

Документ подписан простой электронной подписью

Информация о владельце:

ФИО: Первякова Светлана Валерьевна

Должность: Директор Колледжа СКФУ в г. Ставрополе

Дата подписания: 19.06.2026 10:49:48

Уникальный программный ключ:

63a18c373da05c089b08fcc89c468af301900f17

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования

«Северо-Кавказский федеральный университет»

Колледж СКФУ в г. Ставрополе

Методические указания к практическим занятиям

по учебной

ОП.08 МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ, ВКЛЮЧАЯ СВАРКУ

дисциплине

Специальность

08.02.14

Эксплуатация и обслуживание многоквартирного дома

Ставрополь

Тема 1.1. Материалы металлических конструкций. Работа материала
ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №1

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 удар- ной 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, %:

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

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; опор-

ные 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, таблиц 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 $t = -22^\circ\text{C}$.

По приложению 1 таблица 50* [5] определяем, что сварные балки покрытий, несущие статическую нагрузку, отнесены ко 2-й группе конструкций. Для климатического района строительства П₅ с расчетной температурой $t = -22^\circ\text{C}$ 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°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 об-

ратную величину, рациональную условную гибкость стенки условий $\bar{\lambda}_w$, коэффициент 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].

Тема 1.2 Основы расчета металлических конструкций.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №2

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 проверок 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

$$W_{red} = \frac{M}{\frac{c}{1} \frac{R}{\gamma_c}}, \quad (4.2)$$

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 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

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S}{I \cdot f} \leq R_s \gamma_c,$$

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

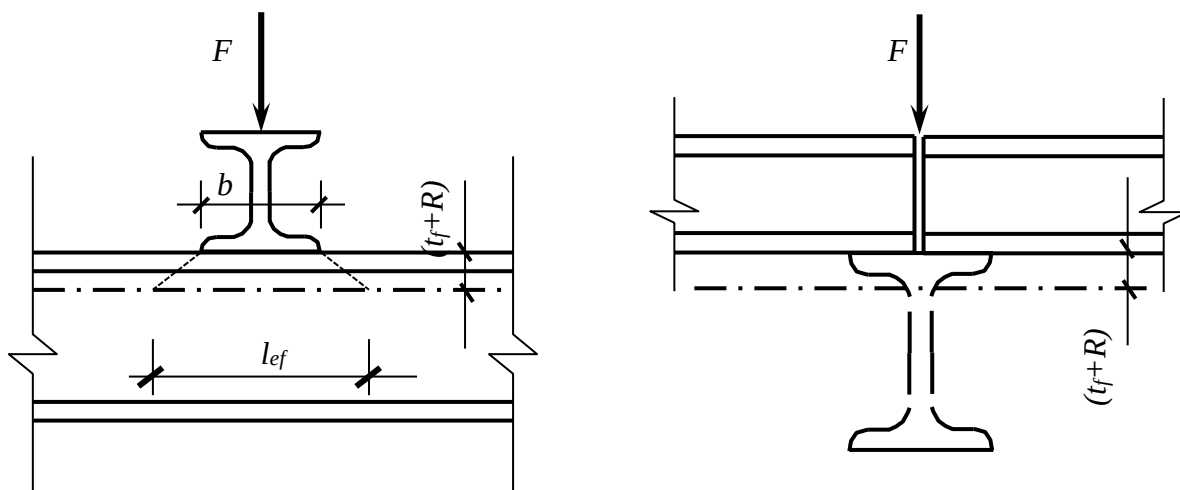


Рисунок 4.1 – Схема распределения сосредоточенной нагрузки на стенку прокатной балки

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

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

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

В случае косоугольного изгиба или изгиба прокатной балки в двух главных плоскостях, при величине $\tau \leq 0$, (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 $15 \leq b/t_f \leq 35$.

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

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;

$$\delta = \left[1 - 0,7 \frac{(c_1 - 1)}{(c - 1)} \right] - \text{учитывает}$$

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 $\lambda_{ef} = \frac{l_{ef}}{i}$ (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 полок по ГОСТ 26020

– 80 можно определить точно, а для двутавров с наклонными гранями полок

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 закреплений 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_v/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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

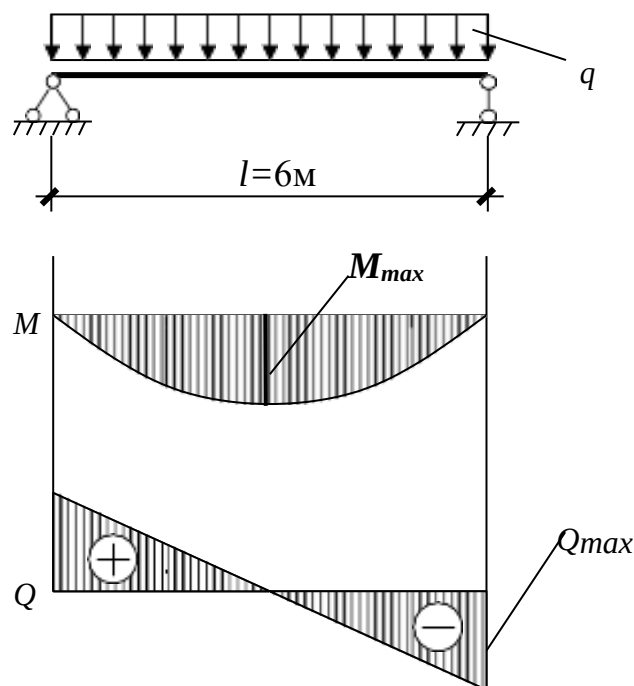


Рисунок 4.2 – Расчетная схема балки и эпюры внутренних усилий M и Q , к примеру, 4.1

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

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

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

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

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):

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

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 полков. 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.

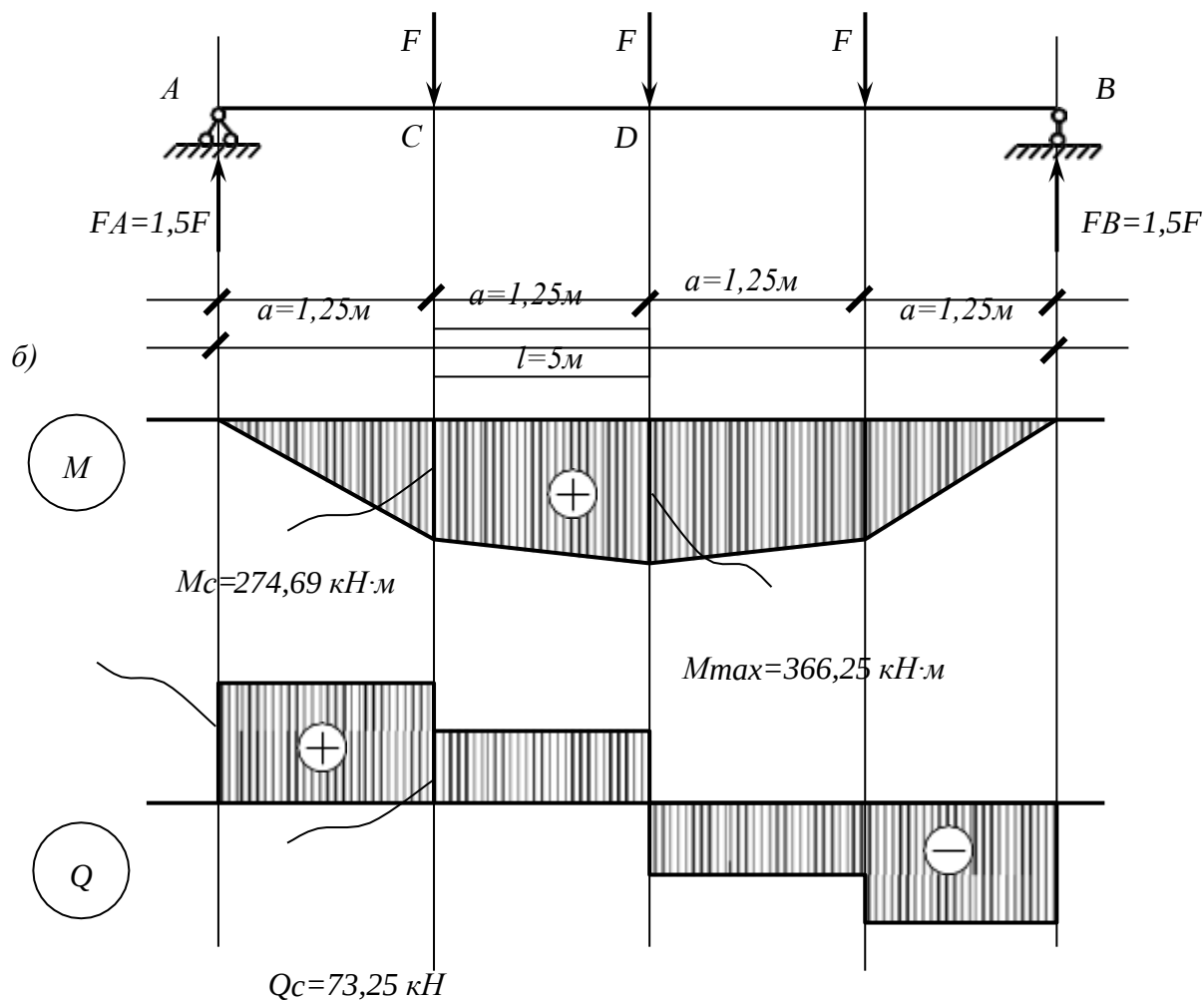
Решение

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:

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

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



$$Q_{\max} = 219,75 \text{ кН}$$

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)

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

По таблице 6, приложение 5 принимаем 50 Б1 с характеристиками сечения $W_x = 1511 \text{ см}^3 > W_{red} = 1447,63 \text{ см}^3$, $I_x = 37160 \text{ см}^4$, $S_x = 860,4 \text{ см}^3$, $t = 0,88 \text{ см}$, $b = 20 \text{ см}$, $t_f = 1,2 \text{ см}$, $h = 49,2 \text{ см}$, $R = 2,1 \text{ см}$, $m = 73 \text{ кг/м}$.

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

$$\frac{A}{A_w} = \frac{b \cdot t_f}{(h - 2 \cdot t_f) \cdot t} = \frac{20 \cdot 1,2}{(49,2 - 2 \cdot 1,2) \cdot 0,88} = 0,583, \text{ равен } c_1 = c = 1,111 \approx 1,11$$

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

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

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

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

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

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

$$< 1,15 R_y \gamma_c = 1,15 \cdot 23 \cdot 1 = 26,45 \text{ кН/см}^2,$$

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

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

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

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

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

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 $l_{ef} = 125$ 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

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

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

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

$I_y = 1606 \text{ см}^4$ (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

$$\varphi_1 = \psi \cdot I \left(\frac{h}{h} \right)^2 = 2,294 \cdot 1606 \left(\frac{49,2}{2,06} \right)^2 \cdot 10^4 = 13,757, \quad \text{так как}$$

$$1 \cdot \frac{E_y}{I} \left(\frac{h}{h} \right)^2 \cdot R = 37160 \cdot \left(\frac{125}{125} \right) = 23$$

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

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

$\varphi_b = 0,68 + 0,21 \cdot 13,757 = 5,56 > 1,0$, следовательно, принимаем $\varphi_b = 1$. Проверяем балку на устойчивость по формуле (4.14), $\gamma_c = 1$, так как $\varphi_b = 1$.

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_b W_C} = \frac{366,25 \cdot 10^2}{1 \cdot 1511} \text{ кН/см}^2 \geq R \cdot \gamma = 23 \cdot 1 = 23 \text{ кН/см}^2.$$

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 про-

филь **I** 50 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).

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

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

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

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

№ варианта	Расчетный пролет балки настила l , м	Постоянная нормативная, равномерно распределенная нагрузка от веса настила q_n , кН/м	Временная, нормативная, равномерно распределенная 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?

Тема 1.3. Виды металлических конструкций Практическое занятие №3

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 расчётных 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:

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

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.

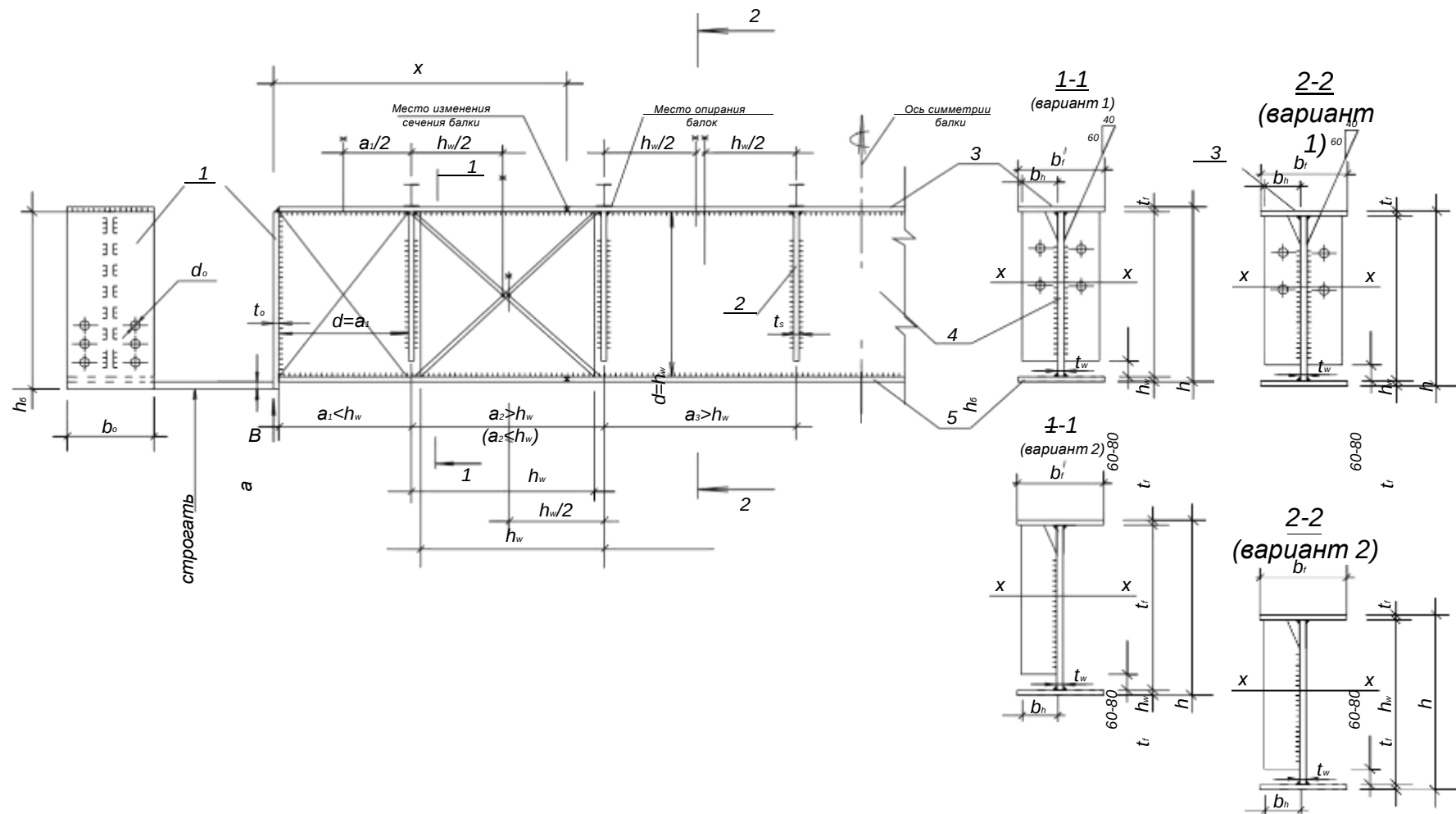


Рисунок 6.1 – Размещение поперечных ребер под каждой опирающейся балкой в составной сварной балке ($\sigma_{loc}=0$): 1 – опорное ребро; 2 – поперечные ребра жесткости; 3 – сжатый пояс балки; 4 – стенка балки; 5 – растянутый пояс балки; * – место расположения сечения в отсеке или условном отсеке для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

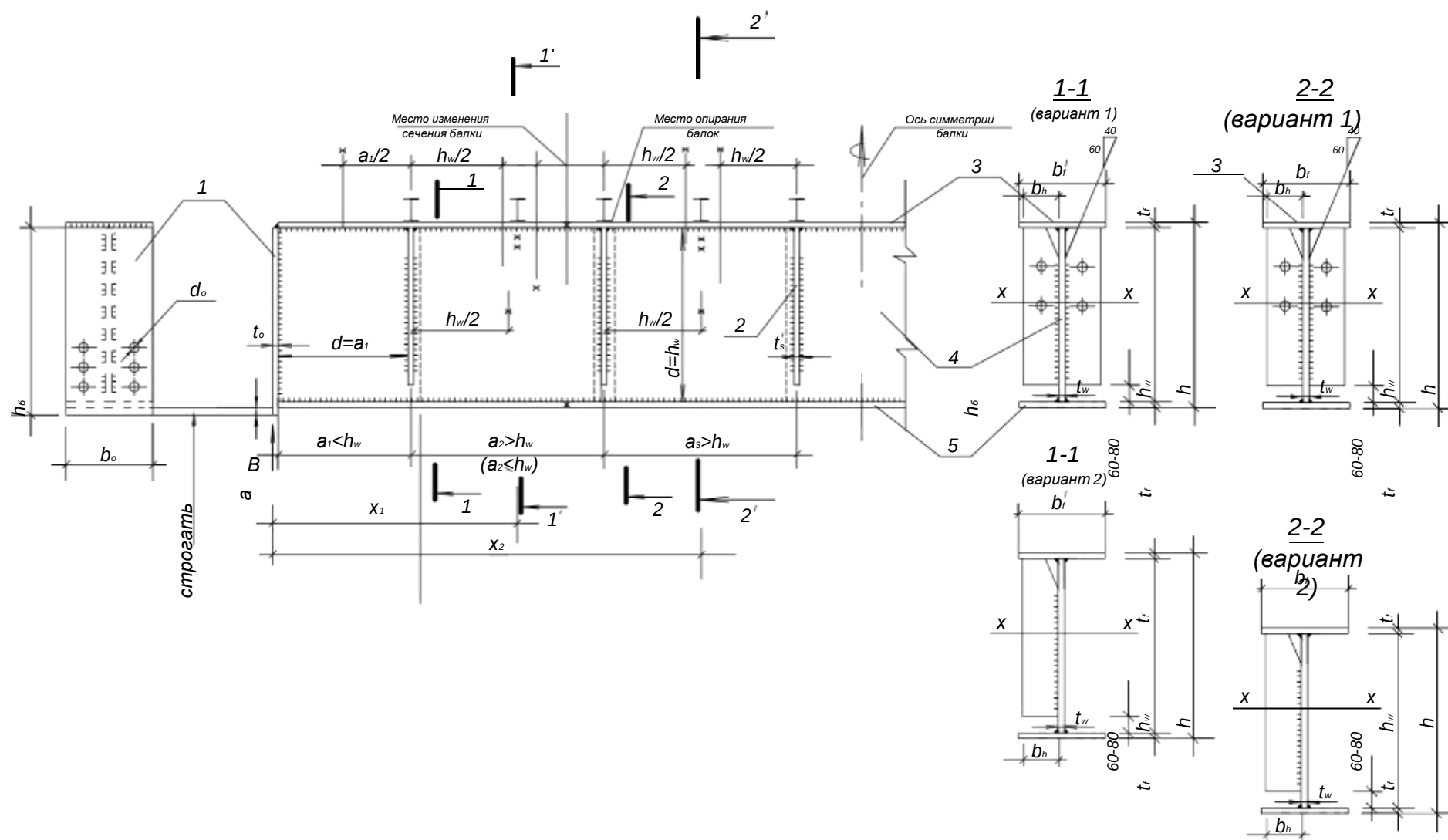


Рисунок 6.2 – Размещение поперечных ребер не под каждой опирающейся балкой в составной сварной балке: ($\sigma_{loc} \neq 0$): 1 – опорное ребро; 2 – поперечные ребра жесткости; 3 – сжатый пояс балки; 4 – стенка балки; 5 – растянутый пояс балки; * – то же, что и на рисунке 6.1; * – место расположения 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 жёсткости 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 жёсткости не приваривают и не доводят их до поясов на 60 – 80 мм (рисунки 6.1, 6.2).

Допускается применять односторонние швы для крепления ребер жёсткости 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 λ_w не превышает

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

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

$$\lambda_w = (h_w / t_w) < 2,5. \quad (6.8)$$

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 $\lambda_w \leq 6$ 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; $\sigma = M h_w / (2 I_x)$ – 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

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

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

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, $\beta=0,8$.

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

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:

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

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 ребер (эти сечения указаны на рисунке 6.2 двумя звездочками), для стенки балки выполняют проверку прочности по приведенным напряжениям

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

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),

$$S_f = b \cdot t_f \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2} \right), \quad I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} + 2b \cdot t_f \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 \quad \text{– для сечения } 2' - 2' \text{ или}$$

$$S_f = b \cdot t_f \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2} \right), \quad I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} + 2b \cdot t_f \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 \quad \text{– для сечения } 1' - 1'$$

(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 (6.15a) или (6.15b) (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

$\overline{\lambda_e}$ находят по формуле

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

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

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

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

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

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 се-

чения 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

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{105}{0,8} \cdot \bar{\tau}_{31,25} > 2,7 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 2,7 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 79,103,$$

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

$$\frac{b}{ef} = \frac{38 - 0,8}{2 \cdot 1,6} = 11,63 < 0,5 \quad = 0,5 \quad = 14,65,$$

$$tf \quad \sqrt{\frac{A}{R_y}} \quad \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}}$$

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 $\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} < 3,5$.

В нашем случае $\lambda_w = \frac{105}{0,8} \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 4,48 > 3,5$, 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 по-

перечную 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 $\chi = 3a - \frac{h_w}{5} = 3 \cdot 112 - \frac{105}{5} = 283 \text{ см} = 2,835 \text{ м}$ от опоры (рисунок

$$1 \quad \left(\begin{array}{c} \text{---} \\ \text{---} \end{array} \right) \quad \left(\begin{array}{c} \text{---} \\ \text{---} \end{array} \right)$$

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

$$I_{x1} = \frac{t \cdot h^3}{12} + 2b_f' \cdot t_f \left(\frac{h}{2} \right)^2 = \frac{0,8 \cdot 105^3}{12} + 2 \cdot 20 \cdot 1,6 \left(\frac{106,6}{2} \right)^2 = 258991,96 \text{ см}^4.$$

Сжимающее напряжение σ_1 :

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

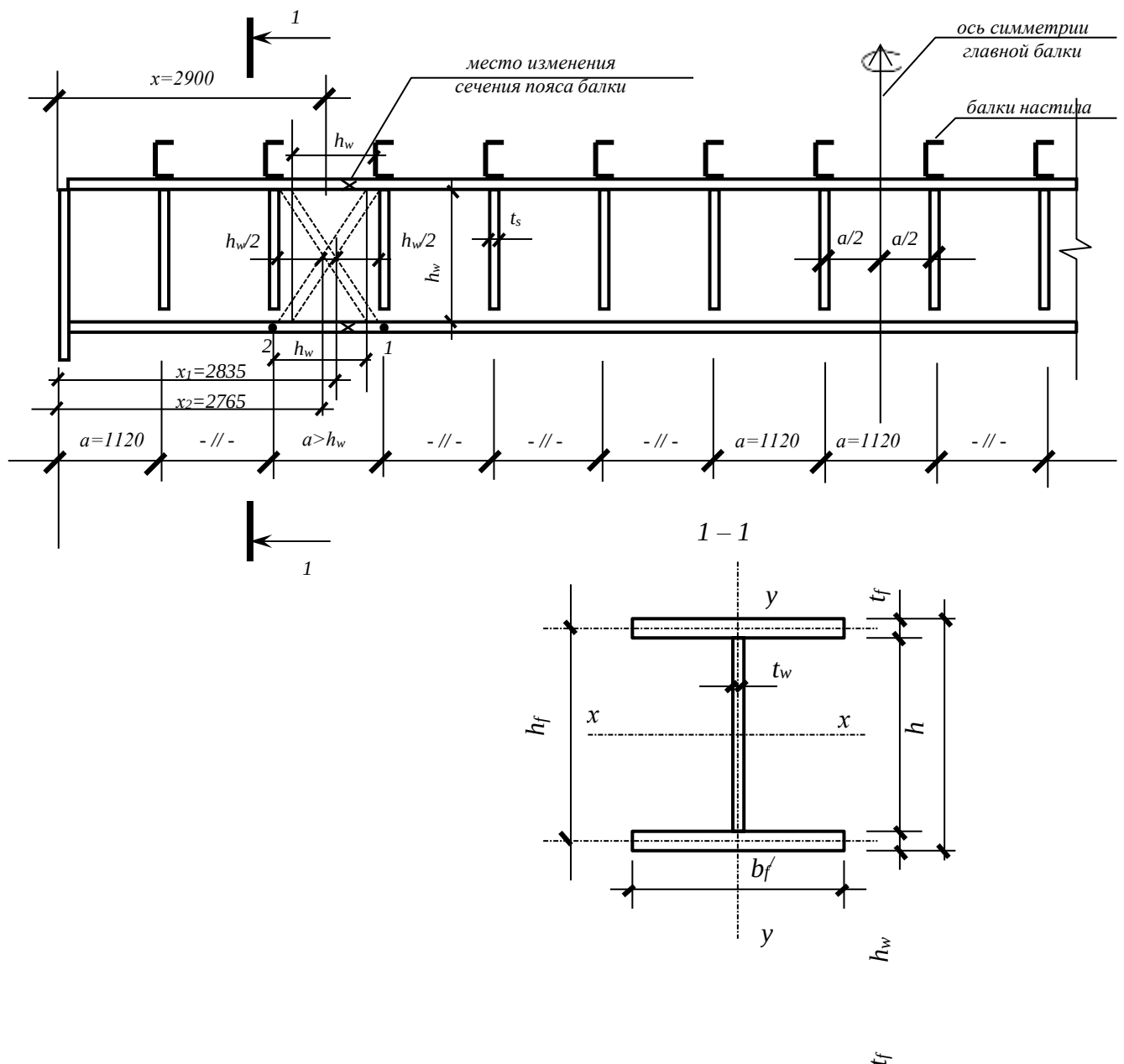


Рисунок 6.3 – Схема размещения поперечных ребер вдоль стенки главной балки, к примеру, 6.1

Среднее касательное напряжение τ_1 определим для того же сечения, что

и σ_1

$$\tau_1 = \frac{288,65}{0,8 \cdot 105} = 3,44 \text{ ед. / мм}^2.$$

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

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

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

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

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

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

$$R_s = 10,3 \cdot \left(1 + 0,76 \right) = 10,3 + 0,76 \cdot 13,9 = 11,9 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_{cr} = \left(\frac{2,2}{1,067} \right) \cdot \left(\frac{1,067^2}{4,48^2} \right) = 1,067^2 \cdot 4,48^2$$

где μ – отношение большей стороны отсека к меньшей. Стороны отсека име-

ют 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)

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

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

$$M_2 = \frac{qx_2(l-x_2)}{2} = \frac{51,868 \cdot 2,765(11,8-2,765)}{2} = 1006,42 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

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

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

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

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

Полученные значения напряжений подставляем в формулу (6.9)

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

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; $I_x=422627,22$ см⁴; $h_w=105$ см; $t_w=0,8$ см; $M_{\max}=1829,9$ кН·м.

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

$$\delta = \beta \sqrt{\frac{t}{b}} \sqrt{\frac{f}{f}} = 0,8 \sqrt{\frac{1,6}{38}} \sqrt{\frac{f}{f}} = 2,32;$$

$$\left(\begin{matrix} t_w \\ h_w \end{matrix} \right) = \left(\begin{matrix} 0,8 \\ 105 \end{matrix} \right)$$

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):

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

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

Пример 6.2

Требуется проверить местную устойчивость стенки главной балки при- мера 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 $b' = 200 \text{ мм} = 20 \text{ см}$.

Сосредоточенная нагрузка (сила) на главную балку в местах опирания балок настила составляет $F=52,37$ кН. Ширина полки b , опирающейся балки настила, составляет $b=82 \text{ мм} = 8,2 \text{ см}$. 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 $\frac{\bar{\lambda}_w}{2} > 3$, расстояние между поперечными ребрами не должно превышать

$2h_w = 2 \cdot 105 = 210 \text{ см}$.

Размещаем поперечные ребра, как показано на рисунке 6.4.

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

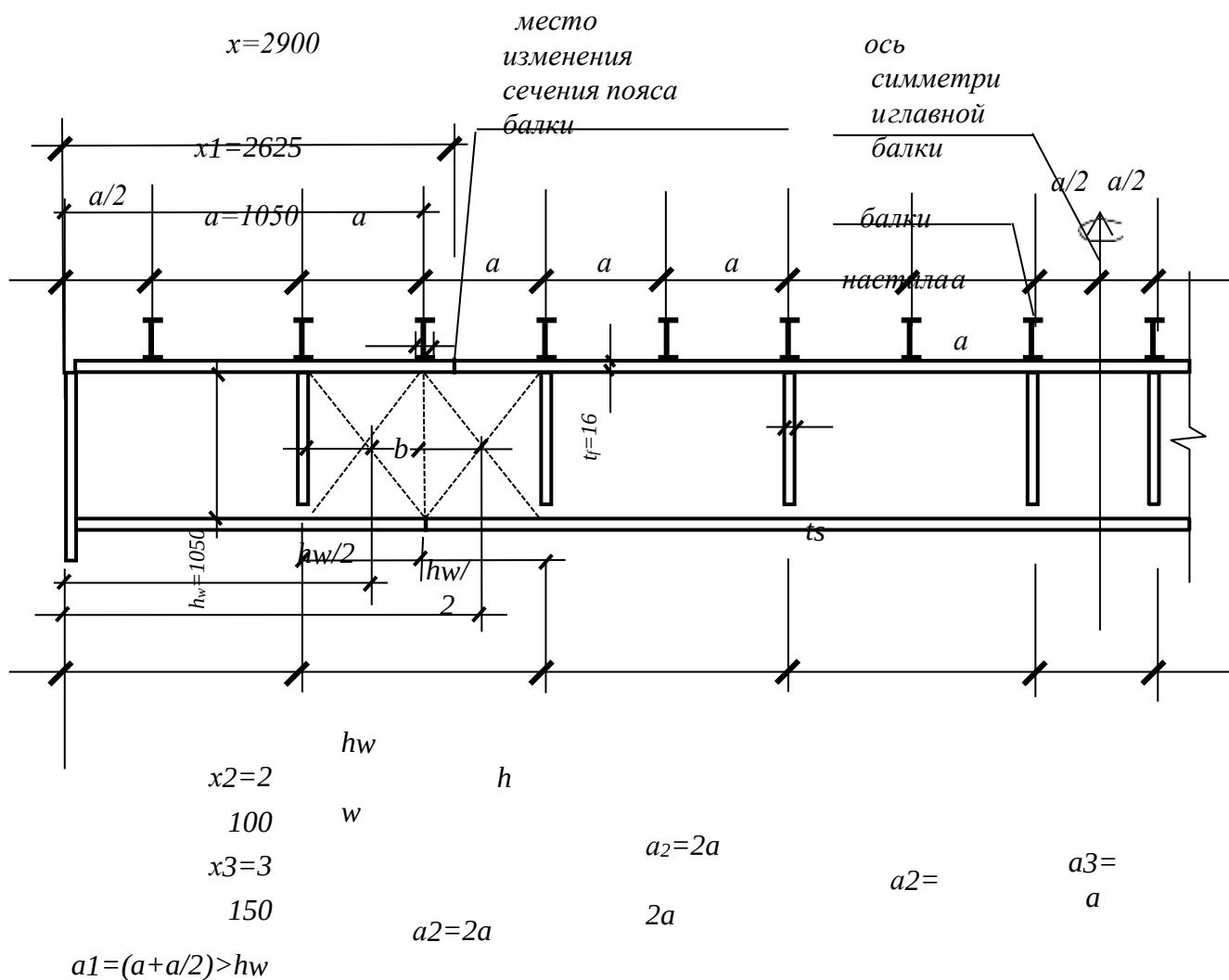


Рисунок 6.4 – Схема размещения поперечных ребер вдоль стенки главной балки, к примеру, 6.2

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

$$\overline{\lambda} = 1 - 4\lambda \geq 0 \quad (\text{см. формулу (6.8)}).$$

5

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

До проверки местной устойчивости стенки проверяем прочность стенки при действии местных сжимающих напряжений σ_{l0} по формуле (6.13) (в мес

стах опирания балок настила, где стенка не подкреплена ребром)

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

р000

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:

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

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

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

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

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

$$I_x' = \frac{w}{12} + 2b_f' \cdot t_f \left(\frac{h_f}{2} \right)^2 = \frac{0,8 \cdot 105^3}{12} + 2 \cdot 20 \cdot 1,4 \left(\frac{106,6}{2} \right)^2 = 258991,96 \text{ см}^4;$$

$$Q \cdot S_f' = \frac{299,54 \cdot 1705,6}{2}$$

$$\tau_{xy} = \frac{1}{I_x' \cdot t_w} = \frac{258991,96 \cdot 0,8}{2} = 2,47 \text{ кН/см},$$

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

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

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

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

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

$$2 \left(\begin{array}{cc} \tau & \tau \end{array} \right) \left(\begin{array}{cc} \tau & \tau \end{array} \right)$$

Во втором случае M_3 и Q_3 в среднем сечении квадрата со стороной, равной

$$x = \left(a + a + a + h_w \right) = \left(105 + 105 + 105 + 105 \right) = 420 \text{ см от опоры (рисунок 6.4).}$$

$$3 \left(\begin{array}{cc} \tau & \tau \end{array} \right) \left(\begin{array}{cc} \tau & \tau \end{array} \right)$$

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

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

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

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

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

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

$$\text{Так как } \frac{a_i}{a_2} = \frac{210}{105} = 2 > 0,8 \text{ и отношение } \frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = \frac{5,74}{16,23} = 0,354 \text{ не}$$

$$\text{больше значения } \frac{\sigma_{loc}}{\sigma}, \text{ указанного в таблице 6.3 } \left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = 0,354 < \frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = 0,658 \right), \text{ то } \sigma_{cr}$$

и определяем в соответствии с указаниями п. 6.56 соответственно по формулам (6.10) и (6.18).

σ_{cr} по формуле (6.10):

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

где $c_{cr} = 31,9$ (по таблице 6.1).

$\sigma_{loc,cr}$ – по формуле (6.18), но с подстановкой

$\frac{a}{2}$ вместо a_2 при вычисле-

2

2

нии λ_a в формуле (6.18) и в таблице 6.2 при нахождении c_1 .

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

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

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

τ_{cr} вычисляем по формуле (6.11) по действительному размеру отсека

$a_2 = 210$ см.

$$\bar{R}_S = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1} \right) = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1} \right) 13,9 = 8,49 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_{cr} = \frac{\mu^2}{\lambda_{ef}^2} = \frac{2^2}{4,48^2}$$

$$\text{где } \mu = \frac{a_2}{h_w} = \frac{210}{105} = 2;$$

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

$$(6.12)); \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{cr}} = \frac{22,16}{13,9} = 1,59; \quad \sqrt{\left(\frac{16,23}{38,146} + \frac{5,74}{22,16} \right)^2 + \left(\frac{3,89}{8,49} \right)^2} = \sqrt{0,469 + 0,21} = 0,824 < \gamma_{\bar{n}} = 1.$$

кН/см²

по

таблице

15...,

приложе

ние 13.

Получен

ные

значения

напряже

ний

подставл

яем в

формулу

(6.17):

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

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

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

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

При $\frac{a_i}{a_2} = \frac{210}{105} = 2 > 0,8$ и отношение $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = \frac{5,74}{22,604} = 0,254$ 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 $\frac{a_i}{\bar{a}_2} = \frac{210}{105} = 2$), $\frac{\sigma_{lo}}{\sigma} = 0,254 < \frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = 0,658$, 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):

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

Проведенные проверки показали, что местная устойчивость стенки вовтором 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 (рисунок $x = \frac{l}{6}$ от опоры 6.5). Исходные данные принять по таблице 6.1.

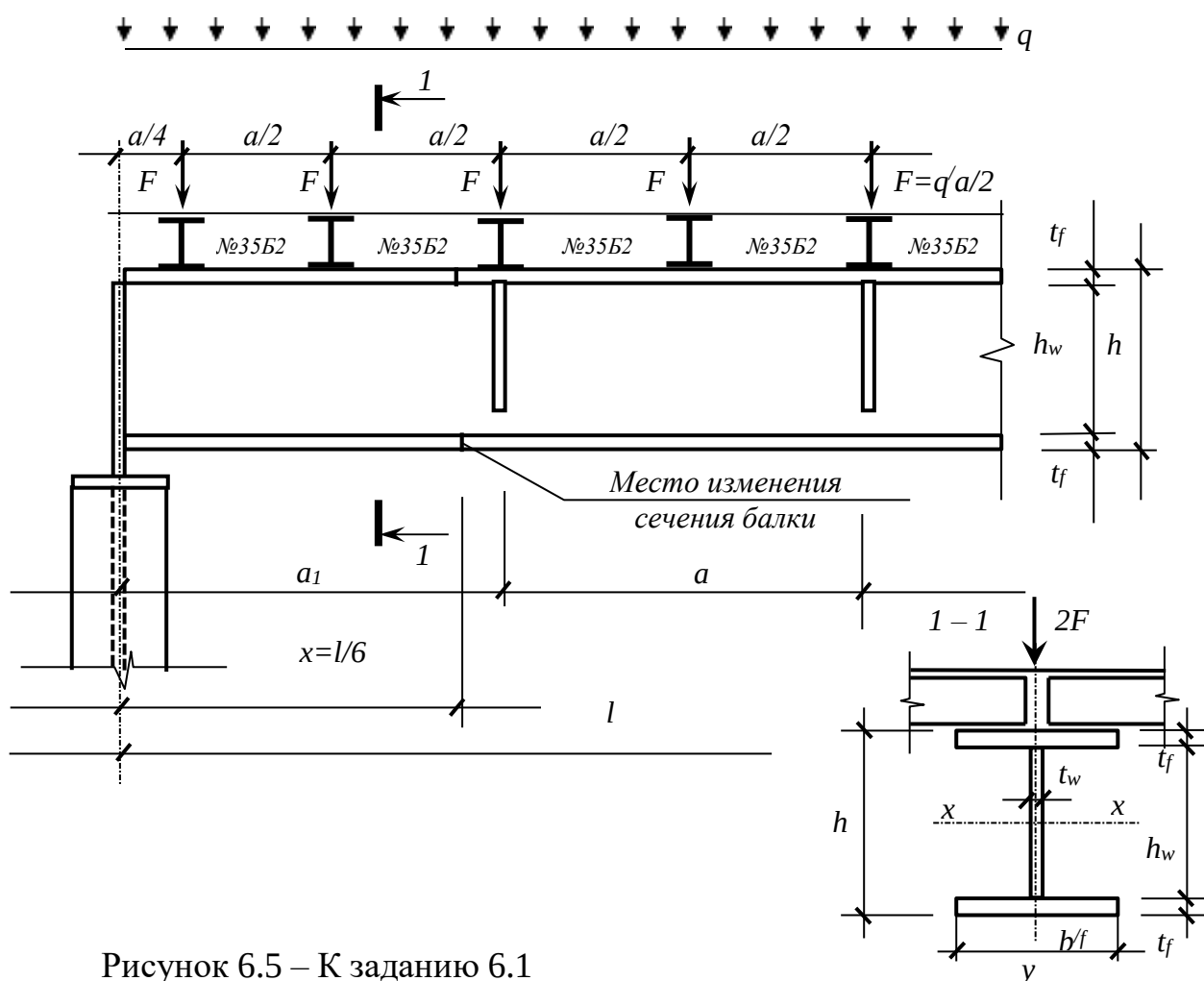


Рисунок 6.5 – К заданию 6.1

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?

**Тема 1.4. Сварка и сварные соединения.
Практическое занятие №4**

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 коррозионостойкими, 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 1, приложение 1).

Для сплошных колонн с расчетным усилием $N = 1500 - 2500$ кН и расчетной длиной $l_e = 5 \div 6$ 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

$$i_{red,x} = i_{ef,x} / \lambda, \quad i_{red,y} = i_{ef,y} / \lambda \quad (7.3)$$

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 $i_{ef,x} / i_{ef,y} \leq 2$ равными $\alpha_x = 0,43; \alpha_y = 0,24$; при $i_{ef,x} / i_{ef,y} \geq 4$,

$\alpha_x = 0,4, \alpha_y = 0,2$ при промежуточных отношениях по интерполяции.

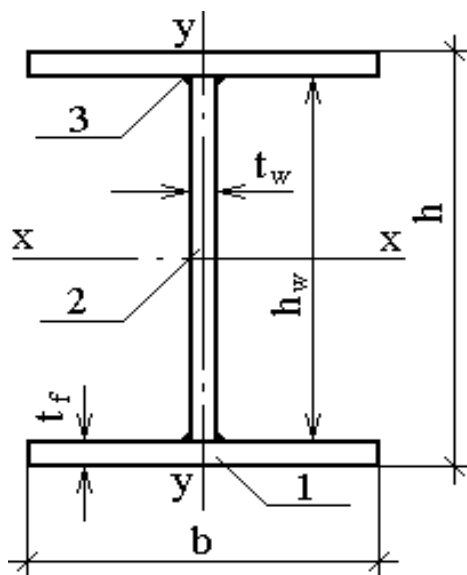


Рисунок 7.1 – Сплошное двутавровое сечение колонны из трех листов; 1 – пояс; 2 – стенка; 3 – сварные швы

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 4.21а) 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 пол-

ки 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 $h_{red,w} = \frac{b}{2} - t_f$ и принимают h_w в соответствии с h_{red}

универсальным прокатом. Толщину стенки принимают в зависимости от вели-

чины условной гибкости λ : при $\lambda <$

2,0 —

$$t_{red,w} = \frac{h_w}{[(1,3 + 0,15\lambda^2) - \sqrt{E/R_y}]}; \quad (7.6)$$

при $\lambda \geq 2,0$

$$t_{red,w} = \frac{h_w}{[(1,20 + 0,35\lambda) - \sqrt{E/R_y}]}; \quad (7.7)$$

но не менее $t_{red,w} = \frac{h_w}{(2,3 \sqrt{E/R_y})}, \quad (7.8)$

где h_w — принятый размер высоты сечения стенки.

Толщину стенки $t_w > t_{red}$ принимают по сортаменту универсальной ,w

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 d

устойчивость. Для этого определяют герметические характеристики сечения:

$$I_x; I_y; i_x = \sqrt{I_x / A}; \quad i_y = \sqrt{I_y / A}, \quad (7.9)$$

где $I_x = \frac{(t_w \cdot h^3)}{12} + 2b \cdot \left[\frac{h}{2} + \left(\frac{t_f}{2} \right) \right]^2$; $I_y = 2 \cdot \frac{(t_f \cdot b^3)}{12}$

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 $y - y$. Рас- положение 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 ко- лонны 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 откорректи- ровать (необходимо уменьшить площадь сечения A за счет изменения разме- ров сечения колонны) и проверить. Перенапряжения не допускаются. При пе- ренапряжении необходимо увеличить площадь сечения A .

При незначительных усилиях в колонне ее сечение подбирают по пре- дельной гибкости $[\lambda]$, установленной нормами. Для колонн предельная гиб- кость $[\lambda]$ не должна превышать $[\lambda] \leq 180 \div 60\alpha$. Приняв $\alpha=0,5$ получают макси- мально допустимую гибкость. $[\lambda]_{\max}=180 - 60 \cdot 0,5=150$. Определяют мини- мально 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) при- нимают ширину полки $b \geq b_{\min}$ и из условия местной устойчивости определяют

требуемую толщину полки t_{red} по формуле (7.5). Приняв по сортаменту t_f

$t_f \geq t_{red}, f$, 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 скомпанованного сечения

$A = h_w \cdot t_w + 2 \cdot b \cdot t_f$ и проверяют его по формулам (7.9) – (7.11). В формулах

$$(7.9) \lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \leq [\lambda] = 150; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \leq [\lambda] = 150. \text{ Обычно такое сечение имеет } \frac{y}{i} \leq \frac{y}{i} \max$$

недонапряжения больше 10 %. Его оставляют, так как оно было скомпановано 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 λ по формулам: —

для полки при $\lambda = (0,8 \div 4)$

$$b_{ef}/t_f \leq (0,36 + 0,10\lambda) \sqrt{E/R_y}, \quad (7.14)$$

где $b_{ef} = (b - t_w)/2$; при значениях $\lambda < 0,8$ или $\lambda > 4$ в формуле (7.14) следует принимать, соответственно, $\lambda = 0,8$ или $\lambda = 4$; для стенки: —

$$h_w/t_w \leq (1,3 + 0,15\lambda^2) \sqrt{E/R_y} \quad \text{при } \lambda < 2,0 \quad (7.15)$$

$$\text{и } h_w/t_w \leq (1,2 + 0,35\lambda) \sqrt{E/R_y} \quad \text{при } \lambda \geq 2,0, \text{ но не более } \quad (7.16)$$

$$h_w/t_w = 2,3 \sqrt{E/R_y}.$$

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

$\alpha = (N / \phi A R_y \gamma_c)$ – 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 опорном 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 $R_y=23$ кН/см². Расчетное усилие $N=3710$ 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: $l_{ef,x}=l_{ef,y}=5$ 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 $b=h=40$ 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 λ и

величину $\sqrt{\frac{E}{R_y}}$

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 60 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 2,005, \quad \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \sqrt{\frac{20600}{23}} = 29,39,$$

т. к. $\bar{\lambda} > 2$, то требуемую толщину стенки находим по формуле (7.7), а толщину полки по формуле (7.5)

$$\text{Толщина стенки } t_{re} = \frac{h}{93(1,2 + 0,35\lambda) \sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{40}{(1,2 + 0,35 \cdot 2,005) \cdot 29,703} = 0, \quad \text{см.}$$

$$\text{Толщина полки } t_{red, f} \approx \frac{b}{2 \cdot (0,36 + 0,1\lambda) \sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{40}{2 \cdot (0,36 + 0,1 \cdot 2,005) \cdot 29,93} = 1,193 \quad \text{см.}$$

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)

$$\lambda_y = \frac{l_{ef, y}}{i_y} = \frac{550}{10,38} = 52,99; \varphi = 0,842;$$

$$\frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{3710}{0,842 \cdot 198} = 22,25 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y = 23,1 = 23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

$$\text{Недонапряжение (запас): } \left[\frac{(23 - 22,25)}{23} \right] 100\% = 3,26\% < 5\%.$$

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 $\frac{b_e}{f t} = \frac{(40-1)/2}{2} = 9,75$

$$9,75 < (0,36 + 0,1 \cdot 1,77) \sqrt{\frac{20600}{23}} = 16,071,$$

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 $\alpha = \frac{N}{\phi A R_{yc}} = \frac{3710 \cdot 0,842}{198 \cdot 23 \cdot 1} = 0,9675$; $\lambda_y = 52,99 < [\lambda_{lim}] = 121,9$.

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.

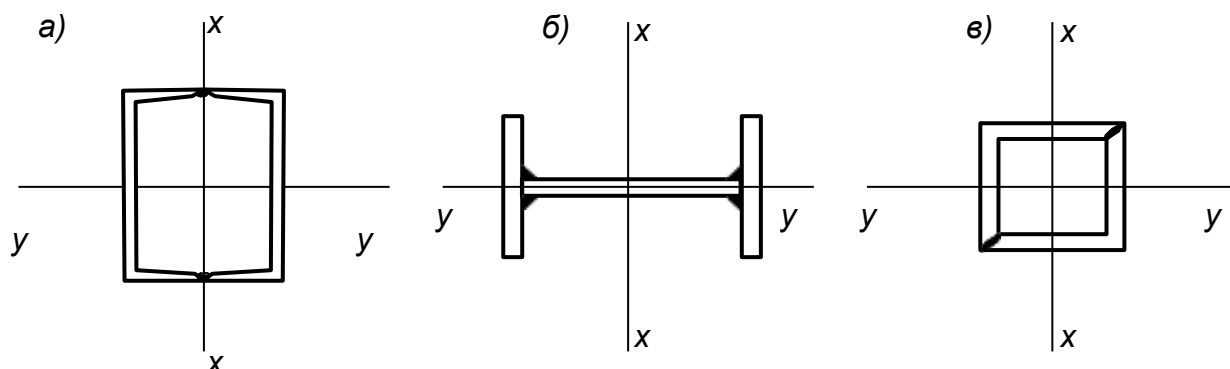


Рисунок 7.2 – Типы сечений сплошных составных центрально-сжатых колонн

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?

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.

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования
«Северо-Кавказский федеральный университет»

Колледж СКФУ в г. Ставрополе

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
ДЛЯ СТУДЕНТОВ ПО ОРГАНИЗАЦИИ САМОСТОЯТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ
ПО ДИСЦИПЛИНЕ
ОП 08 Металлические конструкции, включая сварку**

Специальность 08.02.14

Квалификация
Форма обучения

Эксплуатация и обслуживание
многоквартирного дома
техник
очная

Методические рекомендации разработаны для студентов по организации самостоятельных работ по дисциплине «Металлические конструкции, включая сварку» по специальности 08.02.14 эксплуатация и обслуживание многоквартирного дома.

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 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 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

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, выставляемый 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.

Список рекомендуемой литературы

Основная литература:

1. Парлашкевич, В. С. Металлические конструкции, включая сварку. Часть 1. Производство, свойства и работа строительных сталей: учебное пособие / В. С. Парлашкевич. — М.: Московский государственный строительный университет, Ай Пи Эр Медиа, ЭБС АСВ, 2014. — 161 с. — ISBN 978-5-7264-0941-2. — Текст : электронный // Электронно-библиотечная система IPR BOOKS : [сайт]. — URL: <http://www.iprbookshop.ru/27040.html> , экземпляров неограничено

Дополнительная литература:

1. Румянцева, И. А. Металлические конструкции, включая сварку : учебное пособие / И. А. Румянцева. — М.: Московская государственная академия водного транспорта, 2005. — 177 с. — ISBN 2227-8397. — Текст : электронный // Электронно-библиотечная система IPR BOOKS : [сайт]. — URL: <http://www.iprbookshop.ru/49208.html> ., экземпляров неограничено

Перечень учебно-методического обеспечения самостоятельной работы студента по дисциплине

1. Гаврилова А.И. 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 – Ставрополь:ФГАОУ ВПО «СКФУ», 2022 – 53 с.

2. Гаврилова А.И. 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 – Ставрополь:ФГАОУ ВПО «СКФУ», 2022 – 62 с.

3. Гаврилова А.И. 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 – Ставрополь: ФГАОУ ВПО «СКФУ», 2022 – 62 с.

4. Гаврилова А.И. 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: ФГАОУ ВПО «СКФУ», 2022 – 165 с.

5. Гаврилова А.И. Металлические конструкции, включая сварку: учебное пособие (практикум) / А.И. Гаврилова. – Ставрополь: СКФУ, 2022. – 322 с.