

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Кафедра «Металлические и деревянные конструкции»

А.Н. Жабинский

А.Г. Вербицкий

А.Н. Кеда

**МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ.
РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРОКАТНЫХ
И СВАРНЫХ БАЛОК**

Учебно-методическое пособие
по выполнению курсовой работы для студентов
строительного факультета

*Рекомендовано учебно-методическим объединением
высших учебных заведений Республики Беларусь по образованию
в области строительства и архитектуры*

Минск
БНТУ
2013

УДК 624.072.2:378.147.091.313(075.8)

ББК 30.121я7

Ж12

Рецензент

А. П. Зайцев

Жабинский, А. Н.

Ж12 Металлические конструкции. Расчет и конструирование прокатных и сварных балок : учебно-методическое пособие по выполнению курсовой работы для студентов строительного факультета / А. Н. Жабинский, А. Г. Вербицкий, А. Н. Кеда. – Минск : БНТУ, 2013. – 87 с.
ISBN 978-985-550-056-9.

В учебно-методическом пособии изложены вопросы компоновки перекрытий балочных площадок, состоящих из главных балок и балок настила. Изложена методика расчета и конструирования прокатных и составных стальных балок и их узлов. Приведены примеры по расчету балок, конструированию узлов сопряжений и монтажного стыка главной балки на высокопрочных болтах. Пособие предназначено для выполнения курсового проекта студентами специальности «Промышленное и гражданское строительство», а также может быть использовано студентами других специальностей строительного профиля.

УДК 624.072.2:378.147.091.313(075.8)

ББК 30.121я7

ISBN 978-985-550-056-9

© Жабинский А. Н., Вербицкий А. Г.,
Кеда А. Н., 2013

© Белорусский национальный
технический университет, 2013

Содержание

Введение.....	4
1. ВЫБОР КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ БАЛОЧНОЙ ПЛОЩАДКИ.....	5
2. МАТЕРИАЛЫ КОНСТРУКЦИЙ И СОЕДИНЕНИЙ.....	11
3. РАСЧЕТ ПРОКАТНЫХ БАЛОК НАСТИЛА.....	12
Пример расчета балки настила.....	15
4. РАСЧЕТ ГЛАВНЫХ БАЛОК СВАРНОГО СЕЧЕНИЯ.....	19
4.1. Определение нагрузок и расчетных усилий.....	19
4.2. Определение высоты балки.....	20
4.3. Определение толщины стенки.....	22
4.4. Подбор сечения поясов.....	23
4.5. Проверка прочности балки.....	25
4.6. Изменение сечения балки по длине пролета.....	26
4.7. Проверка общей устойчивости балок составного сечения...	31
4.8. Пример подбора сечения главной балки.....	32
4.9. Проверка местной устойчивости элементов сечения составной балки.....	43
4.10. Расчет соединения поясов со стенкой.....	50
4.11. Расчет и конструирование опорных частей составных балок.....	52
4.12. Пример проверки местной устойчивости пояса и стенки балки, расчет поясных швов и опорного узла.....	56
5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЙ БАЛОК.....	64
5.1. Расчет сопряжения балок в одном уровне.....	65
5.2. Пример расчета сопряжения балки настила с главной балкой.....	67
6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТЫКОВ БАЛОК.....	69
6.1. Монтажные стыки балок на высокопрочных болтах.....	69
6.2. Пример расчета монтажного стыка балки на высокопрочных болтах.....	75
Литература.....	81
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	82

Введение

Учебно-методическое пособие предназначено для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» и направлено на повышение качества выполнения курсового проекта на тему «Балочная площадка».

В издании приведены необходимые сведения по компоновке балочных площадок, расчету второстепенных и главных балок, их узлов и соединений, а также приведены числовые примеры по отдельным этапам курсового проекта.

Обозначения:

M – изгибающий момент;

N – продольная сила;

Q – поперечная сила, сила сдвига;

R_{yn} – нормативное сопротивление стали по пределу текучести, принимаемое равным значению предела текучести σ_y по государственным стандартам и техническим условиям;

R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;

R_{un} – нормативное сопротивление стали по временному сопротивлению, принимаемое равным минимальному значению временного сопротивления σ_u по государственным стандартам и техническим условиям;

R_u – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;

$R_s = 0,58 R_y$ – расчетное сопротивление стали сдвигу;

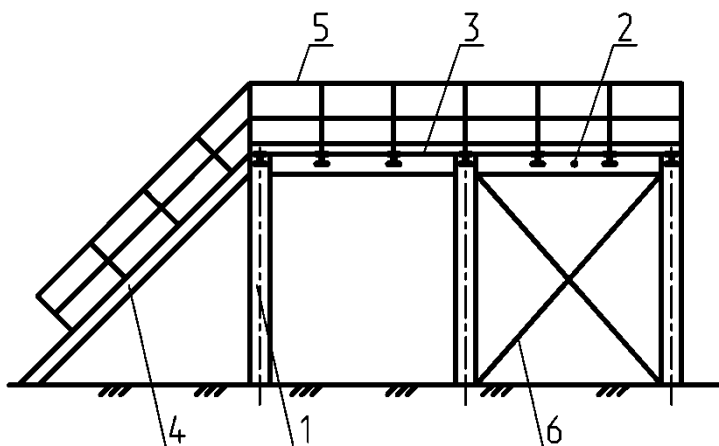
γ_c – коэффициент условия работы;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности зданий и сооружений.

Остальные обозначения приведены по тексту.

1. ВЫБОР КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ БАЛОЧНОЙ ПЛОЩАДКИ

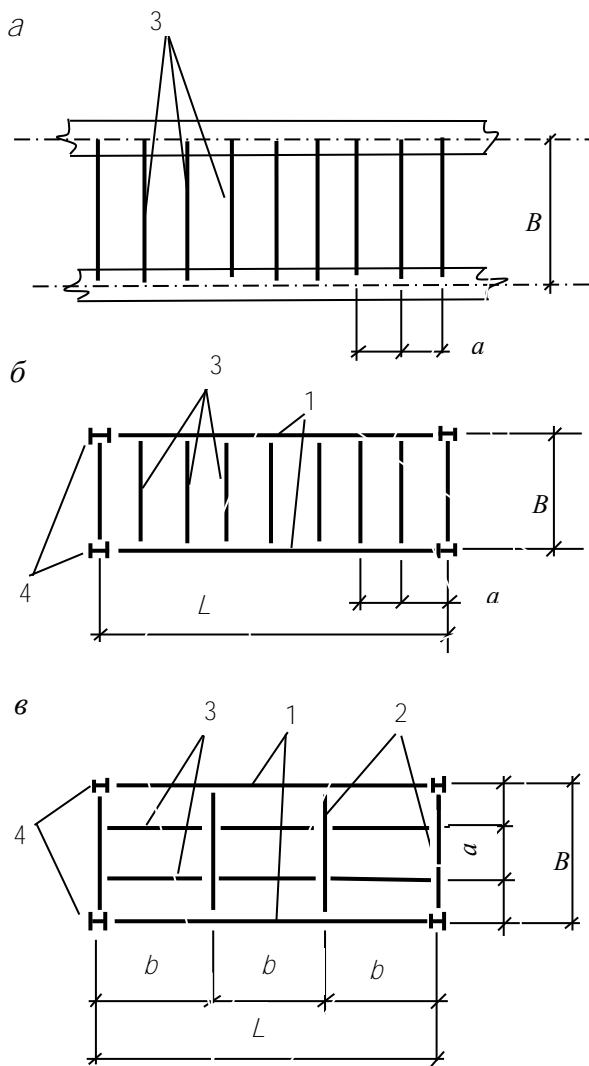
Рабочие балочные площадки производственных зданий выполняются в виде самостоятельных встроенных в здание сооружений, опирающихся на отдельные колонны. По колоннам устанавливают систему несущих балок (балочную площадку). На балки опирается стальной или железобетонный настил (рисунок 1.1).



1 – колонны; 2 – система несущих балок; 3 – настил; 4 – лестница;
5 – ограждение; 6 – вертикальные связи по колоннам

Рисунок 1.1 – Технологическая площадка производственного здания

В зависимости от расположения балок балочные площадки разделяются на три основных типа (рисунок 1.2): упрощенный, нормальный и усложненный. В первом типе балочной площадки (рисунок 1.2, а) нагрузка от настила передается непосредственно на балки, опирающиеся на стены или колонны. В балочной площадке второго типа (рисунок 1.2, б) балки настила опираются на главные балки, а те, в свою очередь, на – колонны или стены. И в третьем типе балочной площадки (рисунок 1.2, в) балки настила опираются на вспомогательные балки, которые крепятся к главным.



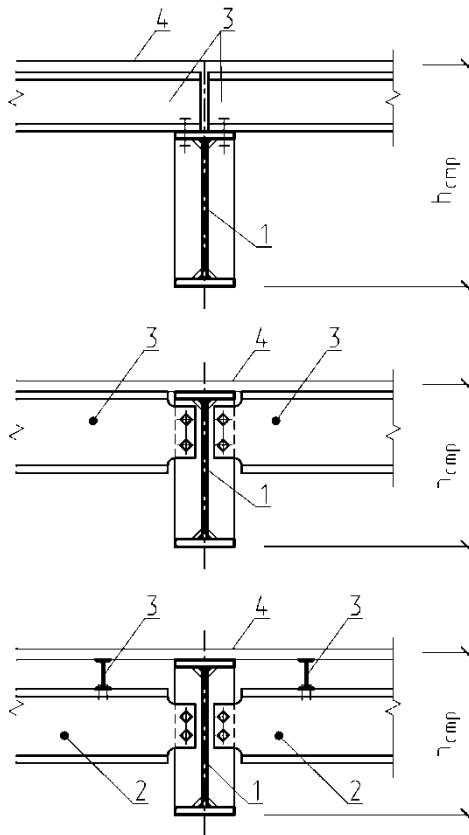
a – упрощенная; *б* – нормального типа; *в* – усложненного типа;
 1 – главные балки; 2 – вспомогательные балки;
 3 – балки настила; 4 – колонны

Рисунок 1.2. – Типы балочных площадок

Как правило, балки настила и вспомогательные балки проектируют из прокатных профилей, а главные могут быть как прокатными (из больших профилей), так и составными (сварные или болтовые).

Обычно балки настила проектируют пролетом до 8 м. Наиболее рациональным профилем для балок является двутавр, реже балки настила проектируют из швеллеров.

Сопряжение балок может быть этажное, в одном уровне и пониженное (рисунок 1.3).



а – этажное сопряжение; *б* – сопряжение в одном уровне;
в – пониженное сопряжение; 1 – главные балки;
 2 – вспомогательные балки; 3 – балки настила; 4 – настил

Рисунок 1.3 – Схемы сопряжений балок

Размер от нижнего пояса главной балки до верха настила называется *строительной высотой перекрытия балочной площадки*.

Схему балочной площадки обычно назначают, исходя из расположения технологического оборудования и в зависимости от типа.

Балки настила в плане рекомендуется размещать с постоянным шагом по длине поддерживающих их балок (главных или вспомогательных). Шаг балок настила определяется несущей способностью и жесткостью настила и обычно назначается равным 0,6–1,6 м при стальном настиле и 1,5–3,5 м при железобетонном настиле.

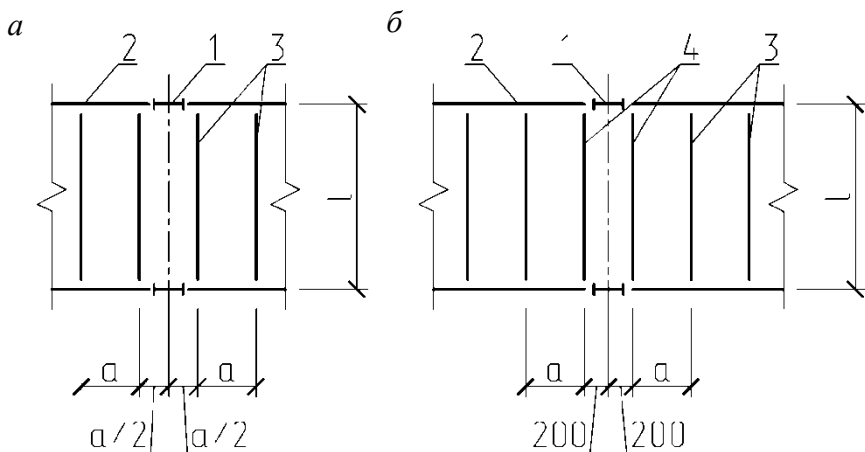
Толщину стального и железобетонного монолитного настилов определяют расчетом. В курсовом проекте рекомендуемая толщина настила в зависимости от шага балок и временной полезной нормативной нагрузки приведена в таблицах П 1.1 и П 1.2.

Балки настила можно проектировать разрезными и неразрезными. Последняя статическая схема удобна при этажном сопряжении балок (см. рисунок 1.3, а).

Главные балки ориентируют в направлении большего шага колонн (продольного или поперечного) и, как правило, их проектируют разрезными. Пролет главных балок может быть 9–18 м. Для удобства перевозки главные балки делят на отправочные элементы, которые при монтаже объединяют в единую конструкцию с использованием накладок на сварке или высокопрочных болтах.

При установке главных балок на колонны сбоку возможно размещение балок настила по осям колонн (см. рисунок 1.2, б). При установке главных балок на колонны сверху следует избегать размещения балок настила непосредственно над опорами главных балок. В этом случае балки настила смещают на полшага от оси колонны или устанавливают спаренные балки меньшего сечения (рисунок 1.4).

При расположении монтажного стыка главных балок в середине их пролета установка балок настила в этом месте не рекомендуется. Для этого по длине главной балки принимается нечетное количество шагов балок настила.



a – со смещением балок настила на полшага; *б* – с использованием спаренных балок с меньшей несущей способностью; 1 – колонны; 2 – главные балки; 3 – балки настила; 4 – спаренные балки

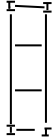
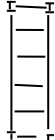
Рисунок 1.4. – Размещение балок настила при установке главных балок на колонны сверху

В курсовом проекте пролет балок настила B принимается согласно заданию на проектирование (B равно шагу главных балок). Шаг балок настила a назначается кратным пролету главных балок L . Для выбора оптимальной схемы балочной площадки необходимо сравнить не менее трех вариантов балочной площадки, варьируя шагом балок настила и толщиной самого настила. Основными показателями при сравнении вариантов балочной площадки являются: расход стали, стоимость конструкций и трудозатраты на их изготовление и монтаж. При одинаковых показателях в рассматриваемых вариантах следует отдавать предпочтение варианту с меньшим числом типоразмеров элементов и числом монтажных единиц.

В качестве примера в таблице 1.1 представлены два варианта балочной площадки с разными размерами шага балок и толщины железобетонного настила. Для выбора основного варианта необходимо произвести анализ данных по вариантам.

Наиболее экономичным в данном примере является второй вариант компоновки балочной площадки.

Таблица 1.1 – Технико-экономические показатели вариантов балочной клетки на одну ячейку / $\times B$, м

№ варианта	Схема расположения элементов	Конструктивные элементы	Кол-во балок, шт.	Расход материалов			Трудозатраты, чел-дн.					Стоимость, у.е.				
				на балку настила, т	общ. масса стали на балки, т	объем ж/б плиты $V = B \times L \times t$, м ³	изготовление балок	монтаж балок	устр. монолит. ж/б плиты	итого	всего на ячейку	балок настила	монтажа балок настила	монтажа ж/б плиты настила	итого	всего
1	2	3	4	5	7	8	9	10	11	12	13	14	16	17	18	19
1	$B = 5\text{ м}$ $L = 9\text{ м}$ 	Балка настила I № 30	3	0,183	0,55	–	1,1	0,99	–	2,09	20,36	522,5	132	–	654,5	1851,5
		Ж/б плита $t = 140\text{ мм}$		–		6,3	–	–	18,27	18,27		–	–	1197	1197	
2	$B = 5\text{ м}$ $L = 9\text{ м}$ 	Балка I № 22	5	0,12	0,6	–	1,2	1,08	–	2,28	15,33	570	144	–	714	1569
		Ж/б плита $t = 100\text{ мм}$	–	–		4,5			13,05	13,05				855	855	

Масса несущих элементов (балок настила) определяется по сортаменту после расчета этих балок и подбора сечений. Масса железобетонного настила определяется в зависимости от принятой толщины t по формуле

$$m = B \cdot L \cdot t \cdot \rho,$$

где ρ – удельная масса железобетона;

L – пролет главной балки;

B – пролет балки настила;

t – толщина настила.

Стоимость стальных балок, монолитного железобетона с учетом стоимости его укладки и стоимость монтажа стальных конструкций определяются по действующим расценкам на время строительства.

В качестве примера (см. таблицу 1.1) ориентировочно приняты следующие расценки:

– стоимость стальных балок – 950 у. е. за 1 т;

– стоимость монолитного железобетона с учетом стоимости его укладки – 190 у. е. за 1 м³;

– стоимость монтажа стальных конструкций – 240 у. е. за 1 т.

Трудоемкость монтажа 1 т стальных конструкций балочной клетки – 1,8 чел-дн.

Трудоемкость изготовления стальных конструкций – 2,0 чел-дн. (на 1 т конструкций).

Трудозатраты на изготовление 1 м³ железобетона и на укладку 1 м³ монолитного железобетонного настила (с учетом деревянной опалубки) – 2,9 чел-дн.

2. МАТЕРИАЛЫ КОНСТРУКЦИЙ И СОЕДИНЕНИЙ

При выполнении расчетов выбор материала балок производится в соответствии с таблицей 50* [7]. Для балок чаще применяются малоуглеродистые стали С245, С255 и низколегированная сталь С345 по ГОСТ 27772. Если на балочную площадку действуют динамические нагрузки, тогда балки следует проектировать из сталей С255, С345, возможно применение и других сталей более высокой прочности.

Нормативные и расчетные сопротивления стали при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального и фасонного проката по ГОСТ 27772 для стальных конструкций следует принимать по таблице 51* [7]. Значение коэффициента условной работы γ_c принимается по таблице 6* [7].

Выбор сварочных материалов для автоматической, полуавтоматической и ручной сварки следует принимать по таблице 55* [7]. Расчетные сопротивления сварных соединений для различных видов соединений со стыковыми и угловыми швами следует принимать по таблицам 3 и 56 [7].

Сопряжения балок настила с главными балками, а также сопряжения балок с колоннами обычно проектируют на болтах нормальной точности классов прочности 4.6, 4.8, 5.6 и 6.6 (см. таблицу 57* [7]).

Монтажные стыки главных балок выполняют сварными или на высокопрочных болтах. Механические характеристики таких болтов следует принимать в соответствии с таблицей 61* [7].

3. РАСЧЕТ ПРОКАТНЫХ БАЛОК

Расчет на прочность балок (кроме балок с гибкой стенкой), изгибаемых в одной из главных плоскостей, следует выполнять в соответствии с 5.12 [7] по формуле

$$\frac{M}{W_{n,\min} R_o \gamma_c} \leq 1, \quad (3.1)$$

где M – расчетное значение изгибающего момента;

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

Разрезные балки, несущие статическую нагрузку, для которых обеспечены общая устойчивость (сжатый пояс раскреплен жестким настилом), местная устойчивость стенки и полка и в месте, где действует M_{\max} , касательные напряжения $\tau \leq 0,9 R_s$, можно рассчитывать с учетом развития пластических деформаций. В этом случае расчет балок на прочность при изгибе в одной из главных плоскостей выполняют по формуле

$$\frac{M}{c_1 W_{n,\min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (3.2)$$

где $c_1 W_{n,\min} = W_{pl}$ – пластический момент сопротивления;

c_1 – коэффициент, принимаемый не менее единицы и не более коэффициента c по таблице 66 [7].

На первом этапе расчета балок настила расчетные усилия разрешается определять по формулам

$$M = \alpha M_d \quad \text{и} \quad Q = \alpha Q_d,$$

где $\alpha = 1,01-1,02$ – коэффициент, учитывающий собственный вес балок;

M_d и Q_d – соответственно балочные значения момента и поперечной силы.

При расчете балок настила и второстепенных балок требуемый момент сопротивления соответственно определяют по формулам:

при упругой стадии работы материала

$$W_{\text{calc}} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c};$$

при работе в пластической стадии

$$W_{\text{calc}} = \frac{M}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_{\bar{n}}}.$$

По значению W_{calc} из сортамента в соответствии с принятым сечением (двутавр, швеллер и др.) выбирают близлежащий номер профиля, у которого $W_{n,\min} \geq W_{\text{calc}}$.

$W_{n,\min}$ – момент сопротивления сечения нетто, принятый по сортаменту.

Коэффициент c_1 в первом приближении расчета можно принять равным 1,12.

Принимая во внимание, что при определении расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки принималась приближенно или вообще не учитывалась, следует выполнить корректировку при определении нагрузок с учетом точного веса балки и уточнить расчетные значения действующих усилий M и Q . Затем уточняют коэффициент c_1 и проверяют прочность принятого сечения балки на изгиб по формуле (3.1) или (3.2).

Проверка прочности прокатных балок на сдвиг в соответствии с параграфом 5.12 [7] выполняется по следующей формуле:

$$\frac{Q \cdot S}{I \cdot t_w R_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.3)$$

где Q – расчетное значение поперечной силы;

S – статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;

I – момент инерции поперечного сечения;

t_w – толщина стенки.

Сечение балок считается подобранным удовлетворительно, если отношение усилий по формуле (3.1) или (3.2) и (3.3) близко к 1,0.

Выполняется проверка жесткости балок на нормативные нагрузки.

Прогибы балки не должны превышать предельных значений, установленных нормами проектирования. Для разрезной балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, прогиб можно определить по формуле

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_n l^4}{EJ} \leq f_u, \quad (3.4)$$

где q_n – нормативная нагрузка;

l – пролет балки;

f_u – предельное значение прогиба, принимаемое по приложению 3 или по таблице 19 [5].

При невыполнении условия (3.4) необходимо увеличить сечение балки и снова определить f_{\max} .

Проверки общей устойчивости прокатных балок не требуется:

1) при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и непрерывно с ним связанный (железобетонные плиты или стальной настил);

2) если отношение расчетной длины балки l_{ef} из плоскости действия нагрузки (или длины участка балки между связями) к ширине сжатого пояса b_f не превышает предельно допустимых значений (l_{ef} / b_{ef}), определяемых по формулам таблицы 8 [7].

Если эти требования не выполняются, то проверку общей устойчивости балок необходимо вести в соответствии с 5.15 [7].

Проверки местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок не требуется, так как она обеспечена их толщинами, принятыми в сортаменте.

Пример расчет балки настила

(Один из вариантов расчета балки настила балочной площадки)

Подобрать сечение балки настила, шарнирно опертой на главные балки. (Главная балка в данном примере не рассматривается). Сечение балки подобрать из прокатного двутавра. Настил – железобетонная монолитная плита. Пролет балки настила $l = 5,4$ м. Шаг балок настила $a = 1,8$ м. Нормативная (временная) статическая равномерно распределенная полезная нагрузка от стационарного технологического оборудования, обслуживающего персонала и т. п. $p_n = 18$ кН/м². Коэффициент надежности по ответственности зданий и сооружений $\gamma_n = 0,95$.

1. Определение нагрузок на перекрытие, подбор сечения балки.

Принимаем толщину железобетонной монолитной плиты 10 см (таблица П 1.1). Состав пола – керамическая плитка, уложенная на цементно-песчаном растворе.

Сбор нагрузок на перекрытие балочной площадки приведен в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Нагрузки на перекрытие

№ п/п	Наименование нагрузок	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	Керамическая плитка	0,18	1,2	0,216
2	Цементно-песчаный раствор	0,3	1,3	0,39
3	Монолитная железобетонная плита толщиной 10 см	2,5	1,1	2,75
4	Полезная нагрузка	18	1,2	21,6
	Итого	20,98		24,956

Значения коэффициентов надежности по нагрузке γ_f приняты в соответствии с таблицей 1 [4].

В соответствии с таблицами 50* и 51* [7] для балок принимаем сталь марки С245 с $R_y = 240$ МПа для фасонного проката при $t \leq 20$ мм. В соответствии с таблицей 6 [7] коэффициент условия работы $\gamma_c = 1,1$.

Расчетная схема балки приведена на рисунке 3.1.

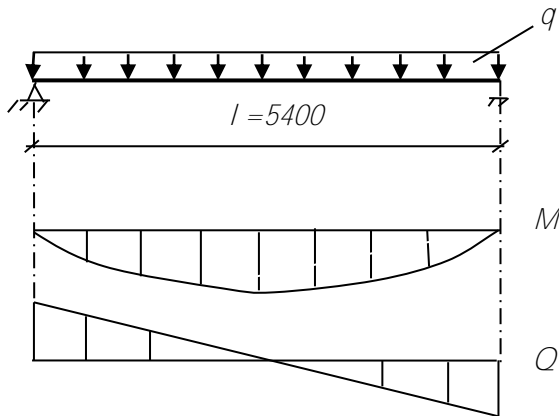


Рисунок 3.1 – Расчетная схема балки

Выполним предварительный подбор сечения балки без учета ее собственного веса.

Расчетное значение погонной нагрузки на балку

$$q = \gamma_n \cdot q \cdot a = 0,95 \cdot 24,956 \cdot 1,8 = 42,675 \text{ кН/м.}$$

Расчетное значение изгибающего момента

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{42,675 \cdot 5,4^2}{8} = 155,55 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{\text{calc}} = \frac{M}{\gamma_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{155,55 \cdot 10^3}{1,12 \cdot 240 \cdot 1,1} = 526 \text{ см}^3.$$

По сортаменту выбираем двутавр I № 35Б1 со следующими характеристиками сечения:

$$W_x = 581,7 \text{ см}^3; J_x = 10060 \text{ см}^4; h = 346 \text{ мм}; b_f = 155 \text{ мм}; t_w = 6,2 \text{ мм}; t_f = 8,5 \text{ мм}; \rho = 38,9 \text{ кг/м} \approx 0,389 \text{ кН/м.}$$

Уточняем расчетную нагрузку на балку с учетом ее собственного веса:

$$q' = \gamma_n \cdot (q + \rho \cdot \gamma_f) = 0,95 \cdot (24,956 \cdot 1,8 + 0,389 \cdot 1,05) = 43,062 \text{ кН/м.}$$

Расчетное значение изгибающего момента

$$M = \frac{q' \cdot l^2}{8} = \frac{43,062 \cdot 5,4^2}{8} = 156,96 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Расчетное значение поперечной силы в опорной части

$$Q = \frac{q' \cdot l}{2} = \frac{43,062 \cdot 5,4}{2} = 116,27 \text{ кН.}$$

2. Проверка прочности балки по изгибающему моменту

$$\frac{M}{c_1 \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{156,96 \cdot 10^3}{1,105 \cdot 581,7 \cdot 240 \cdot 1,1} = 0,925 < 1,0,$$

где $c_1 = c = 1,105$ (по таблице 66 [7]), так как

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{t_f b_f}{t_w (h - 2t)} = \frac{0,85 \cdot 15,5}{0,62(34,6 - 2 \cdot 0,85)} = 0,646,$$

и в средней части балки (где действует M_{\max}) $\tau = 0 < 0,9$,

$$R_s = 0,9 \cdot 139,2 = 125,28 \text{ МПа.}$$

Прочность балки на изгиб обеспечена.

3. Проверка прочности по поперечной силе в опорной части балки (при $M = 0$) (см. 5,18* [7]):

$$\frac{Q}{t_w \cdot h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{116,27 \cdot 10^{-3}}{0,62 \cdot 10^{-3} \cdot 0,329 \cdot 139,2 \cdot 1,1} = 0,306 < 1,$$

где $h_w = h - 2 t_f = 34,6 - 2 \cdot 0,85 = 32,9$ см;

$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2$ МПа – расчетное сопротивление стали сдвигу.

Прочность балки на срез обеспечена.

4. Проверка жесткости балки настила:

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J_x} = \frac{5 \cdot 36,25 \cdot 540^4 \cdot 10^{-1}}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10060} = 1,94 \text{ см} <$$

$$< f_u = \frac{l}{190} = \frac{540}{190} = 2,84 \text{ см,}$$

где $q = 0,95(\rho_n \cdot a + \rho) = 0,95(20,98 \cdot 1,8 + 0,389) = 36,25$ кН/м – нормативная нагрузка на балку настила;

f_u – подсчитано по интерполяции (приложение 3).

Жесткость балки обеспечена.

5. Общая устойчивость балки обеспечена железобетонным настилом, непрерывно опирающимся на верхний сжатый пояс. Проверки общей устойчивости балки не требуется.

4. РАСЧЕТ ГЛАВНЫХ БАЛОК СВАРНОГО СЕЧЕНИЯ

В балочной площадке главные балки, как правило, проектируют из составных сварных двутавров симметричного сечения (рисунок 4.1), реже – несимметричного. Для экономии материала в составных балках изменяют сечение по длине в соответствии с эпюрой изгибающих моментов. В этом случае упругопластическая работа материала не допустима.

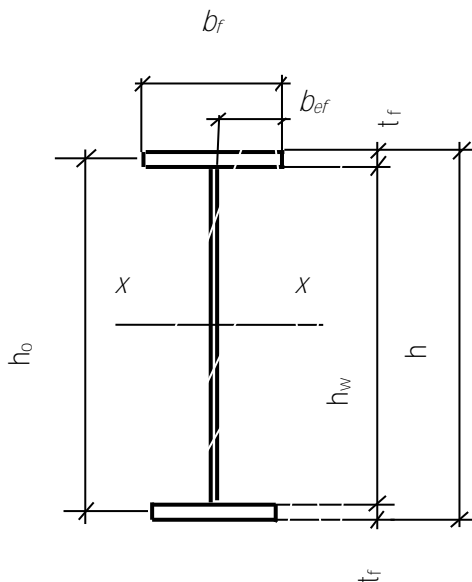


Рисунок 4.1 – Сечение составной сварной балки

4.1. Определение нагрузок и расчетных усилий

При определении нагрузок на главную балку необходимо учитывать нагрузки от покрытия, тип балочной площадки, конструкцию сопряжения балок настила (этажное или в одном уровне) с главной. Нагрузку от собственного веса главных балок учитывают приближенно путем увеличения опорных реакций балок настила на 2–5 %

в зависимости от значения нагрузки и пролета главной балки. При количестве балок настила $n > 5$ опорные реакции балок могут быть заменены эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой:

$$q_{\text{эkv}} = (1,02-1,05) F/a,$$

где F – опорное давление двух балок настила;

a – шаг балок настила (расстояние между сосредоточенными силами).

Расчетный изгибающий момент в середине пролета главной балки и поперечная сила на опоре соответственно

$$M = \frac{q_{\text{уеа}} \cdot l^2}{8} \quad \text{и} \quad Q = \frac{q_{\text{уеа}} \cdot l}{2},$$

где l – пролет главной балки.

4.2. Определение высоты балки

Проектирование составных балок обычно ведут в два этапа:

- 1) компоновка и подбор сечения балки;
- 2) проверка прочности, жесткости и устойчивости балки в целом и ее элементов.

Подбор сечения балки начинают с определения ее минимальной высоты h_{min} , при которой она будет удовлетворять заданным условиям жесткости. Для однопролетной шарнирно опертой по концам балки постоянной жесткости, нагруженной равномерно распределенной по всему пролету нагрузкой, минимальная высота сечения определяется по формуле

$$h_{\text{min}} = \frac{5}{24} \frac{R_y \cdot l^2 \cdot (g_n + p_n)}{E \cdot f_u (g + p)},$$

где g_n , p_n – соответственно нормативная постоянная и временная нагрузка;

f_u – нормируемое предельное значение прогиба балки, определяемое по таблице 19 [5] или приложению 3.

Затем определяют оптимальную высоту сечения балки $h_{\text{опт}}$. Как правило, оптимальное сечение балки по расходу металла имеет место, когда площади сечений поясов и стенки равны между собой.

Оптимальную высоту сечения балки можно определить по формуле

$$h_{\text{opt}} = k \sqrt{\frac{W_{\text{calc}}}{t_w}},$$

где $k = 1,15$ – для балки постоянного по длине сечения;

$k = 1,1$ – для балки переменного сечения;

$$W_{\text{calc}} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c} \text{ – требуемый момент сопротивления балки;}$$

t_w – толщина стенки, которую предварительно можно определить по эмпирической формуле

$$t_w = 7 + \frac{3h}{1000}, \text{ мм,} \quad (4.1)$$

где высоту балки можно принять:

$h = (1/8 - 1/12)l$ – для разрезных балок, м;

$h = (1/14 - 1/20)l$ – для неразрезных, м.

Рекомендуемая толщина стенки в зависимости от высоты балки приведена в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Рекомендуемые толщины стенок составных балок и их гибкости

$h, \text{ м}$	До 1	1,5	2,0	3,0
$t_w, \text{ мм}$	8–10	10–12	12–14	16–18
$\lambda_w = h / t_w$	100–125	125–150	145–165	165–185

Кроме того, высота сечения балки не должна превышать строительной высоты перекрытия $h_{\text{стр}}$, назначаемой из условий компоновки здания, и транспортного габарита по высоте: $h_{\text{тр}} \leq 3,85$ м.

Наиболее целесообразно принимать высоту балки близкой к оптимальной высоте $h_{\text{опт}}$ и не меньшей h_{min} , установленной из условия

допустимого прогиба балки. Естественно, что во всех случаях принятая высота балки должна быть не выше заданной строительной высоты перекрытия.

Рекомендуется также высоту стенки балки назначать с учетом сортамента на листовой прокат (приложение 2). Если высота подбранного значения отличается от размеров листов проката, следует назначать высоту составной балки кратной 50 мм при $h \leq 1$ м и кратной 100 мм – при $h > 1$ м.

4.3. Определение толщины стенки

После назначения высоты балки определяют толщину стенки. Минимальную толщину стенки определяют, исходя из условий ее работы на срез, в соответствии с сортаментом на прокат.

Предварительно высоту стенки принимают

$$h_w = h - (2-6) \text{ см} \quad \text{или} \quad h_w = (0,95-0,98) h,$$

где h – высота сечения балки.

Определяют толщину стенки из условия ее работы на срез

$$t_{w,\min} = k' \frac{Q}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c}, \quad (4.2)$$

где $k' = 1,2$ – при работе на срез всего двутаврового сечения, при опирании балки на колонну сверху по типу, приведенному на рисунке 4.11, б;

$k' = 1,5$ – при работе на срез только стенки балки (без учета поясов), когда опирание сварной балки на колонну выполняется через опорное ребро, приваренное к торцу балки, по типу, приведенному на рисунке 4.11, а, в;

Q – максимальная поперечная сила для балки.

Если толщина $t_{w,\min}$ будет отличаться более чем на 2 мм от ранее принятой по формуле (4.1) для определения h_{opt} , то следует назначить толщину стенки $t_w \approx t_{w,\min}$ и затем откорректировать значения h_{opt} и h .

Толщину стенки из условия обеспечения местной устойчивости без дополнительной постановки продольных ребер жесткости определяют по формуле

$$t_w \geq \frac{h_w}{6} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (4.3)$$

Окончательную толщину стенки t_w принимают из толщин, полученных по формулам (4.2) и (4.3), и увязывают с сортаментом на листовой прокат (приложение 2).

Обычно минимальную толщину стенки t_w принимают не менее 8 мм (редко 6 мм) и при толщине листов до 12 мм назначают кратной 1 мм, а при большей толщине (до 20 мм) – кратной 2 мм. Стенки толщиной более 14 мм проектируют сравнительно редко, – как правило, в балках высотой более 2 м и при отношении $h_{\text{opt}} / t_w = 160\text{--}220$.

4.4. Подбор сечения поясов

После назначения высоты стенки переходят к расчету размеров поясов.

В сварных балках обычно принимают пояса из одиночных листов универсальной стали. Из условия свариваемости толщину поясов назначают не более двух–трех толщин стенки ($t_f \leq 3 t_w$). Применение поясных листов с $t_f > 30$ мм нерационально, так как в этом случае снижается расчетное сопротивление стали.

Ширину пояса составной балки обычно принимают в пределах $b_f = (1/3\text{--}1/5) h$, но не менее 180 мм ($b_f \geq 180$ мм). При $b_f / h > 1/3$ существенно проявляется неравномерность напряжений по ширине пояса, а при $b_f / h < 1/5$ мала боковая жесткость пояса балки. Поэтому по конструктивным соображениям ширину пояса $b_f < 180$ мм или $b_f < h / 10$ принимать не следует.

Подбор сечения поясов составных балок производится в следующем порядке:

- 1) определяется момент инерции стенки:

$$J_{w,calc} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12},$$

где $h_w \approx (0,96-0,98) h$ – принимают предварительно;

2) момент инерции поясов

$$J_{f,calc} = J_{calc} - J_{w,calc},$$

где $J_{calc} = W_{calc} \cdot h / 2$ – требуемый момент инерции всего сечения балки;

3) определяют площадь сечения одной полки, учитывая, что момент инерции полок $J_f \approx 2A_f(h_0 / 2)^2$, где $h_0 = h_w + 0,5(h - h_w)$:

$$A_{f,calc} = \frac{2J_{f,calc}}{h_0^2};$$

4) задавшись шириной полки $b_f \approx \frac{1}{4} h$, определяют требуемую толщину полок:

$$t_{f,calc} \geq A_{f,calc} / b_f.$$

Окончательно размеры t_f и b_f увязывают с сортаментом на листовой прокат. Ширину полки b_f рекомендуется принимать кратной 10 мм, так чтобы фактическая площадь полок была не менее расчетной.

$$A_f = b_f \cdot t_f \geq A_{f,calc}.$$

При назначении размеров t_f и b_f сжатого пояса необходимо, чтобы соблюдалось условие обеспечения местной устойчивости свеса полки, а именно:

$$b_{ef} / t_f \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где $b_{ef} = 0,5(b_f - t_w)$.

Для растянутого пояса балки не рекомендуется принимать ширину $b_f > 30t_f$ из условия равномерного распределения напряжений по ширине пояса.

4.5. Проверка прочности балки

После назначения размеров элементов сечения балки выполняют ее проверочный расчет.

1. Проверка прочности на изгиб балок, работающих в упругой стадии относительно оси $x-x$, производится по формуле

$$\frac{M}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (4.4)$$

где $M = M_{\max}$ – максимальный изгибающий момент от внешней нагрузки с учетом фактического веса балки;

$W_x = \frac{2J_x}{h}$ – момент сопротивления сечения балки;

$J_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2b_f t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2$ – момент инерции сечения балки;

$h_w = h - 2t_f$ – высота стенки балки.

Отношение величин по формуле (4.4) должно быть как можно ближе к единице, превышение не допускается.

Если эти условия не выполняются, то необходимо подкорректировать сечение балки. Обычно это достигается изменением размера ширины полки b_f .

2. Проверка касательных напряжений производится для сечения с поперечной силой $Q = Q_{\max}$. Как правило, это относится к сечениям балок в приопорных зонах. Проверка прочности по касательным напряжениям выполняется по формуле

$$\frac{Q \cdot S_x}{I_w \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (4.5)$$

где $S_x = b_f t_f (h_w + t_f) / 2 + t_w h_w^2 / 8$ – статический момент полусечения балки относительно нейтральной оси (ось $x-x$).

Для балок переменного сечения проверка прочности по касательным напряжениям по формуле (4.5) выполняется после расчета по изменению сечения балки по длине.

3. Проверка жесткости балки требуется только тогда, когда сама высота сечения балки меньше минимальной ($h < h_{\min}$).

4.6. Изменение сечения балки по длине пролета

Теоретически самой экономичной по расходу металла является балка, моменты сопротивления сечений которой повторяют очертание эпюры изгибающих моментов.

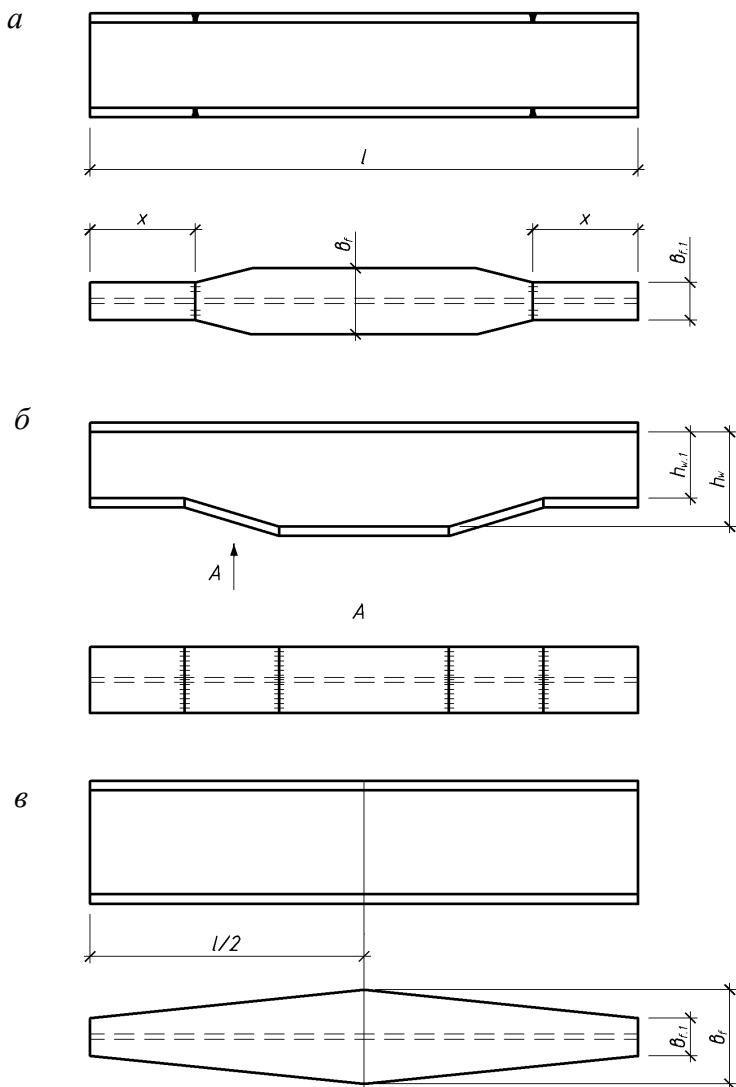
В разрезных сварных балках обычно используют два варианта изменения сечений: за счет изменения ширины пояса или высоты стенки (рисунок 4.2, *а*, *б*). В балках пролетом до 30 м обычно выполняют одно изменение сечения (по одну сторону от оси симметрии балки по длине).

Наиболее экономичными балками по расходу материала могут быть сечения, полученные при непрерывном изменении ширины поясов балки (рисунок 4.2, *в*). Однако и в этом случае увеличиваются трудозатраты на изготовление. Такой вид изменения сечения балок используется редко.

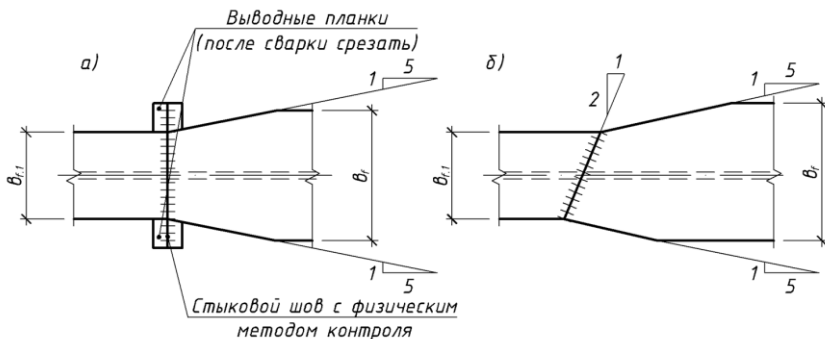
Как правило, изменение сечения балки выполняют изменением ширины пояса на расстоянии $x = (1/5-1/6)l$ от опоры (см. рисунок 4.2, *а*). Целесообразно толщину полки оставлять без изменения и уменьшать ширину полки. При равномерно распределенной нагрузке q изгибающий момент M_1 в месте изменения сечения на расстоянии x от опоры определяется по формуле

$$M_1 = q \cdot x(l-x) / 2.$$

Поясные листы в месте изменения сечения можно варить прямым швом встык (рисунок 4.3, *а*) или с применением косого шва (рисунок 4.3, *б*).



a – изменение ширины полок; *б* – изменение высоты стенки;
в – непрерывное изменение ширины поясов
 Рисунок 4.2 – Изменения сечений балок



a – с прямым швом при применении физических методов контроля (с выводом концов шва на выводные планки); *б* – с косым равнопрочным швом
Рисунок 4.3 – Конструкция стыка нижнего пояса (растянутого)

Если стыковать растянутый пояс прямым швом с выводом начала и конца шва на технологические планки с применением физических методов контроля или же выполнять косой (равнопрочный) стык, то при определении требуемого момента сопротивления балки в месте изменения сечения следует использовать расчетное сопротивление стыкового шва $R_{wy} = R_y$. В других случаях

$$R_{wy} = 0,85 R_y.$$

Для сжатых стыковых швов $R_{wy} = R_y$.

Требуемый момент сопротивления балки в месте изменения сечения можно определить по формуле

$$W_{\text{calc},1} = \frac{M_1}{R_{wy} \cdot \gamma_c}.$$

Далее определяется требуемая площадь пояса в месте изменения сечения:

$$A'_{f,\text{calc}} = 2 \left[W_{\text{calc},1} \cdot \frac{h}{2} - \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} \right] / (h_w + t_f)^2.$$

Тогда ширина пояса в месте изменения сечения

$$b_{f,1} \geq \frac{A'_{f,calc}}{t_f}. \quad (4.6)$$

При окончательном назначении ширины пояса необходимо, чтобы соблюдались следующие технологические и конструктивные условия:

$$b_{f,1} \geq 0,5 b_f; \quad b_{f,1} \geq 0,1h \quad \text{и} \quad b_{f,1} \geq 180 \text{ мм.}$$

По большему из них назначают ширину полки $b_{f,1}$. Если ширина пояса $b_{f,1}$, подсчитанная по формуле (4.6), оказалась значительно меньше назначенной, по заданной ширине пояса рекомендуется уточнить место изменения сечения балки.

Место изменения сечения определяется из условия равенства несущей способности балки в этом месте внешнему изгибающему моменту:

$$M' = M_1,$$

где $M' = W_{x,1} \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c$ – несущая способность балки измененного сечения;

$W_{x,1}$ – момент сопротивления балки с шириной полки $b_{f,1}$;

$M_1 = q \cdot x(l-x)/2$ – изгибающий момент в месте изменения сечения от внешней нагрузки.

Решив квадратное уравнение, определяют x_1 и x_2 – расстояния от опоры до мест изменения сечения:

$$x_{1,2} = \frac{l}{2} \pm \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{2M'}{q}}.$$

Проверку прочности стенки в месте изменения сечения балки производят по приведенным напряжениям, так как в этом месте действуют значительные нормальные и касательные напряжения (рисунок 4.4). Наиболее неблагоприятными являются участки стенки в уровне поясных швов в месте соединения стенки с полками.

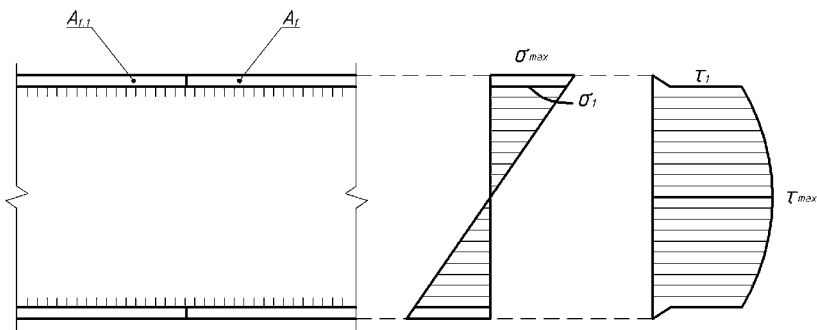


Рисунок 4.4 – Напряженное состояние стенки

Проверку прочности стенки по приведенным напряжениям выполняют по формуле

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c, \quad (4.7)$$

где $\sigma_1 = \frac{M_1 \cdot h_w}{W_{x,1} \cdot h} \leq R_y \gamma_c$ и $\tau_1 = \frac{Q_1 \cdot S_{f,1}}{J_{x,1} \cdot t_w} \leq R_s \gamma_c$;

M_1 и Q_1 – соответственно изгибающий момент и поперечная сила в месте изменения сечения;

$$Q_1 = q \left(\frac{l}{2} - x \right);$$

$S_{f,1} = b_{f,1} \cdot t_f (h_w + t_w) / 2$ – статический момент полки в измененном сечении;

$$J_{x,1} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2b_{f,1} \cdot t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2$$
 – момент инерции измененного

сечения.

Проверку прочности стенки по касательным напряжениям выполняют у опоры, где действует максимальная поперечная сила Q_{max} :

$$\frac{Q_{max} \cdot S_x}{I_{x,1} \cdot t_w R_s \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где $S_x = S_{x,1} = b_{f,1} \cdot t_f (h_w + t_w)/2 + t_w h_w^2/8$ – статический момент полусечения балки (в измененном сечении балки).

Проверка жесткости балок относится ко второй группе предельных состояний. Расчет ведут на нормативные нагрузки. Для главных балок постоянного по длине сечения при равномерно распределенной нагрузке проверку жесткости можно выполнять по формуле (3.4).

Для балок переменного сечения из-за уменьшения сечения у опоры посредством уменьшения ширины пояса снижается общая устойчивость балок и увеличиваются прогибы. Так, для однопролетной балки, шарнирно опертой при равномерно распределенной нагрузке по всему пролету, и изменении сечения на расстоянии (1/6) от опоры проверку жесткости можно выполнить по формуле

$$f_{\max} = \frac{1}{54} \cdot \frac{q_n l^4}{384} \left(\frac{13}{EJ_{x,1}} + \frac{257}{EJ_x} \right) \leq f_u, \quad (4.8)$$

где J_x и $J_{x,1}$ – моменты инерции полного и измененного сечений балки;

f_u – предельное значение прогиба, принимаемое по приложению 3 или по таблице 19 [4].

4.7. Проверка общей устойчивости балок составного сечения

Общую устойчивость балок можно не проверять при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс, а также если отношение расчетной длины балки l_{ef} из плоскости действия нагрузки (или длины участка балки между связями) к ширине сжатого пояса b_f не превышает предельно допустимых значений, равных при приложении нагрузки к верхнему поясу (формула (35) [7])

$$\frac{l_{ef}}{b_f} \leq \left[\frac{l_{ef}}{b_f} \right] = \left[0,35 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,76 - 0,02 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_0} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (4.9)$$

где $h_0 = h_w + t_f$ – расстояние между центрами тяжести поясов балки.

Формула (4.9) справедлива при

$$1 \leq \frac{h_0}{b_f} < 6 \quad \text{и} \quad 15 \leq \frac{b_f}{t_f} \leq 35.$$

Для балок с отношением $b_f / t_f < 15$ в этих формулах следует принимать $b_f / t_f = 15$. Здесь b_f и t_f – соответственно ширина и толщина сжатого пояса.

При невыполнении указанных требований общую устойчивость балок следует проверять по формуле

$$\frac{M}{W_c \varphi_b R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где W_c – момент сопротивления для сжатого пояса;

φ_b – коэффициент, определяемый по параграфу 5.15 [7].

Расчетную длину l_{ef} балки из ее плоскости принимают равной расстоянию между связями или точками закрепления жесткого настила, препятствующими поперечному смещению сжатого пояса. При отсутствии связей или креплений настила $l_{ef} = l$, $l_y = l$, где l – пролет балки.

Если окажется, что общая устойчивость балки не обеспечена, то следует уменьшить расчетную длину сжатого пояса, дополнительно установив связи.

4.8. Пример подбора сечения главной балки

Подобрать сечение и рассчитать главную балку балочной клетки.

Исходные данные: нагрузка статическая, пролет балки $l = 10,8$ м. Тип сечения – симметричный сварной двутавр из листового проката.

Балки настила примыкают к главной балке сбоку с шагом 1,2 м.

Расчетная сосредоточенная нагрузка от балок настила, примыкающих к главной балке с обеих сторон:

$$F = 2R_n = 2 \cdot 77,32 = 154,64 \text{ кН},$$

где R_n – опорная реакция одной балки настила;

$F_n = 130,07 \text{ кН}$ – нормативная нагрузка от балок настила.

Коэффициент надежности по ответственности здания $\gamma_n = 0,95$ учтен при определении опорной реакции балок настила.

1. Статический расчет балки.

Расчетная схема балки показана на рисунке 4.5.

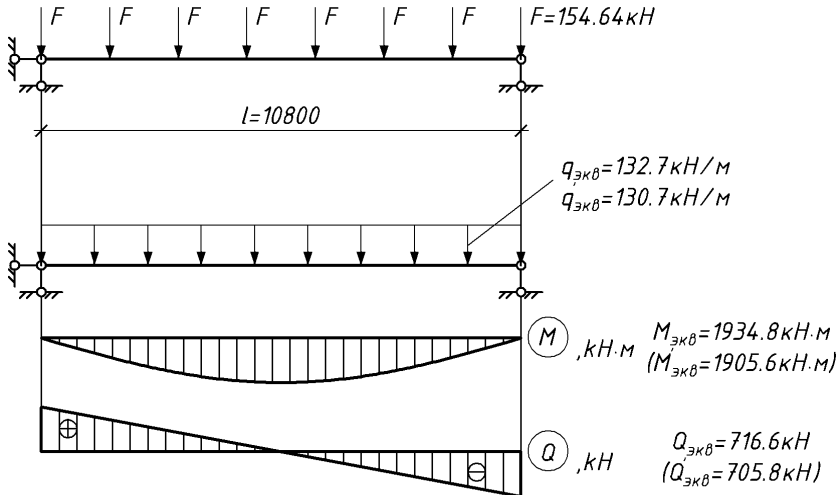


Рисунок 4.5 – Расчетная схема главной балки

Так как число балок настила – более пяти, то узловая нагрузка F может быть заменена расчетной эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой (см. рисунок 4.5):

$$q_{y\hat{e}a} = 1,03 \frac{F}{a} = 1,03 \cdot \frac{154,64}{1,2} = 132,4 \text{ кН/м},$$

где 1,03 – коэффициент, учитывающий собственный вес балки.

Нормативная эквивалентная нагрузка

$$q_{\text{yеã}}^n = 1,03 \cdot \frac{130,07}{1,2} = 111,6 \text{ еѓ /ì .}$$

Максимальный изгибающий момент в середине пролета главной балки и максимальная поперечная сила на опоре будут:

$$M_{\text{max}} = \frac{q_{\text{yеã}} \cdot l^2}{8} = \frac{132,7 \cdot 10,8^2}{8} = 1934,8 \text{ еѓ \cdot ì ;}$$

$$Q_{\text{max}} = \frac{q_{\text{yеã}} \cdot l}{2} = \frac{132,7 \cdot 10,8}{2} = 716,6 \text{ еѓ .}$$

Значение коэффициента $\gamma_n = 0,95$ учтено в расчете при определении опорной реакции балок настила.

2. Подбор сечения главной балки.

Данная конструкция относится ко второй группе (см. таблицу 50 [7]), и для нее можно использовать листовую широкополосную универсальную сталь С255 с $R_y = 230$ МПа (при $t = 20\text{--}40$ мм) и с $R_y = 240$ МПа (при $t = 4\text{--}20$ мм) (см. таблицу 51*[7]).

Требуемый момент сопротивления балки

$$W_{\text{calc}} = \frac{M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c} = \frac{1934,8 \cdot 103}{230 \cdot 1,1} = 7647 \text{ ìì}^3 .$$

Минимальная по жесткости высота сечения балки

$$h_{\text{min}} = \frac{5 \cdot R_y \cdot l^2 \cdot q_{\text{yеã}}^n}{24 \cdot E \cdot f_u \cdot q_{\text{yеã}}} = \frac{5 \cdot 230 \cdot 10,8^2 \cdot 213,3 \cdot 111,6}{24 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10,8 \cdot 132,7} = 0,451 \text{ ì ,}$$

где $f_u = \frac{l}{213,3}$ определяется интерполяцией по таблице 19 [6] или приложению 3.

Предварительно задаемся высотой балки:

$$h = \frac{1}{10} l = \frac{10800}{10} = 1080 \text{ мм} > h_{\min} = 451 \text{ мм},$$

и определяем толщину стенки:

$$t_w = 7 + \frac{3h}{1000} = 7 + \frac{3 \cdot 1080}{1000} = 10,24 \text{ мм}.$$

Принимаем толщину стенки $t_w = 10$ мм. Тогда оптимальная высота балки

$$h_{\text{opt}} = \hat{e} \sqrt{\frac{W_{\text{calc}}}{t_w}} = 1,1 \sqrt{\frac{7647}{1,0}} = 96,2 \text{ мм}.$$

Предварительно принимаем высоту сечения балки $h = 1000$ мм.

Минимальная толщина стенки из условия ее работы на срез при опирании балки на колонну через торцевое ребро (см. рисунок 4.11, в)

$$t_{w,\min} = k' \frac{Q_{\max}}{h_w R_s \gamma_c} = 1,5 \cdot \frac{716,6 \cdot 10}{95 \cdot 139,2 \cdot 1,1} = 0,74 \text{ мм} < t_w = 10 \text{ мм},$$

где $h_w = h - (2-6) \text{ см} = 100 - 5 = 95 \text{ см}$;

$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа}$ при $t = 4-10$ мм.

Так как $t_{w,\min} = 7,4 \text{ мм} < t_w = 10 \text{ мм}$ более чем на 2 мм, корректируем толщину стенки (см. параграф 4.3). С учетом сортамента принимаем $t_{w,\min} = t_w = 8 \text{ мм}$.

Определяем оптимальную высоту балки с $t_w = 8$ мм:

$$h_{\text{opt}} = \hat{e} \sqrt{\frac{W_{\text{calc}}}{t_w}} = 1,1 \sqrt{\frac{7647}{0,8}} = 107,5 \text{ мм} = 1075 \text{ мм}.$$

Окончательно назначаем высоту балки $h = 1100$ мм.

Тогда толщина стенки из условия ее работы на срез

$$t_{w,\min} = k' \frac{Q_{\max}}{h_w R_s \gamma_c} = 1,5 \cdot \frac{716,6 \cdot 10}{105 \cdot 139,2 \cdot 1,1} = 0,67 \text{ н} \dot{\text{и}} < t_w = 0,8 \text{ см.}$$

где $h_w = h - (2-6) \text{ см} = 110 - 5 = 105 \text{ см.}$

Толщина стенки из условия обеспечения местной устойчивости без постановки дополнительных продольных ребер жесткости (см. формулу (4.3))

$$t_w = \frac{105}{6} \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,60 \text{ н} \dot{\text{и}} < t_w = 0,8 \text{ н} \dot{\text{и}} .$$

Определяем момент инерции стенки балки:

$$I_{w,\text{calc}} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{0,8 \cdot 105^3}{12} = 77175 \text{ н} \dot{\text{и}}^4 .$$

Тогда требуемый момент инерции поясов будет равен

$$I_{f,\text{calc}} = I_{\text{calc}} - I_{w,\text{calc}} = 420585 - 77175 = 343410 \text{ н} \dot{\text{и}}^4 ,$$

$$\text{где } I_{\text{calc}} = \frac{W_{\text{calc}} \cdot h}{2} = \frac{7647 \cdot 110}{2} = 420585 \text{ н} \dot{\text{и}}^4 .$$

Требуемая площадь сечения одной полки

$$A_{f,\text{calc}} = \frac{2 \cdot I_{f,\text{calc}}}{h_f} = \frac{2 \cdot 343410}{107,5^2} = 59,43 \text{ н} \dot{\text{и}}^2 ,$$

где $h_o = h_w + 0,5 \cdot (h - h_w) = 105 + 0,5(110 - 105) = 107,5 \text{ см.}$

Ширину полки принимают $b_f = \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{5} \right) h$.

Принимаем $b_f = \frac{1}{4} h = \frac{1}{4} \cdot 110 = 27,5 \text{ н} \dot{\text{и}}$. Назначаем $b_f = 25 \text{ см.}$

$$\text{Тогда } t_{f,\text{calc}} = \frac{A_{f,\text{calc}}}{b_f} = \frac{59,43}{25} = 2,375 \text{ мм}.$$

С учетом сортамента принимаем $t_f = 25$ мм, тогда $A_f = 25 \cdot 2,5 = 62,5 \text{ см}^2 > A_{f,\text{calc}} = 59,43 \text{ см}^2$.

$$\frac{t_f}{t_w} = \frac{25}{8} = 3,125 > 3, \text{ условие свариваемости не обеспечено, тогда}$$

уточним толщину стенки t_w :

$$t_w = \frac{t_f}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ мм}. \text{ Принимаем } t_w = 9 \text{ мм}.$$

Проверка обеспечения местной устойчивости свеса полки:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{12,05}{2,5} = 4,82 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} = 14,96,$$

где $b_{ef} = 0,5(b_f - t_w) = 0,5(25 - 0,9) = 12,05 \text{ см}$.

3. Геометрические характеристики принятого сечения балки (рисунок 4.6):

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{t_w h_w^3}{12} + 2b_f t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = \frac{0,9 \cdot 105^3}{12} + 2 \cdot 25 \cdot 2,5 \left(\frac{105 + 2,5}{2} \right)^2 = \\ &= 86822 + 361133 = 447955 \text{ мм}^4; \end{aligned}$$

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 447955}{110} = 8144,6 \text{ мм}^3 > W_{\text{calc}} = 7647 \text{ мм}^3;$$

$$\begin{aligned} S_x &= \frac{b_f t_f (h_w + t_f)}{2} + \frac{t_w h_w^2}{8} = \frac{25 \cdot 2,5 (105 + 2,5)}{2} + \frac{0,9 \cdot 105^2}{8} = \\ &= 3359,3 + 1240,3 = 4599,6 \text{ мм}^3. \end{aligned}$$

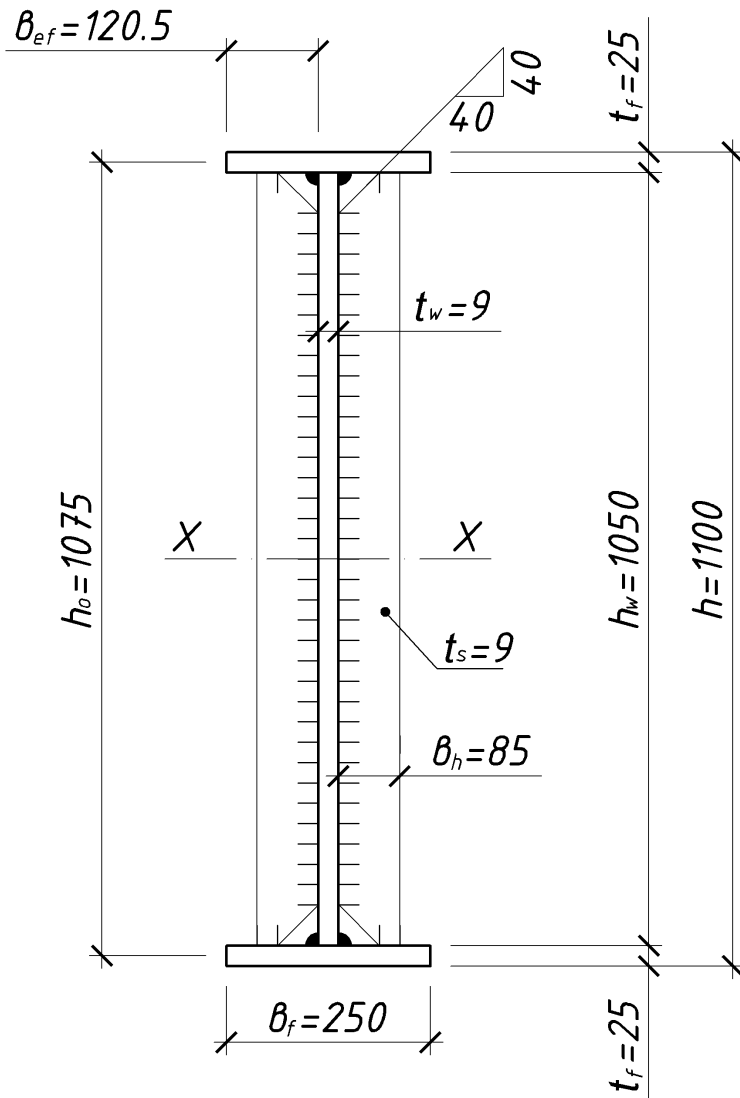


Рисунок 4.6 – Сечение главной балки

4. Уточняем расчетную нагрузку на балку с учетом ее собственного веса:

$$q'_{\text{yеá}} = \frac{154,64}{1,2} + 1,825 \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 130,7 \text{ е́í /л} ,$$

где

$$\begin{aligned} \rho &= (h_w \cdot t_w + 2b_f \cdot t_f) \cdot \rho = \\ &= (1,05 \cdot 0,009 + 2 \cdot 0,25 \cdot 0,025) 10^2 \cdot 7850 = 182,5 \text{ е́á/л} ; \end{aligned}$$

$$q'_{\text{yеá}}^n = q'_{\text{yеá}} + \rho \cdot \gamma_n = 130,07 / 1,2 + 1,825 \cdot 0,95 = 110,1 \text{ е́í /л} ,$$

где $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$ – плотность стали.

Уточненные расчетные значения усилий

$$M'_{\text{max}} = \frac{q'_{\text{yеá}} l^2}{8} = \frac{130,7 \cdot 10,8^2}{8} = 1905,6 \text{ е́í} \cdot \text{л} ;$$

$$\alpha_{\text{max}} = \frac{q'_{\text{yеá}} l}{2} = \frac{130,7 \cdot 10,8}{2} = 705,8 \text{ е́í} .$$

5. Проверка прочности балки:

$$\frac{M}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1905,6 \cdot 10^{-3}}{8144,6 \cdot 10^{-6} \cdot 230 \cdot 1,1} = 0,924 < 1 ,$$

где $M = M'_{\text{max}}$.

Несущая способность балки на изгиб обеспечена.

6. Изменение сечения балки по длине пролета.

Предварительно назначаем расстояние от опоры балки до точки начала измерения сечения

$$x = \frac{1}{6}l = \frac{1}{6} \cdot 10,8 = 1,8 \text{ м.}$$

Изгибающий момент в месте измерения сечения

$$M_1 = \frac{q_{\text{яв}} x(l-x)}{2} = \frac{130,7 \cdot 1,8(10,8-1,8)}{2} = 1058,7 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Требуемый момент сопротивления балки в месте изменения сечения

$$W_{\text{calc},1} = \frac{M_1}{R_{wy} \gamma_c} = \frac{1058,7 \cdot 103}{195,5 \cdot 1,1} = 4923 \text{ см}^3,$$

где расчетное сопротивление стыкового шва

$$R_{wy} = 0,85 R_y = 0,85 \cdot 230 = 195,5 \text{ МПа},$$

так как сварка поясных листов предполагается без физических методов контроля с использованием прямых стыковых швов.

Требуемая площадь пояса в месте изменения сечения

$$A'_{f,\text{calc}} = \frac{2 \left(W_{\text{calc},1} \cdot \frac{h}{2} - \frac{t_w h_w^3}{12} \right)}{(h_w + t_f)^2} =$$

$$= \frac{2 \left(4923 \frac{110}{2} - \frac{0,9 \cdot 105^3}{12} \right)}{(105 + 2,5)^2} = 31,8 \text{ см}^2.$$

Ширина поясных листов

$$b_{f,1} = \frac{A'_{f,calc}}{t_f} = \frac{31,8}{2,5} = 12,7 \text{ м} = 127 \text{ мм} < 180 \text{ мм}.$$

Назначаем $b_{f,1} = 180 \text{ мм}$.

Определим момент инерции балки для измененного сечения:

$$I_{x,1} = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2b_{f,1} t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 =$$

$$= \frac{0,9 \cdot 105^3}{12} + 2 \cdot 18 \cdot 2,5 \left(\frac{105 + 2,5}{2} \right)^2 = 86822 + 260016 = 346838 \text{ м}^4.$$

Момент сопротивления балки для измененного сечения

$$W_{x,1} = \frac{2I_{x,1}}{h} = \frac{2 \cdot 346838}{110} = 6306 \text{ м}^3.$$

Несущая способность балки по изгибающему моменту измененного сечения

$$M' = W_{x,1} R_{wy} \gamma_c = 6306 \cdot 195,5 \cdot 1,1 \cdot 10^{-3} = 1356,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тогда расстояние от опоры до места изменения сечения

$$x = \frac{1}{2} - \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{2M'}{q_{y\text{ср}}}} = \frac{10,8}{2} - \sqrt{\frac{10,8^2}{4} - \frac{2 \cdot 1356,1}{130,7}} = 5,4 - 2,9 = 2,5 \text{ м}.$$

Принимаем расстояние до места изменения сечения пояса $x = 2,2 \text{ м}$.

Выполним проверку прочности стенки балки в измененном сечении по приведенным напряжениям (см. рисунок 4.4) по формуле (4.7):

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2} = \sqrt{187,1^2 + 3 \cdot 32,4^2} = 195,3 \text{ л } \ddot{\text{а}} < 1,15 R_y \gamma_c =$$

$$= 1,15 \cdot 240 \cdot 1,1 = 303,6 \text{ л } \text{л } \ddot{\text{а}};$$

где

$$M_1' = \frac{130,7 \cdot 2,2 \cdot (10,8 - 2,2)}{2} = 1236,4 \text{ л } \ddot{\text{а}} \cdot \text{л } \ddot{\text{а}};$$

$$Q = q_{\text{yеа}} \left(\frac{l}{2} - x \right) = 130,7 \left(\frac{10,8}{2} - 2,2 \right) = 418,2 \text{ л } \ddot{\text{а}} \cdot \text{л } \ddot{\text{а}};$$

$$\sigma_1 = \frac{M_1' h_w}{W_{x,1} h} = \frac{1236,4 \cdot 105 \cdot 10^3}{6306 \cdot 110} = 187,1 \text{ л } \ddot{\text{а}} < R_y \gamma_c = 240 \cdot 1,1 = 264 \text{ л } \ddot{\text{а}};$$

$$\tau_1 = \frac{Q \cdot S_{f,1}}{I_{x,1} \cdot t_w} = \frac{418,2 \cdot 2418,7 \cdot 10}{346838 \cdot 0,9} = 32,4 \text{ л } \ddot{\text{а}} <$$

$$< R_s \gamma_c = 139,4 \cdot 1,1 = 153,1 \text{ л } \text{л } \ddot{\text{а}};$$

$$S_{f,1} = b_{f,1} \cdot t_f (h_w + t_f) / 2 = 18 \cdot 2,5 (105 + 2,5) / 2 = 2418,7 \text{ л } \ddot{\text{а}}^3.$$

Прочность стенки обеспечена.

7. Проверка прочности стенки балки по касательным напряжениям (у опоры):

$$\frac{Q \cdot S_{x,1}}{I_{x,1} \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{705,8 \cdot 3659 \cdot 10}{346838 \cdot 0,9 \cdot 139,4 \cdot 1,1} = 0,54 < 1,$$

где $Q = Q'_{\text{max}} = 705,8 \text{ кН}$;

$$S_{\sigma,1} = b_{f,1} \cdot t_f (h_w + t_f) / 2 + t_w \cdot h_w^2 / 8 =$$

$$= 18 \cdot 2,5 (105 + 2,5) / 2 + 0,9 \cdot 105^2 / 8 = 3659 \text{ нм}^3.$$

Прочность балки в измененном сечении обеспечена.

8. Проверка жесткости балки (по формуле (4.8)):

$$f_{\max} = \frac{1}{54} \cdot \frac{q_{\text{гв}}^n l^4}{384} \left(\frac{13}{EI_{x,1}} + \frac{257}{EI_x} \right) = \frac{1}{54} \cdot \frac{110,1 \cdot 10,8^4 \cdot 10^{-1}}{384} \times$$

$$\times \left(\frac{13}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 346838 \cdot 10^{-8}} + \frac{257}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 447955 \cdot 10^{-8}} \right) = 2,2 \text{ нм} <$$

$$< f_u = \frac{l}{213,3} = \frac{1080}{213,3} = 5,06 \text{ нм} ,$$

где f_u подсчитано по интерполяции (см. приложение 3).

Жесткость балки обеспечена.

9. Проверки общей устойчивости главной балки не требуется, так как по верхнему поясу балки закреплен сплошной жесткий настил.

4.9. Проверка местной устойчивости элементов сечения составной балки

Потери местной устойчивости характеризуются выпучиванием отдельных участков сжатого пояса или стенки балки.

1. Местную устойчивость сжатого пояса балки обычно обеспечивают соответствующим выбором отношения свеса пояса b_{ef} к толщине t_f .

Местная устойчивость сжатого пояса (не окаймленного ребром) при его упругой работе будет обеспечена, если соблюдается следующее условие:

$$\frac{b_{af}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где b_{af} – расчетная ширина свеса поясных листов, которая принимается равной расстоянию от грани стенки до края поясного листа (полки) (см. рисунок 4.1).

2. Стенка балки представляет собой длинную пластинку, упруго заземленную в поясах. В различных сечениях стенки по длине балки возникают касательные напряжения от сдвига τ , нормальные напряжения от изгиба σ и нормальные напряжения от локальных воздействий σ_{loc} . Потеря местной устойчивости стенки может произойти отдельно от действия касательных τ , нормальных σ и местных сжимающих σ_{loc} напряжений, а также при совместном их действии.

Местная устойчивость стенки может быть обеспечена путем увеличения толщины стенки или постановкой ребер жесткости.

Ребра жесткости могут быть следующих типов:

– поперечные основные ребра, поставленные на всю высоту стенки;

– продольные ребра;

– промежуточные поперечные короткие ребра (располагают между сжатым поясом и продольным ребром).

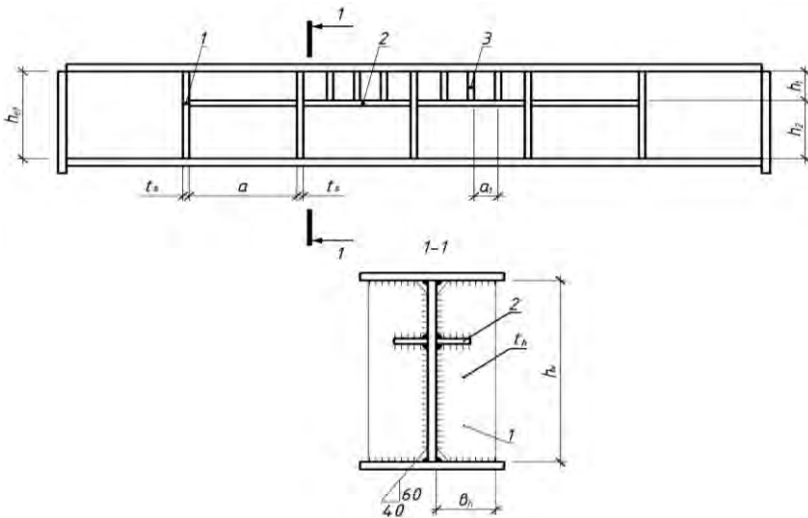
При постановке ребер жесткости стенка балки разбивается на отдельные прямоугольные отсеки (пластинки), заключенные между поясами и ребрами, для которых и выполняют проверки местной устойчивости (рисунок 4.7).

Расчетными размерами проверяемых отсеков являются расстояния между осями поперечных основных ребер жесткости a и расчетная высота стенки h_{ef} , равная в сварных балках полной высоте стенки, и в балках, составленных их прокатных профилей, – расстоянию между началами внутренних закруглений.

В соответствии с параграфом 7.10 [7], если значение условной гибкости стенки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \text{ больше } 3322 (\bar{\lambda}_w > 3,2), \text{ при статической нагрузке}$$

стенку балки следует укреплять основными поперечными ребрами жесткости. Ребра жесткости обычно располагаются в местах опирания балок настила или неподвижных сосредоточенных сил и на опорах, желательно с постоянным шагом по длине балки.



1 – основные поперечные ребра; 2 – продольные ребра;
 3 – дополнительные поперечные ребра
 Рисунок 4.7 – Ребра жесткости в составной балке

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

Расстояние между основными поперечными ребрами жесткости принимают $a \leq 2h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $a \leq 2,5h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$.

При $\bar{\lambda}_w > 6$ кроме основных поперечных ребер устанавливают продольные ребра жесткости на расстоянии $h_1 = (0,25-0,3)h_w$ со стороны сжатого пояса (см. рисунок 4.7).

Устойчивость стенки балки, укрепленной поперечными основными ребрами жесткости, будет обеспечена, если при соблюдении для стенки условия прочности по приведенным напряжениям (формула (4.7)) условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$ не будет превышать $\bar{\lambda}_w \leq 3,5$ при отсутствии местных напряжений в балках с двусторонними поясными швами.

3. Проверку местной устойчивости стенки балки симметричного сечения с условной гибкостью стенки $\bar{\lambda}_w \leq 6$, укрепленной только поперечными основными ребрами жесткости, следует выполнять по формулам:

а) при отсутствии местных напряжений ($\sigma_{\text{loc}} = 0$)

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{\text{cr}})^2 + (\tau / \tau_{\text{cr}})^2} \leq \gamma_c, \quad (4.10)$$

где $\sigma = \frac{M \cdot h_w}{2I}$ – сжимающее напряжение у расчетной границы стенки, принимаемое со знаком «плюс»;

$\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w}$ – среднее касательное напряжение в пределах отсека;

γ_c – коэффициент условия работы, принимаемый для балок $\gamma_c = 1$.

Средние значения момента M и поперечной силы Q определяют в расчетном сечении отсека. *Отсек* – это зона балки длиной a между смежными поперечными ребрами (см. рисунок 4.7). Расчетные сечения балки для отсеков с различным соотношением шага ребер a и высоты стенки h_w следует принимать по рисунку 4.8. Если длина отсека больше его расчетной высоты, то M и Q следует вычислять для более напряженного участка с длиной, равной высоте отсека.

Критические нормальные σ_{cr} и касательные τ_{cr} напряжения, являющиеся критерием оценки местной устойчивости стенки, зависящей от геометрических размеров отсека, степени защемления стенки поясами, настилом и прочностных свойств стали, определяют в соответствии с параграфом 7.4 [7].

Критические нормальные напряжения в рассматриваемом отсеке балки определяют по формуле

$$\sigma_{\text{cr}} = \frac{c_{\text{cr}} R_y}{\bar{\lambda}_w^2}.$$

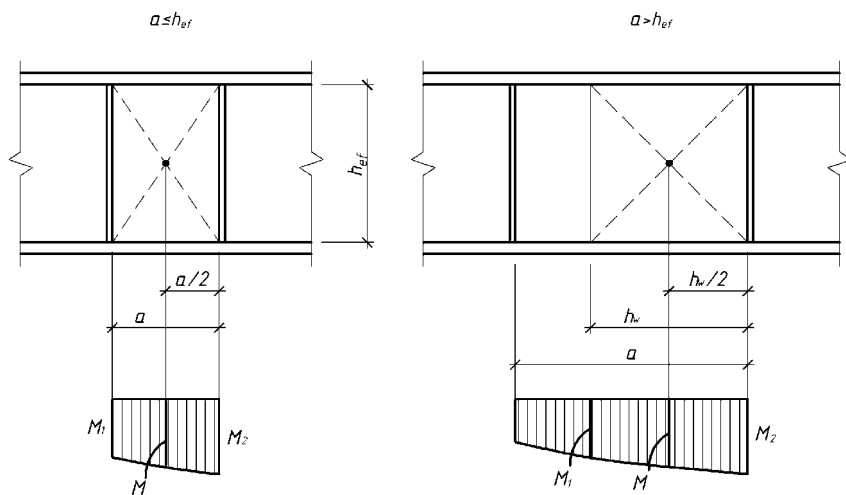


Рисунок 4.8 – К определению расчетного изгибающего момента

Коэффициент c_{cr} для сварных составных балок определяется по таблице 4.2 в зависимости от значений δ :

$$\delta = \beta \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 \frac{b_f}{h_{ef}},$$

где b_f , t_f – соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки рассматриваемого отсека;

$\beta = \infty$ при непрерывном опирании плит на пояс балки;

$\beta = 0,8$ в прочих случаях.

Таблица 4.2 – Значения коэффициента c_{cr}

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

Критические касательные напряжения в стенке, укрепленной поперечными ребрами жесткости, определяют по формуле

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2},$$

где

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

d – меньшая из сторон отсека; если $a < h_{ef}$, то $d = a$; если $a \geq h_{ef}$, то $d = h_{ef}$ (для сварных балок $h_{ef} = h_w$);

μ – отношение большей стороны отсека к меньшей, если $a < h_{ef}$, $\mu = h_{ef}/a$; если $a \geq h_{ef}$, $\mu = a/h_{ef}$.

При отсутствии поперечных ребер жесткости

$$\mu = l/h_{ef},$$

где l – пролет балки.

Критические касательные напряжения в стенке, не укрепленной ребрами жесткости, определяют по формуле

$$\tau_{cr} = 10,3 \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}.$$

После проверки местной устойчивости стенок назначаются размеры ребер жесткости.

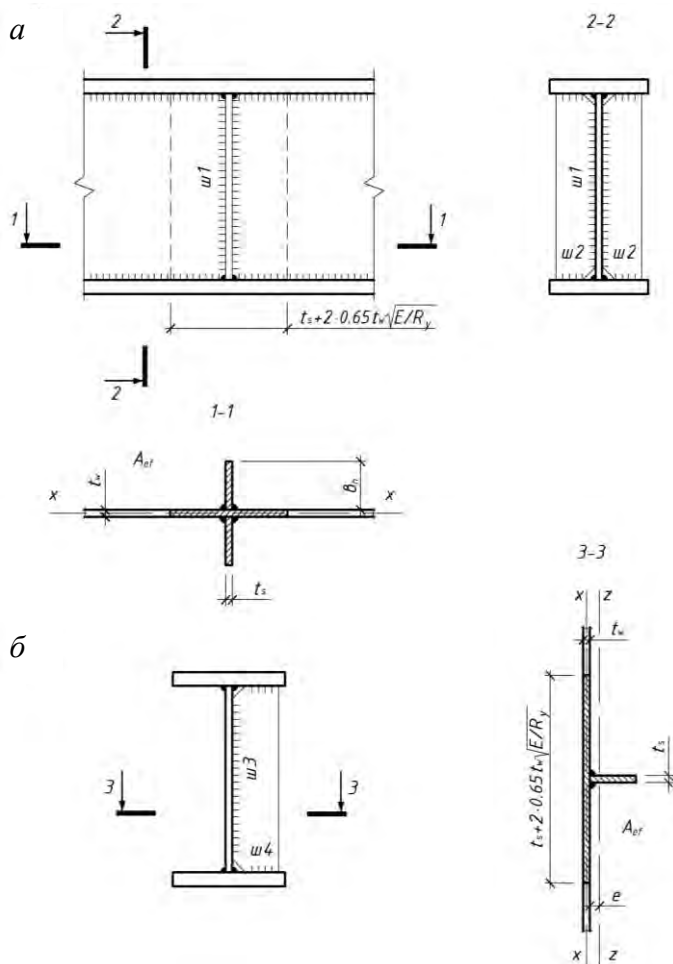
Ширину поперечных ребер жесткости b_h принимают не меньше:

а) $b_h = \frac{h_w}{30} + 40$ – для парных симметричных ребер;

б) $b_h = \frac{h_w}{24} + 50$ – для односторонних ребер.

Толщина ребра должна быть $t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

Ребра жесткости прикрепляются к стенке непрерывными угловыми одно- или двусторонними швами (рисунок 4.9).



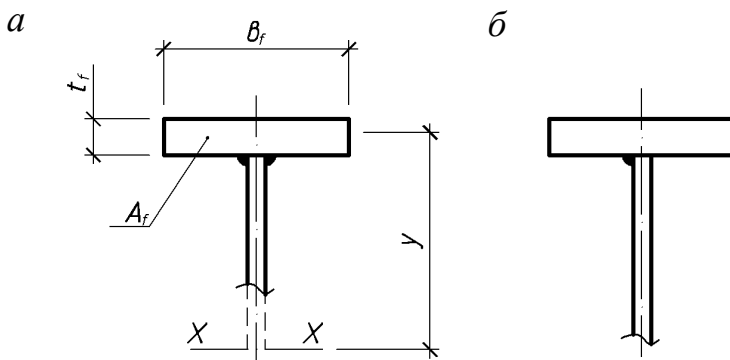
а – парные ребра; б – одностороннее ребро
 Рисунок 4.9 – Поперечные ребра жесткости

Сварные швы обычно назначаются конструктивно (по таблице 38 [7]). При статической нагрузке поперечные ребра привариваются и к поясам балок.

Торцы ребер должны иметь скосы с размерами 40×40 мм или 40×60 мм для снижения концентрации сварочных напряжений и пропуска поясных швов (см. рисунок 4.9).

4.10. Расчет соединения поясов со стенкой

В балках составного сечения соединения поясов со стенкой обычно выполняют с двусторонними или, реже, с односторонними угловыми швами (рисунок 4.10).



a – с двусторонними угловыми швами; *б* – с односторонними угловыми швами
Рисунок 4.10 – Узлы соединения полки со стенкой балки составного сечения

Поясные соединения обеспечивают совместную работу поясов и стенки и препятствуют их взаимному сдвигу. Сдвигающее усилие на единицу длины пояса определяют по формуле

$$T = \frac{Q_{\max} \cdot S_f}{I_x},$$

где $S_f = A_f \cdot y = (b_f \cdot t_f) \cdot y$ – статический момент брутто сдвигаемой части сечения (пояса) относительно нейтральной оси;

y – расстояние от центра тяжести пояса до нейтральной оси $x-x$ (см. рисунок 4.10, *a*);

Q_{\max} – расчетное значение поперечной силы на опоре балки;

I_x – момент инерции сечения балки брутто (без учета ослабления отверстиями при болтовых соединениях).

Поясные швы выполняют непрерывными, с одинаковым катетом по всей длине балки. Применение односторонних угловых швов (см. рисунок 4.10, *б*) допускается при следующих условиях:

- 1) статическая нагрузка расположена симметрично относительно вертикальной оси поперечного сечения балки;
- 2) местная устойчивость стенки обеспечена;
- 3) общая устойчивость балки обеспечена;
- 4) отсутствуют местные напряжения в балке ($\sigma_{loc} = 0$);
- 5) материал балки работает в упругой стадии.

Выбор материалов для сварки (типы электродов или сварочной проволоки, флюсов) производится по таблице 55 [7] в зависимости от группы конструкций, климатического района строительства и марки свариваемой стали.

Условие прочности поясных сварных швов на единицу длины при $\sigma_{loc} = 0$, например, при опирании балок настила на главную балку в местах установки поперечных ребер жесткости, если $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$, можно представить в следующем виде:

$$\frac{T}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (4.11)$$

где n – количество угловых поясных швов ($n = 2$ – при двусторонних и $n = 1$ – при односторонних швах (см. рисунок 4.10)).

Если $\beta_z R_{wz} < \beta_f R_{wf}$, необходимо выполнить проверку прочности сварного шва по металлу границы сплавления. В этом случае в формулу (4.11) вместо $\beta_f R_{wf} \gamma_{wf}$ следует подставить $\beta_z R_{wz} \gamma_{wz}$, где R_{wf} – расчетное сопротивление металла сварного шва (таблица 56 [7]);

$R_{wz} = 0,45 R_{un}$ – расчетное сопротивление сварного шва по металлу границы сплавления;

R_{un} – нормативное сопротивление стали (см. таблицу 51 [7]);

β_f, β_z – коэффициенты, принимаемые для стали: с пределом текучести $\sigma_T \leq 580$ МПа по таблице 34 [7]; с пределом текучести $\sigma_T > 530$ МПа, независимо от вида сварки, положения шва и диаметра сварочной проволоки $\beta_f = 0,7$ и $\beta_z = 1$;

k_f – катет шва, принимается из условия, что

$$k_{f,max} \geq k_f \geq k_{f,min},$$

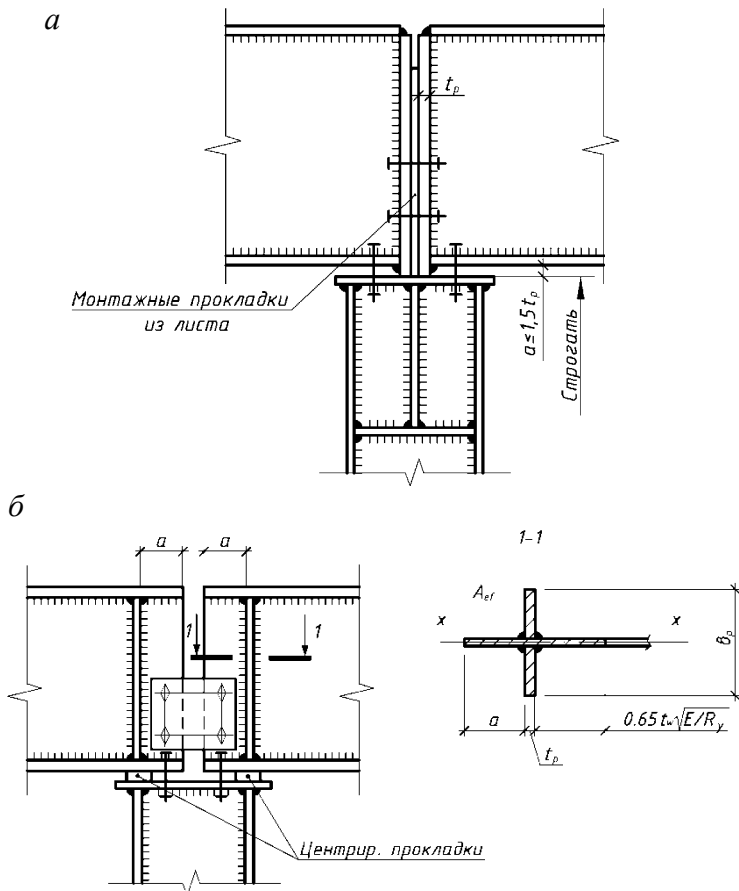
где $k_{f,max} = 1,2 t_{min}$, а t_{min} – меньшая из толщин стенки и пояса балки;

$k_{f,min}$ – минимально допустимый катет, определенный по таблице 38 [7] в зависимости от максимальной толщины свариваемых элементов t , мм;

γ_{wf}, γ_{wz} – коэффициенты условий работы шва, равные 1,0 во всех случаях, кроме приведенных в параграфе 11.2* [7].

4.11. Расчет и конструирование опорных частей составных балок

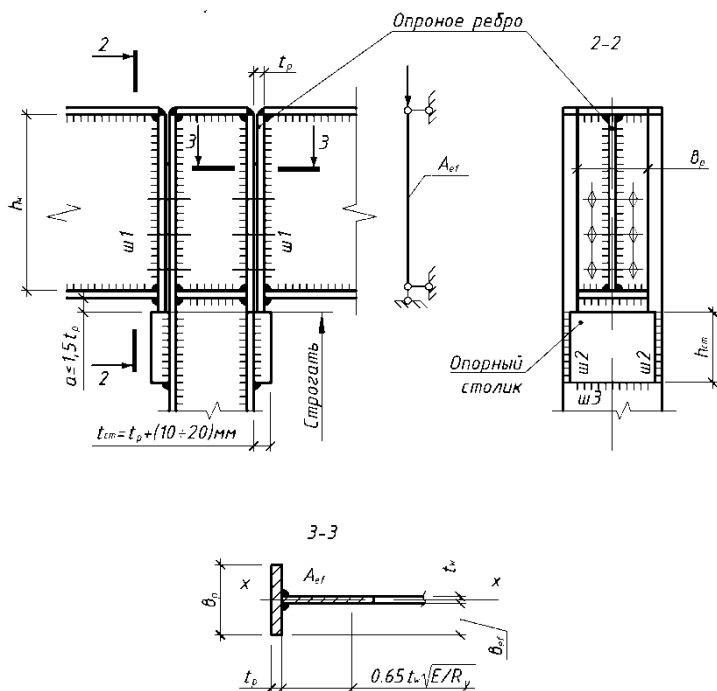
Сопряжение балок со стальными колоннами осуществляется путем их опирания сверху или примыкания сбоку (рисунок 4.11).



a – сверху, через строгальные опорные ребра балки $б$ – сверху;
Рисунок 4.11 (начало) – Опирание главных балок на колонны

в

Опорное ребро



\varnothing – сбоку, через строганные опорные ребра балки
 Рисунок 4.11 (окончание) – Опиране главных балок на колонны

В строительстве широко применяется конструктивное решение опорной части балки с торцевым ребром (см. рисунок 4.11, а, в). Конструктивное решение опорной части с внутренними ребрами (см. рисунок, 4.11, б) используется реже, так как оно сложнее и не обеспечивает центральной передачи нагрузки на колонну.

Ширину опорного ребра (см. рисунок 4.11, в) по конструктивным соображениям обычно принимают $b_p \geq 180$ мм. Она не должна быть больше ширины пояса балки на опоре. Задавшись шириной опорного ребра, определяют его толщину из условия смятия торцевой поверхности:

$$t_p = \frac{F}{b_0 \cdot R_p \cdot \gamma_c},$$

где F – опорная реакция балки;

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условия работы;

R_p – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки), определяется по таблице 52 [7] в зависимости от R_{un} .

Толщину опорного ребра обычно принимают близкой к толщине пояса, но не менее 10–12 мм. Отношение t_p / t_w должно быть не более трех. Выступающая часть торца ребра должна быть не более $a \leq 1,5 t_p$. Обычно принимают $a \approx 15$ –20 мм.

В балках с внутренними опорными ребрами (см. рисунок 4.11, б) при небольших опорных реакциях их торцы не пристрагивают и опорная реакция передается через горизонтальные сварные швы, соединяющие ребра с нижним поясом. Эти швы проверяют на срез от опорной реакции, а ребра – на смятие. При строганных нижних торцах опорных ребер их приваривают швами с минимальным катетом.

Проверку устойчивости опорной части балки из ее плоскости производят как для центрально-сжатого условного стержня длиной, равной высоте балки, и нагруженного силой, равной опорной реакции балки:

$$\frac{N}{A_{ef} \cdot \phi \cdot R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где $A_{ef} = b_p \cdot t_p + 0,65 t_w^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ – расчетная площадь опорного сечения

балки (для опорных участков по рисунку 4.11, а, в);

$A_{ef} = b_p \cdot t_p + a \cdot t_w + 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ – расчетная часть опорного сече-

ния балки (для опорных участков по рисунку 4.11, б) с внутренними ребрами, для случая, если $a \leq 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$;

φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблице 72 [7] в зависимости от гибкости λ_x и R_y ,

где $\lambda_x = \frac{h}{i_x}$ – гибкость опорной части;

h – высота стенки балки;

$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{ef}}}$ – радиус инерции условного стержня с площадью сечения A_{ef} ;

сечения A_{ef} ;

$I_x = \frac{t_p \cdot b_p^3}{12} + \frac{0,65 t_w^4 \sqrt{\frac{E}{R_y}}}{12}$ – момент инерции опорной части сечения относительно оси стенки (из плоскости балки) при опирании балок по типу приведенных на рисунке 4.11, а, в.

относительно оси стенки (из плоскости балки) при опирании балок по типу приведенных на рисунке 4.11, а, в.

Проверка местной устойчивости опорного ребра. Местная устойчивость опорного ребра будет обеспечена при соблюдении условия

$$\frac{b_{ef}}{t_p} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где $b_{ef} = 0,5(b_p - t_w)$ – расчетная ширина свеса опорного ребра (см. рисунок 4.11);

$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условная гибкость опорной части балки с гибкостью λ_x .

В сварных балках вся опорная реакция передается на опорное ребро через вертикальные угловые швы. Учитывая локальный характер действия опорной реакции, за расчетную длину сварного шва принимают участок шва длиной

$$l_w = 85 \beta_f K_f.$$

Значение катета двух сварных швов Ш1 (см. рисунок 4.11, а, в): при срезе по металлу шва

$$k_{f,\min 1} = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{F}{2 \cdot 85 R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}};$$

по металлу границы сплавления

$$k_{f,\min 2} = \frac{1}{\beta_z} \sqrt{\frac{F}{2 \cdot 85 R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c}}.$$

Катет шва принимают по максимальному из значению согласно таблице 38 [7].

4.12. Пример проверки местной устойчивости пояса и стенки балки, расчет поясных швов и опорного узла

Дано: сварная балка пролетом 10,8 м, балки настила опираются сбоку с шагом 1,2 м. Исходные данные приняты по примеру параграфа 4.8. Сечение балки приведено на рисунке 4.6. Проверить устойчивость пояса и стенки балки. Рассчитать поясные швы и опорный узел.

1. Проверка местной устойчивости элементов сжатого пояса балки (см. рисунок 4.6).

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{12,05}{2,5} = 4,82 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{230}} = 14,96.$$

Местная устойчивость сжатого пояса балки обеспечена.

2. Проверка местной устойчивости стенки.

Условная гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{105}{0,9} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,98 \begin{cases} > 3,2 \\ \leq 6 \end{cases},$$

где $h_{ef} = h_w = 105$ см.

Следовательно, стенку балки необходимо укреплять только основными поперечными ребрами жесткости. Расстояние между поперечными ребрами принимаем равным шагу балок настила:

$$a = 1200 \text{ мм} < 2,0 \cdot h_{ef} = 2,0 \cdot 1050 = 2100 \text{ мм}.$$

Проверим местную устойчивость стенки в двух отсеках: у опоры и в средней части балки (1-й и 2-й отсек) (рисунок 4.12).

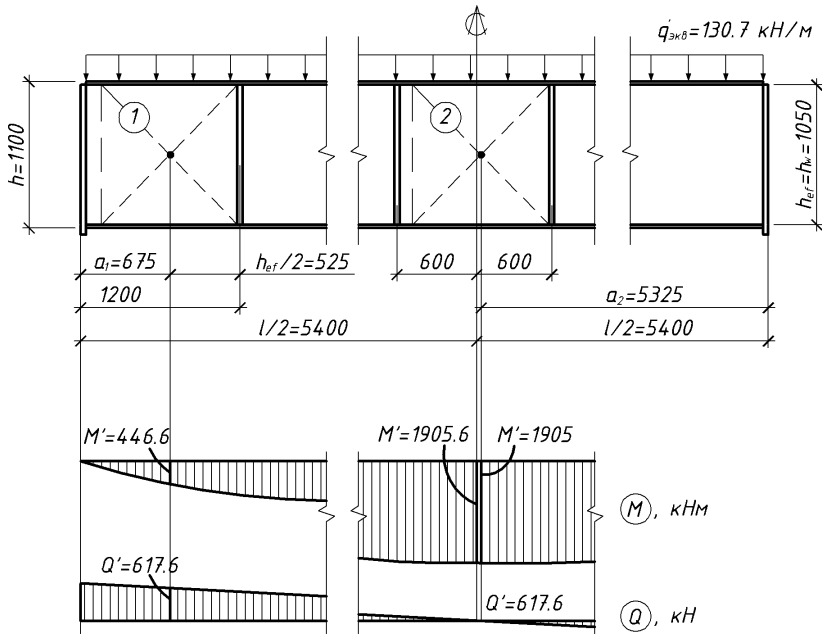


Рисунок 4.12 – Определение расчетных усилий в отсеках главной балки при проверке местной устойчивости стенки

Значения расчетных усилий в отсеках:
в приопорном (1-м) отсеке

$$M' = \frac{q_{\text{экв}} \cdot a_1 (l - a_1)}{2} = \frac{130,7 \cdot 0,675 (10,8 - 0,675)}{2} = 446,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = q_{\text{yèà}} \left(\frac{l}{2} - a_1 \right) = 130,7 \left(\frac{10,8}{2} - 0,675 \right) = 617,6 \text{ èí } ,$$

где $a_1 = a - h_{\text{ef}} / 2 = 1,2 - 1,05 / 2 = 0,675 \text{ ì } ;$

в среднем (2-м) отсеке

$$M'' = \frac{q_{\text{yèà}} \cdot a_2 (l - a_2)}{2} = \frac{130,7 \cdot 5,325 (10,8 - 5,325)}{2} = 1905 \text{ èí } \cdot \text{ì } ;$$

$$Q' = q_{\text{yèà}} \left(\frac{l}{2} - a_2 \right) = 130,7 \left(\frac{10,8}{2} - 5,325 \right) = 9,8 \text{ èí } ,$$

где $a_2 = (l - a + h_{\text{ef}}) / 2 = (10,8 - 1,2 + 1,05) / 2 = 5,325 \text{ ì } .$

Напряжения в 1-м отсеке:

$$\sigma' = \frac{M' \cdot h_W}{2 I_{x,1}} = \frac{466,6 \cdot 1,05 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 346838 \cdot 10^{-8}} = 70,63 \text{ ì } \cdot \text{ì } ;$$

$$\tau' = \frac{Q}{t_W h_W} = \frac{617,6 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 105 \cdot 10^{-4}} = 65,35 \text{ ì } \cdot \text{ì } ;$$

$$\bar{\lambda}_{\text{ef}} = \frac{d}{t_W} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{105}{0,9} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,98 > 3,5,$$

следовательно, необходима проверка местной устойчивости стенки по формуле (4.10). Здесь

$d = h_{\text{ef}} = 105 \text{ см}$, так как $a = 120 \text{ см} < h_{\text{ef}} = h_W = 105 \text{ см}$;

$$\tau_{\text{cr}} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{\text{ef}}} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1,14^2} \right) \frac{139,4}{3,98^2} = 143,7 \text{ ì } \cdot \text{ì } ,$$

где $\mu = \frac{a}{h_{\text{ef}}} = \frac{120}{105} = 1,14$.

Балки настила будут крепиться к поперечным ребрам жесткости главной балки сбоку в одном уровне, местная нагрузка на балку отсутствует. Тогда критические нормальные напряжения определяются по формуле

$$\sigma'_{cr} = \frac{c'_{cr} R_y}{\lambda_w^2} = \frac{33,9 \cdot 240}{3,98^2} = 513,6 \text{ МПа},$$

где $c'_{cr} = 33,9$ определяется по таблице 4.2 (см. таблицу 4.9 [7]).

$$\delta' = \beta \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 \frac{b_{f,1}}{h_{ef}} = 0,8 \left(\frac{2,5}{0,9} \right)^3 \cdot \frac{18}{105} = 2,94.$$

Проверка местной устойчивости стенки в 1-м отсеке:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau'}{\tau'_{cr}} \right)^2} = \sqrt{\left(\frac{70,63}{513,6} \right)^2 + \left(\frac{65,35}{143,7} \right)^2} = 0,475 < \gamma_c = 1.$$

Местная устойчивость стенки в 1-м отсеке обеспечена.

Аналогичным образом проверяем местную устойчивость стенки в других отсеках. (В курсовом проекте необходимо выполнить проверку местной устойчивости стенки в месте изменения сечения и среднем отсеке).

3. Назначаем размеры двусторонних ребер жесткости.

Ширина ребра должна быть $b_h \geq \frac{h_w}{30} + 40 \text{ мм} = \frac{1050}{30} + 40 = 75 \text{ мм}$.

Принимаем $b_h = 85 \text{ мм}$.

Толщину ребра определяем по формуле

$$t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 85 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 5,8 \text{ мм}.$$

Определяем толщину ребра из условия свариваемости:

$$t_s = \frac{t_f}{3} = \frac{2,5}{3} = 0,83 \text{ мм}.$$

С учетом сортамента принимаем толщину ребра $t_h = 9 \text{ мм}$.

Ребра жесткости привариваем полуавтоматической сваркой с двусторонними угловыми швами к стенке $t_w = 9 \text{ мм}$ катетом $k_f = 4 \text{ мм}$ и к поясам балок при $t_f = 25 \text{ мм}$, $k_f = 7 \text{ мм}$ (см. таблицу 38 [7]).

4. Расчет соединения поясов со стенкой балки.

Соединение поясов со стенкой назначаем с двусторонними угловыми швами с применением автоматической сварки в лодочку в среде углекислого газа, сварочной проволокой диаметром 3 мм марки Св-08А (таблица 55*[7]).

Расчетные характеристики:

$$R_{wf} = 180 \text{ МПа};$$

$$R_{wz} = 0,45 \cdot 360 = 162,0 \text{ МПа};$$

$$\beta_f = 1,1; \quad \beta_z = 1,15.$$

$$R_{wf} \cdot \beta_f = 180 \cdot 1,1 = 198,0 \text{ МПа} > R_{wz} \cdot \beta_z = 162 \cdot 1,15 = 186,3 \text{ МПа}.$$

Следовательно, расчет шва ведем по металлу границы сплавления.

Из формулы (4.11) получим выражение для определения катета сварного поясного шва:

$$k_f = \frac{T}{n \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{4,92 \cdot 10}{2 \cdot 1,15 \cdot 162 \cdot 1 \cdot 1} = 0,132 \text{ м} = 1,32 \text{ мм},$$

где $T = \frac{Q S_{f,1}}{l_{x,1}} = \frac{705,8 \cdot 2418,7}{346838} = 4,92 \text{ кН/мм}.$

В соответствии с таблицей 38 [7] принимаем $k_f = k_f^{\min} = 7 \text{ мм}.$

5. Расчет опорного участка балки.

Принимаем примыкание балки к колонне сбоку (см. рисунок 4.11, в).

Принимаем ширину опорного ребра $b_p = b_1 = 180 \text{ мм}$, тогда его толщина

$$t_p = \frac{N}{b_p \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{705,8 \cdot 10}{18 \cdot 327 \cdot 1} = 1,19 \text{ м} ,$$

где $N = Q_{\max} = 705,8 \text{ кН}$ – опорная реакция главной балки;

$R_p = 327 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности ребра при наличии пригонки (см. таблицу 52* [7], для $t > 10 \text{ мм}$ и $R_y = 360 \text{ МПа}$).

Конструктивно принимаем $t_p = 14 \text{ мм}$.

Проверка устойчивости опорной части балки:

$$\frac{N}{\varphi_x A_{ef} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{705,8 \cdot 10^{-3}}{0,9446 \cdot 40,6 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 1} = 0,769 > 1,$$

где $N = Q_{\max}$ – расчетное значение опорной реакции;

$$A_{ef} = b_p t_p + 0,65 t_w^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 18 \cdot 1,4 + 0,65 \cdot 0,9^2 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 40,6 \text{ м}^2 ;$$

$$I_x = \frac{t_p \cdot b_p^3}{12} + \frac{0,65 t_w^4 \sqrt{\frac{E}{R_y}}}{12} = \frac{1,4 \cdot 18^3}{12} + \frac{0,65 \cdot 0,9^4 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}}}{12} = 681,4 \text{ м}^4 .$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{ef}}} = \sqrt{\frac{681,4}{40,6}} = 4,1 \text{ м} ;$$

$$\lambda_x = \frac{h}{i_x} = \frac{105}{4,1} = 25,6;$$

φ_x определяется в зависимости от λ_x и R_y по таблице 72 [7].

Устойчивость опорного участка балки обеспечена.

Проверка местной устойчивости опорного ребра:

$$\begin{aligned} \frac{b_{ef}}{t_p} &= \frac{8,55}{1,4} = 6,1 < (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \\ &= (0,36 + 0,1 \cdot 0,874) \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} = 13,39, \end{aligned}$$

где

$$\begin{aligned} b_{ef} &= \frac{b_p - t_w}{2} = \frac{18 - 0,9}{2} = 8,55 \text{ нм} < \\ &< 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 14,65; \\ \bar{\lambda} &= \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 25,6 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,874. \end{aligned}$$

Местная устойчивость опорного ребра обеспечена.

6. Расчет сварных швов, прикрепляющих опорное ребро к стенке балки.

Принимаем полуавтоматическую сварку в среде углекислого газа, сварочной проволокой диаметром 2 мм марки Св-08А (таблица 55* [7]).

Расчетные характеристики:

$$R_{wf} = 180; R_{wz} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ нм} ;$$

$$\beta_f = 0,9; \beta_z = 1,05.$$

$$R_{wf} \cdot \beta_f = 180 \cdot 0,9 = 162 \text{ I I } \grave{a} < R_{wz} \beta_z = 166,5 \cdot 1,05 = 174,8 \text{ I I } \grave{a}.$$

Следовательно, расчет ведем по металлу шва.

Определим катет сварных швов, прикрепляющих опорное ребро к стенке балки, по формуле (4.12):

$$k_f = \frac{1}{0,9} \sqrt{\frac{705,8 \cdot 10}{2 \cdot 85 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1}} = 0,43 \tilde{\text{н}} = 4,3 \text{ I I }.$$

Принимаем $k_f = k_f^{\text{min}} = 5 \text{ I I } \tilde{\text{н}}$ (см. таблицу 38 [7]).

7. Расчет опорного столика (см. рисунок 4.11, в).

Принимаем толщину столика

$$t_{\text{но}} = t_p + 10 \text{ I I } \tilde{\text{н}} = 14 + 10 = 24 \text{ I I } \tilde{\text{н}}.$$

В соответствии с сортаментом принимаем $t_{\text{но}} = 25 \text{ I I } \tilde{\text{н}}$.

Ширина опорного столика

$$b_{\text{но}} = b_p + 20 \text{ I I } \tilde{\text{н}} = 180 + 20 = 200 \text{ I I } \tilde{\text{н}}.$$

При толщине столика $t_{\text{но}} = 25 \text{ I I } \tilde{\text{н}}$ в соответствии с таблицей 38 [7] для сварки минимальный катет шва равен $k_{f,\text{min}} = 7 \text{ I I } \tilde{\text{н}}$, принимаем $k_f = 10 \text{ I I } \tilde{\text{н}}$.

Сварные швы приварки столика рассчитывается на усилие, равное 1,3 N:

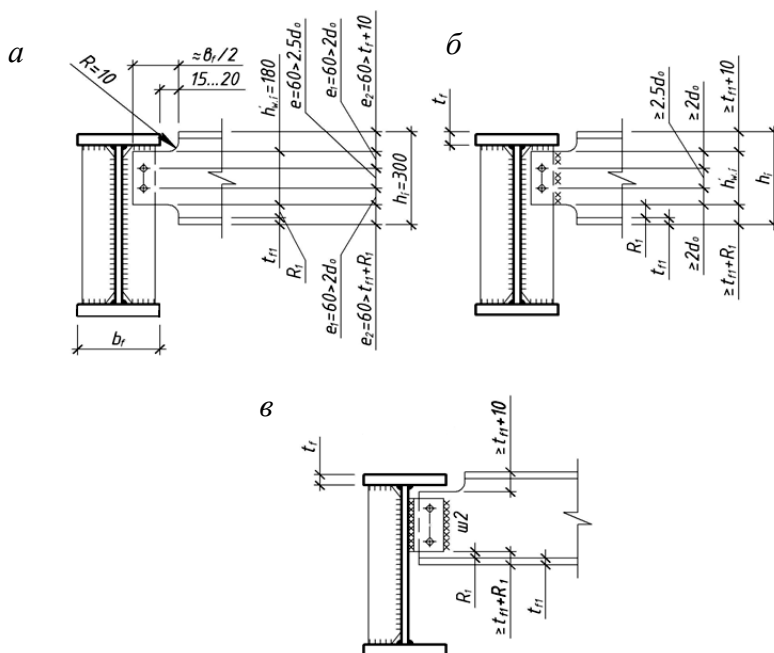
$$\sum l_w = \frac{1,3 \cdot N}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{1,3 \cdot 705,8 \cdot 10}{0,9 \cdot 1,0 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} = 56,6 \tilde{\text{н}}.$$

Принимаем $l_w = 600 \text{ I I } \tilde{\text{н}}$. Тогда длина шва ШЗ $l_{w,3} = 200 \text{ I I } \tilde{\text{н}}$ и швы Ш2 равны $l_{w,2} = 200 \text{ I I } \tilde{\text{н}}$ ($l_{w,2} = (600 - 200)/2 = 200 \text{ мм}$).

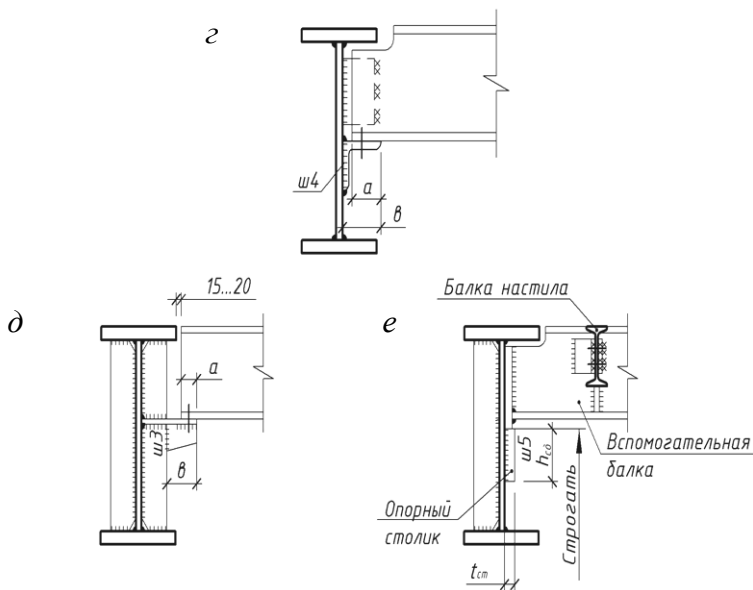
Принимаем высоту столика, равную $h_{\text{ст}} = 200 \text{ мм}$.

5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЙ БАЛОК

Сопряжения главных и второстепенных балок между собой бывают: этажные, в одном уровне верхних поясов и с пониженным расположением верхних поясов второстепенных балок (см. рисунок 1.3). Наиболее часто в практике строительства применяется сопряжение балок в одном уровне (рисунок 5.1).



а – к поперечному ребру жесткости главной балки на болтах;
 б – то же на монтажной сварке; в – к стенке главной балки;
 Рисунок 5.1 (начало) – Шарнирные узлы сопряжений балок в одном уровне



z, д, е – к монтажным столикам

Рисунок 5.1 (окончание) – Шарнирные узлы сопряжений балок в одном уровне

5.1. Расчет сопряжения балок в одном уровне

При сопряжении балок в одном уровне (см. рисунок 5.1, а) количество болтов определяется по формулам:

для болтов грубой и нормальной точности

$$n \geq \frac{1,2F}{N_{b,\min} \cdot \gamma_c} \cdot \frac{1,2F}{N_{b,\min} \cdot \gamma_c},$$

где 1,2 – коэффициент, учитывающий увеличение опорной реакции вследствие внецентренности передачи усилия на стенку главной балки;

F – опорная реакция балки настила;

$N_{b,\min}$ – расчетное усилие болта, определяемое как меньшее из двух расчетных усилий при работе на срез или смятие, которые определяют:

при работе на смятие

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \sum t_{\min};$$

при работе на срез

$$N_{bs} = R_{bs} \gamma_b \cdot \frac{\pi d^2}{4} n_s,$$

где d – наружный диаметр стержня болта;

n_s – число расчетных срезов одного болта (для рассматриваемого случая $n_s = 1$);

$\sum t_{\min}$ – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении (ребро жесткости главной балки (t_s) или стенки балки настила (t_w));

γ_b – коэффициент условий работы соединения, принимают по таблице 35* [7] (для болтов грубой и нормальной точности $\gamma_b = 0,9$);

R_{bp} , R_{bs} – расчетные сопротивления болтовых соединений смятию и срезу соответственно, устанавливаемые по таблицам 58*, 59* [7].

Количество болтов при сопряжении балок в одном уровне (см. рисунок 5.1, а) обычно принимается не более четырех. Размещение болтов выполняют в соответствии с требованиями таблицы 39 [7] и, как правило, расстояния между болтами принимают близкими к минимальному (с округлением до 5 мм). При большом количестве болтов целесообразно перейти к сопряжению балок на сварке (рисунок 5.1, б, в) или с применением опорных столиков (рисунок 5.1, г–е).

При креплении балки настила к поперечному ребру жесткости главной балки на монтажной сварке (см. рисунок 5.1, б) или к стенке главной балки (см. рисунок 5.1, в) длина сварного шва определяется конструктивно в зависимости от типа узла. Катет угловых сварных швов Ш2 определяется по формуле

$$k_f \geq \frac{1,2 F_1}{\beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c},$$

где R_{wf} – расчетное сопротивление сварного шва срезу по металлу шва (см. рисунок 4.10). Если $\beta_z R_{wz} < \beta_f R_{wf}$, в формулу (5.1) вместо $\beta_f R_{wf}$, γ_{wf} следует подставить $\beta_z R_{wz}$, γ_{wz} .

При вырезе полок в балках настила (см. рисунок 5.1, а–в) необходимо выполнить проверку прочности ослабленного сечения стенки на срез в опорных участках по формуле

$$\frac{Q_{\max}}{A_{nt} \cdot R_s \gamma_c} \leq 1,$$

где $Q_{\max} = F_1$ – опорная реакция балки;

A_{nt} – площадь ослабленного сечения стенки:

$A_{nt} = (h'_w - n \cdot d_b) t_w$ – для узла (см. рисунок 5.1, а);

h'_w – высота стенки балки в опорном сечении;

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

5.2. Пример расчета узла сопряжения балки настила с главной балкой

Дано: балка настила – двутавр I 30Б1 из стали С245 по ГОСТ 27772–93 с $R_y = 240$ МПа. Опорная реакция балки $F = 70,3$ кН. Рассчитать узел сопряжения балки настила с главной балкой. Толщина ребра жесткости балки 9 мм. Сопряжение выполнить в одном уровне.

1. Принимаем конструкцию сопряжения балки настила к поперечному ребру жесткости главной балки на болтах (см. рисунок 5.1, а).

По таблице 57 [7] принимаем в соединении болты нормальной точности класса 4.8 диаметром $d = 20$ мм.

Расчетное усилие одного болта на срез

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot \frac{\pi d^2}{4} n_s = 160 \cdot 0,9 \cdot \frac{3,14 \cdot 2^2}{4} \cdot 1 \cdot 10^{-1} = 45,22 \text{ кН},$$

где $R_{bs} = 160$ МПа – по таблице 58 [7].

Расчетное усилие одного болта на смятие

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot t_{\min} = 450 \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 0,55 \cdot 10^{-1} = 44,55 \text{ кН},$$

где $R_{bp} = 450$ МПа – по таблице 59 [7] для болтов класса точности «В» при $R_{un} = 370$ МПа;

$t_{\min} = t_{w,h} = 5,5$ мм – толщина стенки балки настила (I 30Б1).

2. Количество болтов в соединении

$$n = \frac{1,2F}{N_{b,\min}} = \frac{1,2 \cdot 70,3}{44,55} = 1,89 \text{ шт.},$$

где $F = 70,3$ кН – опорная реакция балки настила;

$N_{b,\min} = N_{bp} = 44,55$ кН.

Принимаем количество болтов в соединении $n = 2$ шт. (см. рисунок 5.1, а).

Диаметр отверстий под болты

$$d_0 = d + (2-3) \text{ мм} = 20 + 3 = 23 \text{ мм.}$$

Расстояние между болтами по вертикали (см. таблицу 39 [7])

$$e \geq 2,5 d_0 = 2,5 \cdot 23 = 57,5 \text{ мм.}$$

Принимаем $e = 60$ мм $< 8 d_0 = 8 \cdot 23 = 184$ мм;

$$e = 60 \text{ мм} < 12 t_{w,h} = 12 \cdot 5,5 = 66 \text{ мм.}$$

Высота выреза $e_2 \geq t_f + 10$ мм = 25 + 10 = 35 мм. Принимаем $e_2 = 60$ мм.

Расстояние от болта до обреза стенки балки настила по вертикали

$$e_1 = \frac{300 - (60 + 60) - 60}{2} = 60 \text{ мм} > 2 d_0 = 2 \cdot 23 = 46 \text{ мм},$$

где $k = n - 1 = 2 - 1 = 1$;

n – количество болтов в соединении;

$e_1 = 60$ мм $< 8 d_0 = 8 \cdot 23 = 184$ мм;

$e_1 = 60$ мм $< 12 t_{w,h} = 12 \cdot 5,5 = 66$ мм.

3. Проверка прочности ослабленного опорного сечения балки.

$$\frac{Q_{\max}}{A_{nt} \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{70,3 \cdot 10}{7,37 \cdot 139,2 \cdot 1} = 0,69 < 1;$$

$$\frac{M_w a_{\max}}{m \cdot \sum a_i^2},$$

где $Q_{\max} = F = 70,3$ кН;

$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2$ МПа – расчетное сопротивление стали сдвигу;

$$A_{nt} = (h'_{w,n} - n \cdot d_0) t_{w,n} = (18 - 2 \cdot 2,3) \cdot 0,55 = 7,37 \text{ см}^2;$$

$$h'_{w,n} = e + 2e_1 = 60 + 2 \cdot 60 = 180 \text{ мм}.$$

Прочность ослабленного опорного сечения балки обеспечена.

6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНТАЖНЫХ СТЫКОВ БАЛОК

Стыки балок могут быть заводские и монтажные.

Размещение и количество заводских стыков по стенке и поясам составной балки зависит от ее пролета и длины листов по сортаменту (приложение 2). Стыки не делают в местах установки ребер жесткости и в местах примыкания балок настила.

Монтажные стыки назначают для балок большой длины. Изготовленные на заводе отправочные марки перевозят на строительную площадку, где производят укрупнительную сборку конструкции.

Монтажные стыки выполняют на сварке или на болтах. При монтаже предпочтение необходимо отдавать сдвигоустойчивым соединениям на высокопрочных болтах.

6.1. Монтажный стык балок на высокопрочных болтах

Монтажные стыки балок составного сечения на высокопрочных болтах выполняют с накладками обычно по три на каждом поясе и по две на стенке (рисунок 6.1). Монтажные стыки чаще устраивают по середине пролета. В этом случае стык рассчитывается на изгибающий момент, поперечная сила равна нулю. В случае устройства стыка в промежутках пролета расчет стыка выполняют на совместное действие момента и поперечной силы.

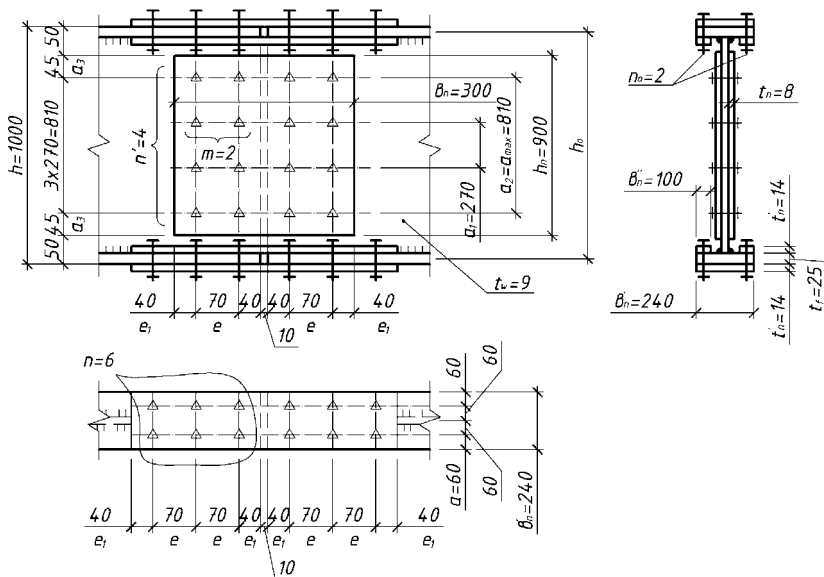


Рисунок 6.1 – Монтажный болтовой стык составных балок (см. параграф 5.2)

Изгибающий момент распределяется между элементами сечения пропорционально их изгибным жесткостям:

– момент, воспринимаемый поясами:

$$M_f = M \cdot \frac{I_f}{I};$$

– момент, воспринимаемый стенкой:

$$M_w = M \cdot \frac{I_w}{I},$$

где I_w , I_f , I – соответственно моменты инерции стенки, поясов и всего сечения относительно нейтральной оси.

Если действует поперечная сила, то она воспринимается стенкой.

В качестве примера рассмотрим расчет и конструирование монтажного стыка посередине пролета балки.

1. Расчет соединения стыка поясов.

Суммарная площадь горизонтальных накладок должна быть не менее площади сечения пояса. Ширину наружных накладок по поясам принимают равной ширине пояса балки. Ширину внутренних накладок принимают конструктивно. Для стыков рекомендуется применять высокопрочные болты диаметром 20, 24 и 27 мм. Разность номинальных диаметров отверстия и болта может принимать ся от 1 до 6 мм (см. таблицу 36* [7]).

Усилие, воспринимаемое накладками:

$$N_t = \frac{M_f}{h_0},$$

где h_0 – расстояние между поясами балки.

Необходимое количество болтов по одну сторону стыка для горизонтальной накладки

$$n \geq \frac{N_f}{k \cdot Q_{bh} \cdot \gamma_c},$$

где k – число поверхностей трения ($k = 1$ – при односторонних накладках; $k = 2$ – при двусторонних);

Q_{bh} – несущая способность одной поверхности трения для одного высокопрочного болта:

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

где $R_{bh} = 0,7 R_{bun}$ – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта;

R_{bun} – временное сопротивление материала высокопрочных болтов (см. таблицу 61 [7]);

A_{bn} – площадь сечения болта нетто (по резьбе) (см. таблицу 62 [7]);

μ , γ_h – соответственно коэффициент трения и коэффициент надежности, принимаемые по таблице 36* [7] в зависимости от способа обработки соединяемых поверхностей, способа регулирования

натяжения болтов, разности между номинальными диаметрами отверстий и болтов и вида нагрузки (динамическая или статическая);

γ_b – коэффициент условий работы соединения, значение которого зависит от количества болтов n и равно 0,8 при $n < 5$; 0,9 при $5 \leq n < 10$; 1,0 при $n \geq 10$ (для поясных болтов $\gamma_b = 1,0$).

По поясам болты необходимо размещать с минимальным шагом (см. таблицу 39 [7]), что позволяет уменьшить размеры поясных накладок.

2. Проверка прочности пояса, ослабленного отверстиями.

Согласно таблице 11.14 [7] проверку прочности соединяемых элементов, ослабленных отверстиями под высокопрочные болты, следует выполнять с учетом того, что половина усилий, приходящихся на каждый болт, в рассматриваемом сечении уже передана силами трения.

Расчетное усилие, действующее в ослабленном сечении пояса:

$$N_{f,0} = N_f - N_f \cdot 0,5 \frac{n_0}{n},$$

где n_0 – число болтов в сечении пояса, ослабленного отверстиями;

n – число болтов в соединении по одну сторону стыка пояса.

Пояса балки, ослабленные отверстиями, должны быть проверены на прочность по формуле

$$\frac{N_{f,0}}{A_{f,0} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где $A_{f,0}$ – площадь ослабленного сечения пояса, принимается:

$A_{f,0} = A_m$ – при динамических нагрузках;

$$A_{f,0} = \begin{cases} A_f & \text{и} \quad A_m \geq 0,85 A_f \\ A_c = 1,18 A_m & \text{и} \quad A_m < 0,85 A_f \end{cases} \text{ – при статических нагрузках;}$$

$A_f = t_f b_f$ – площадь сечения поясов брутто (без учета отверстий);

A_m – площадь сечения пояса нетто (с учетом ослабления пояса отверстиями).

3. Стык стенки рассчитывают на совместное действие в сечении изгибающего момента M_w , воспринимаемого стенкой, и поперечной силы Q . Равнодействующее усилие S_b от изгибающего момента и поперечной силы для болта крайнего ряда по одну сторону стыка можно определить по формуле

$$S_b = \sqrt{N^2 + Q^2},$$

где $N = \frac{M_w a_{\max}}{m \cdot \sum a_i^2}$ – максимальное усилие для болтов крайнего ряда от действия изгибающего момента в стенке;

$a_{\max} = a_{\text{кр}}$ – расстояние между крайними рядами болтов;

$$\sum a_i^2 = a_1^2 + a_2^2 + \dots + a_{\text{к0}}^2;$$

a_1, a_2, a_i – расстояние между болтами, симметрично расположенными относительно нейтральной оси балки;

$V = \frac{Q}{n}$ – усилие, передаваемое на болт от действующей в зоне стыка поперечной силы (распределяется равномерно на все болты).

Несущая способность болтов будет обеспечена, если будет соблюдаться условие

$$S_b \leq Q_{bh} \cdot \gamma_c.$$

Если поперечная сила $Q = 0$, то расчет выполняют только на M_w .

Необходимое количество болтов m в крайнем ряду по одну сторону стыка определяют на действие N_{\max} :

$$m = \frac{N_{\max}}{k \cdot Q_{bh} \cdot \gamma_c},$$

где $N_{\max} = \frac{M_w \cdot a_{\max}}{\sum a_i^2}$ – максимальное усилие в болтах крайнего ряда от действия изгибающего момента в стенке.

Размещение болтов на вертикальных накладках выполняют в соответствии с таблицей 39 [7]. Расстояние между центрами болтов по вертикали нужно принимать близким к максимально допустимому $a \leq 8d_0$ или $a \leq 12t$, где d_0 – диаметр отверстия под болт, t – толщина наиболее тонкого листа. Это позволяет уменьшить количество болтов в стыковом соединении стенки. Расстояния между вертикальными рядами болтов принимаются близкими к минимально допустимому $e \geq 2,5d_0$, что позволяет уменьшить ширину накладок. Размеры от центра болта до края элемента назначают близкими к минимальному размеру $a_1 = e_3 \geq 1,3 d_0$ (рисунок 6.1).

Толщину накладок принимают конструктивно с учетом сортамента на прокат, чтобы суммарная толщина накладок была не менее толщины стенки.

4. Проверка ослабленного сечения стенки при выполнении стыка по середине пролета балки выполняется на момент M_w .

Согласно таблице 11.14 [7] расчетное значение изгибающего момента, действующего в ослабленном сечении стенки можно определить по формуле

$$M_{w,0} = M_w - M_w \cdot \frac{0,5}{m_{\text{бб}}},$$

где $m_{\text{кр}}$ – число болтов в крайнем ряду по одну сторону стыка в накладке.

Стенка балки, ослабленная отверстиями, должна быть проверена на прочность по формуле

$$\sigma = \frac{M_{w,0}}{W_{w,n}} \leq R_y \gamma_c,$$

где $W_{w,n}$ – момент сопротивления стенки нетто, ослабленной отверстиями.

6.2. Пример расчета монтажного стыка балки на высокопрочных болтах

Дано: рассчитать монтажный стык балки на накладках с использованием высокопрочных болтов. Пролет балки 11 м. Сечение балки приведено на рисунке 6.1. Материал балки: листовая широкополосная универсальная сталь С255 с $R_y = 240$ МПа (при $t = 4-10$ мм) и $R_y = 230$ МПа (при t от 20 до 40 мм).

Стык запроектировать в средней части балки на расстоянии $\frac{l}{2} = 5,5$ м от опоры. Усилия в месте стыка балки: $M = 1750,0$ кН·м, $Q = 0$.

1. Геометрические характеристики сечения балки в месте стыка

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2b_f t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 =$$
$$= \frac{0,9 \cdot 95^3}{12} = 2 \cdot 24 \cdot 2,5 \left(\frac{95 + 2,5}{2} \right)^2 = 349490 \text{ нм}^4;$$

$$I_w = t_w \frac{h_w^3}{12} = \frac{0,9 \cdot 95^3}{12} = 64303 \text{ нм}^4;$$

$$I_f = I_x - I_w = 349490 - 64303 = 285187 \text{ нм}^4.$$

2. Стык поясов.

Изгибающий момент, приходящийся на пояс:

$$M_f = M \frac{I_f}{I_x} = 1750,0 \cdot \frac{285187}{349490} = 1427,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Усилие, приходящееся на горизонтальные накладки для одного пояса:

$$N_f = \frac{M_f}{h_b} = \frac{1427,9 \cdot 10^2}{97,5} = 1464,5 \text{ êf} .$$

Каждый пояс балки перекрываем тремя накладками сечениями 240×14 и $2 \times 100 \times 14$ мм (см. рисунок 6.1) общей площадью сечения

$$\begin{aligned} A_{n,f} &= t_n (b_n + 2b_n'') = 1,4 \cdot (24 + 2 \cdot 100) = \\ &= 61,6 \text{ ñì}^2 > A_f = t_f \cdot b_f = 2,5 \cdot 24 = 60 \text{ ñì}^2 . \end{aligned}$$

В стыке используем высокопрочные болты диаметром $d = 24$ мм из стали марки 30ХЗМФ по ГОСТ 23356–77* с $R_{\text{bun}} = 1350$ МПа (см. таблицу 61* [7]). Соединяемые поверхности обрабатываются пескоструйным способом кварцевым песком без консервации. Диаметр отверстий под болты $d_o = d + 3$ мм = 27 мм. Контроль усилия натяжения болтов осуществляется по углу поворота гайки.

Площадь сечения болта нетто $A_{bn} = 3,52$ см² (см. таблицу 62* [7]).

Расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта

$$R_{bh} = 0,7 R_{\text{bun}} = 0,7 \cdot 1350 = 945 \text{ | | à} ,$$

где R_{bun} – временное сопротивление материала болтов (см. таблицу 61 [7]).

Расчетное усилие, воспринимаемое каждой поверхностью трения соединяемых элементов:

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \mu \cdot \gamma_b}{\gamma_h} = \frac{945 \cdot 3,52 \cdot 0,58 \cdot 0,9 \cdot 10^{-1}}{1,2} = 144,7 \text{ êf} ,$$

где $\mu = 0,58$ – коэффициент трения, принимаемый по таблице 36 [7];

$\gamma_h = 1,2$ – коэффициент надежности, принимаемый по таблице 36 [7];

$\gamma_b = 0,9$ – коэффициент условий работы, принятый при $5 \leq n < 10$.

Количество болтов на одной поясной полун накладке

$$n \geq \frac{N_f}{k \cdot Q_{bh} \cdot \gamma_c} = \frac{1464,5}{2 \cdot 144,7 \cdot 1} = 5,06.$$

Принимаем $n = 6$ шт. (должно быть четное число болтов, так как они располагаются симметрично относительно стыка).

Расстояния между болтами для горизонтальных накладок определены по таблице 39 [7]:

$$e_1 \geq 1,3 d_0 = 1,3 \cdot 27 = 35,1 \text{ мм, принимаем } e_1 = 40 \text{ мм;}$$

$$e \geq 2,5 d_0 = 2,5 \cdot 27 = 67,5 \text{ мм, принимаем } e_1 = 70 \text{ мм;}$$

$$a \geq 1,3 d_0 = 1,3 \cdot 27 = 35,1 \text{ мм, принимаем } a = b_f / 4 = 240 / 4 = 60 \text{ мм.}$$

Расположение болтов по накладкам (см. рисунок 6.1).

3. Проверка прочности полки, ослабленной отверстиями под болты.

Площадь брутто одной полки

$$A_f = t_f \cdot b_f = 2,5 \cdot 24 = 60 \text{ см}^2;$$

площадь нетто одной полки

$$A_{fn} = t_f (b_f - n_0 \cdot d_0) = 2,5 (24 - 2 \cdot 2,7) = 46,5 \text{ см}^2,$$

где n_0 – количество болтов в поперечном сечении одной полки.

$$\frac{A_{fn}}{A_f} = \frac{46,5}{60} = 0,775 < 0,85,$$

следовательно, дальнейший расчет ведем по условной площади сечения пояса A_c .

Тогда

$$A_{f,0} = A_c = 1,18 A_{fn} = 1,18 \cdot 46,5 = 54,87 \text{ см}^2.$$

Определим расчетное усилие, действующее в ослабленном сечении пояса:

$$N_{f,0} = N_f - N_{nf} \cdot 0,5 \frac{n_0}{n} = 1464,5 - 1464,5 \cdot 0,5 \cdot 2 : 6 = 1220,4 \text{ кН}.$$

Выполним проверку прочности ослабленного сечения полки по формуле

$$\sigma = \frac{N_{f,0}}{A_{f,0}} = \frac{1220,4}{54,87} = 222,4 \text{ МПа} \leq R_y \gamma_c = 230 \cdot 1,0 = 230 \text{ МПа}.$$

Прочность соединяемых элементов полок обеспечена.

4. Стык стенки.

Изгибающий момент, воспринимаемый стенкой балки:

$$M_w = M - M_f = 1750,0 - 1427,9 = 322,1 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Определим количество горизонтальных рядов болтов в вертикальных накладках при условии максимального расстояния между ними:

$$n' = \frac{h - 2 \cdot 50 - 2 \cdot 1,3 d_0}{8 \cdot d_0} = \frac{1000 - 2 \cdot 50 - 2 \cdot 1,3 \cdot 27}{8 \cdot 27} = 3,84.$$

Принимаем $n' = 4$ горизонтальных ряда болтов. Тогда расстояния между этими рядами

$$a = \frac{h - 2 \cdot 50 - 2 \cdot 1,3 d_0}{n' - 1} = \frac{1000 - 2 \cdot 50 - 2 \cdot 1,3 \cdot 27}{4 - 1} = 276,6 \text{ мм}.$$

Принимаем $a = a_1 = 270$ мм, тогда

$$a_2 = a_{\max} = (n' - 1) a_1 = (4 - 1) \cdot 270 = 810 \text{ мм}.$$

Высота вертикальной накладки

$$h_n = a_{\max} + 2 \cdot 1,3 d_0 = 810 + 2(1,3 \cdot 27) = 880,2 \text{ мм}.$$

Принимаем $h_n = 900$ мм, тогда

$$a_3 = \frac{h_n - a_2}{2} = \frac{900 - 810}{2} = 45 \text{ мм}.$$

Усилие, приходящееся на болты крайнего ряда вертикальной накладке:

$$N_{\max} = \frac{M_w a_{\max}}{\sum a_i^2} = \frac{322,1 \cdot 10^3 \cdot 0,81}{0,27^2 + 0,81^2} = 357,8 \text{ кН}.$$

Количество вертикальных рядов болтов с одной стороны стыка

$$m \geq \frac{N_{\max}}{k Q_{bh} \gamma_c} = \frac{357,8}{2 \cdot 144,7 \cdot 1} = 1,24.$$

Принимаем количество вертикальных рядов болтов по одну сторону стыка в вертикальной накладке $m = 2$.

На рисунке 6.1 показано размещение болтов по вертикальным накладкам. Ширина вертикальной накладки $b_n = 310$ мм. Расстояние между болтами по горизонтали принято согласно таблице 39 [7]:

$$e_1 \geq 1,3 d_0 = 1,3 \cdot 27 = 35,1 \text{ мм, принимаем } e_1 = 40 \text{ мм};$$

$$e \geq 2,5 d_0 = 2,5 \cdot 27 = 67,5 \text{ мм, принимаем } e_1 = 70 \text{ мм}.$$

Принимаем толщину одной вертикальной накладки $t_n = 8$ мм. Общая площадь сечения двух вертикальных накладок

$$A_{n,w} = 2 h_n t_n = 2 \cdot 90 \cdot 0,8 = 144 \text{ см}^2 > A_w = t_w h_w = 0,9 \cdot 95 = 85,5 \text{ см}^2.$$

5. Проверка прочности ослабленного сечения стенки.

Момент инерции стенки брутто

$$I_w = 64303 \text{ см}^4.$$

Момент инерции стенки нетто

$$\begin{aligned} I_{wn} &= I_w - 2 \cdot d_0 \cdot t_w \cdot \sum \left(\frac{y_i}{2} \right)^2 = \\ &= 64303 - 2 \cdot 2,7 \cdot 0,9 \cdot \left((0,5 \cdot 27)^2 + (0,5 \cdot 81)^2 \right) = 55445,65 \text{ см}^4; \end{aligned}$$

$$\frac{I_{wn}}{I_w} = \frac{55445,65}{64303} = 0,86 > 0,85.$$

Следовательно, расчет ведем по площади сечения брутто $I_w = 64303 \text{ см}^4$.

$$W_w = \frac{2 I_w}{h_w} = \frac{2 \cdot 64303}{95} = 1353,7 \text{ см}^3.$$

Момент, воспринимаемый стенкой:

$$M_{w0} = M_w - M_w \cdot \frac{0,5}{m_{e0}} = 322,1 - 322,1 \cdot 0,5 : 2 = 241,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверка прочности стенки:

$$\sigma = \frac{M_{w0}}{W_{w,n}} = \frac{241,6 \cdot 10^{-3}}{1353,7 \cdot 10^{-6}} = 178,4 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \cdot 1,0 = 240 \text{ МПа}.$$

Прочность стенки балки в ослабленном сечении обеспечена.

Литература

1. Металлические конструкции : учебник для вузов / под общ. ред. Е. Н. Беленя. – 6-е изд., доп. и перераб. – М. : Стройиздат, 1986.
2. Металлические конструкции : в 3 т. / под общ. ред. В. В. Горева. – М. : Высшая школа, 1997. – Т.1.
3. Металлические конструкции : справочник проектировщика / под общ. ред. Н. П. Мельникова. – 2-е изд., доп. и перераб. – М.: Стройиздат, 1980.
4. Нагрузки и воздействия : СНиП 2.01.07–85. – М., 1985.
5. Нагрузки и воздействия : СНиП 2.01.07–85. – Дополнения. – М., 1989. – Разд.10 : Прогибы и перемещения.
6. Нагрузки и воздействия : СНиП 2.01.07–85. Изменения № 1. – М., 2004.
7. Стальные конструкции. Нормы проектирования. : СНиП П-23–81*. – М., 1991.

ПРИЛОЖЕНИЯ
ПРИЛОЖЕНИЕ 1
Таблица П1

**Ориентировочная толщина монолитного железобетонного
настила**

Шаг балок настила, м	Толщина железобетонной плиты настила, см, при временной нормативной полезной нагрузке, кН/м ²			
	15–20	20–25	25–30	30–35
1,5–2	10	12	12	14
2,1–2,5	12	12	14	16
2,6–3	14	14	16	18

Таблица П2

Ориентировочная толщина стального настила

Шаг балок, м	Толщина стального настила, мм, при временной полезной нагрузке, кН/м ²			
	Менее 10	10–20	21–30	Более 30
0,6–1,6	6–8	8–10	10–12	12–14

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

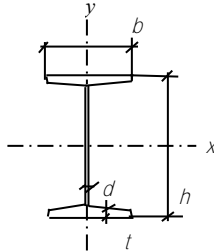
**Размеры листов широкополосной универсальной стали
(по ГОСТ 82–79*)**

Размеры листов	Значения размеров, мм
Длина	2000, 2500, 2800, 3000, 3500, 4000, 4200, 4500, 5000 и далее до 18000 через 500
Ширина	200, 220, 240, 250, 280, 300, 360, 400, 420, 450, 480, 500, 530, 560, 600, 710, 1000, 1250, 1400, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300, 2400, 2600, 2700, 2800, 2900, 3000
Толщина	6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40

Вертикальные предельные прогибы элементов конструкций
(выборка из таблицы СНиП [5])

Элементы конструкций	Предъявляемые требования	Вертикальные прогибы f_u	Нагрузки для определения вертикальных прогибов
1	2	3	4
1. Балки крановых путей под мостовые и подвесные краны, управляемые: с пола, в том числе тельферы (тали); из кабины при группах режимов работы (по ГОСТ 25546–82): 1К-6К 7К 8к	Технологические Физиологические и технологические	// 250 // 400 // 500 // 600	От одного крана То же То же То же
2. Балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы (включая поперечные ребра плит и настилов):			
а) покрытий и перекрытий, открытых для обзора, при пролете l , м:	Эстетико-психологические		Постоянные и временные длительные
$l \leq 1$	--/	// 120	
$l = 3$	--/	// 150	
$l = 6$	--/	// 200	
$l = 24$ (12)	--/	// 250	
$l \geq 36$ (24)	--/	// 300	
б) покрытий и перекрытий при наличии перегородок под ними	Конструктивные	Принимаются в соответствии с п. 6 прил. 6 [6]	Приводящие к уменьшению зазора между несущими элементами конструкций и перегородками, расположенными под элементами
в) покрытий и перекрытий при наличии на них элементов, подверженных растрескиванию (стяжек, полов, перегородок)	// 150		Действующие после выполнения перегородок, полов, стяжек

Сталь горячекатаная.
Балки двутавровые (по ГОСТ 8239–80)



h – высота балки; b – ширина полки; d – толщина стенки; t – средняя толщина полки; R – радиус внутреннего закругления; I – момент инерции; W – момент сопротивления; S – статический момент полусечения; i – радиус инерции; I_t – момент инерции при кручении.

* Профили, рекомендуемые по сокращенному сортаменту.

Номер балки	Размер, мм					A , см ²	Масса 1 м, кг	I_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	S_x , см ³	I_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см	I_t , см ⁴
	h	b	d	t	R										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
I № 10*	100	55	4,5	7,2	7	12	9,46	198	39,7	4,06	23	17,9	6,49	122	2,28
12*	120	64	4,8	7,3	7,5	14,7	11,5	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38	2,88
14*	140	73	4,9	7,5	8	17,4	13,7	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55	3,59
16*	160	81	5	7,8	8,5	20,2	15,9	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,7	4,46
18*	180	90	5,1	8,1	9	23,4	18,4	1290	143	7,42	82,4	82,6	18,4	1,88	5,6
20	200	100	5,2	8,4	9,5	26,8	21	1840	184	8,28	104	115	23,1	2,07	6,92
22	220	110	5,4	8,7	10	30,6	24	2550	232	9,13	131	157	28,6	2,27	8,6
24	240	115	5,6	9,5	10,5	34,8	27,3	3460	289	9,97	163	198	34,5	2,37	11,1
27	270	125	6	9,8	11	40,2	31,5	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54	13,6
30	300	135	6,5	10,2	12	46,5	36,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69	17,4
33	330	140	7	11,2	13	53,8	42,2	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79	23,8
36	360	145	7,5	12,3	14	61,9	48,6	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89	31,4
40	400	155	8,3	13	15	72,7	57	19062	953	16,2	545	667	86,1	3,03	40,6
45	450	160	9	14,2	16	84,7	66,5	27696	1231	18,1	708	808	101	3,09	54,7
50	500	170	10	15,2	17	100	78,5	39727	1589	19,9	919	1043	123	3,23	75,4
55	550	180	11	16,5	18	118	92,6	55962	2035	21,8	1181	1356	151	3,39	100
60	600	190	12	17,8	20	138	108	76806	2560	23,8	1491	1725	182	3,54	135

Двутавры стальные горизонтальные с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020–83.

Сортамент стальных прокатных профилей. Нормальные двутавры
(по СТО АСЧМ 20–93)

Обозн. профилей	Размеры профиля, мм				A, см ²	Масса 1 м, кг	Справочные величины для осей						
	h	b	d	t			I _x , см ⁴	W _x , см ³	S _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
118Б1	177	91	4,3	6,5	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,05
18Б2	180	91	5,3	8	23,95	18,8	1317	146,3	83,2	7,42	100,8	22,2	2,05
20Б1	200	100	5,5	8	27,16	21,3	1844	184,4	104,7	8,24	133,9	26,8	2,22
25Б1	248	124	5	8	32,68	25,7	3537	285,3	159,7	10,4	254,8	41,1	2,79
25Б2	250	125	6	9	37,66	29,6	4052	324,2	182,9	10,37	293,8	47	2,79
30Б1	298	149	5,5	8	40,8	32	6319	424,1	237,5	12,44	441,9	59,3	3,29
30Б2	300	150	6,5	9	46,78	36,7	7210	480,6	271,1	12,41	507,4	67,7	3,29
35Б1	346	174	6	9	52,68	41,4	11095	641,3	358,1	14,51	791,4	91	3,88
35Б2	350	175	7	11	63,14	49,6	13560	774,8	434	14,65	984,2	112,5	3,95
40Б1	396	199	7	11	72,16	56,6	20020	1011,1	564	16,66	1446,9	145,4	4,48
40Б2	400	200	8	13	84,12	66	23706	1185,3	663,2	16,79	1736,2	173,6	4,54
45Б1	446	199	8	12	84,30	66,2	28699	1287	725,1	18,45	1579,7	158,8	4,33
45Б2	450	200	9	14	96,76	76	33453	1486,8	839,6	18,59	1871,3	187,1	4,4
50Б1	492	199	8,8	12	92,38	72,5	36845	1497,8	853,5	19,97	1581,5	158,9	4,14
50Б2	496	199	9	14	101,27	79,5	41872	1688,4	957,3	20,33	1844,4	185,4	4,27
50Б3	500	200	10	16	114,23	89,7	47849	1914	1087,7	20,47	2140,3	214	4,33
55Б1	543	220	9,5	13,5	113,36	89	55682	2050,9	1165,1	22,16	2404,5	218,6	4,61
55Б2	547	220	10	15,5	124,75	97,9	62790	2295,8	1301,6	22,44	2760,3	250,9	4,7
60Б1	596	199	10	15	120,45	94,6	68721	2306,1	1325,5	23,89	1979	198,9	4,05
60Б2	600	200	11	17	134,41	105,5	77638	2587,9	1489,5	24,03	2277,5	227,8	4,12
70БН	693	230	11,8	15,2	153,05	120,1	114187	3295,5	1913,1	27,31	3097,7	269,4	4,5
70Б1	691	260	12	15,5	164,74	129,3	125931	3644,9	2094,9	27,65	4556,4	350,5	5,26
70Б2	697	260	12,5	18,5	183,64	144,2	145913	4186,9	2392,8	28,19	5436,7	418,2	5,44

Учебное издание

ЖАБИНСКИЙ Анатолий Николаевич
ВЕРБИЦКИЙ Александр Геннадьевич
КЕДА Александр Николаевич

**МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ.
РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРОКАТНЫХ
И СВАРНЫХ БАЛОК**

Учебно-методическое пособие
по выполнению курсовой работы для студентов
строительного факультета

Подписано в печать 29.03.2013. Формат 60×84 1/16. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 5,06. Уч.-изд. л. 3,95. Тираж 300. Заказ 1206.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет. ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.