

24/8/2

Одобрено кафедрой  
«Здания и сооружения  
на транспорте»

# МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ, ВКЛЮЧАЯ СВАРКУ

Задание на курсовой проект № 1  
с методическими указаниями  
для студентов IV курса

специальности

290300 ПРОМЫШЛЕННОЕ И ГРАЖДАНСКОЕ  
СТРОИТЕЛЬСТВО (ПГС)



Москва – 2005

Составители: д-р техн. наук, проф. Ю.А. Павлов,  
канд. техн. наук, проф. И.А. Сазыкин

Рецензент — канд. техн. наук, проф. Л.Ю. Кузьмин

Проект № 1 по курсу «Металлические конструкции», включая сварку выполняется на основе индивидуального задания и включает в себя расчет и конструирование стальных балочных конструкций рабочей площадки производственного здания и центрально сжатых колонн. При выполнении курсового проекта студент должен приобрести навыки конструирования и расчета прокатных и составных сварных балок и их сопряжений между собой и с колоннами. Проектирование должно вестись с соблюдением требований главы «Стальные конструкции» Строительных норм и правил (СНиП П-23-81[2]).

При отсутствии указанной главы СНиП можно воспользоваться соответствующими таблицами, помещенными в учебниках [1 или 2] и в приложении к данным указаниям.

Все расчеты студент оформляет в виде пояснительной записки. Она должна быть четкой, по возможности краткой, лаконичной и при этом содержать необходимые пояснения, ссылка на источники (СНиП, ГОСТ и т.д.) и выводы о произведенных расчетах, например: «Прочность балки не обеспечена, необходимо увеличить сечение» или «Устойчивость стенки обеспечена».

Расчеты в пояснительной записке должны сопровождаться расчетными схемами элементов, эскизами узлов, выполненными аккуратно по линейке. Формулы вначале записываются в буквенном выражении, затем вместо каждой буквы подставляются численные значения (при этом необходимо строго соблюдать размерность!) и дается конечный результат вычислений.

Расчеты всех конструкций балочной клетки и колонны целесообразно проводить на ЭВМ по программам, перечень которых приведен в конце.

Перед началом работы с программами необходимо изучить соответствующие разделы учебника [1] и подготовить исходные данные к расчетам в соответствии с «Методическими указаниями к расчетам в курсовом и дипломном проектировании с помощью ЭВМ...», (шифр 24/8/7).

При работе с ЭВМ, отвечая на запросы данных, внимательно следите за соответствующими указаниями, выдаваемыми ЭВМ и настоящего пособия и вводите данные только после того, как уяснили последовательность расчета. **Внимательно следите за размерностями вводимых величин!** Требуемые размерности при первом использовании величины указывает ЭВМ. По окончании расчета ЭВМ формирует и выдает для распечатки всю последовательность расчетов с необходимыми минимальными комментариями в формате пояснительной записки. Студент должен снабдить все этапы расчетов необходимыми эскизами рассчитываемых элементов конструкций и их расчетными схемами. Оформленная таким образом распечатка включается в пояснительную записку.

Методика проектирования элементов и узлов балочной клетки и колонны иллюстрируется числовым примером. При выполнении курсового проекта необходимо предварительно изучить соответствующий материал, изложенный в учебнике [1], ссылки на который даны в тексте.

## ЗАДАНИЕ НА КУРСОВОЙ ПРОЕКТ

### 1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

#### *Основные данные*

Запроектировать рабочую площадку производственного здания. При проектировании рассмотреть два варианта решения балочной клетки.

Данные к заданию студент берет из табл. 1 по трем последним цифрам присвоенного ему шифра. Если третья с конца цифра в шифре отсутствует, применяется вместо нее предпоследняя цифра шифра. Если шифр имеет одну цифру, недостающие применяются ей равные.

#### *Дополнительные данные*

Стали для несущих конструкций и стального настила — С235, С245.

Колонны и главные балки — сварные. Сварка автоматическая. Монтажные соединения — болты высокопрочные, нормальной и повышенной точности.

Фундаменты под базы колонн из бетона класса В12,5.

Отметка чистого пола первого этажа  $\pm 0,00$ .

### 2. СОСТАВ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Курсовой проект состоит из расчетно-пояснительной записки на 15–25 страницах формата А4, сшитых в тетрадь, и одного листа чертежей формата А1 или четырех листов формата А3.

*Пояснительная записка* содержит исходные данные и расчет балочной клетки.

По каждому разделу расчетной части пояснительная записка должна содержать следующие материалы:

- расчетную схему элемента;
- статический расчет (определение усилий);
- конструктивный расчет (подбор сечений настила, балок, колонн);
- схемы сечений (главной балки и колонн);
- расчет и конструирование узлов.

В исходных данных, кроме заданных величин, необходимых для проектирования, следует указать расчетные характеристики материалов для различных элементов рабочей площадки, коэффициенты надежности по нагрузке и т.д.

Проектирование рабочей площадки выполняется в следующем порядке:

- разбивка в плане балочной клетки с установлением расчетных пролетов настила и балок и определением нагрузок по двум вариантам;
- расчеты настила, балок настила и вспомогательных балок для двух вариантов балочной клетки и выбор более выгодного варианта;
- определение нагрузки на главную балку и подбор сечения с проверкой его по несущей способности и жесткости;

## Исходные данные

Наименование	Номер варианта									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<i>По последней цифре учебного шифра</i>										
Нормативная (полезная) нагрузка $q''_0$ , кН/м <sup>2</sup>	13,0	13,5	14,0	14,5	15,0	15,5	16,0	16,5	18,0	17,0
<i>По предпоследней цифре шифра</i>										
Шаг колонны в продольном направлении $L$ , м	16	17	18	19	15	18	16	15	18	15
То же, в поперечном направлении $l$ , м	8,0	6,5	7,0	7,5	8,0	7,5	8,0	6,5	7,0	7,5
Максимальная величина отправной марки для главной балки, м	12	13	12	11	10	12	10	11	12	10
Тип сечения колонны	СКВ	СКВ	СКВ	СКВ	СПЛ	СПЛ	СПЛ	СПЛ	СПЛ	СКВ
<i>По третьей с конца цифре шифра</i>										
Габарит помещения под перекрытием $h$ , м	7,8	7,5	7,7	8,0	8,6	6,6	6,8	6,7	7,5	7,3
Высота до верха настила рабочей площадки $H$ , м	9,2	9,2	9,2	9,6	10,0	8,4	8,5	8,4	8,8	8,8
Болты монтажного стыка*	В	ПТ	В	ПТ	В	ПТ	В	ПТ	В	ПТ

\*В — высокопрочные болты, ПТ — болты повышенной точности.

- расчет изменения сечения балки по длине;
- проверка местной устойчивости стенки главной балки, расчет соединения полков со стенкой, расчет опорного ребра;
- расчет монтажного болтового стыка балки;
- расчет сопряжения вспомогательной балки с главной балкой;
- определение нагрузок на колонну и подбор сечения стержня колонны сквозного или сплошного сечения;
- расчет базы колонны.

## МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

### 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

До начала выполнения курсового проекта студент должен в соответствии с программой изучить разделы курса «Металлические конструкции», внимательно ознакомиться с заданием и правильно выбрать исходные данные по своему шифру. Проект, выполненный не по заданию, не зачитывается.

Основные положения и данные для конструктивного расчета стальных конструкций приведены в строительных нормах и правилах СНиП 11-23-81\* «Стальные конструкции. Нормы проектирования». При выполнении курсового проекта рекомендуется использовать учебники [1 и 2].

### 2. КОМПОНОВКА БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

Рабочие площадки располагаются внутри производственного здания и служат для размещения на них стационарного и подвижного оборудования, складов материалов и т.п.

Систему несущих балок, образующих конструкцию рабочей площадки, называют балочной клеткой.

Приступая к компоновке балочных клеток, следует изучить п. 5 учебника [1].

При проектировании следует два варианта балочной клетки. После статического и конструктивного расчетов настила и балок

для двух вариантов производят технико-экономическое сравнение по расходу стали на  $1 \text{ м}^2$  площади покрытия балочной клетки.

В качестве первого варианта можно рассматривать крепление настила непосредственно к балкам настила при расстоянии между ними

$$a = 80 \div 160 \text{ см (рис. 1).}$$

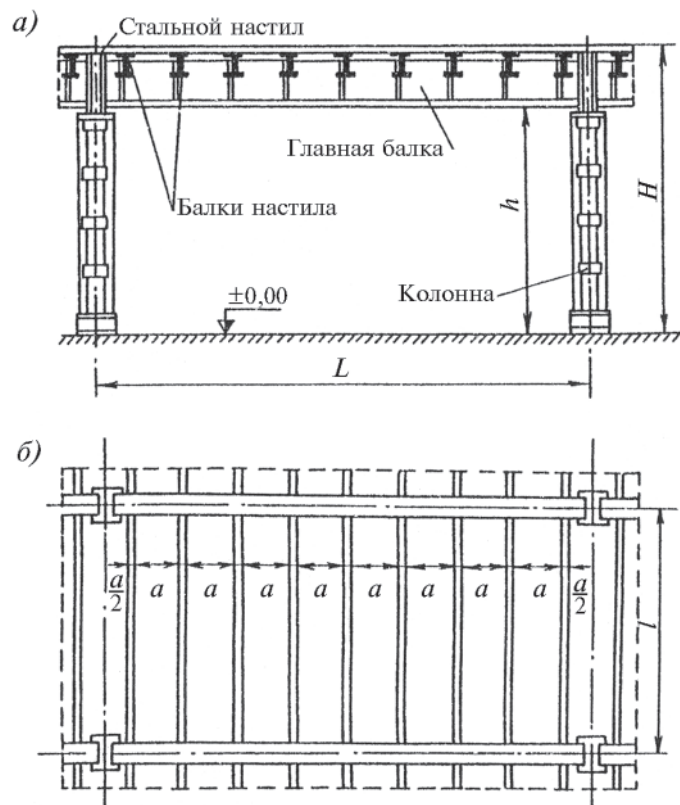


Рис. 1. Схема балочной клетки, 1 вариант

Во втором варианте стальной настил следует располагать по балкам настила при расстоянии между ними  $a = 60 \div 140 \text{ см}$ , вспомогательные балки при этом нужно располагать с шагом

$b = 2 \div 5 \text{ м}$  (рис. 2). Ему должен быть кратен пролет главной балки.

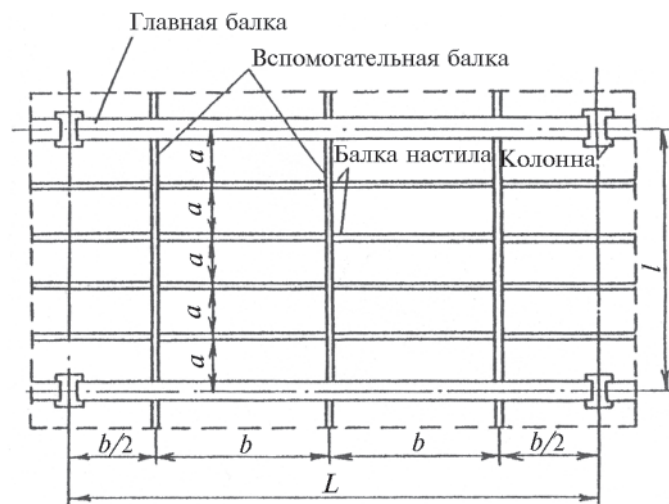


Рис. 2. Схема балочной клетки, 2 вариант

Данные сравнения вариантов следует свести в таблицу, из которой выбирают лучший вариант балочной клетки. При вычислении расхода стали на  $1 \text{ м}^2$  площади балочной клетки необходимо вес  $1 \text{ пог. м}$  балок настила и вспомогательных балок разделить на шаг соответствующих балок.

В качестве стального настила применяется сталь широкополосная (универсальная). Для балок и колонн применяют прокатные профили или они компонуются из листовой стали.

### 3. РАСЧЕТ НАСТИЛА

Листы стального настила крепятся к верхним полкам балок настила или вспомогательных балок при помощи сварки.

Толщину настила определяют исходя из предельного прогиба. Поэтому настил рассчитывается по нормативным нагрузкам. Относительный прогиб для него не должен превышать  $1/150$ .

При расчете плоского стального настила можно воспользоваться формулами, сводка которых и необходимые к ним пояснения приведены в [2, с. 130–133].

Для практических расчетов по определению необходимой толщины настила составлены графики [2, рис. 7.6], по которым в зависимости от нормативной (полезной) нагрузки  $q_o^n$  и заданного относительного прогиба ( $1/150$ ) можно найти требуемое отношение пролета настила к его толщине  $l/t$ . Имея это отношение, по расчетному пролету находят минимальную толщину и окончательно назначают толщину настила, исходя из толщины листов стали по ГОСТу. Толщину настила менее 6 мм принимать не рекомендуется.

**Пример расчета 1.** Дано: нормативная (полезная) нагрузка  $q_o^n = 16 \text{ кН/м}^2 = 1,6 \text{ Н/см}^2$ ; коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,2$ ; коэффициент надежности по условиям работы  $\gamma_c = 1$ ; предельный относительный прогиб настила  $[f/l] \leq 1/150$ ; настил приварен к балкам электродами типа Э42, имеющими  $R_{wf} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$ . Сталь настила, С235. Пролет настила в первом варианте  $a = 160 \text{ см}$ , во втором варианте  $a = 130 \text{ см}$ .

Определим толщину стального настила  $t$  и толщину сварного шва  $k_p$ , прикрепляющего настил к балкам.

Находим отношение  $l/t$  по графику [2, рис. 7.6]. Для  $q_o^n = 1,6 \text{ Н/см}^2$  и  $[f/l] = 1/150$  отношение  $l/t = 122$  ( $l = a$ ).

Тогда  $t = a/122 = 160/122 = 1,31 \text{ см}$ . В I варианте примем  $t = 1,4 \text{ см}$ . Во II варианте  $t = 130/122 = 1,07 \text{ см}$ . Примем  $t = 1,2 \text{ см}$ .

Отношение также можно определить по формуле

$$\frac{a}{l} = n_o \frac{4}{15} \left( 1 + \frac{72E_1}{n_o^4 q_o} \right) = \frac{150 \times 4}{15} \left( 1 + \frac{72 \times 2,3 \times 10^4}{150^4 \times 0,0016} \right) = 122,$$

где  $n_o = [l/f] = 150$ ;  $E_1 = \frac{E}{1-\mu^2} = \frac{2,06 \times 10^4}{1-0,3^2} = 2,3 \times 10^4 \text{ кН/см}^2$ ;

$\mu = 0,3$  — коэффициент Пуассона;

$E = 2,06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$  — модуль упругости стали.

Определим силу, растягивающую настил,

$$H = n \frac{\pi^2}{4} \left[ \frac{f}{l} \right] E_l^2 t = 1,2 \frac{3,14^2}{4} = \left[ \frac{1}{150} \right]^2 2,3 \times 10^4 \times 1,4 = 4,2.$$

Расчетная толщина сварного углового шва

$$k_f = \frac{H}{\beta_f l_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{4,2}{1,1 \times 1 \times 18 \times 1} = 0,21 \text{ см},$$

где  $\beta_f$  — коэффициент, принимаемый в зависимости от вида сварки;

$l_f$  — длина шва.

Принимаем толщину шва  $k_f = 4 \text{ мм}$ .

#### 4. РАСЧЕТ ПРОКАТНЫХ БАЛОК

Расчет балок настила и вспомогательных балок выполняется так же, как для однопролетных шарнирно опертых с равномерно распределенной нагрузкой.

Шаг вспомогательных балок (при их расположении в одном уровне с главными балками) обычно увязывают с расстоянием между ребрами жесткости главной балки.

Подбор сечений балки из прокатных двутавровых профилей производят по расчетному моменту в середине пролета. Поскольку для рассматриваемых балок соблюдены требования п. 5.18 СНиП 11-23-81\*, сечения подбирают с учетом пластических деформаций.

Для прокатных двутавров пластической момент сопротивления при изгибе в плоскости стенки в первом приближении принимается  $W_{пл} = 1,1W$ , где  $W$  — момент сопротивления сечения балки. Значение  $C_1$  уточняется после назначения номера проката (прил. табл. 6).

Расчет балки настила или вспомогательной балки сводится к определению необходимого номера прокатного профиля и его проверке на прочность и жесткость. Прогиб балки не должен превышать  $1/250$  пролета.



Погонная нормативная нагрузка на балку настила или вспомогательную балку при отсутствии балок настила складывается из погонной полезной нормативной нагрузки и погонной нормативной нагрузки от собственного веса настила. Соответственно для усложненной балочной клетки погонная нормативная нагрузка на вспомогательную балку включает, помимо перечисленных, нормативную нагрузку от собственного веса балок настила.

Расчетную погонную нагрузку определяют путем сложения расчетных погонных нагрузок от собственного веса настила, балок настила и полезной нагрузки. Коэффициент надежности по нагрузке для полезной нагрузки  $\gamma_{fg}$  равен 1,2; для собственного веса настила или балок  $\gamma_{fg} = 1,05$ .

Необходимые пояснения к расчетам прокатных балок приведены в [1, п. 5.2].

**Пример расчета 2.** Дано: нормативная (полезная) нагрузка  $q_o'' = 16$  кН/м<sup>2</sup>; размеры ячейки балочной клетки 16×6,5; сталь С235;  $R_y = 23$  кН/см<sup>2</sup>;  $\{f/l\} = 0,004$ .

Подобрать сечения прокатных балок по двум вариантам.

*Первый вариант* — балочная клетка нормального типа; шаг балок  $a = 160$  см; толщина настила  $t = 14$  мм;  $p'' = 0,014 \times 78,5 = 1,10$  кН/м<sup>2</sup>.

Нормативная нагрузка на балку настила

$$q'' = (q_o'' + p'')a = (16 + 1,1) \times 1,6 = 27,4 \text{ кН/м},$$

Расчетная нагрузка на балку настила

$$q = (\gamma_{fg} q_o'')a = (1,2 \times 16 + 1,05 \times 1,1) \times 1,6 = 32,6 \text{ кН/м},$$

Расчетный изгибающий момент

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{32,6 \times 6,5^2}{8} = 172 \text{ кН}\cdot\text{м} = 17200 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Требуемый момент сопротивления для поперечного сечения балки с учетом упругопластической работы ( $C_1 = 1,1$ )

$$W = \frac{M}{C_1 R_y \gamma_c} = \frac{17200}{1,1 \times 23 \times 1} = 680 \text{ см}^3.$$

Принимаем по ГОСТу (прил. табл. 1) двутавр № 36, для которого  $W_x = 743$  см<sup>3</sup>;  $I_x = 13380$  см<sup>4</sup>; погонный вес  $g = 0,486$  кН/м.

Проверим прогиб принятой балки настила с учетом собственного веса. Нормативная нагрузка.

$$q_I'' = q'' + g = 27,4 + 0,486 = 27,89 \text{ кН/м} = 278,9 \text{ кН/см}.$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \times \frac{q_I'' l^3}{EI_x} = \frac{5}{384} \times \frac{278,9 \times 650^3}{2,06 \times 10^7 \times 13380} = 0,0037 < 0,004.$$

Проверим прочность принятой балки с учетом собственного веса. Расчетная нагрузка

$$q_I = q + \gamma_{fp} \cdot g = 32,6 + 1,05 \times 0,486 = 33,1 \text{ кН/м};$$

Расчетный изгибающий момент

$$M = \frac{q_I l^2}{8} = \frac{33,1 \times 6,5^2}{8} = 175 \text{ кН}\cdot\text{м} = 17500 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

Для двутавра № 36 (см. прил. табл. 6)  $C_1 = 1,132$

$$\sigma = \frac{M}{C_1 W_x} = \frac{17500}{1,132 \times 743} = 20,8 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

Принятое сечение балки удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

Если условия или одно из условий не выполняются, принимают больший двутавр и расчет повторяется.

*Второй вариант* — усложненная балочная клетка; шаг балок настила  $a = 130$  см; шаг вспомогательных балок  $b = 320$  см; толщина настила  $t = 12$  мм ( $p'' = 0,94$  кН/м<sup>2</sup>).

**Расчет балки настила.** Нормативная погонная нагрузка на балку настила

$$q'' = (q_o'' + p'')a = (16 + 0,94) \times 1,3 = 22 \text{ кН/м.}$$

Расчетная погонная нагрузка на балку настила

$$q = (\gamma_{fq}q_o'' + \gamma_{fp}p'')a = (1,2 \times 16 + 1,05 \times 0,94) \times 1,3 = 26,2 \text{ кН/м.}$$

Расчетный изгибающий момент

$$M = \frac{qb^2}{8} = \frac{26,2 \times 3,2^2}{8} = 33,6 \text{ кН}\cdot\text{м} = 3360 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Требуемый момент сопротивления с учетом упругопластической работы

$$W_{mp} = \frac{M}{C_1 R_\gamma \gamma_c} = \frac{34370}{1,1 \times 23 \times 1} = 132,8 \text{ см}^3.$$

Принимаем по ГОСТу (прил. табл. 1) двутавр № 18, для которого  $W_x = 143 \text{ см}^3$ ;  $J_x = 1290 \text{ см}^4$ ;  $g = 0,184 \text{ кН/м}$ .

Проверим прогиб принятой балки настила с учетом ее собственного веса.

Нормативная погонная нагрузка

$$q_1'' = q'' + g = 22 + 0,184 = 22,2 \text{ кН/м} = 222 \text{ Н/см.}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \times \frac{q_1'' b^3}{EJ_x} = \frac{5}{384} \times \frac{222 \times 3,2^3}{2,06 \times 10^7 \times 1290} = 0,0036 < 0,004.$$

Проверим прочность принятой балки настила с учетом ее собственного веса.

Расчетная погонная нагрузка

$$q_1 = q + \gamma_{fp}g = 26,2 + 1,05 \times 0,184 = 26,4 \text{ кН/м.}$$

Расчетный изгибающий момент

$$M = \frac{q_1 b^2}{8} = \frac{26,4 \times 3,2^2}{8} = 33,84 \text{ кН}\cdot\text{м} = 3384 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Для двутавра № 18  $C_1 = 1,132$  (прил. табл. 6)

$$\sigma = \frac{M}{C_1 W_\gamma} = \frac{3384}{1,132 \times 143} = 20,9 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

Принятое сечение балки настила отвечает условиям прочности и жесткости.

На вспомогательную балку нагрузка передается в виде сосредоточенных сил, каждая из которых равна удвоенной опорной реакции балки настила. Если число балок настила больше 5, нагрузку на вспомогательную балку от балок настила для упрощения расчета считаем равномерно распределенной.

Нормативная нагрузка на вспомогательную балку

$$q_u = (q_o'' + p'' + \frac{g}{a})b = (16 + 0,94 + \frac{0,184}{1,3}) \times 3,2 = 54,7 \text{ кН/м.}$$

Расчетная нагрузка на вспомогательную балку

$$q = \left[ \gamma_{fq}q_o'' + \gamma_{fp} \left( p'' + \frac{g}{a} \right) \right] b = \left[ 1,2 \times 16 + 1,05 \left( 0,94 + \frac{0,184}{1,3} \right) \right] \times 3,2 = 65,1 \text{ кН/м.}$$

Расчетный изгибающий момент

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{65,1 \times 65^2}{8} = 343,7 \text{ кН}\cdot\text{м} = 34370 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{mp} = \frac{M}{C_1 R_\gamma \gamma_c} = \frac{34370}{1,1 \times 23 \times 1} = 1359 \text{ см}^3.$$

Принимаем по ГОСТу двутавр № 50 (прил. табл. 1), для которого  $W_x = 1598 \text{ см}^3$ ;  $J_x = 39727 \text{ см}^4$ ;  $g = 0,785 \text{ кН/м}$ .



Проверим прочность принятой балки с учетом собственного веса.

Расчетная погонная нагрузка

$$q_1 = 65,1 + 1,05 \times 0,785 = 65,9 \text{ кН/м.}$$

Расчетный изгибающий момент

$$M = \frac{65,9 \times 6,5^2}{8} = 349,1 \text{ кН}\cdot\text{м} = 34810 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

По табл. 6 прил. для двутавра № 50  $C_1 = 1,149$

$$\sigma = \frac{M}{C_1 R_y \gamma_c} = \frac{34810}{1,149 \times 1598 \times 1} = 19,0 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

Проверим прогиб принятой балки. С учетом собственного веса нормативная нагрузка

$$q_1'' = 54,7 + 0,785 = 55,5 \text{ кН/м} = 555 \text{ Н/см.}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \times \frac{555 \times 650^3}{2,06 \times 10^7 \times 39727} = 0,0024 < 0,004.$$

Принятое сечение вспомогательной балки удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

Сравнение вариантов произведем в табл. 2. По расходу металла второй вариант выгоднее.

Таблица 2

Балочная клетка	Расход стали на 1 м <sup>2</sup> покрытия, кН/м <sup>2</sup>
Нормальная (1 вариант)	1,40
Усложненная (2 вариант)	1,33

## 5. РАСЧЕТ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

Расчет главной балки выполняют как свободно опертой, несущей сосредоточенную нагрузку. При наличии на балке пяти и бо-

лее сосредоточенных грузов расчет ее можно производить на равномерно распределенную нагрузку, эквивалентную по интенсивности сосредоточенным грузам.

Высоту балки определяют исходя из технических и экономических соображений. В первом приближении ее можно принять равной 1/10 пролета. Наиболее целесообразной является оптимальная высота  $h_{\text{опт}}$ , при которой сечение балки получается наименьшим, что приводит к минимальному расходу металла. Вторым критерием является минимальная высота  $h_{\text{мин}}$ , которая обеспечивает полное использование металла при прогибах, не превосходящих предельные. Относительный прогиб не должен быть больше 1/400 (0,0025) пролета.

Во всех случаях высоту балки следует назначать близкой к оптимальной, но не меньше минимальной и не больше заданной строительной высоты с учетом толщины настила.

Толщина стенки балки назначается исходя из обеспечения ее работы на срез.

Пояса в сварных балках принимаются из одинаковых листов универсальной стали по ГОСТу. При определении размеров сечений поясов следует учитывать необходимость обеспечения их местной устойчивости, в связи с чем отношение свеса пояса к его толщине не должно превышать  $0,5\sqrt{E/R_y}$ . В то же время пояса не следует делать слишком узкими и толстыми, так как толстый металл трудно обрабатывать. Для прикрепления его к стенке требуется сварные швы больших толщин, приводящие к значительным сварочным напряжениям. Толщина пояса с учетом высказанных замечаний назначается в пределах от одной до трех толщин стенки. Ширину пояса следует принимать в пределах  $1/2 \div 1/5$  (0,5 ÷ 0,2) высота балки из условий обеспечения ее общей устойчивости. По конструктивным соображениям ширина полки должна быть не менее 180 мм.

При назначении окончательных размеров элементов сечения главной балки высоту стенки необходимо принимать в соответствии с ГОСТом на сталь прокатную толстолистовую или сталь универсальную, с тем чтобы не производить при изготовлении лишних операций по резке листа; толщину стен-

ки — в соответствии с указанными ГОСТами, но не менее 8 мм; толщину листа пояса — от 8 до 40 мм.

Проверка принятого сечения главной балки на прочность, устойчивость и жесткость производится в соответствии с [3, пп. 5.12–5.23].

Местная устойчивость стенки составных балок обеспечивается одиночными или парными поперечными ребрами жесткости.

При проектировании балки ребра жесткости могут быть поставлены по конструктивным соображениям чаще, чем это требуется исходя из условия устойчивости стенки, а именно в месте примыкания каждой второстепенной балки. Тем самым достигается сопряжение балок с главной при их расположении в одном уровне. Установка ребра жесткости в месте приложения сосредоточенного груза позволяет не учитывать при расчете устойчивости стенки местные напряжения.

В случае этажного сопряжения вспомогательных и главных балок ребра в последних можно ставить реже (не по каждой оси балок, а через одну или две), но при этом проверять устойчивость стенки необходимо для случая одновременного действия всех трех компонентов напряженного состояния ( $\sigma$  — нормальные напряжения;  $\tau$  — касательные напряжения;  $\sigma_m$  — местные напряжения).

Общая устойчивость главной балки может не проверяться, если к ее верхнему поясу крепится настил (балочная клетка в одном уровне).

Методика подбора сечения главной балки и проверка принятого сечения на прочность, жесткость и устойчивость приводится в [2, с. 138–145 и 1, пп. 5.4–5.8].

Сечение составной балки, подобранное по максимальному изгибающему моменту, может быть уменьшено в местах с меньшими моментами.

Обычно в сварных балках принимают одно изменение сечения на расстоянии примерно 1/6 пролета балки от опоры. В сварных балках распространено изменение ширины полки, а высота балки при этом сохраняется постоянной.

Уменьшенное сечение полки подбирают по моменту, действующему в месте изменения сечения. Ширина полки при этом должна отвечать условиям

$$b_1 \geq \frac{1}{10} h; b_1 \geq \frac{1}{2} b_n; b_1 \geq 180 \text{ мм.}$$

Стык различных сечений полки может быть прямым или косым. Прямой стык без применения физических методов контроля шва должен рассчитываться из условий прочности стыкового шва на растяжение.

В балках составного сечения необходимо также рассчитывать соединение поясов со стенкой и опорное ребро.

Эти расчеты приводятся в [1 и 4].

Длина главной балки превосходит заданную по условиям транспортировки и монтажа максимальную длину отправочного элемента. Поэтому балка расчленяется на две отправочные марки.

Место расположения монтажного стыка определяется следующими соображениями:

- длина отправочной марки не должна превосходить заданной максимальной;
- расположение стыка посередине балки делит ее на две одинаковые части, что удобно с технологической точки зрения, однако при этом сечение ослабляется многочисленными отверстиями под болты в месте наибольшего изгибающего момента. В этом случае необходима проверка прочности сечения;

- стык должен размещаться в широкой части балки;
- для удобства размещения конструктивных элементов стыка он должен располагаться на расстоянии не менее 0,5 м от ребер жесткости и иных примыканий.

Расчет стыка поясов и стенки производится отдельно.

При расчете считается, что стенка воспринимает поперечную силу, а изгибающий момент распределяется между стенкой и поясами пропорционально их моментам инерции.

Расчет стыков на высокопрочных болтах или повышенной точности, несмотря на принципиальные различия в характере работы, отличается лишь определением несущей способности болта.

Детали сопряжения главных балок с вспомогательными и последних с балками настила приведены в [1 и 2]. Сопряжение в одном уровне выполняется с помощью болтового соединения на двух или трех болтах.

Количество и диаметр болтов определяется расчетом.

**Пример расчета 3.** Подобрать сечение сварной главной балки для балочной клетки из примера 2. Материал балки — сталь С235. Она имеет  $R_y = 230$  МПа = 23 кН/см<sup>2</sup> и  $R_{cp} = 135$  МПа = 13,5 кН/см<sup>2</sup>; вес настила и балок настила  $q_1^H = 1,33$  кН/м<sup>2</sup>. Предельный прогиб ( $f/l$ ) = 1/400 (0,0025); шаг балок  $l = 6,5$  м; пролет  $L = 16$  м. Максимально возможная строительная высота перекрытия — 1,7 м.

Расчет производим на равномерно распределенную нагрузку, эквивалентную по интенсивности сосредоточенным грузам.

Нормативная погонная нагрузка на главную балку

$$q'' = (q_o'' + q_1'')l = (16 + 1,33) \times 6,5 = 113 \text{ кН/м.}$$

Расчетная погонная нагрузка

$$q = (\gamma_{fq} q_o'' + \gamma_{fq_1} q_1'')l = (1,2 \times 16 + 1,05 \times 1,33) \times 6,5 = 134 \text{ кН/м.}$$

Расчетная поперечная сила

$$M = \frac{qL}{8} = \frac{134 \times 16^2}{8} = 2810 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Расчетная поперечная сила

$$Q = \frac{qL}{2} = \frac{134 \times 16}{2} = 1071 \text{ кН.}$$

Находим требуемый момент сопротивления сечения балки первоначально принимая  $C_1 = C = 1,1$  (с учетом упругопластических деформаций)

$$W_{mp} = \frac{M}{C_1 R_y \gamma_c} = \frac{428400}{1,1 \times 23 \times 1} = 16930 \text{ см}^3.$$

Сечение балки принимаем в виде сварного двутавра. Определим высоту сечения балки. Минимальная высота балки

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{C_1 R_y L q''}{E q} \left[ \frac{l}{f} \right] = \frac{5}{24} \frac{1,1 \times 23 \times 1600 \times 113}{2,06 \times 10^4 \times 134} \frac{400}{1} = 138 \text{ см.}$$

Оптимальная высота

$$h_{\text{опт}} = k \sqrt{\frac{W_{mp}}{t_w}} = 1,15 \sqrt{\frac{16930}{1,2}} = 138 \text{ см.}$$

Толщину стенки находим, задавшись  $h = 1/10 = 16000/10 = 1600$  мм, по приближенной формуле

$$t_w = 7 + \frac{3h}{1000} = 7 + \frac{3 \times 1600}{1000} = 11,8 \text{ мм.}$$

Принимаем  $t_w = 12$  мм.

Обращаясь к сортаменту сталей (прил., табл. 3 и 4), принимаем высоту стенки балки  $h = 140$  см, так как ближайшая ширина (см. прил.) листа 125 см меньше  $h_{\min} = 138$  см. С учетом толщины полки балки, которую в первом приближении примем равной 2,5 см, назначим высоту балки  $h = 145$  см и сопряжение балок в одном уровне.

Из условия работы на срез толщину стенки определим по формуле

$$t_w = \frac{3}{2} \frac{Q_{\max}}{h R_{cp}} = \frac{3}{2} \frac{1071}{145 \times 13,5} = 0,80 \text{ см.}$$

Чтобы не принимать продольных ребер

$$t_w = \frac{h\sqrt{R_y/E}}{5,5} = \frac{145\sqrt{23/2,06 \times 10^4}}{5,5} = 0,9 \text{ см.}$$

Сравнивая полученные толщины стенки, принимаем  $t_w = 10$  мм, так как она отвечает условию прочности на действие перерезывающей силы и не требует укрепления стенки продольными ребрами жесткости.

Размеры горизонтальных поясных листов определим исходя из необходимой несущей способности балки.

Требуемый момент инерции сечения балки

$$J_{mp} = W_{mp} h / 2 = 16930 \times 145 / 2 = 1227650 \text{ см}^4.$$

Находим момент инерции балки, принимая толщину поясов 2,5 см

$$h_w = h - 2t_n = 145 - 2,5 \times 2 = 140 \text{ см};$$

$$J_w = t_w h_w^3 / 12 = 1 \times 140^3 / 12 = 228700 \text{ см}^4.$$

Момент инерции поясных листов

$$J_f = J_{mp} - J_w = 1227650 - 228700 = 998980 \text{ см}^4.$$

Требуемая площадь сечения поясов балки

$$A_f = 2I_f / h_o^2 = 2 \times 998980 / 142,5^2 = 68 \text{ см}^2;$$

$$h_o = h - t_f = 145 - 2,5 = 142,5 \text{ см.}$$

моментом инерции поясов относительно их собственной оси пренебрегаем.

Принимаем по ГОСТу пояса из универсальной стали  $420 \times 25$  мм, для которой отношение  $b_n/h = 420/1450 = 0,29$  находится в пределах  $0,2 \div 0,5$ , обеспечивающих общую устойчивость.

Вес погонного метра балки

$$q = 1A \cdot \gamma = 1(2 \times 0,42 \times 0,025 + 1,4 \times 0,01) \cdot 78,5 = 2,67 \text{ кН/м.}$$

Уточним нагрузки с учетом собственного веса балки.

Расчетная погонная нагрузка

$$q' = 134 + 1,05 \times 2,67 = 136,8 \text{ кН/м};$$

$$M = \frac{136,8 \times 16^2}{8} = 4376 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = \frac{136,8 \times 16}{2} = 1094 \text{ кН.}$$

Уточним принятый ранее коэффициент учета пластической работы  $C_1$ :

$$A_f = b_f t_f = 42 \times 2,5 = 105 \text{ см}^2;$$

$$A_w = h_w t_w = 140 \times 1 = 140 \text{ см}^2;$$

$$A_f / A_w = 105 / 140 = 0,75.$$

По табл. 6 прил. получим  $C_1 = 1,09$ , которое практически соответствует принимавшемуся ранее  $C_1 = 1,1$ .

Проверяем принятую ширину (свес) поясов исходя из их местной устойчивости

$$\frac{b_{св}}{t_f} = \frac{42 - 11}{2 \times 2,5} = 8,2 < 0,5 \sqrt{E/R_y} = 15.$$

Проверяем подобранное сечение по прочности. Момент инерции и момент сопротивления подобранного сечения балки:

$$\begin{aligned} I_x &= I_w + I_f = I_w + 2b_f t_f (h_o / 2)^2 = \\ &= 228700 + 2 \times 42 \times 2,5 (142,5 / 2)^2 = 1294750 \text{ см}^4; \end{aligned}$$

$$W_x = \frac{2I}{h} = \frac{1294750 \times 2}{145} = 17860 \text{ см}^2.$$

Наибольшее нормальное напряжение в балке

$$\sigma = \frac{M}{C_1 W_x} = \frac{437600}{1,09 \times 17860} = 22,3 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Подобранное сечение балки удовлетворяет проверке прочности и имеет недонапряжение 2,2%. Проверки прогиба балки делать не нужно, так как принятая высота сечения больше минимальной.

В целях экономии стали изменим сечение полки на участке от опоры до 1/6 пролета.

Расчетный изгибающий момент в сечениях  $x = L/6 = 16/6 = 2,7 \text{ м}$ .

$$M_1 = [qx(L-x)]/2 = [136,8 \times 2,7(16-2,7)]/2 = 2431 \text{ кН/м};$$

$$Q_1 = q(L/2 - x) = 136,8(16/2 - 2,7) = 730 \text{ кН};$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_1 = \frac{M_1}{R_y \gamma_c} = \frac{243100}{23 \times 1} = 10570 \text{ см}^3;$$

$$J_I = W_1 h / 2 = 10570 \times 145 / 2 = 766396 \text{ см}^4.$$

Так как  $J_w = 1 \times 140^3 / 12 = 228700 \text{ см}^4$ .

Момент инерции полок

$$J_{jf} = 766396 - 228700 = 537696 \text{ см}^4.$$

Требуемая площадь поясных горизонтальных листов

$$A_{gl} = 2j_{jf} / h_o^2 = 2 \times 537696 / 142,5^2 = 53 \text{ см}^2,$$

где  $h_o$  — расстояние между центрами тяжести полок.

Принимаем полку из листа  $220 \times 25 \text{ мм}$ , что удовлетворяет условиям:

$$b_1 \geq 1/10h = 1450/10 = 145 \text{ см};$$

$$b_1 > 180 \text{ мм и } b_1 \geq b_f / 2 = 420/2 = 210 \text{ мм}.$$

Проверим принятое сечение на прочность. Момент инерции принятого сечения

$$J_I = J_w + 2b_1 t_f (h_o / 2)^2 = 228700 + 22 \times 2,5(142,5/2)^2 = 787090 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления

$$W_I = 2J_I / h = 2 \times 787090 / 145 = 10860 \text{ см}^3.$$

Нормальное напряжение в месте изменения сечения балки

$$\sigma = \frac{M_1}{C_1 W_I} = \frac{243100}{1,1 \times 10860} = 20,5 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Максимальное касательное напряжение в стенке на опоре балки

$$\tau = \frac{QS_1}{J_1 t_w} = \frac{1094 \times 6370}{787090 \times 1} = 8,9 \text{ кН/см}^2 < R_{cp} = 13,5 \text{ кН/см}^2,$$

где статистический момент полусечения балки

$$S_1 = b_1 t_f \frac{h_o}{2} + \frac{t_w h_w^2}{8} = 22 \times 2,5 \times \frac{142,5}{2} + \frac{1 \times 140^2}{8} = 6370 \text{ см}^3.$$

Проверим совместное действие нормальных и касательных напряжений на уровне поясного шва в месте изменения сечения балки:

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_1^2 + 2\tau_1^2} = \sqrt{21,6^2 + 2 \times 3,6^2} = 22,5 < 1,15R_y = 26,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W_1} \times \frac{h_w}{h} = \frac{243100}{10860} \times \frac{140}{145} = 21,6 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_1 = \frac{Q_1 S_{fl}}{I_1 t_w} = \frac{730}{787090} \times \frac{3920}{1} = 3,6 \text{ кН/см}^2;$$

$$S_{fl} = b_f t_f (h_0 / 2) = 22 \times 2,5 \times 142,5 / 2 = 3920 \text{ см}^3.$$

Прочность балки обеспечена.

Общую устойчивость не проверяем, так как сжатый пояс балки раскреплен жестким настилом.

Проверим местную устойчивость стенки.

Определим необходимость постановки ребер жесткости

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{140}{1} \sqrt{\frac{23}{2,06 \times 10^4}} = 4,8 > 3,2.$$

Вертикальные парные ребра жесткости необходимы.

В зоне учета пластических деформаций необходима постановка ребер жесткости под каждой балкой, так как местные напряжения в стенке в этой зоне недопустимы. Определим длину зоны использования пластических деформаций в стенке

$$a = L \sqrt{1 - \frac{h}{C_1 h_w}} = 1600 \sqrt{1 - \frac{1}{1,1} \cdot \frac{145}{140}} = 387 \text{ см.}$$

Принимаем расстановку вертикальных парных ребер жесткости в местах закрепления вспомогательных балок и по середине между балками, т.е. с шагом 160 см.

Поскольку  $\bar{\lambda}_w = 4,8 > 3,2$ , проверку устойчивости стенки следует производить.

Устойчивость стенки проверяем в месте изменения сечения балки.

Для отсека в месте изменения сечения  $M = 2431 \text{ кН}\cdot\text{м}$  и  $Q = 730 \text{ кН}$ .

Действующие напряжения

$$\sigma = \frac{M h_w}{W_1 h} = \frac{243100 \cdot 140}{10860 \cdot 145} = 22,1 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_1}{h_w t_w} = \frac{730}{140 \cdot 1} = 5,1 \text{ кН/см}^2.$$

Находим критические напряжения.

Критическое касательное напряжение

$$\tau_{кр} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_{cp}}{\lambda_w^2} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{1,14^2} \right) \frac{13,5}{4,8^2} = 14,0 \text{ кН/см}^2,$$

где  $\mu = a/h_w = 160/140 = 1,14$  (отношение большей стороны пластинки к меньшей).

Определяем степень упругости защемления стенки в поясах

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_w} \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3 = 0,8 \frac{42}{140} \left( \frac{2,5}{1} \right)^3 = 4,$$

где  $\beta = 0,8$  для всех балок, кроме подкрановых.

$$\sigma_{кр} = \frac{C_{кр} R_y}{\lambda_w^2} = \frac{34,6 \cdot 23}{4,8^2} = 34,9 \text{ кН/см}^2;$$

$C_{кр} = 34,6$  получено по табл. 7 прил. при  $\delta = 4,0$ . Проверим местную устойчивость стенки по формуле

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{кр})^2 + (\tau/\tau_{кр})^2} = \sqrt{(22,1/34,9)^2 + (5,1/14,0)^2} = 0,73 < \gamma_c = 1.$$

Проверка показала, что устойчивость стенки обеспечена. Рассчитываем поясные швы сварной балки. Швы выпол-



нением двухсторонние, автоматической сваркой в лодочку, сварочной проволокой Св-08А.

Определяем толщину шва в сечении у опоры.

По табл. 5.1 [2] определяем  $R_{yш}^{cb} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$  для металла сварного шва, а по прил. 4[2]  $R_{yc}^{cb} = 162 \text{ МПа} = 16,2 \text{ кН/см}^2$  для металла по границе сплавления.

По табл. 8 прил. или табл. 5.3 [2] определяем  $\beta_{ш} = 1,1$  и  $\beta_c = 1,15$ .

Определяем опасное сечение шва

$$\beta_{ш} R_{yш}^{cb} = 1,1 \cdot 18 = 19,8 \text{ кН/см}^2 > \beta_c R_{yc}^{cb} = 1,15 \cdot 16,2 = 18,6 \text{ кН/см}^2.$$

Опасным сечением оказалась граница сплавления

$$k_{ш} \geq (QS_f^1 / J_1) / n (\beta R_y^{cb})_{\min} = (1094 \cdot 3920 / 787090) / 2 \cdot 18,6 = 0,15 \text{ см.}$$

Принимаем по табл. 9 прил. и табл. 5.4 [2] минимально допустимый при толщине пояса  $t_f = 25 \text{ мм}$  шов  $k_{ш} = 7 \text{ мм}$ , что больше полуцифшегося по расчету  $k_{ш} = 1,5 \text{ мм}$ .

Назначаем размеры промежуточных поперечных ребер жесткости.

Ширина ребра  $b_p \geq h_w / 30 + 40 = 1400 / 30 + 40 = 83 \text{ мм}$ .

Принимаем  $b_p = 90 \text{ мм}$ .

Толщина ребра  $t_p \geq b_p / 15 = 90 / 15 = 6,0 \text{ мм}$ . Принимаем  $6 \text{ мм}$ .

Производим расчет опорных ребер жесткости. Требуемую площадь опорного ребра находим по смятию торца

$$A_p = Q / R_{cm} \cdot \gamma_c = 1094 / 34,3 \cdot 1 = 31,9 \text{ см}^2,$$

где  $R_{cm}$  — расчетное сопротивление смятия торцевой поверхности (прил. 4 [1]);

$$R_{cm} = 34,3 \text{ кН/см}^2.$$

Принимаем толщину ребра  $t_p = 1,8$ , тогда  $b_p = 31,9 / 1,8 = 17,7 \text{ см}$ . Окончательно принимаем сечение ребра  $200 \times 18 \text{ мм}$ .

Сечение удовлетворяет условию  $0,5b_p / t_p = 0,5 \cdot 200 / 18 = 5,6 < 0,5$

$\sqrt{E / R_y} = 0,5 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 23} = 15$ , т.е. местная устойчивость

обеспечена.

Проверим опорную стойку балки на устойчивость относительно оси  $z$ . Ширина участка стенки, включенной в работу опорной стойки,

$$b_{ct} = 0,65 t_w \sqrt{E / R_y} = 0,65 \times 1 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 23} = 19,5 \text{ см};$$

$$A = A_p + t_w b_{ct} = 20 \cdot 1,8 + 1 \cdot 19,5 = 55,5 \text{ см}^2;$$

$$J_z = \frac{t_p b_p^3}{12} + \frac{b_{ct} t_w^3}{12} = \frac{1,8 \cdot 20^3}{12} + \frac{19,5 \cdot 1^3}{12} = 1202 \text{ см}^4;$$

$$i_z = \sqrt{J_z / A} = \sqrt{1202 / 55,5} = 4,65 \text{ см};$$

$$\lambda = h / i_z = 145 / 4,65 = 31,1; \text{ по табл. 5 прил. } \varphi = 0,929;$$

$$\sigma = \frac{Q}{A\varphi} = \frac{1094}{55,2 \cdot 0,929} = 21,2 < \gamma_c R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость опорного ребра обеспечена.

Выполним расчет сопряжений вспомогательной балки с главной балкой.

В случае этажного сопряжения балок расчет не производят.

Расчет сопряжений балок в одном уровне сводится к определению количества или диаметра болтов, работающих на срез и прикрепляющих балки друг к другу с помощью поперечного ребра жесткости.

Расчетной силой является опорная реакция балки, увеличенная на 20% вследствие внецентренности передачи усилия на стенку главной балки. Из примера 2 расчетная погонная нагрузка на вспомогательную балку составила  $65,90 \text{ кН/м}$ . При пролете балки настила  $l = 6,5 \text{ м}$

$$Q = 1,2 \frac{ql}{2} = 1,2 \frac{65,9 \cdot 6,5}{2} = 257 \text{ кН.}$$

Целесообразно для сопряжения балок принимать 2 или

3 болта. Возьмем 3 болта нормальной точности по ГОСТу 7798-70 ( $R_{cp}^{\delta} = 16 \text{ кН/см}^2$ ). Определим диаметр болта

$$dQ/3 = n_{cp} R_{cp}^{\delta} \pi d / 4,$$

где  $n_{cp}$  — количество рабочих срезов болта. Тогда

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{3n_{cp}\pi R_{cp}^{\delta}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 257}{3 \cdot 1 \cdot 3,14 \cdot 16}} = 2,6 \text{ см.}$$

В соответствии с рекомендациями ([2], табл.6.3) принимаем 3 болта диаметром 27 мм.

**Пример расчета 4.** Выполнить расчет и конструирование монтажного болтового стыка в сварной главной балке из примера 3. Пролет балки 16 м, максимальная величина отправочной марки — 12 м.

Принимаем расположение монтажного стыка с учетом заданной максимальной величины отправочной марки и его размещения на расстоянии не менее 0,5 м от ребер жесткости в широкой части пояса балки.

Назначаем размеры отправочных марок 4,2 и 11,8 м.

Поперечные размеры стыковых накладок поясов и стенки примем в соответствии с размерами сечения балки. Площадь сечения накладок должна быть не менее площади пояса или стенки. Толщину накладок на стенку балки целесообразно назначить равной толщине стенки.

При толщине пояса в 25 мм примем толщину накладок в 14 мм. Толщину накладок на стенку балки назначим равной ее толщине — 10 мм.

Расчетный изгибающий момент в сечении, отстоящем на расстояниях  $x = 4,2$  м от левой опоры,

$$M = 0,5qx(L - x) = 0,5 \cdot 136,8 \cdot 4,2 \cdot (16 - 4,2) = 3390 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Расчетная перерезывающая сила

$$Q = q(0,5L - x) = 136,8 \cdot (0,5 \cdot 16 - 4,2) = 520 \text{ кН.}$$

**Стык на высокопрочных болтах.** К расчету примем высокопрочные болты диаметром  $d = 20$  мм из стали 40Х «селект». Расчетное сопротивление высокопрочного болта  $R_{bn} = 110 \text{ кН/см}^2$ .

Определим несущую способность болта  $d = 20$  мм, имеющего две плоскости трения ( $k = 2$ ):

$$N_b = 0,7R_{bn}A_{bn}k\gamma_b\mu/\gamma_h = 0,7 \cdot 110 \cdot 2,45 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 0,42/1,02 = 155 \text{ кН.}$$

В этой формуле:

$A_{bn} = 2,45 \text{ см}^2$  — площадь нетто сечения болта  $d = 20$  мм (см. прил. табл. 10);

$\gamma_b = 1$  — коэффициент условий работы при 10 и более болтов в соединении;

$\mu = 0,42$  — коэффициент трения при газопламенной обработке двух поверхностей без консервации;

$\gamma_h = 1,02$  — коэффициент надежности, учитывающий способ регулирования натяжения болта по углу закручивания.

**Стык поясов.** Пояс балки перекроем тремя накладками сечением  $420 \times 14$  и  $2 \times 180 \times 14$  мм общей площадью сечения  $42 \cdot 1,4 + 2 \cdot 18 \cdot 1,4 = 109 > A_f = 42 \cdot 2,5 = 105 \text{ см}^2$ .

Усилие в поясе

$$N_j = M_j / h_0 = 279120/142,5 = 1959 \text{ кН,}$$

где  $M_j = MJ_f/J_x = 339000 \cdot 1066080/1294750 = 279120 \text{ кН}\cdot\text{см};$   
 $J_x, J_y, h_0$  — из примера 3.

Количество болтов для прикрепления накладок

$$n = N_f / N_b = 1959/155 = 12,6,$$

по условиям размещения (рис. 3) принимаем 16 болтов. Длина накладок — 68 см.

**Стык стенки.** Стенку перекрываем двумя вертикальными накладками сечением  $1340 \times 280 \times 10$  мм.

Таблица 3

$\alpha$	1,4 0	1,5 5	1,7 1	1,8 7	2,0 4	2,2 0	2,3 6	2,5 2	2,6 9	2,8 6
$K$ – количество рядов болтов по вертикали	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

Принимаем по два болта в горизонтальном ряду полунакладки и 8 рядов по вертикали по 18 см. Общее количество болтов на полунакладке равно 16.

Проверим прочность стыка стенки с учетом действия момента и поперечной силы:

$$N_{\max} = M_w \frac{Q_{\max}}{m \Sigma a_i^2} = 599 \frac{1,26}{2 \cdot 2,72} = 138,7 \text{ кН};$$

$$\Sigma a_i^2 = 0,18^2 + 0,54^2 + 0,90^2 + 1,26^2 = 2,72 \text{ (см. рис. 3);}$$

$$V = Q/n = 520/16 = 32,5 \text{ кН};$$

$$S = \sqrt{N_{\max}^2 + V^2} = \sqrt{138,7^2 + 32,5^2} = 142,5 < N_b = 155 \text{ кН.}$$

Прочность монтажного стыка на высокопрочных болтах обеспечена. Конструкция стыка показана на рис. 3.

#### Стык на болтах повышенной прочности.

Для болтов повышенной точности наименьшая несущая способность находится из двух условий — среза болта и смятия соединяемых элементов.

Примем болты диаметром  $d = 20$  мм класса точности 5.8. Площадь брутто  $A_b = 3,14 \text{ см}^2$ , расчетное сопротивление срезу болта  $R_{b_{cp}} = 20 \text{ кН/см}^2$ ,  $\gamma_b = 1$  — коэффициент условий работы для болтов повышенной точности.

Несущая способность из условий среза одного болта, имеющего два рабочих среза:

$$N_{b_{cp}} = R_{b_{cp}} A_b \gamma_b k = 20 \cdot 3,14 \cdot 1 \cdot 2 = 125,6 \text{ кН.}$$

Несущая способность одного болта по смятию соединяе-

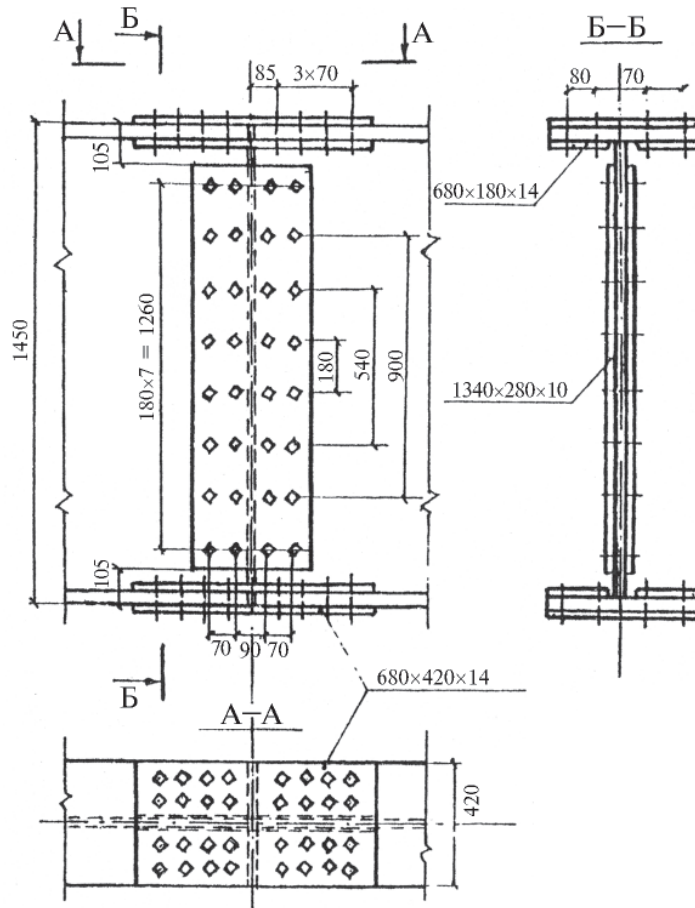


Рис. 3. Монтажный блоковый стык

Момент, приходящий на стенку,

$$M_w = MJ_w / J_x = 339000 \cdot 228700 / 1294750 = 59880 \text{ кН·см.}$$

Принимаем расстояние между крайними по высоте рядами болтов  $a_{\max} = 126 \text{ см}$ .

Найдем коэффициент стыка  $\alpha = M/m \cdot a_{\max} \cdot N_b = 59880 / 2 \cdot 126 \cdot 155 = 1,53$ . По табл. 3 для  $\alpha = 1,53$  количество рядов болтов по вертикали  $k = 7$ .

мых элементов в поясе при расчетном сопротивлении смятия  $R_{b_{cp}} = 43 \text{ кН/см}^2$

$$N_{b_{cm}} = R_{b_p} d_b (\Sigma t)_{\min} \gamma_b = 43 \cdot 2 \cdot 2,5 \cdot 1 = 215 \text{ кН.}$$

Несущая способность одного болта по смятию соединяемых элементов в стенке балки

$$N_{b_{cr}} = R_{b_p} d_p (\Sigma t)_{\min} \gamma_b = 43 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1 = 86 \text{ кН.}$$

**Стык поясов.** Пояс балки перекроем тремя накладками сечением  $420 \times 14$  и  $2 \times 180 \times 14$  мм общей площадью  $42 \cdot 1,4 + 21 \cdot 8 \cdot 1,4 = 109 > A_f = 105 \text{ см}^2$ .

Усилие в поясе

$$N_f = M_f / h_0 = 279120 / 142,5 = 1959 \text{ кН,}$$

где  $M_f = MJ / J_x = 339000 \cdot 1066080 / 1294750 = 279120 \text{ кН}\cdot\text{см}$ ;  
 $J_p$ ,  $J_x$  и  $h_0$  — из примера 3.

Количество болтов для прикрепления накладок

$$n = N_f / N_{b_{cp}} = 1959 / 125,6 = 15,6.$$

Принимаем 16 болтов, длину накладок — 62 см.

**Стык стенки.** Стенку перекроем двумя вертикальными накладками сечением  $1360 \times 300 \times 10$  мм.

Момент, приходящийся на стенку балки,

$$M_w = MJ_w / J_x = 339000 \cdot 228700 / 1294800 = 59880 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Принимаем расстояние между крайними по высоте рядами болтов  $a_{\max} = 128$  см.

Найдем коэффициент стыка

$$\alpha = M_w / m \cdot a_{\max} N_{b_{cr}} = 59880 / 2 \cdot 128 \cdot 86 = 2,72.$$

В соответствии с данными табл. 3  $k = 14,5$ ; принимаем

16 рядов по вертикале с шагом 8,5 см. Общее количество болтов на полунакладке  $n = 32$ .

Проверим прочность стыка стенки с учетом совместного действия момента и поперечной силы

$$N_{\max} = M_w \frac{a_{\max}}{m \Sigma a^2 i} = 599 \frac{1,28}{2 \cdot 4,92} = 77,9 \text{ кН;}$$

$$\Sigma a^2 = 0,085^2 + 0,255^2 + 0,425^2 + 0,595^2 + 0,765^2 + 0,935^2 + 1,105^2 + 1,28^2 = 4,92 \text{ м}^2;$$

$$V = Q / n = 520 / 32 = 16,2 \text{ кН;}$$

$$S = \sqrt{N_{\max}^2 + V^2} = \sqrt{77,9^2 + 16,2^2} = 79,6 < 86 \text{ кН.}$$

Прочность монтажного стыка на болтах повышенной точности обеспечена.

Требования по размещению болтов.

Расстояние между центрами болтов в любом направлении:

а) минимальные —  $2,5d$ ;

б) максимальные в крайних рядах —  $8d$  или  $12t$ ;

в) максимальные в средних рядах —  $16d$  или  $24t$ ;

расстояния от центра болта до края элемента:

а) минимальное вдоль усилия —  $2d$ ;

б) то же, поперек усилия —  $1,5d$ ;

в) максимальное —  $4d$  или  $8t$ ;

г) минимальные для высокопрочных болтов — 1,3, здесь  $d$  — диаметр отверстия для болта,  $t$  — толщина более тонкого наружного элемента.

## 6. РАСЧЕТ КОЛОННЫ

Заданием на курсовой проект предусмотрено проектирование колонны сплошного или сквозного сечения.

Сечение сплошной колонны обычно принимают в виде широкополочного двутавра. Сквозную колонну конструируют

из двух швеллеров прокатного профиля, связанных между собой решеткой в виде соединительных планок.

При нагрузках на колонну, превышающих несущую способность двух швеллеров наибольшего по сортаменту номера, колонна может быть запроектирована из двух прокатных двутавров.

В качестве расчетных схем принимают или схему с шарнирным закреплением верхнего и нижнего концов колонны, или схему с жестким закреплением нижнего конца колонны и шарнирным закреплением ее верхнего конца.

При определении расчетной высоты колонны следует учитывать условия закрепления ее концов. Геометрическую высоту колонны при опирании балок сверху принимают равной разности между заданной высотой до верха настила рабочей площадки  $H$  и фактически принятой строительной высотой балочной клетки. При примыкании главной балки к колонне сбоку геометрическую высоту колонны принимают равной  $H$ .

Конструкция закрепления базы колонны к фундаменту должна соответствовать принятой расчетной схеме колонны.

Равноустойчивость колонны характеризуется равенством гибкости по обеим осям.

В двутавровом сплошном сечении для обеспечения этого условия необходимо, чтобы ширина колонны равнялась двум высотам. Последнее приводит к неконструктивным решениям.

На практике при подборе сечения определяют требуемую ширину колонны  $b$ , а высоту  $h$  принимают из конструктивных соображений.

Установив генеральные размеры  $b$  и  $h$ , подбирают толщину листов, при этом исходят из требуемой площади сечения колонны и условий местной устойчивости полок и стенки.

В сквозных колоннах расстояние между осями прокатных элементов определяют, исходя из равноустойчивости колонны в отношении материальной и свободной осей. Материальная ось пересекает стенки швеллеров, а свободная проходит

параллельно стенкам и размещается между ними.

Специфика проверки устойчивости относительно свободной оси состоит в том, что здесь необходимо определить приведенную гибкость, учитывающую деформативность ветвей на участке между узлами соединительных элементов (расстояние между планками в свету), а также деформативность самих соединительных элементов.

Гибкость колонн по обеим осям не должна превышать предельную гибкость сжатых элементов.

Шаг соединительных планок определяется из условия гибкости отдельной ветви  $\lambda_1$ , которая принимается равной  $20 \div 30$ , но не более 40. Ширину планок назначают примерной равной расстоянию между ветвями колонны в свету ( $0,5 \div 0,75b$ ), толщину планки — от 6 до 12 мм.

Студентам необходимо обратить внимание на следующую особенность проектирования сквозных колонн. При центральной сжатии в стержне колонны отсутствует перерезывающая сила, по которой определяются усилия в соединительных элементах. Поэтому планки рассчитываются на условную поперечную силу, которая может возникнуть вследствие прогиба колонны при потере устойчивости, а также благодаря наличию эксцентриситетов и искривлений.

Методика расчета и конструирования сплошных и сквозных центрально-сжатых колонн изложена в [1 и 2].

**Пример расчета 5.** Подобрать сечение стержня сплошной центрально-сжатой колонны длиной  $l = 7 \text{ м}^1$ , заземленной внизу и имеющей шарнирное закрепление сверху. Материал — сталь С235, толщина листов  $t = 4 \div 20 \text{ мм}$ ;  $R_y = 230 \text{ МПа} = 23,0 \text{ кН/см}^2$ .

Расчетное усилие в стержне колонны  $N = 2188 \text{ кН}^2$ . Коэффициент надежности по условиям работы  $\gamma_c = 1$ .

Принимаем сварное сечение стержня колонны в виде двутавра из трех листов.

<sup>1</sup> Длина колонны равна  $H$  (табл. 1).

<sup>2</sup> Нагрузка на колонну  $N = 2Q_{\text{max}}$ , где  $Q_{\text{max}}$  — наибольшая перерезывающая сила в балке. Другие нагрузки на колонну не учитываем.

Расчетная длина

$$l_0 = 0,7l = 0,7 \cdot 7 = 4,9 \text{ м.}$$

Задаемся гибкостью  $\lambda = 70$  и находим значение  $\varphi = 0,76$  (прил. табл. 5 или [2], прил. 7).

Требуемая площадь сечения

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{2188}{0,76 \cdot 23 \cdot 1} = 124 \text{ см}^2.$$

Требуемый радиус инерции

$$i_{\text{тр}} = l_0 / \lambda = 4,9 / 70 = 7 \text{ см.}$$

Требуемая ширина сечения

$$b_{\text{тр}} = i_{\text{тр}} / \alpha = 7 / 0,24 = 29,2 \text{ см.}$$

Учитывая, что ширина сечения должна быть не менее 1/20 высоты колонны, принимаем  $b = 36$  см и  $h = b$ .

Учитывая рекомендацию  $A_n = 0,8A_{\text{тр}}$ , определим толщины стенки и полок.

Толщина стенки

$$t_w = 0,2A_{\text{тр}} / h_w = (0,2 \cdot 124) / 36 = 0,69 \text{ см.}$$

Назначаем  $t_w = 0,8$  см, тогда площадь полок

$$A_f = A_{\text{тр}} - h_w t_w = 124 - 36 \cdot 0,8 = 95,2 \text{ см}^2.$$

Требуемая толщина одной полки

$$t_f = A_f / 2b_f = 95,2 / 2 \cdot 36 = 1,32 \text{ см.}$$

Назначаем  $t_f = 1,4$  см.

Производим проверку выбранного сечения

$$A = A_w + 2A_f = 33,4 \cdot 0,8 + 2 \cdot 36 \cdot 1,4 = 127,4 \text{ см}^2 > 124 \text{ см}^2.$$

Минимальный момент инерции

$$J_{\text{min}} = J_y = \frac{h_w t_w^3}{12} + 2 \frac{t_f b_f^3}{12} = \frac{33,4 \cdot 0,8^3}{12} + 2 \frac{1,4 \cdot 36^3}{12} = 10890 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции

$$i_y = \sqrt{J_y / A} = \sqrt{10890 / 127,4} = 9,25 \text{ см.}$$

Наибольшая гибкость

$$\lambda_{\text{max}} = \frac{l_0}{i_y} = \frac{490}{9,25} = 53 < \lambda_{\text{пред}} = 120.$$

Коэффициент  $\varphi = 0,853$  (прил. табл. 5 или [2], прил. 7).

Проверим устойчивость колонны:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{2188}{0,853 \cdot 127,4} = 20,1 < \gamma_c P_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Проверим местную устойчивость стенки:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} = 53 \sqrt{23 / 2,06 \cdot 10^4} = 1,749.$$

$$h_f / t_f = 33,2 / 0,8 = 41,5.$$

Предельное отношение находим по формуле

$$\begin{aligned} h/t_w &\leq (0,36 + 0,8\bar{\lambda}^2) \sqrt{E/R_y} = \\ &= (0,36 + 0,8 \cdot 1,749^2) \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 23} = 79,8, \end{aligned}$$

но не более  $2,9 \sqrt{E/R_y} = 87$ .

Стенка устойчива, так как  $41,5 < 79,8 < 87$ .

Проверим местную устойчивость полки: отношение свеса полки к толщине полки



$$b_0/t_f = 17,6/1,4 = 12,57 < (0,36 + 0,1\lambda)\sqrt{E/R_y} = \\ = (0,36 + 0,1 \cdot 1,749) \times \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 23} = 15,8.$$

Стенка и полка удовлетворяют требованиям устойчивости.

**Пример расчета 6.** Подобрать сечение стержня и рассчитать планки сквозной центрально-сжатой колонны с ветвями их двух швеллеров. Длина колонны 7 м, материал — сталь С235, рассчитанное сопротивление  $R_y = 240$  МПа = 24 кН/см<sup>2</sup>. Присоединение планок осуществляется сваркой электродами Э-42. Расчетная нагрузка  $N = 2188$  кН ( $N = 2Q_{\max}$ ).

**Расчет относительно материальной оси.**

Требуемая площадь сечения, если принять гибкость  $\lambda = 70$ ,

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{2188}{0,76 \cdot 24 \cdot 1} = 118,4 \text{ см}^2,$$

где  $\varphi = 0,76$  при гибкости  $\lambda = 70$  (прил. табл. 5 или [2], прил. 7).

Требуемый радиус инерции при расчетной длине колонны

$$l_0 = 0,7l = 0,7 \cdot 7 = 4,9 \text{ м};$$

$$i_{\text{тр}} = l_0 / \lambda = 490 / 70 = 7 \text{ см}.$$

По сортаменту ГОСТа (прил. табл. 2) принимаем два швеллера № 36, для которых  $A = 2 \cdot 53,4 = 106,8$  см<sup>2</sup>;  $i_x = 14,2$  см.

Тогда гибкость  $\lambda_x = l_0 / i_x = 490 / 14,2 = 34,5$   $\varphi = 0,910$ . Проверяем устойчивость колонны относительно материальной оси

$$\sigma = N / \varphi A = 2188 / (0,910 \cdot 106,8) = 22,5 \text{ кН/см}^2 < \gamma_c R_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Принимаем сечение из швеллера № 36. Если принять швеллер № 40, то получим перерасход стали.

**Расчет относительно свободной оси.** Определяем расстояние между ветвями колонны  $b$  из условия равноустойчивости

$$\text{в двух плоскостях } \lambda_x = \lambda_{\text{тр}} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}.$$

Тогда требуемая гибкость относительно свободной оси

$$\lambda_y^{\text{тр}} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2},$$

где  $\lambda_1$  — гибкость ветви.

Задавшись гибкостью ветви  $\lambda_1 = (25 \div 30)$ , но не более предельной гибкости ветви ( $\lambda_1 = 40$ ), получим:

$$\lambda_y^{\text{тр}} = \sqrt{34,5^2 - 25^2} = 23,8;$$

$$i_y^{\text{тр}} = l_0 / \lambda_y^{\text{тр}} = 490 / 23,8 = 20,6 \text{ см}.$$

Требуемое расстояние между ветвями колонны

$$b = i_y^{\text{тр}} / \alpha = 20,6 / 0,44 = 46,8 \text{ см}.$$

Здесь коэффициент  $\alpha$  принят [2, табл. 8]. Для двутавров  $\alpha = 0,52$ .

Так как колонна стальная, то полученное расстояние должно быть не менее двойной ширины полок швеллера плюс зазор 100 мм, необходимый для последующей качественной окраски. В рассматриваемом случае  $2 \cdot 110 + 100 = 320 < 468$  мм, принимаем  $b = 48$  см.

Производим проверку устойчивости сечения относительно свободной оси.

Из сортамента (прил. табл. 2) для швеллера № 36  $J_y^0 = 513$  см<sup>4</sup>;  $i_{y0} = 3,10$  см;  $z_0 = 2,68$  см;  $A = 53,4$  см<sup>2</sup>.

Момент инерции сечения относительно свободной оси

$$J_y = 2 \left[ J_y^0 + A \left( \frac{b}{2} - z_0 \right)^2 \right] = 2 \left[ 513 + 53,4 \cdot \left( \frac{48}{2} - 2,68 \right)^2 \right] = 46920 \text{ см}^4.$$

Расчетная длина ветви  $l_0 = \lambda_1 i_y^0 = 25 \cdot 3,1 = 77,5$  см. Примем расстояние между планками в свету  $l_1 = 80$  см, тогда гибкость ветви  $\lambda_1 = 80 / 3,1 = 25,8$ . Сечение планок  $8 \times 200$  мм.

Радиус инерции сечения

$$i_y = \sqrt{J_y / A} = \sqrt{46920 / 106,8} = 20,96 \text{ см.}$$

Гибкость стержня

$$\lambda_y = l_0 / i_y = 490 / 20,96 = 23,4.$$

Приведенная гибкость стержня относительно свободной оси

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{23,4^2 + 25,8^2} = 34,8, \varphi = 0,905 \text{ (прил. табл. 5).}$$

Проверим устойчивость колонны относительно свободной оси

$$\sigma = N / \varphi A = 2188 / (0,905 \cdot 106,8) = 22,6 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость колонны относительно оси  $y$ - $y$  обеспечена.

**Расчет планок.** Поперечная сила, приходящаяся на одну систему планок,

$$Q_{пл} = Q_{усл} / 2 = 0,5 \cdot 0,2 A = 0,5 \cdot 0,2 \cdot 106,8 = 10,9 \text{ кН.}$$

Изгибающий момент и поперечная сила в месте прикрепления планки:

$$M_{пл} = (Q_{пл} l) / 2 = (10,7 \cdot 100) / 2 = 534 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$N_{пл} = (Q_{пл} l) b_0 = (10,7 \cdot 100) / (48 - 2 \cdot 2,68) = 25,8 \text{ кН,}$$

здесь  $l$  — расстояние между осями планок;  
 $l = l_f + d = 80 + 20 = 100 \text{ см}; b_0 = b - 2z_0.$

Принимаем приварку планок к полкам швеллеров угловыми швами с катетом шва  $k_{ш} = 0,7 \text{ см.}$

Определим, какое из сечений угловых швов (по металлу шва или по границе сплавления) имеет решающее значение. По табл. 5.1  $R_{уш}^{св} = 180 \text{ МПа}, R_{уш}^{сб} = 162 \text{ МПа};$  по табл. 5.3 [2]  $\beta_{ш} = 1,1, \beta_c = 1,15,$  тогда

$$R_{ш} R_{уш}^{сб} = 1,1 \cdot 18 = 19,8 > \beta_c R_{уш}^{сб} = 1,15 \cdot 162 = 18,6 \text{ кН/см}^2.$$

Необходима проверка по границе сплавления. Для проверки имеем расчетную площадь шва  $A = k_{ш} l_{ш} = 0,7 \cdot (20 - 2 \cdot 0,5) = 13 \text{ см}^2.$

Момент сопротивления шва

$$W_{ш} = \frac{k_{ш} l_{ш}^2}{6} = 0,7 \cdot (20 - 2 \cdot 0,5)^2 / 6 = 42,1 \text{ см}^3.$$

Напряжение в шве от момента и поперечной силы:

$$\sigma_{ш} = M_{ш} / W_{ш} = 534 / 42,1 = 12,7 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{ш} = N_{ш} / A = 25,8 / 13 = 1,94 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем прочность шва по равнодействующему напряжению

$$\sigma = \sqrt{\sigma_{ш}^2 + \tau_{ш}^2} = \sqrt{12,7^2 + 1,94^2} = 12,8 \text{ кН/см}^2 < \beta_{ш} \beta_{уш}^{сб} = 18,6 \text{ кН/см}^2.$$

## 7. РАСЧЕТ БАЗЫ КОЛОННЫ

Конструкция крепления базы колонны к фундаменту должна соответствовать принятой расчетной схеме колонны.

Крепление базы колонны к фундаменту выполняют с помощью анкерных болтов. Жесткое закрепление базы обеспечивается установкой не менее трех болтов. В шарнирном закреплении достаточно установить два болта.

Диаметр болтов в центрально сжатых колоннах назначают конструктивно. Для шарнирного закрепления диаметр анкерного болта принимают в пределах от 20 до 30 мм, для жесткого — от 24 до 36 мм.

Башмак колонны проектируют или с учетом фрезеровки торцов колонны, или без учета фрезеровки.

В первом случае усилие передается непосредственно опорной плите, а соединяющие их швы являются конструктивными.

При этом толщина плиты определяется расчетом на изгиб консоли, нагруженной реактивным давлением бетона и защемленной по линиям габарита сечения колонны.

Если торец колонны не фрезерован, то передача усилия от колонны к опорной плите происходит через траверсу, представляющую собой вертикальные опорные листы. Усилие от колонны передается на траверсу при помощи вертикальных сварных швов и от траверсы через горизонтальные швы на опорную плиту. При этом вертикальные и горизонтальные швы являются расчетными.

Плита работает на изгиб как пластинка на упругом основании, воспринимающая давление от ветвей траверсы и ребер. Толщину опорной плиты принимают в пределах от 20 до 40 мм, толщину траверсы — от 10 до 14 мм.

Следует отметить, что более экономичным по расходу стали является башмак с траверсой.

Расчет башмака центрально-сжатой колонны приведен в [1 и 2].

**Пример расчета 7.** Рассчитать базу колонны в виде башмака с траверсами (рис. 4, б).

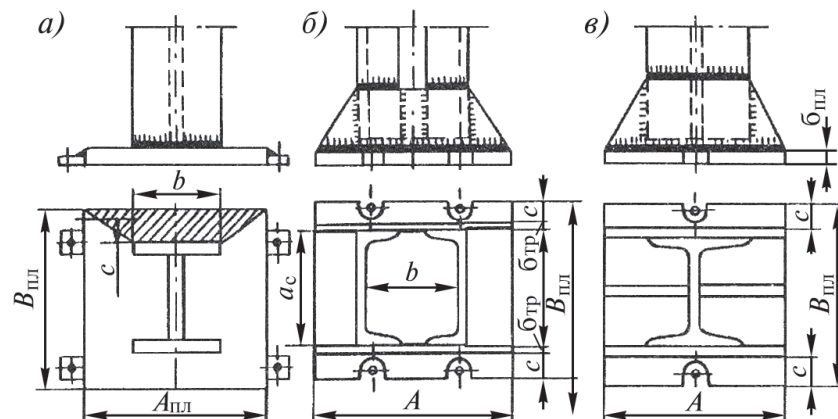


Рис. 4. База колонны:

*a* — с учетом фрезеровки торцов колонны; *б* и *в* — база колонны с траверсами

Материал базы — сталь С235; расчетное сопротивление  $R_y = 220$  МПа (при  $t = 21 - 40$  мм); бетон фундамента класса В12,5;  $R_{пр} = 7,5$  МПа =  $0,75$  кН/см<sup>2</sup>. Длина колонны  $l = 7$  м.

Расчетное давление на плиту с учетом собственного веса колонны

$$N_1 = N + v_{fp} \gamma A l = 2188 + 1,05 \cdot 78,5 \cdot 0,01068 \cdot 7 = 2194 \text{ кН.}$$

Требуемая площадь плиты базы

$$A_{тр} = \frac{N}{R_{пр} \gamma_1} = \frac{2194}{0,9} = 2440 \text{ см}^2,$$

где  $\gamma_1 R_{пр} = 1,2 \cdot 0,75 = 0,9$  кН/см<sup>2</sup>.

Конструируем башмак с траверсой из листов толщиной 10 мм с выпуском плиты за листы траверсы по 60 мм. Тогда ширина плиты

$$B = a + 2(t + c) = 36 + 2 \cdot 4(1 + 6) = 50 \text{ см.}$$

Длина плиты:  $2440 : 50 = 49$  см.

Принимаем плиту с размерами в плане  $600 \times 550$  мм.

Назначив размеры фундамента  $700 \times 650$  см, корректируем коэффициент  $\gamma_1$ :

$$\gamma_1 = \sqrt{A_{ф} / A_{п}} = \sqrt{700 \times 650 / 600 \times 550} = 1,18 \approx 1,2.$$

Фактическое напряжение под плитой базы

$$\sigma = 2194 / 60 \times 55 = 0,73 \text{ кН/см}^2.$$

Конструируем базу колонны с траверсами толщиной 10 мм. Привариваем их к полкам колонны и плите угловыми швами. Определим изгибающие моменты в плите по трем участкам для определения толщины плиты (см. рис. 4, б).

*Участок 1, опертый на 4 канта.* Отношение сторон:

$$b/a = (480 - 16) / 360 = 1,29;$$

$$\alpha = 0,069 [2, \text{ табл. 8.6; прил. табл. 11}];$$

$$M_1 = \alpha \times \sigma_{ф} \times a = 0,069 \times 0,73 \times 36^2 = 65,4 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Участок 2, консольный

$$M_2 = \frac{\sigma_{\phi} c^2}{2} = \frac{0,73 \times 8,5^2}{2} = 26,4 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Участок 3, опертый на 3 канта. Отношение сторон  $b_1/a = 6/36 = 0,17 > 0,5$ , следовательно, плита рассчитывается как консольная балка.

$$M_3 = \frac{0,73 \times 6^2}{2} = 13,1 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Замечание: для случая  $b_1/a > 0,5$  находим по табл. 8.7. [2] или по прил. табл. 12 коэффициент  $\beta$ . Расчетный момент  $M_3 = \beta \times \sigma_{\phi} \times a^2$ .

Требуемая толщина плиты

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{6M_{\text{max}}/R_y} = \sqrt{6 \times 65,4/22} = 4,2 \text{ см.}$$

Принимаем по ГОСТу лист толщиной 42 см.

Прикрепление траверсы к колонне выполняется полуавтоматической сваркой сварочной проволокой С6-08Г2С. Толщину траверсы принимаем  $t_T = 10$  мм, высоту  $h_T = 450$  мм.

Расчетные характеристики

$$R_{yc}^{cb} = 16,2 \text{ кН/см}^2, R_{yш}^{cb} = 18 \text{ кН/см}^2; \beta_{ш} = 1,1; \beta_c = 1,15.$$

$$\beta_{ш} R_{yш}^{cb} = 1,1 \times 18 = 19,8 \text{ кН/см}^2 > \beta_c R_{yc}^{cb} = 1,15 \times 16,2 = 18,6 \text{ кН/см}^2.$$

Прикрепления рассчитываем по границе сплавления, принимая катет угловых швов  $k_{ш} = 0,8$  см,

$$\sigma_{ш} = H/k_{ш} \times 4 \times l_{ш} = 2194/0,8 \times 4(45 - 1) = 15,6 < 18,6 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем допустимую длину шва

$$l_{ш} = (45 - 1) = 44 \text{ см} < 85\beta_{ш} k_{ш} = 85 \times 1,1 \times 1,15 = 107,5 \text{ см.}$$

Требования к максимальной длине шва выполняются. Крепления траверсы к плите принимается угловыми швами  $k_{ш} = 0,9$  см.

Замечание: при вычислении суммарной длины швов с каждой стороны шва учитывалось 0,5 см на непровар.

**Пример расчета 8.** Рассчитать базу сплошной колонны с учетом фрезеровки торцов (рис. 4, а).

Исходные данные те же, что и в предыдущем примере.

Площадь сечения сплошной колонны  $A = 127,4 \text{ см}^2$ , усилие с учетом собственного веса колонны

$$N = 2188 + 1,05 \times 78,5 \times 0,01274 \times 7 = 2195 \text{ кН.}$$

При фрезерованном торце стержня колонны плиту назначают квадратной со стороной

$$B = \sqrt{N/R_{\phi}} = \sqrt{2195/0,9} = 48,9 \text{ см.}$$

Принимаем плиту с размерами в плане  $500 \times 500$  мм. Реактивное давление бетона на плиту

$$\sigma_{\phi} = \frac{2195}{50 \times 50} = 0,88 \text{ кН/см}^2 < R_{np} \gamma_1 = 0,9 \text{ кН/см}^2.$$

Изгибающий момент в плите по кромке колонны (рассматривая трапецеидальный участок плиты как консоль шириной, равной ширине двутавра в — см. рис. 4, а).

$$M = \sigma_{\phi} A c = 0,88301 \times 4,1 = 1085 \text{ кН} \cdot \text{см,}$$

где  $A$  — площадь трапеции, заштрихованная на рис. 4, а;

$c$  — расстояние от центра тяжести трапеции до кромки колонны;

$$A = \frac{A_{\text{пл}} + b}{A} \times \frac{B_{\text{пл}} - h}{2} = \frac{50 + 36}{2} \times \frac{50 - 36}{2} = 301 \text{ см}^2.$$

Требуемая толщина плиты

$$t_n = \sqrt{6M / bR_y} = 6 \times 1086 / 36 \times 22 = 2,9 \text{ см.}$$

Принимаем толщину плиты  $t_n = 30$  мм. Прикрепление стержня колонны с фрезерованным торцом к плите рассчитываем на усилие, равное  $0,15N$  (для восприятия напряжений от случайных моментов и поперечных сил),

$$N_1 = 0,15N = 0,15 \times 2195 = 330 \text{ кН.}$$

Длина сварного углового шва по кромке двутавра

$$l_{ш} = 2 \times 36 + 2 \times 33,2 + 2 \times 35,2 = 207 \text{ см.}$$

Толщина углового шва должна быть не менее

$$k_{ш} = \frac{N_1}{\beta_{ш} l_{ш} R_{yш}^{св}} = \frac{330}{1,1 \times 207 \times 18} = 0,08 \text{ см.}$$

Принимаем толщину углового шва  $k_{ш} = 8$  мм.

## ГРАФИЧЕСКАЯ ЧАСТЬ ПРОЕКТА

### ОСОБЕННОСТИ ЧЕРТЕЖЕЙ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

*При выполнении чертежей необходимо руководствоваться Государственными стандартами Единой системы конструкторской документации (ЕСКД), основные из которых следующие: ГОСТ 2.301-68\*. Форматы; ГОСТ 2.302-68\*. Масштабы; ГОСТ 2.303-68\*. Линии; ГОСТ 2.304-81. Шрифты чертежные; ГОСТ 2.305-68. Изображения — виды, разрезы, сечения; ГОСТ 2.306-68\*. Обозначения графических материалов и правила их нанесения на чертежах; ГОСТ 2.307-68\*. Нанесение размеров и предельных отклонений; ГОСТ 2.410-68. Правила выполнения чертежей металлических конструкций.*

В чертежах металлических конструкций принято следующее расположение проекций: *вид сверху располагается в проекционной связи над главным видом., вид снизу — под главным видом, вид слева — слева от главного вида, вид справа — справа от главного вида.*

Главным видом является проекция элемента, имеющая наибольшие размеры (для балок — их высота и длина).

Элементы должны изображаться на чертежах так, чтобы главный вид соответствовал их проектному положению, т.е. горизонтальные элементы — в горизонтальном, вертикальные — в вертикальном, наклонные — в наклонном положении.

На чертежах металлических конструкций, на видах и разрезах обычно показывают не все видимые элементы, а только те, которые находятся в непосредственной близости от соответствующих граней и поверхностей конструкции. Невидимые элементы изображаются только в том случае, когда располагаются непосредственно за видимыми (вплотную к ним). Если невидимые детали отделяются от видимых воздушной прослойкой, то их не показывают, а в случае необходимости их изображения делают вырыв в закрывающей детали.

Сечение элементов на чертежах обычно не штрихуют. В отдельных случаях, при необходимости выделить мелкие

узкие площади сечений, ширина которых на чертеже менее 2 мм, допускается их, зачерняя с оставлением просветов между сечениями смежных деталей не менее 0,8 мм.

Размеры на чертежах металлических конструкций указываются в миллиметрах, а отметки — в метрах без обозначения единицы измерения. Размерные числа наносят над размерной линией возможно ближе к середине. Концы размерных линий снабжаются стрелками. Взамен стрелок допускается применять засечки на пересечении размерных и выносных линий; при этом размерные линии должны выступать за выносные линии на 1...3 мм.

Размеры на чертежах металлических конструкций рекомендуются наносить в виде замкнутых цепочек с привязкой к разбивочным осям сооружения, осевым линиям, центрам узлов и т.д. При простановке размеров по высоте или ширине сечения прокатных профилей (уголков, двутавров, швеллеров) размерная цепочка не замыкается. При этом оси отверстий, например в стенке двутавра, привязываются к наружной грани его полки.

Ряд одинаковых размеров рекомендуется указывать в виде произведения количества размеров на величину размера с указанием суммарного размера:  $n \times a = 1$ .

Для облегчения чтения чертежей допускается повторять размеры на разных проекциях.

Преобладающие диаметры отверстий, болтов, катеты сварных швов на чертежах не указываются, а в примечаниях делается запись по типу:

кроме оговоренных.

Все отверстия  $d = 23$  мм,

Все катеты швов  $k_f = 6$  мм,

На чертежах указываются (оговариваются) только те диаметры отверстий, болтов и катеты швов, которые отличаются от записанных в примечаниях.

Размеры сварного шва записываются вдоль него в виде двух чисел, выражающих катет и длину шва:  $k_f - l_w$ . Если длина шва определяется размерами привариваемого элемента, отмечается только катет шва.

Одинаковые группы отверстий или болтов допускается обводить сплошной тонкой линией с поясняющей надписью, где указывается диаметр и другие характеристики.

Условные обозначения отверстий, болтов и сварных швов показаны в табл. 4 и 5.

Таблица 4

Условные обозначения сварных швов

Наименование	Обозначение	
	Заводской	Монтажный
Шов сварного стыкового соединения: видимый невидимый		
Шов сварного углового, таврового или нахлесточного соединения сплошной: видимый невидимый		

Таблица 5

Условные обозначения отверстий и болтов

Наименование	Обозначение
Отверстие круглое	
Болт постоянный грубой, нормальной и повышенной точности	
Болт временный грубой, нормальной и повышенной точности	
Болт постоянный высокопрочный	

Прокатные профили в сечениях допускается изображать, без округления углов.



## СОСТАВ ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ

Графическая часть работы выполняется на одном листе формата А1 (594 × 841 мм). При выполнении чертежей с применением компьютерной графики допускаются меньшие форматы, в соответствии с возможностями принтера или плоттера. В этом случае допускается применение более мелких масштабов (вдвое мельче рекомендуемых).

*Примерная компоновка листа и объем материала показаны на вклейке.*

На листе рекомендуется изобразить:

- монтажную схему балочной клетки и чертеж проектируемой балки — на стадии КМ (конструкции металлические);
- большую отправочную марку проектируемой балки со спецификацией — на стадии КМД (конструкции металлические детализированные).

### Чертежи на стадии КМ

На стадии КМ чертежи разрабатываются проектной организацией и должны содержать необходимые данные для составления рабочих детализированных чертежей (стадии КМД).

*Монтажная схема балочной клетки* изображается, в масштабе 1:200. На чертеже показываются и обозначаются буквами и цифрами разбивочные оси здания, указывается расстояние между ними. Внизу и справа даются разрезы балочной клетки. Все конструктивные элементы маркируются.

*Чертеж проектируемой балки* выполняется в масштабе 1:50 или 1:40. Балка вычерчивается схематично, без детальной проработки. На чертеже показываются укрупнительный стык, ребра жесткости, опорные ребра и опорные столики для примыкания балок.

Как было отмечено, чертежи на стадии КМ являются основой для разработки детализированных чертежей (КМД), поэтому на чертеже должны быть показаны все необходимые для этого параметры — основные размеры, привязка к разбивочным осям, сечения элементов.

Вместе с чертежом балки необходимо показать *принципиальные решения основных узлов* — примыканий и сопряжений балок. Эти узлы вычерчиваются в масштабе 1:20 или 1:25.

### Чертежи на стадии КМД

*Рабочие детализированные чертежи* металлических конструкций разрабатываются заводом-изготовителем или проектной организацией и обозначаются КМД (конструкции металлические детализированные),

*Чертежи КМД должны содержать все необходимые данные для изготовления конструкций.* Они разрабатываются на основе рабочих чертежей КМ с учетом особенностей технологии завода-изготовителя и дополнительных технических требований монтажной организации.

Все отклонения в чертежах КМД от чертежей КМ должны быть согласованы с проектной организацией, выполнившей последние.

На детализированных чертежах изображаются отправочные элементы (марки) конструкции, на которые она расчленяется по условиям перевозки, изготовления и монтажа.

В расчетно-графической работе необходимо выполнить *рабочие чертежи КМД одной (большой) отправочной марки балки.* Этот чертеж выполняется в масштабе 1:5, 1:20 или 1:25. На нем указываются все отверстия для болтов, положение которых определяется при разработке укрупнительного стыка и узлов примыканий и сопряжений.

*Каждой детали присваивается порядковый номер, который помещается над полкой линии-выноски.*

Нумерацию следует начинать с основных деталей, т.е. в начале нумеруются детали стенки и поясов, а затем ребер жесткости и опорных ребер, опорных столиков.

Одинаковым деталям присваивается один и тот же номер. Взаимно-зеркальные детали при этом обозначаются индексами «т» (так) и «н» (наоборот). Индекс «т» пишется около номера детали справа вверху, «н» — справа внизу.

*Над угловым штампом листа помещается спецификация,*

в которую вносятся по порядку номеров все детали (позиции) отправочного элемента (марки). Размеры спецификации показаны ниже:

### Форма спецификации

Спецификация				Сталь марки _____					Примечания
Марка	№ детали	Сечение, мм	Длина, мм	Количество		Масса, кг			
				т	н	одной детали	всех деталей	марки	
				1% на сварные швы					
20		10	35	20	2×10 = 20		3×15 = 45		35
185									

В заголовке спецификации указывается марка стали, из которой выполняется отправочный элемент. Если для его изготовления применяется несколько марок стали, в заголовке указывается марка стали, применяемая для большинства деталей, а марка стали для остальных деталей указывается в графе «Примечания».

Для каждой позиции (детали данного номера) в спецификации указывается сечение, длина, количество деталей в марке, масса одной детали и всех деталей данного номера.

При подсчете массы листовых деталей учитывается их фактическая площадь. Плотность (масса единицы объема) стали принимается равной 78,5 кН/м<sup>3</sup>. Листовые детали с площа-

дью менее 0,1 м<sup>2</sup> и толщиной до 12 мм можно рассматривать как прямоугольные. Масса деталей подсчитывается с точностью до 0,01 кН.

После определения массы всех деталей вычисляется масса сварных швов, которая принимается равной 1% от суммарной массы деталей отправочного элемента.

В графе «Масса марки» дается общая масса отправочного элемента, т.е. масса всех деталей с учетом массы сварных швов (с точностью до 1 кг).

В графе «Примечания» даются указания о технологических операциях (гнутье, строжке, фрезеровке, снятии фасок и др.), о марках стали, отличающихся от приведенных в заголовке спецификации.

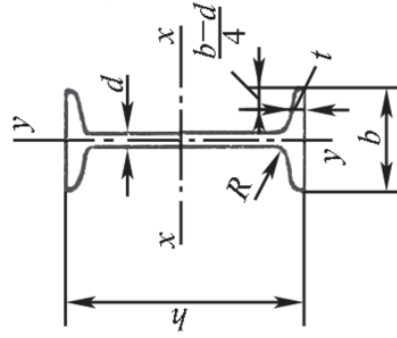
В примечаниях на детализовочном чертеже указывается материал конструкции, преобладающие на чертеже диаметры отверстий и толщины швов; даются примечания технологического характера, например о способе сварки, сварочных материалах.

Образец графического оформления курсового проекта приведен на вкладке.

## СОРТАМЕНТ ПРОКАТНОЙ СТАЛИ

Таблица 1

## Сортамент прокатной стали. Балки двутавровые



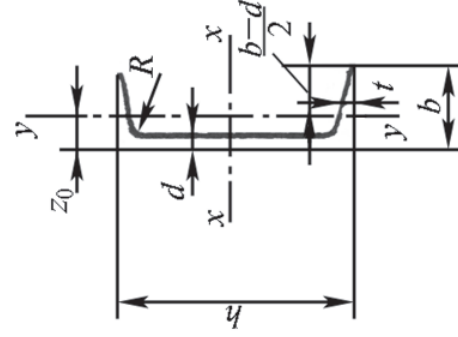
$h$  — высота балки;  
 $b$  — ширина полки;  
 $d$  — толщина стенки;  
 $t$  — средняя толщина полки;  
 $r$  — средняя толщина полки;  
 $R$  — радиус внутреннего закругления

Обозначения:

$J$  — момент инерции;  
 $W$  — момент сопротивления;  
 $S$  — статистический момент полусечения;  
 $r$  — радиус инерции;  
 $J_k$  — момент инерции при кручении

№ профиля	Масса 1 м, кг	Размеры					Площадь сечения $F$ , см <sup>2</sup>	Справочные величины для осей								
		Ось $x-x$		Ось $y-y$												
		$J_x$ , см <sup>4</sup>	$W_{x3}$ , см <sup>3</sup>	$r_{x3}$ , см	$S_{x3}$ , см <sup>3</sup>	$J_y$ , см <sup>4</sup>		$W_{y3}$ , см <sup>3</sup>	$r_{y3}$ , см	$J_k$ , см						
10	9,46	100	55	4,5	7,2	7,0	12,0	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22	2,28	2,28
12	11,5	120	64	4,8	7,3	7,5	14,7	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38	2,88	2,88
14	13,7	140	73	4,9	7,5	8,0	17,4	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55	3,59	3,59
16	15,9	160	81	5,0	7,8	8,5	20,2	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,70	4,46	4,46
18	18,4	180	90	5,1	8,1	9,0	23,4	1290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88	5,6	5,6
18a	19,9	180	100	5,1	8,3	9,0	25,4	1430	159	7,51	89,8	114	22,8	2,12	6,54	6,54
20	21	200	100	5,2	8,4	9,5	26,8	1840	184	8,28	104	115	23,1	2,07	6,92	6,92
20a	22,7	200	110	5,2	8,6	9,5	28,9	2030	203	8,37	114	155	28,2	2,32	7,94	7,94
22	24	220	110	5,4	8,7	10,0	30,6	2550	232	9,13	131	157	28,6	2,27	8,6	8,6
22a	25,8	220	120	5,4	8,9	10,0	32,8	2790	254	9,12	143	206	34,3	2,50	9,77	9,77
24	27,3	240	115	5,6	9,5	10,5	34,8	3460	289	9,97	163	198	34,5	2,37	11,1	11,1
24a	29,4	240	125	5,6	9,8	10,5	37,5	3800	317	10,1	178	260	41,6	2,63	12,8	12,8
27	31,5	270	125	6,0	9,8	11,0	40,2	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54	13,6	13,6
27a	33,9	270	135	6,0	10,2	11,0	43,2	5500	407	11,3	229	337	50,0	2,80	16,7	16,7
30	36,5	300	135	6,5	10,2	12,0	46,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69	17,4	17,4
30a	39,2	300	145	6,5	10,7	12,0	49,9	7780	518	12,5	292	436	60,1	2,95	20,3	20,3
33	42,2	330	140	7	11,2	13,0	53,8	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79	23,8	23,8
36	48,6	360	145	7,5	12,3	14,0	61,9	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89	31,4	31,4
40	57,0	400	155	8,3	13,0	15,0	72,6	19062	953	16,2	545	667	86,1	3,03	40,6	40,6
45	66,5	450	160	9,0	14,2	16,0	84,7	27696	1231	18,1	708	808	101	3,09	54,7	54,7
50	78,5	500	170	10	15,2	17,0	100	39727	1598	19,9	919	1043	123	3,23	75,4	75,4
55	92,6	550	180	11	16,5	18,0	118	55962	2035	21,8	1181	1356	151	3,39	100	100
60	108	600	190	12	17,8	20,0	138	75806	2560	23,6	1491	1725	182	3,54	135	135

## Сталь горячекатаная. Швеллеры



$h$  — высота швеллера;  
 $b$  — ширина полки;  
 $d$  — толщина стенки;  
 $t$  — средняя толщина полки;  
 $r$  — средняя толщина полки;  
 $R$  — радиус внутреннего закругления;  
 $J$  — момент инерции

Обозначения:

$W$  — момент сопротивления;  
 $S$  — статистический момент полусечения;  
 $r$  — радиус инерции;  
 $Z_0$  — расстояние от оси  $y$ — $y$  до наружной границы стенки;  
 $J_k$  — момент инерции при кручении

№ профиля	Масса $l$ м, кг	Размеры					Площадь сечения $F$ , см <sup>2</sup>	Справочные величины для осей							
		мм						Ось $x-x$			Ось $y-y$				
		$h$	$b$	$d$	$t$	$R$		$J_x$ , см <sup>4</sup>	$W_{x3}$ , см <sup>3</sup>	$r_{x3}$ , см	$S_{x3}$ , см <sup>3</sup>	$J_y$ , см <sup>4</sup>	$W_{y3}$ , см <sup>3</sup>	$r_{y3}$ , см	$Z_0$ , см
5,0	4,84	50	32	4,4	7,0	6,0	6,16	9,10	1,92	5,59	5,61	2,75	0,954	1,16	1,00
6,5	5,90	65	36	4,4	7,2	6,0	7,51	15,0	2,54	9,0	8,7	3,68	1,08	1,24	1,25
8,0	7,05	80	40	4,5	7,4	6,5	8,98	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31	1,55
10	8,59	100	46	4,54	7,6	7,0	10,9	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44	1,96
12	10,4	120	52	8	7,8	7,5	13,3	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54	2,52
14	12,3	140	58	4,9	8,1	8,0	15,6	70,2	5,60	40,8	45,4	11,0	1,70	1,67	3,19
14а	13,3	140	62	4,9	8,7	8,0	17,0	77,8	5,66	45,1	57,5	13,3	1,84	1,87	4,00
16	14,3	160	64	5,0	8,4	8,5	18,1	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,80	3,97
16а	15,3	160	68,7	5,0	9,0	8,5	19,5	103	6,49	59,4	78,8	16,4	2,01	2,00	4,93
18	16,3	180	70	5,1	8,7	9,0	20,7	109,0	7,24	69,8	86	17,0	2,04	1,94	4,87
18а	17,4	180	74	5,1	9,3	9,0	22,2	119,0	7,32	76,1	105	20,0	2,18	2,13	5,98
20	18,4	200	76	5,2	9,0	9,5	23,4	152,0	8,07	87,8	113	20,5	2,20	2,07	5,90
20а	19,8	200	80	5,2	9,7	9,5	25,2	167,0	8,15	95,9	139	24,2	2,35	2,28	7,36
22	21,0	220	82	5,4	9,5	10,0	26,7	211,0	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21	7,48
22а	22,6	220	87	5,4	10,2	10,0	28,8	233,0	8,99	121	187	30,0	2,55	2,46	9,35
24	24,0	240	90	5,6	10,0	10,5	30,6	290,0	9,73	139	208	31,6	2,60	2,42	9,60
24а	25,8	240	95	5,6	10,7	10,5	32,9	318,0	9,84	151	254	37,2	2,78	2,67	11,85
27	27,7	270	95	6,0	10,5	11,0	35,2	416,0	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47	11,98
30	31,8	300	100	6,0	11,0	12,0	40,5	581,0	12,0	224	327	43,6	2,84	2,52	14,98
33	36,5	330	105	7,0	11,7	13,0	46,5	798,0	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59	19,21
36	41,9	360	110	7,5	12,6	14,0	53,4	1082,0	14,2	350	513	61,7	3,10	2,68	25,1
40	48,3	400	115	8	13,5	15,0	61,5	1522,0	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75	32,41

Таблица 3

## Сталь толстолистовая горячекатаная

Толщина листов, мм	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	30	32	36	40	50	60
Ширина листов, мм	1250	1400	1500	1600	1800	2000	2200	2500									

Таблица 4

## Сталь универсальная

Толщина листов, мм	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	30	32	36	40
Ширина листов, мм	200	210	220	240	250	260	280	300	340	360	380	400	420	450	
	480	500	530	560	600	630	650	670	800	850	900	1000	1050		

Таблица 5

Коэффициент  $\varphi \times 10^3$  продольного изгиба центрально-сжатых элементов

Расчетное сопротивление $R_y$ , МПа	Гибкость $\lambda$															
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120				
230	978	978	933	896	854	816	761	698	625	556	493	434				
240	987	976	931	894	852	805	754	686	612	542	478	419				

Таблица 6

Коэффициент  $C_1$  для расчета на прочность с учетом пластических деформаций

а) для сварных двутавровых балок

$A_T/A_W$	0,25	0,5	1	2
Коэффициент $C$	1,19	1,12	1,07	1,04

б) для прокатных двутавровых балок

Номер профиля	$C_1$	Номер профиля	$C_1$	Номер профиля	$C_1$
10	1,153	22	1,123	33	1,129
12	1,148	22а	1,121	36	1,132
14	1,140	24	1,122	40	1,136
16	1,137	24а	1,118	45	1,143
18	1,132	27	1,126	50	1,149
18а	1,124	27а	1,120	55	1,152
20	1,125	30	1,129	60	1,156
20а	1,118	30а	1,122		

Таблица 7

Значение коэффициента  $C_{кр}$  для стенок балок

$\delta \leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	$\geq 30$
$C_{кр} 30,0$	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

Таблица 8

## Коэффициент для расчета сварных угловых швов

Коэффициент	Катет углового шва $k_{ш}$ , мм	
	3 – 16	18 и более
	1,1	0,7
$\beta_c$	1,15	1,0

Таблица 9

Минимальные катеты швов  $k_{ш}$  мм, при толщине более толстых из сваряемых элементов  $t$ , мм

$t$	4 – 5	6 – 10	11 – 16	17 – 22	23 – 32	33 – 40	41 – 80
$k_{ш}$	3	4	5	6	7	8	9

Площади сечения и диаметры болтов

Диаметр $d$ , мм	16	18*	20	22*	24	27*	30	36
Площадь нетто, см <sup>2</sup>	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,59	5,60	8,20
Площадь брутто, см <sup>2</sup>	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,20
* – по заказу								

Таблица 11

Коэффициент  $b$  для расчета на изгиб плит, опертых на четыре канта

Отношение большой стороны к меньшей	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	Бо- лее 2
$\alpha$	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125

Таблица 12

Коэффициент  $v$  для расчета на изгиб плит, опертых на три или два канта

Отношение закрепленной стороны к свободной	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	Более 2
$\beta$	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

## РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Павлов Ю.А. Металлические конструкции. Ч. I. — М.: РГОТУПС, 1998.
2. Металлические конструкции / Под общей ред. Е.И. Беленя. — М.: Стройиздат, 1986.
3. СНИП 11-23-81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. — М.: ЦИТП, 1991.
4. Металлические конструкции. Железобетонные конструкции. Методические указания к расчетам в курсовом и дипломном проектировании с помощью ПЭВМ для студентов специальностей 290300, 290900, 290800. — М.: РГОТУПС, 1997.



МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ,  
ВКЛЮЧАЯ СВАРКУ

Задание на курсовой проект № 1  
с методическими указаниями

Компьютерная верстка *Е.Ю. Русалева*

---

Тип. зак.	Изд. зак. 406	Тираж 800 экз.
Подписано в печать 20.01.05	Гарнитура Times.	Офсет
Усл. печ. л. 4,0		Формат 60×90 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>

---

Издательский центр РГОТУПСа,  
125993, Москва, Часовая ул., 22/2

Участок оперативной печати РГОТУПСа,  
125993, Москва, Часовая ул., 22/2