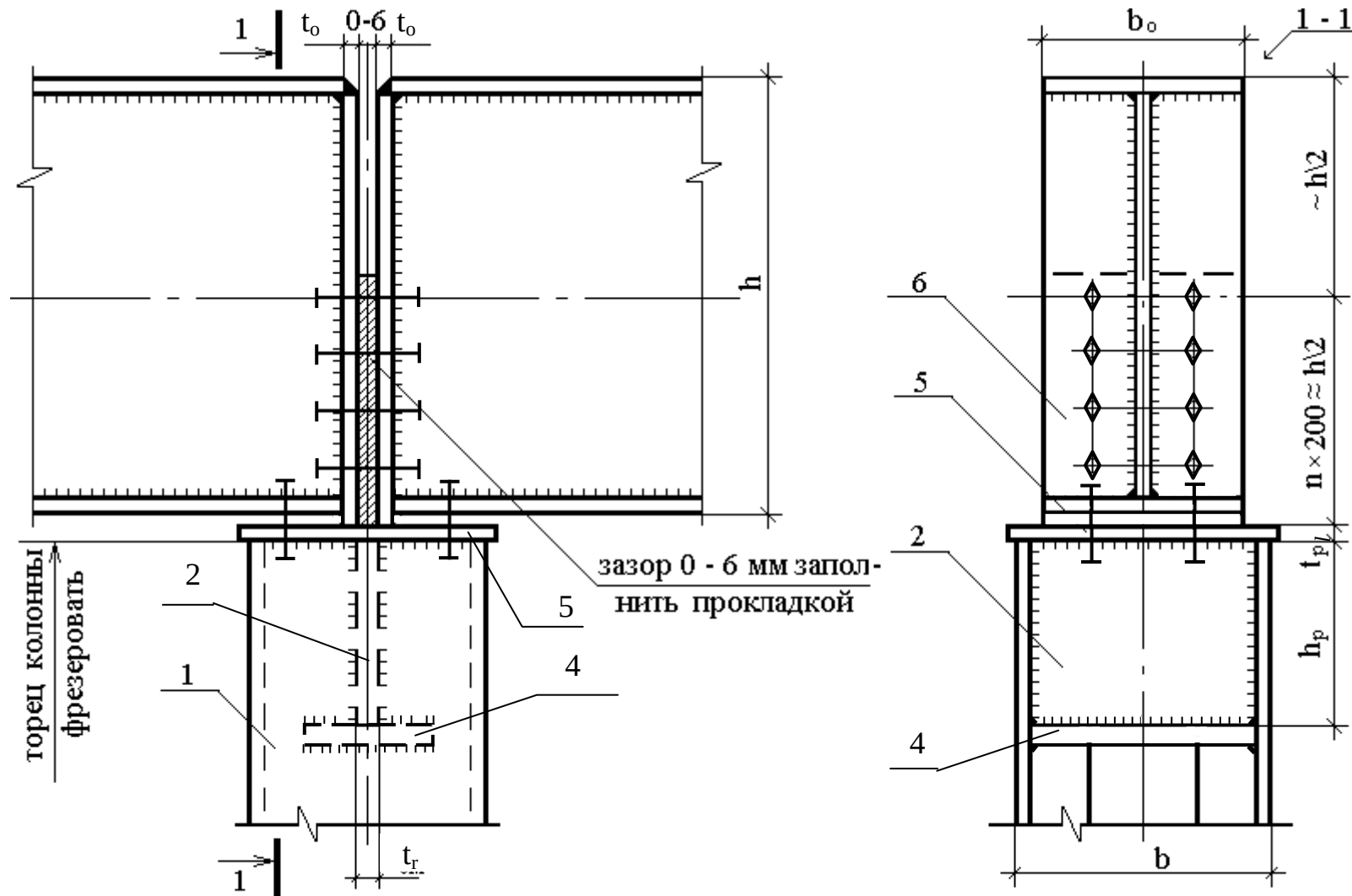


Рисунок 3.9 – Опираие главных балок на сквозную колонну сверху при расположении главных балок параллельно свободной оси колонны (когда $l_{efx}=l_{efy}$ (см. формулу 3.1)): 1 – ветвь колонны; 2 – опорное ребро колонны; 4 – подкрепляющее ребро

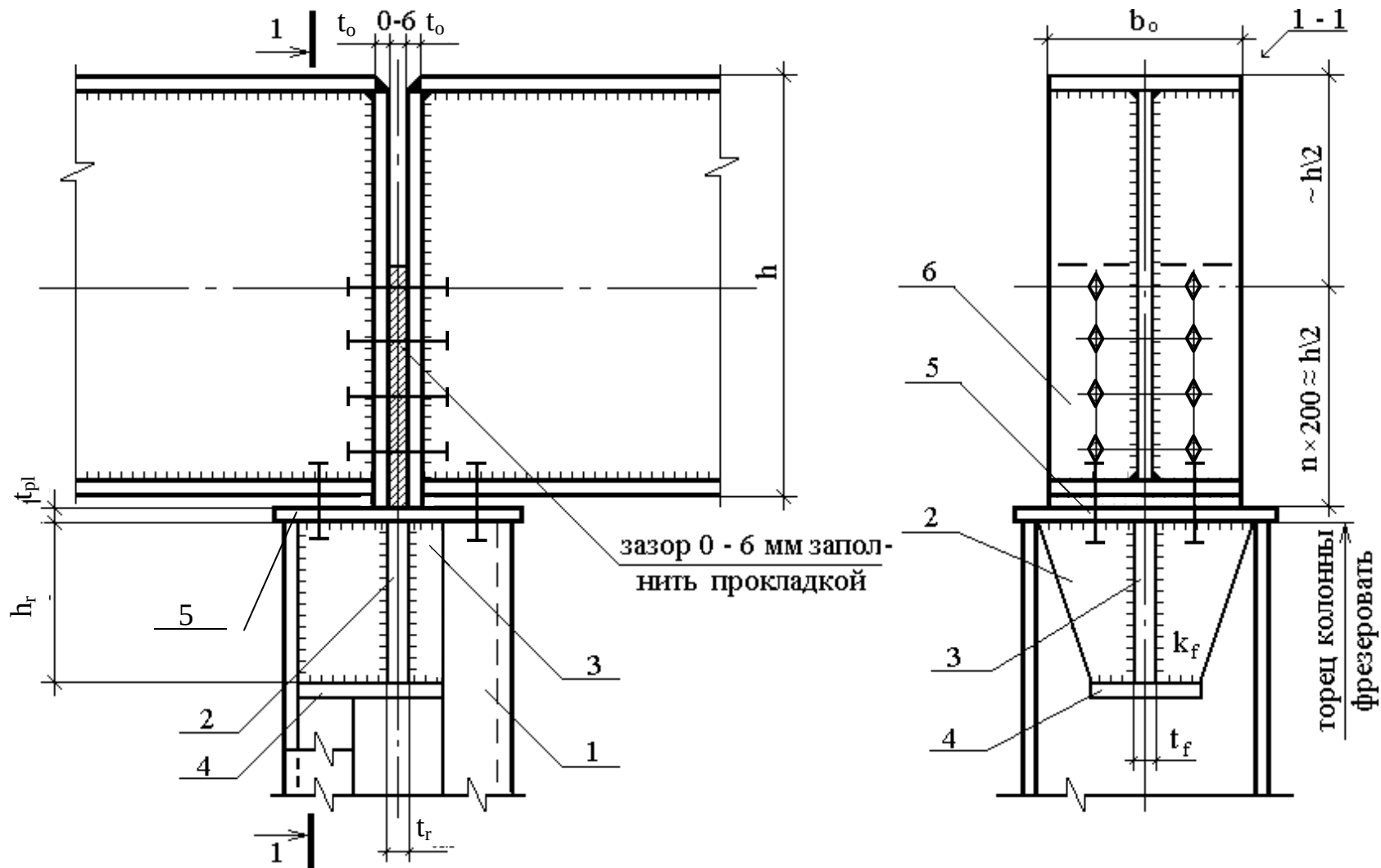


Рисунок 3.10 – Опираение главных балок на сквозную колонну сверху при расположении главных балок параллельно материальной оси колонны (когда $l_{efx}=l_{max}$, а $l_{efy}=l_{min}$, (см. формулу 3.2)): 1 – ветвь колонны; 2 – опорное ребро колонны; 3 – траверса; 4 – подкрепляющее ребро; 5 – опорная плита; 6 – опорное ребро главной балки

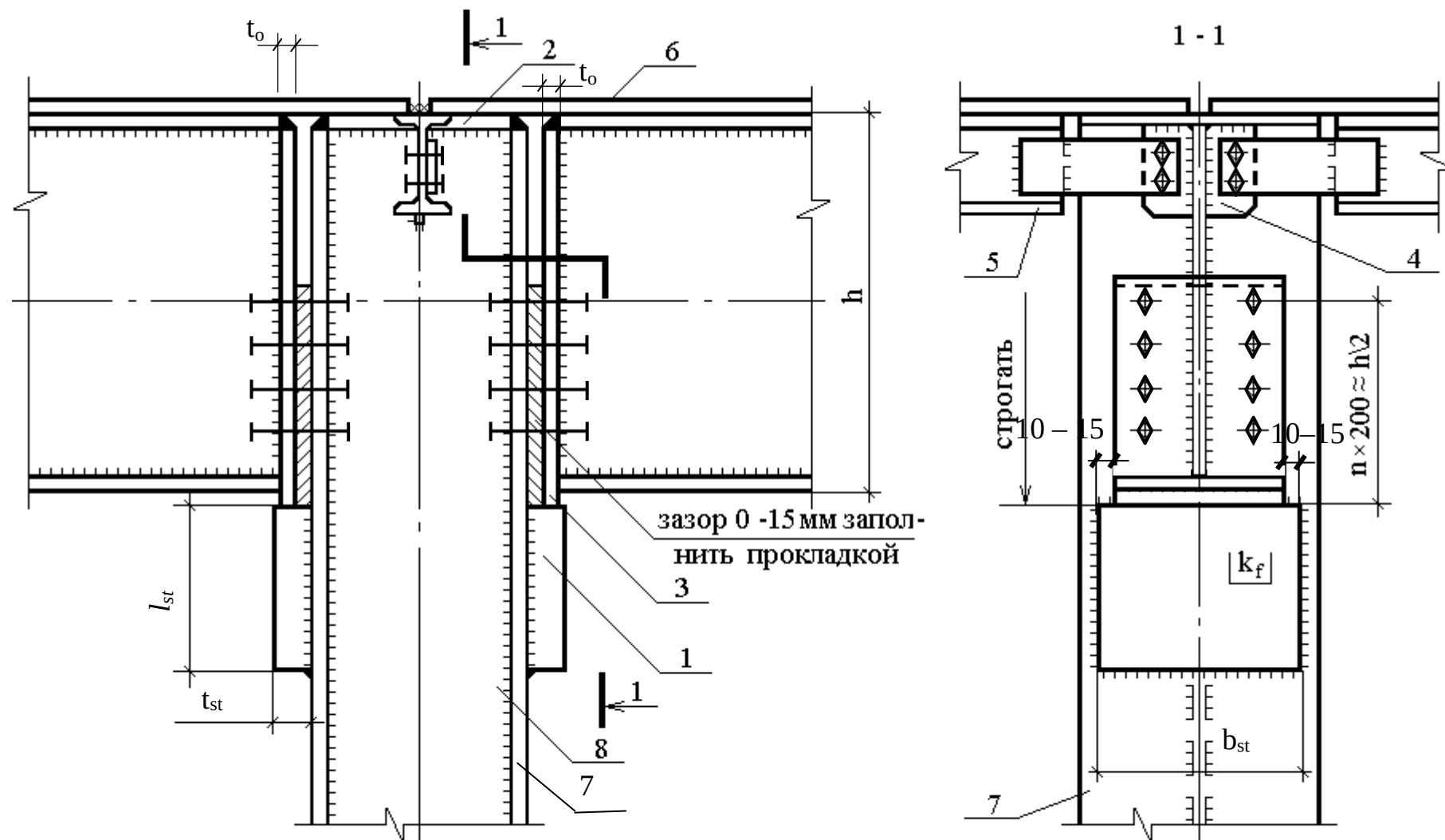


Рисунок 3.11 – Опираие главных балок на сплошную колонну сбоку при сопряжении балок настила с главной в одном уровне: 1 – опорный столик; 2 – верхний лист колонны; 3 – опорное ребро главной балки; 4 – подкрепляющее ребро; 5 – прокатная балка; 6 – настил; 7 – полка колонны; 8 – стенка колонны

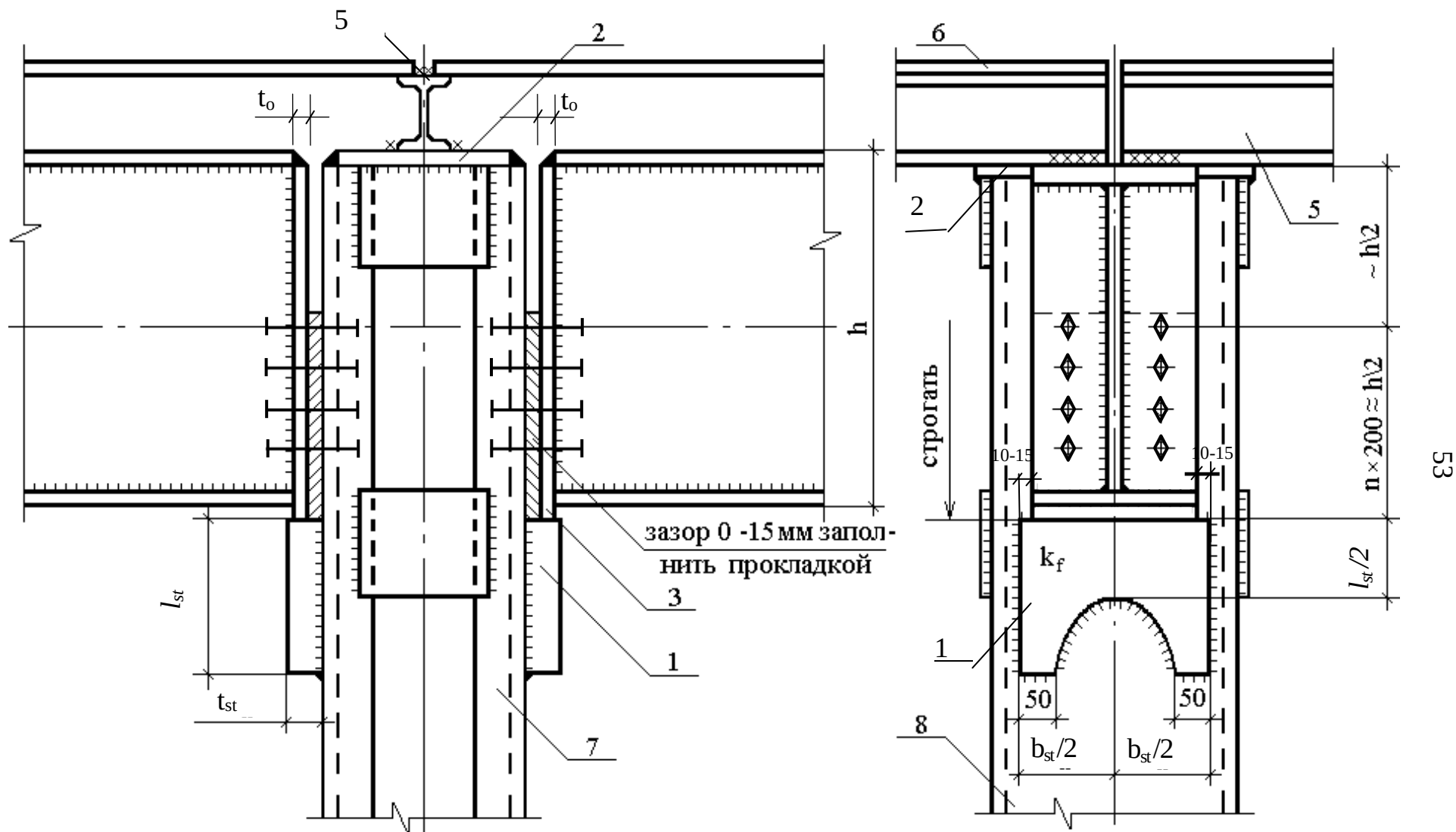


Рисунок 3.12 – Опираие главных балок на сквозную колонну сбоку при этажном сопряжении балок настила с главной балкой: 1 – опорный столик; 2 – верхний лист колонны; 3 – опорное ребро главной балки; 5 – прокатная балка; 6 – настил; 7 – полка ветви колонны; 8 – стенка ветви колонны

Принимаемая в расчете длина $\square_{ef}$ не должна быть больше ширины ребра 2 (рисунок 3.9) или вставки 3 для оголовков по рисунку 3.7.

Окончательно толщины t_{pl} и t_r необходимо принять в соответствии с таблицей Ж.1, приложения Ж, часть 1, округляя полученные по расчету t_{pl} и t_r в большую сторону до толщин листового проката.

Если $t_r > t_w$, то стенку 1 колонны в верхней части заменяют вставкой 3 с толщиной $t_{ect} \geq t_r$ (смотри рисунок 3.7). Можно также приварить к стенке накладки с обеих сторон, при этом сумма толщин стенки и накладок должна быть не меньше t_r . Однако иногда возможны затруднения при приварке накладок [2, т.1, рисунок 4.21] и потеря их устойчивости. Поэтому их применение ограничено, и в курсовом проекте не рассматривается.

Для непосредственной передачи опорных реакций балок с опорной плиты 5 на вставку 3 (рисунок 3.7) или вертикальные ребра 2, или траверсу 3 (рисунки 3.8; 3.9; 3.10) их необходимо плотно пригнать к опорной плите. Для этого строгают торец вставки 3 или ребер 2, или траверсы 3, пригоняемый к опорной плите колонны (рисунки 3.7 – 3.10). В этом случае швы, которыми приваривается плита 5 к примыкающим элементам (на рисунках 3.7 – 3.10), назначается конструктивно. Часто для плотной пригонки фрезеруют торец колонны и поверхность плиты 5.

Высота вставки 3 h_r (рисунок 3.7), траверсы 3 h_r (рисунок 3.10) или ребра 2 h_r (h_p) (рисунок 3.8 и рисунок 3.9) определяется по необходимой длине сварных угловых швов для их крепления к элементам, на которые они передают усилия. Длина шва определяется по минимальной прочности сварного углового шва R_{wm} (смотри формулы 3.29)

$$h_r = [2B / (4R_{wm} \cdot k_f)] + 1 \text{ см}, \quad (3.65)$$

При определении h_r (h_p) необходимо соблюдать условия $k_f \leq 1,2t_{min}$, предотвращающее пережег тонких листов, а также разрушение швов из-за неравномерного распределения напряжений $h_r \leq 85\beta_f k_f$ и требования о минимальном катете шва по условию свариваемости (приложение И, таблица

И.1, часть 1). Для возможности наложения швов необходимой толщины приходится иногда делать в узле (рисунок 3.8) толстые вставки равные t_r вместо стенки на длину ребра 2. А, в узлах (рисунок 3.9 и 3.10) пропускать ребра 2 и 3 сквозь стенку швеллера (или двутавра) и приваривать эти ребра с внутренней стороны к стенке швеллера (или двутавра), а с внешней – к дополнительным накладкам. Эти накладки как бы утолщают стенку швеллера (или двутавра), к которому они привариваются у полок.

Размеры вертикальных швов крепления ребер 2 рисунок 3.8 и рисунок 3.10 надо назначить несколько большими на 10 – 20% для возможности восприятия ими горизонтальных сил, возникающих в ребрах 2 и равных

$$N_x = 3Bb_0 / (8h_r) \quad (3.66)$$

Прочность вертикальных швов крепление ребер 2 по рисунку 3.8 и рисунку 3.10 проверяют по формуле

$$\sqrt{(B/(2h_r k_f))^2 + (N_x / (h_r k_f))^2} \leq R_{wm} \quad (3.67)$$

Швы крепления ребер 2 к плитам 5 (рисунок 3.8 и рисунок 3.10) принимают первоначально по значению $k_{f,min}$ (приложение И, таблица И.1, часть 1), и проверяют на прочность от действия горизонтальной силы N_x по формуле

$$N_x / (b_0 k_{f,min}) \leq R_{wm} \quad (3.68)$$

При использовании вставок, заменяющих стенку в узле по рисунку 3.8, ребра 2 объединяют в единое ребро на всю длину смятия l_{ef} и пропускают между вставками. В этом случае горизонтальная сила N_x в швах не учитывается. В узле по рисунку 3.10 траверсы 3 могут оказаться более толстыми по условию (3.71) и они делаются без разрывов, а более тонкие ребра 2 привариваются с двух сторон к траверсам 3.

Вставки, ребра, траверсы, а также элементы, на которые они непосредственно передают усилия (стенки колонн на рисунках 3.8; 3.9; 3.10

или полки на рисунке 3.7 и т.п.) должны быть проверены на срез

$$\tau = 2B / (h_r \sum t_{min}) \leq R_s, \quad (3.69)$$

где $\sum t_{min}$ – меньшая суммарная толщина одновременно срезаемых листов. Например, для узла на рисунке 3.8, меньшей величине из значений $2t_w$ или $2t_r$. Для узлов на рисунках 3.7; 3.9; 3.10 меньшей величине, из значений $2t_r$ или $4t$; здесь t – толщина полки колонны t_f (рисунок 3.7) или толщина стенки t_w ветви колонны по прил. Г, Д, часть 1 (рисунки 3.9; 3.10).

Если условие (3.69) не выполняется, то из него определяют $\sum t_{min}$, и, толщину стенки на рисунке 3.7 заменяют вставками или увеличивают высоту h_r . Для оголовков на рисунках 3.9; 3.10, если невозможно обеспечить прочность, увеличивая h_r , надо пропустить траверсы 3 в прорезы стенок ветвей и приварить дополнительные накладки к траверсе и ветвям у их полок.

При проверке на срез полок сплошных колонн (рисунок 3.7) по необходимости можно учесть долю усилия, воспринимаемую стенкой колонны

$$N_w = \sigma_c \cdot t_w \cdot h_w, \text{ здесь } \sigma_c = 2B / A, \quad (3.70)$$

где t_w и h_w – соответственно, толщина и высота стенки колонны;

A – площадь сечения колонны (смотри п.5.3.4).

В сквозных колоннах в элементах 2 и 3 (рисунки 3.9; 3.10) необходимо учитывать совместное действие среза и изгиба. При этом должно выполняться условие:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15R_y, \quad (3.71)$$

где σ_{ef} – определяется по формуле (3.69) при замене в ней $\sum t_{min}$ на удвоенную толщину элементов 2 или 3;

σ – нормальные напряжения от изгиба в элементах 2 или 3. Их можно определить по формуле:

$$\sigma = M / W = 2B \cdot b \cdot 6 / (4t_r \cdot h_r^2) = 3B \cdot b / (t_r \cdot h_r^2) \leq R_y, \quad (3.72)$$

где t_r – толщина ребра 2 или траверсы 3;

b – расстояние между стенками ветвей, можно принять, несколько в запас, его размеру b принятому в п.5.3.5.

Если условие (3.71) не выполняется, то увеличивают высоту или (и) толщину ребра 2 или траверсы 3.

Ребра 4 упрощают стык толстых вставок с тонкими стенками колонн (рисунки 3.7; 3.8) при разности толщин их более 4 мм. Если разность не более чем на 4 мм, то ребра 4 можно не ставить. Ребра 4 можно не ставить и при большей разнице толщин стыкуемых элементов. В этом случае, в более толстом листе (вставке), надо сделать скосы кромок листа с уклоном 1:5 до толщины стенки. Если и в этом случае, полученная новая толщина более толстого листа, будет больше толщины стыкуемого элемента, необходимо выполнить и разделку кромки этого листа для выполнения стыкового шва.

При примыкании главных балок к колонне сбоку (рисунки 3.11; 3.12) опорные ребра 3 балок передают реакции B на столики 1 из толстых листов. Минимальная толщина t_{st} опорного столика принимается на $15 \div 20$ мм больше толщины t_0 опорного ребра 3 балки (рисунки 3.11, 3.12) для компенсации неточностей изготовления и монтажа. При определении размеров шва для крепления столика учитывают не параллельность строганных поверхностей опорного ребра 3 балки и столика 1, увеличивая опорную реакцию на $30 \div 50$ %, тогда длина шва крепления столика определится из условия прочности по минимальному расчетному сопротивлению R_{wm} , которое определяется по формулам (3.29):

$$l_w = 1,5B / (k_f \cdot R_{wm}) \quad (3.73)$$

Катет шва назначают с учетом конструктивных требований (приложение И, часть 1), а также не более $k_f \leq 1,2 \cdot t_{min}$; $k_f \leq 18$ мм.

Для уменьшения концентрации напряжений в швах крепления столика

и компенсации непровара и возможного образования кратера, швы заводят на верхнюю грань столика от 10 до 15 мм с каждой стороны. В этом случае $b_{st} \geq b_0 + (40 \div 50) \text{ мм}$.

Высота столика $\square_{st}$ определяется по наибольшей требуемой длине швов для конструкции столика (рисунок 3.11)

$$\square_{st} = (l_w - b_{st}) / 2. \quad (3.74)$$

Для равномерного распределения напряжений в шве должно соблюдаться условие $\square_{st} \leq 85\beta_f \cdot k_f$. Если это условие выполнить невозможно, столик конструируют с вырезом (рисунок 3.12). Высоту столика для конструкции (рисунок 3.12) приблизительно можно определить по формуле:

$$\square_{st} = [(l_w - b_{st}) / 3] + 50 \text{ мм}. \quad (3.75)$$

Размещая вырез для швов, проверяют длину шва и уточняют размеры столика, а также проверяют условие $\square_{st} \leq 85\beta_f k_f$.

5.3.8 Указания на технико-экономическое обоснование принимаемых существенных инженерных решений

В третьей части курсового проекта обосновываются расчетные схемы колонны и тип ее сечения, если он не оговорен в задании. Сечение колонны подбирается таким образом, чтобы оно не имело излишних запасов прочности и устойчивости. Для сквозного типа сечения колонны ветви из двутавровых профилей принимаются тогда, когда они оказываются экономичней профилей из швеллеров или площадь сечения швеллеров, оказывается недостаточной из-за ограниченности сортамента.

При выборе вида сварки необходимо исходить из того, что конструкция колонны будет полностью изготавливаться на специализированном заводе металлоконструкций.

При сварке конструкций колонн назначаются минимальные катеты

угловых швов согласно [3], но не менее требуемых по расчету и принимают односторонние угловые швы, когда это допустимо нормами или по расчету.

План-график выполнения задания третьей части КП

Таблица 3.3 – Примерный календарный план выполнения третьей части КП

Этапы выполнения	Недели					
	11	12	13	14	15	16
Обоснование закреплений колонн, расчетных схем и расчетных длин. Выбор типа сечения колонны.						
Подбор и проверки сечения сплошной колонны. Определение размеров сечения сквозной колонны.						
Конструирование базы колонны.						
Конструирование и расчет оголовка колонны.						
Оформление пояснительной записки и выполнение графической части КП.						
Подготовка к защите и защита КП						

6 Критерии оценивания проекта

Критерии оценивания проекта описаны в первой части методических указаний.

7 Порядок защиты проекта

Порядок защиты проекта описан в первой части методических указаний.

8. Список основной и дополнительной литературы

Основная литература

1. Металлические конструкции: учебник для студ. учреждений высш. проф. образования / [Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.] ; под ред. Ю.И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – М.: Издательский центр «Академия», 2011. – 688с. – (Сер. Бакалавриат).

Дополнительная литература

2. Металлические конструкции В 3 т. Т.1. Элементы конструкций: Учебник для строительных вузов / В.В. Горев, В.В. Филиппов и др.; Под редакцией В.В. Горева – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высшая школа, 2001. – 551с.

3. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Министерство строительства и ЖКХ РФ. – М.: Минстрой России, 2017. – 148 с.

4. СНиП 11-23-81*. Стальные конструкции. – М.: Стройиздат, 2010. – 96 с.

5. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Министерство строительства и ЖКХ РФ. – М.: Минстрой России, 2016. – 90 с.

6. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М.: Стройиздат, 2010. – 44с.

7. Металлические конструкции (справочник проектировщика). В 3 т / Под ред. В.В. Кузнецова – М.: АСВ, 1998 – 1999.

8. Абаринов А.А. Составление детализованных чертежей металлических конструкций. – М: Стройиздат, 1978. – 90с.

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
по выполнению курсового проекта по дисциплине
«Металлические конструкции, включая сварку»
для студентов бакалавров по направлению «Строительство»
08.03.01 «Промышленное и гражданское строительство»
Часть 3

Составитель: Гаврилова А.И.

Изд. лиц. Подписано к печати
Формат 60×84 1/16 Усл. п. л. 2.6 Уч. – изд. л. 2.3
Бумага газетная. Печать офсетная. Заказ № . Тираж 50.
СКФУ, ИИ
355029, г. Ставрополь, пр. Кулакова, 2

Отпечатано в типографии СКФУ
Издательство Северо-Кавказского Федерального
Университета

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования
«СЕВЕРО-КАВКАЗСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

**МЕТОДИЧЕСКИЕ
УКАЗАНИЯ ДЛЯ СТУДЕНТОВ ПО ОРГАНИЗАЦИИ
САМОСТОЯТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ
ПО ДИСЦИПЛИНЕ
(Металлические конструкции, включая сварку)**

Направление подготовки
Направленность (профиль)

Квалификация
Форма обучения

08.03.01 Строительство
Промышленное и гражданское
строительство
бакалавр
очная, заочная

Ставрополь

Методические рекомендации разработаны для студентов по организации самостоятельных работ по дисциплине «Металлические конструкции, включая сварку» по направлению подготовки студентов 08.03.01 «Строительство»

Содержание

Введение.....	4
1. Общая характеристика самостоятельной работы студента при изучении дисциплины «Металлические конструкции, включая сварку».....	5
2. План-график выполнения самостоятельной работы.....	6
3. Контрольные точки и виды отчетности по ним.....	7
4. Методические рекомендации по изучению теоретического материала.....	7
5. Методические указания по видам работ, предусмотренных рабочей программой дисциплины.....	8
6. Методические указания по подготовке к экзамену.....	9
7. Методические указания по выполнению курсового проекта и расчетно-графической работы.....	9
8. Список рекомендуемой литературы.....	19

Введение

Методические рекомендации по выполнению самостоятельной работы предназначены для студентов направления подготовки 08.03.01 Строительство.

Самостоятельная работа проводится с целью:

- систематизации и закрепления полученных теоретических знаний и практических умений обучающихся;
- углубления и расширения теоретических знаний;
- формирования умений использовать нормативную, правовую, справочную документацию и специальную литературу;
- развития познавательных способностей и активности обучающихся: творческой инициативы, самостоятельности, ответственности, организованности;
- формирование самостоятельности мышления, способностей к саморазвитию, совершенствованию и самоорганизации;
- формирования общих и профессиональных компетенций;
- развитию исследовательских умений.

Внеаудиторная самостоятельная работа выполняется студентом по заданию преподавателя, но без его непосредственного участия.

Перед выполнением студентами внеаудиторной самостоятельной работы преподаватель проводит инструктаж по выполнению задания, который включает цель задания, его содержание, сроки выполнения, ориентировочный объем работы, основные требования к результатам работы, критерии оценки. В процессе инструктажа преподаватель предупреждает студентов о возможных типичных ошибках, встречающихся при выполнении задания.

В качестве форм и методов контроля внеаудиторной самостоятельной работы студентов используются самостоятельное изучение и подготовка его к лекционным и практическим занятиям, зачеты, выполнение курсового

проекта, расчетно-графической работы, сдача экзамена.

Критериями оценки результатов внеаудиторной самостоятельной работы студента являются:

- уровень освоения студентом учебного материала;
- умение студента использовать теоретические знания при выполнении практических задач; сформированность общеучебных умений;
- уровень умения активно использовать электронные образовательные ресурсы, находить требующуюся информацию, изучать ее и применять на практике;
- обоснованность и четкость изложения ответа;
- оформление материала в соответствии с требованиями
- уровень умения четко сформулировать проблему, предложив ее решение, критически оценить решение и его последствия;
- уровень умения определить, проанализировать альтернативные возможности, варианты действий;
- уровень умения сформулировать собственную позицию, оценку и аргументировать ее.

1. Общая характеристика самостоятельной работы студента при изучении дисциплины «Металлические конструкции, включая сварку»

Целью освоения дисциплины «Металлические конструкции, включая сварку» является: подготовка квалифицированных специалистов в области промышленного и гражданского строительства, знающих теоретические основы проектирования и строительства, и умеющих их эффективно использовать их в практической деятельности.

Задачи дисциплины – изучение методов расчета и применение их при проектировании и реконструкции предприятий, зданий и сооружений

различного назначения.

Формируемые в результате подготовки компетенции это: моделирование расчетных схем, действующих нагрузок, иных свойств элементов проектируемого объекта и его взаимодействия с окружающей средой с соблюдением установленных требований для производства работ по инженерно-техническому проектированию объектов градостроительной деятельности. Способность выполнять необходимые расчеты для составления проектной и рабочей документации в сфере инженерно-технического проектирования объектов градостроительной деятельности.

2. План-график выполнения самостоятельной работы

№ п/п	Вид деятельности студентов	Сроки выполнения, нед.
6 семестр		
1	Самостоятельное изучение литературы по темам предусмотренным учебным планом	1-16
2	Подготовка к лекционным занятиям. Конспект лекций	1-16
3	Подготовка отчета к практическим занятиям предусмотренным учебным планом. Отчет по практическим работам	1-16
4	Выполнение курсового проекта и его защита	1-16
	Зачет	17
7 семестр		
1	Самостоятельное изучение литературы по темам предусмотренным учебным планом	1-16
2	Подготовка к лекционным занятиям. Конспект лекций	1-16
3	Подготовка отчета к практическим занятиям предусмотренным учебным планом. Отчет по практическим работам	1-16
4	Выполнение расчетно-графической работы и её защита	1-17
5	Подготовка и сдача экзамена по дисциплине	

3. Контрольные точки и виды отчетности по ним

№ п/п	Вид деятельности студентов	Сроки выполнения	Количество баллов
	6 семестр		
1	Собеседование по темам. Результаты выполнения практических работ №1-4.	7	10
2	Собеседование по темам. Результаты выполнения практических работ №1-8.	15	10
3	Курсовой проект	17	35
	Итого за 6 семестр		55
	7 семестр		
1	Собеседование по темам. Результаты выполнения практических работ №1-9.	7	10
2	Собеседование по темам. Результаты выполнения практических работ №1-18.	14	10
3	Расчетно-графическая работа	17	35
	Итого за 7 семестр		55
	Итого		55

4. Методические рекомендации по изучению теоретического материала

Для выполнения практических работ, курсового проекта, расчетно-графической работы студент должен ознакомиться с соответствующими разделами теоретического материала и приведенными примерами в учебной литературе и методических указаниях по данной дисциплине. Самостоятельную проработку необходимых тем лекционного курса, практических работ, указывает преподаватель на соответствующих занятиях.

Результатами самостоятельной работы студентов по этим материалам являются составление: конспекта лекций, отчет по практическим занятиям и собеседование с преподавателем по соответствующим темам.

5. Методические указания по видам работ, предусмотренных рабочей программой дисциплины

Рабочей программы дисциплины предусмотрены следующие виды

занятий и работ для студентов: в шестом семестре – лекции, практические работы, курсовой проект, зачет; в седьмом семестре – лекции, практические работы, расчетно-графическая работа, экзамен.

Во время посещения лекций студенты кратко конспектируют основные положения излагаемого материала лекций, выделяя его главные положения, либо слушают этот материал. Рекомендуется повторить прослушанный материал лекции не позднее 48 часов после его изложения. В этом случае начинает срабатывать долгосрочная память, и все основные положения материала будут усвоены. Если какие-то темы рекомендуются проработать самостоятельно, то студентом составляется краткий конспект, проработанный темы материала. При собеседовании с преподавателем по темам лекций студент должен предоставить такой краткий конспект проработанных самостоятельно тем лекций.

При посещении практических работ каждый студент должен иметь отдельную подписанную тетрадь для выполнения заданий по практическим занятиям. В тетради записываются разбираемые темы практических занятий и решенные на разобранные темы задания. Конспект решенных заданий представляется студентом преподавателю ведущим практические занятия при собеседовании.

Максимально возможный балл за весь текущий контроль устанавливается равным **55**. Текущее контрольное мероприятие считается сданным, если студент получил за него не менее 60% от установленного для этого контроля максимального балла. Рейтинговый балл, выставаемый студенту за текущее контрольное мероприятие, сданное студентом в установленные графиком контрольных мероприятий сроки, определяется следующим образом:

Уровень выполнения контрольного задания	Рейтинговый балл (в % от максимального балла за контрольное задание)
Отличный	100
Хороший	80
Удовлетворительный	60
Неудовлетворительный	0

6. Методические указания по подготовке к экзамену

Для подготовки к экзамену по дисциплине студенту выдается перечень экзаменационных вопросов. Подготовка к экзамену осуществляется в течение всего изучения курса дисциплины путем проведения лекций-бесед, самостоятельного изучения отдельного материала по учебникам, подготовкой к практическим занятиям, выполнением курсового проекта и расчетно-графической работы. В сессию студентам отводится дополнительное время для систематизации полученных знаний, умений и повторения соответствующего материала. Для этого необходимо по каждому вопросу во время подготовки составить краткий тезисный план ответа, включая необходимые поясняющие рисунки.

7. Методические указания по выполнению курсового проекта и расчетно-графической работы

Для выполнения курсового проекта в шестом семестре каждому студенту выдается индивидуальное задание на тему: «Балочная площадка на колоннах». Задание подписывается самим студентом, руководителем курсового проекта и утверждается заведующим кафедрой.

После получения задания студент должен приступить к его выполнению. Курсовой проект выполняется в течение всего семестра.

Курсовой проект состоит из пояснительной записки и графической части – одного листа ватмана формата А1.

Примерный объем пояснительной записки курсового проекта – 25 ÷ 30 листов рукописного текста или текста печатающих и графических устройств ЭВМ, с необходимыми рисунками и пояснениями на листах формата А4.

Рабочий чертеж 1 лист ватмана формата А1 выполняют на стадии КМД (конструкции металлические детализовочные).

На листе размещают схемы расположения отправочных марок балок, колонн и связей со спецификацией к схемам расположения, разрезы – продольный и поперечный. Рабочие чертежи отправочных марок балок, колонны, с необходимыми сечениями, видами, со спецификацией металла, основные монтажные и укрупнительные узлы в двух видах. Образец оформления чертежа одного из вариантов курсового проекта представлен на стенде в аудитории 216, в одиннадцатом корпусе университета.

Пояснительная записка курсового проекта содержит:

- титульный лист;
- задание на курсовой проект;
- содержание;
- введение;
- основную часть в соответствии с утвержденным заданием на курсовой проект, необходимые рисунки, таблицы, схемы и т.д.
- заключение;
- список использованных источников;
- приложение (при необходимости).

Пояснительная записка проекта состоит из следующих основных разделов:

- компоновка одного, двух типов схем балочных площадок;
- расчет балок из фасонного проката для скомпонованного (ых) варианта (тов);
- компоновки и расчета составных сварных стальных балок;

- расчет и конструирование узлов составных сварных стальных балок;
- расчет центрально-сжатых стальных колонн в соответствии с нормами;
- расчет и конструирование узлов центрально-сжатых стальных колонн.

Оформление пояснительной записки должно соответствовать требованиям ГОСТ 2.105, ГОСТ 2.106, ГОСТ 2.104, ГОСТ 2.301, а при оформлении с применением печатающих и графических устройств ЭВМ по ГОСТ 2.004-88 на листах формата А4 (210х297) белой бумаги на одной стороне, межстрочный интервал полуторный. На листах наносится ограничительная рамка, отстоящая от левого края на 20мм и от остальных – на 5мм, поля, штамп. При выполнении текста с применением печатающих и графических устройств ЭВМ шрифт следует использовать «Times New Roman», размер 14, выравнивание «по ширине», интервал 1,5, абзацный отступ первой строки – 1,25 см. Оформление пояснительной записки должно отвечать требованиям ГОСТ 2.105-95 ЕСКД. Общие требования к текстовым документам, ГОСТ 2.106-96 ЕСКД. Текстовые документы.

На листе «Введение» внизу приводится 4-х сантиметровый штамп по высоте, на последующих листах пояснительной записки внизу размещается 1,5 сантиметровый штамп.

Заглавный лист (первый лист текстовой части – введение) пояснительной записки должен соответствовать форме 9, а последующие – форме 9а по ГОСТ 2.106.

Чертежи и схемы курсового проекта должны выполняться на стандартных форматах согласно ГОСТ 2.301 с надписью по ГОСТ 2.104 в правом нижнем углу.

При выполнении чертежей, эскизов, схем должны быть соблюдены правила, установленные государственными стандартами ЕСКД, ЕСПД,

Листы текста следует нумеровать арабскими цифрами, соблюдая сквозную нумерацию по всему тексту. Титульный лист, лист задания, листы содержания не нумеруются, но просчитываются. Номер страницы проставляется в правом нижнем углу штампа.

Параграфы, пункты и подпункты (кроме введения, заключения, библиографического списка и приложений) нумеруют арабскими цифрами, например: раздел 1., параграф 1.1., пункт 1.1.1., подпункт 1.1.1.1.

Разделы и подразделы должны иметь заголовки. Слово «раздел» не пишется. Заголовки должны четко и кратко отражать содержание раздела. Заголовки и подзаголовки приводят в форме именительного падежа единственного или множественного числа. Разделы и подразделы следует располагать в середине строки. Переносы слов в заголовках не допускаются. Каждый раздел, начинается с новой страницы. Между разделом и основным текстом ставится 1 пробел. Точка в конце названия раздела, подраздела не ставится.

Рисунки (чертежи, схемы, рисунки) следует располагать в работе непосредственно после текста, в котором они упоминаются впервые или на следующей странице, если в указанном месте они не помещаются. На все рисунки должны быть даны ссылки по тексту пояснительной записки.

Рисунки должны иметь названия, которые помещают под рисунком посередине. Они нумеруются арабскими цифрами порядковой нумерацией в пределах каждого раздела проекта, например, в пределах одного раздела (первого) – Рисунок 1.1 – Расчетная схема балки настила и эпюры внутренних усилий. Шрифт Times New Roman, кегль 14. Нумерация рисунков сквозная в пределах каждого раздела. После названия слова рисунок ставится 1 пробел, номер рисунка, тире и его название. Аналогично подписываются таблицы. Слово таблица, ее номер и название подписываются в левом верхнем углу над таблицей. После названия рисунка и окончания таблицы ставится 1 пробел перед основным текстом.

Формулы, для выполнения расчетов должны иметь сквозную нумерацию в пределах каждого раздела. Номер формулы проставляется в скобках двойной цифрой разделенной точкой и помещается в конце строки. При применении формулы первый раз она записывается полностью, затем с новой строки приводятся необходимые пояснения к ней. При повторном

и последующем её применении, она записывается в общем виде с дальнейшей подстановкой в нее всех значений, без пояснений входящих в неё величин. Подробное изложение выполнения расчетов по курсовому проекту и их последовательность, порядок защиты и список рекомендуемой литературы приводятся в соответствующих методических указаниях по выполнению КП.

После выполнения расчетов по каждому из разделов пояснительной записки студент предоставляет этот материал на проверку преподавателю, ведущему курсовой проект. Проверенные и исправленные по замечаниям, материалы выполненных расчетов пояснительной записки и чертежа, допускаются к защите проекта. При защите проекта студент должен назвать тему проекта, кратко изложить о проделанной работе, пользуясь при изложении чертежом, ответить на заданные вопросы по теме проекта. После защиты студенту выставляется оценка. Критерии оценивания ответов приведены ниже.

Оценка **«отлично»** выставляется, если студент при ответе на вопросы как базового, так и повышенного уровня показывает глубокое и всестороннее знание предмета, обязательной и дополнительной литературы, аргументировано и логически стройно излагает материал, пользуясь СП, ГОСТами, может применять знания для анализа конкретных ситуаций.

Оценка **«хорошо»** ставится, если при ответе на вопросы базовой части студент показывает знание предмета, обязательной литературы, знакомстве с дополнительной литературой, аргументировано излагает материал, умеет применять знания для анализа конкретных ситуаций, однако незначительно нарушает последовательность изложения материала, дает недостаточно полное, хотя и верное определение понятий.

Оценка **«удовлетворительно»** ставится, если студент при ответе на вопросы базовой части показал, что он в основном знает предмет, обязательную литературу, может практически применять свои знания, но программный материал излагает фрагментарно и непоследовательно,

допускает отдельные ошибки и погрешности при проектировании зданий и сооружений, слабо ориентируется в межпредметных связях.

Оценка **«неудовлетворительно»** ставится, если студент не отвечает на предлагаемые ему вопросы базовой части или его ответ показывает, что не усвоено основное содержание предмета, обнаруживается незнание большей части учебного материала, допускаются грубые ошибки при формулировке основных понятий

Максимальная сумма баллов по **курсовому проекту** устанавливается в **100** баллов и переводится в оценку по 5-балльной системе в соответствии со шкалой:

Шкала соответствия рейтингового балла 5-балльной системе

Рейтинговый балл	Оценка по 5-балльной системе
88 – 100	Отлично
72 – 87	Хорошо
53 – 71	Удовлетворительно
< 53	Неудовлетворительно

Для выполнения расчетно-графической работы в седьмом семестре каждому студенту выдается индивидуальное задание на тему: «Стальной каркас одноэтажного производственного здания». Задание подписывается самим студентом и руководителем расчетно-графической работы (РГР).

После получения задания студент должен приступить к ее выполнению. РГР выполняется в течение всего седьмого семестра.

РГР состоит из пояснительной записки и графической части – одного листа ватмана формата А1 (стадия КМ – конструкции металлические).

Примерный объем пояснительной записки РГР – 45 ÷ 55 листов текста печатающих и графических устройств ЭВМ, с необходимыми рисунками и пояснениями на белых листах формата А4, с написанием текста на одной стороне.

На листе графической части проекта приводят: расчетную схему поперечной рамы, схемы расположения элементов связей, полураму, с необходимыми сечениями, узлы – сопряжение верхней и нижней частей колонны; базы колонны. Все узлы выполняются в двух проекциях. Спецификацию элементов, технические условия, условные обозначения.

Пояснительная записка РГР содержит:

- титульный лист;
- задание на РГР;
- содержание;
- введение;
- основную часть в соответствии с утвержденным заданием на курсовой проект, необходимые рисунки, таблицы, схемы и т.д.
- заключение;
- список использованных источников;
- приложение (при необходимости).

Оформление пояснительной записки выполняется аналогично вышеизложенному тексту в курсовом проекте.

В пояснительной записке работы разрабатываются следующие разделы:

- компоновка поперечной рамы и схемы размещения связей в каркасе;
- собираются нагрузки на поперечную раму,
- выполняется ее силовой расчет,
- составляется таблица расчетных сочетаний для колонны;
- рассчитывается и конструируется стальная ступенчатая колонна и её основные узлы.

Подробное изложение выполнения расчетов РГР и их последовательность приводятся в соответствующих методических указаниях по выполнению РГР.

После выполнения расчетов по каждому из разделов пояснительной записки студент предоставляет этот материал на проверку преподавателю,

ведущему РГР. Проверенные и исправленные по замечаниям, материалы выполненных расчетов пояснительной записки и чертежа, допускаются к защите РГР. При защите РГР студент должен назвать тему работы, кратко изложить о проделанной работе, пользуясь при изложении чертежом, ответить на заданные вопросы по теме работы. После защиты студенту выставляется оценка. Критерии оценивания ответов приведены ниже.

Оценка **«отлично»** выставляется, если студент при ответе на вопросы как базового, так и повышенного уровня показывает глубокое и всестороннее знание предмета, обязательной и дополнительной литературы, аргументировано и логически стройно излагает материал, пользуясь СП, ГОСТами, может применять знания для анализа конкретных ситуаций.

Оценка **«хорошо»** ставится, если при ответе на вопросы базовой части студент показывает знание предмета, обязательной литературы, знакомстве с дополнительной литературой, аргументировано излагает материал, умеет применять знания для анализа конкретных ситуаций, однако незначительно нарушает последовательность изложения материала, дает недостаточно полное, хотя и верное определение понятий.

Оценка **«удовлетворительно»** ставится, если студент при ответе на вопросы базовой части показал, что он в основном знает предмет, обязательную литературу, может практически применять свои знания, но программный материал излагает фрагментарно и непоследовательно, допускает отдельные ошибки и погрешности при проектировании зданий и сооружений, слабо ориентируется в межпредметных связях.

Оценка **«неудовлетворительно»** ставится, если студент не отвечает на предлагаемые ему вопросы базовой части или его ответ показывает, что не усвоено основное содержание предмета, обнаруживается незнание большей части учебного материала, допускаются грубые ошибки при формулировке основных понятий

Максимально возможный балл за весь текущий контроль устанавливается равным **55**. Текущее контрольное мероприятие считается

сданным, если студент получил за него не менее 60% от установленного для этого контроля максимального балла. Рейтинговый балл, выставаемый студенту за текущее контрольное мероприятие, сданное студентом в установленные графиком контрольных мероприятий сроки, определяется следующим образом:

Уровень выполнения контрольного задания	Рейтинговый балл (в % от максимального балла за контрольное задание)
Отличный	100
Хороший	80
Удовлетворительный	60
Неудовлетворительный	0

Процедура проведения данного оценочного мероприятия включает в проверку умения применять теоретические знания в выполнении расчетно-графической работы. Каждому студенту выдается задание на расчетно-графическую работу. При выполнении расчетно-графической работы преподаватель определяет уровень владения материалом.

Предлагаемые студенту задания позволяют проверить компетенции ПК-2, ПК-7. Для подготовки к данному оценочному мероприятию необходимо прочитать лекционный материал, выполнить расчетно-графическую работу, изучить дополнительную литературу, установить взаимосвязи между изучаемыми понятиями, запомнить основные определения, продумать, где они могут применяться. Рекомендуется готовиться к данному контрольному мероприятию в течение семестра, разбирая теоретические задания для оценки сформированности компетенций к каждому практическому занятию, вовремя выполняя этапы расчетно-графической работы. Эти задания предлагаются в УМК дисциплины «Металлические конструкции, включая сварку», представленном на кафедре строительства.

Содержание и объем материала, подлежащего проверке, определяется программой дисциплины. При проверке усвоения этого материала

производится выявление полноты, прочности усвоения студентами теории и умения применять ее на практике.

При оценке в первую очередь учитывается показанные студентами знания и умения (их полноту, глубину, прочность, использование). Оценка также зависит от наличия и характера погрешностей. Среди погрешностей выделяют ошибки и недочеты. Погрешность считается ошибкой, если она свидетельствует о том, что студент не овладел основными знаниями, умениями, указанными в программе.

К недочетам относятся погрешности, свидетельствующие о недостаточно полном или недостаточно прочном усвоении основных знаний и умений или об отсутствии знаний, не считающихся основными в соответствии с программой. Недочетами также являются: погрешности, которые не привели к искажению смысла полученного студентом задания или способа его выполнения, неаккуратная запись, небрежное выполнение чертежа.