

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
НОВОСИБИРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ (СИБСТРИН)

**Кафедра металлических
и деревянных конструкций**

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Методические указания
к практическим занятиям
для студентов, обучающихся по направлению подготовки
08.03.01 «Строительство» всех форм обучения

НОВОСИБИРСК 2015

Методические указания разработаны канд. техн. наук, доцентом
В.М. Добрачевым, канд. техн. наук, доцентом А.В. Сергеевым

Утверждены методической комиссией
строительного факультета
2 марта 2015 года

Рецензенты:

- Д.А. Фёдоров, канд. техн. наук, доцент кафедры
ЖБК НГАСУ (Сибстрин);
- К.А. Шафрай, канд. техн. наук, доцент кафедры
МДК НГАСУ (Сибстрин)

© Новосибирский государственный
архитектурно-строительный
университет (Сибстрин), 2015

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	2
1. КОМПОНОВОЧНОЕ РЕШЕНИЕ	2
2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК НА ПЕРЕКРЫТИЕ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ	3
3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ВТОРОСТЕПЕННЫХ БАЛОК.....	6
Пример расчета второстепенной балки.....	10
4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНЫХ СОСТАВНЫХ БАЛОК	12
4.1. Определение расчетного пролета и нагрузок на главную балку.....	12
4.2. Компонировка сечения	14
4.3. Проверки прочности и деформативности главной балки	17
4.4. Обеспечение местных устойчивостей сжатой полки и стенки главной балки	18
4.5. Порядок расчета поясных швов, опорных частей главной балки и узлов сопряжения второстепенной и главной балок	20
4.6. Пример расчета главной балки	24
5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОНН	29
5.1. Выбор расчетной схемы	29
5.2. Компонировка и проверки сечения колонны.....	30
5.3. Конструирование и расчет оголовка колонны.....	33
5.4. Конструирование и расчет базы колонны.....	36
5.5. Пример расчета центрально-сжатой колонны	40
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	48

ВВЕДЕНИЕ

Практические занятия являются разновидностью реального проектирования на основе упрощенных исходных данных.

Темой практических занятий является проектирование рабочей площадки производственного здания.

Цели практических занятий:

- освоение методики компоновки простейших сооружений;
- решение вопросов, связанных с выбором стале- и расчетных схем элементов проектируемого сооружения, проведением силовых и конструктивных расчетов для обеспечения требуемой прочности, устойчивости, жесткости;
- освоение методики конструирования элементов здания или сооружения, их узлов и сопряжений.

При выполнении практических занятий студент может использовать нормативную [1–3], а также при необходимости учебную литературу.

1. КОМПОНОВОЧНОЕ РЕШЕНИЕ

Проектирование здания или сооружения начинается с разработки компоновочной схемы (рис. 1). На практических занятиях выполняется расчет рабочей площадки в виде балочной клетки нормального типа. Нагрузка с монолитного железобетонного настила передается через второстепенные балки на главные, опирающиеся на колонны. Неизменяемость балочной клетки в плоскости главных балок обеспечивается прикреплением этих балок к зданию или сооружению, в котором расположена рабочая площадка. В плоскости, перпендикулярной главным балкам, неизменяемость сооружения обеспечивается постановкой вертикальных связей по колоннам.

При компоновке и конструировании сечений несущих элементов исходят из условия обеспечения прочности, общей и местной устойчивости, а также максимальной экономичности сечения.

На практических занятиях размеры и нагрузки для рабочей площадки принимаются по табл. 1 и 2. Вместо табл. 2 данные могут задаваться преподавателем.

Толщину монолитной железобетонной плиты для определения веса настила рекомендуется принимать по табл. 1.

Таблица 1

Рекомендуемая толщина железобетонной плиты

Расчетный пролет плиты, м	Толщина железобетонной плиты в сантиметрах при временной нормативной нагрузке в кН/м^2			
	до 20	21–25	26–30	31–35, 46
1,5–1,7	8	10	10	12
1,8–2,1	10	12	12	14
2,2–2,5	12	12	14	16
2,6–3,0	14	14	16	18

Расчетная схема главных и второстепенных балок принимается однопролетной с шарнирным опиранием. Расчетная схема колонн принимается в виде центрально-сжатого стержня с шарнирным опиранием по концам.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК НА ПЕРЕКРЫТИЕ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ

На балочную клетку действуют постоянные нагрузки – собственный вес пола (при наличии), железобетонного настила, стальных несущих конструкций, и временные (полезные) нагрузки от оборудования, складываемых материалов и изделий и т.д.

Основными характеристиками нагрузок, установленными в действующих нормах, являются их нормативные значения. Расчетное значение нагрузки следует определять как произведение ее нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_f .

Индивидуальные задания для практических занятий

Вариант	H_k , м	l , м	a , м	$L = 6 \cdot a$, м	q_n , кН/м ²	γ_f
1	6,2	6,0	1,5	9,0	45	1,2
2	10,0	4,0	1,6	9,6	46	1,2
3	6,4	6,1	1,7	10,2	44	1,2
4	10,2	4,1	1,8	10,8	43	1,2
5	6,6	6,2	1,9	11,4	40	1,2
6	10,4	4,2	2,0	12,0	38	1,2
7	6,8	6,3	2,1	12,6	36	1,2
8	10,6	4,3	2,2	13,2	34	1,2
9	7,0	6,4	2,3	13,8	30	1,2
10	10,8	4,4	2,4	14,4	25	1,2
11	7,2	6,5	2,5	15,0	15	1,3
12	11,0	4,5	2,6	15,6	17	1,3
13	7,4	6,6	2,7	16,2	14	1,3
14	11,2	4,6	2,6	15,6	16	1,3
15	7,6	6,7	2,5	15,0	18	1,3
16	11,4	5,0	2,4	14,4	20	1,2
17	7,8	6,8	2,3	13,8	21	1,2
18	11,6	5,2	2,2	13,2	26	1,2
19	8,0	6,9	2,1	12,6	28	1,2
20	11,8	5,4	2,0	12,0	30	1,2
21	8,2	7,0	1,9	11,4	29	1,2
22	12,0	5,6	1,8	10,8	28	1,2
23	8,4	7,1	1,7	10,2	21	1,2
24	12,2	5,8	1,6	9,6	20	1,2
25	8,8	7,2	1,5	9,0	19	1,3
26	7,3	7,3	2,8	16,8	20	1,2
27	8,6	6,2	2,9	17,4	18	1,3
28	9,0	7,4	3,0	18,0	16	1,3

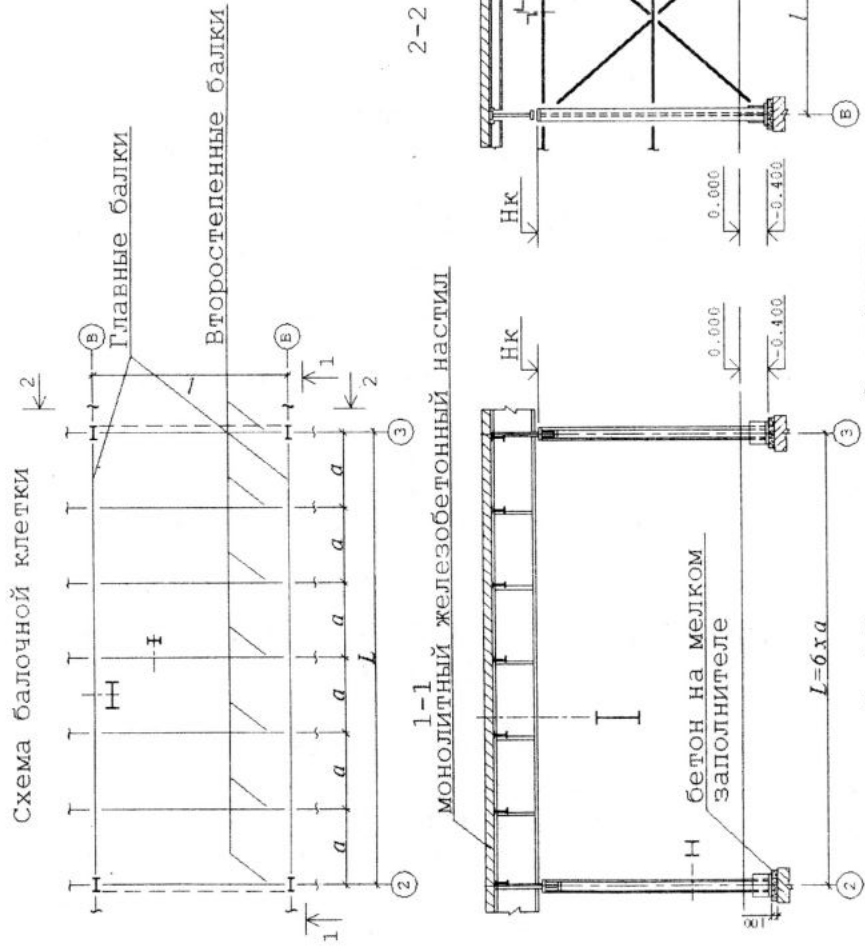


Рис. 1. Компоночная схема балочной клетки

Таблица 3

Пример сбора нагрузок на балочную клетку

Вид нагрузки	№ п/п	Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ _f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная	1	Монолитная железобетонная плита $t = 120 \text{ мм}; \gamma = 25 \text{ кН/м}^3$ $p_1 = 25 \cdot 0,12 = 3,0 \text{ кН/м}^2$	3,00	1,1	3,30
	2	Собственный вес второстепенных балок $p_{\text{с.б.}} = 0,2 \text{ кН/м}^2$	0,20	1,05	0,21
	Итого постоянная, $p = p_1 + p_2$		3,20		3,51
Временная	3	Временная (полезная) нагрузка, q	$q_n = 21,00$	1,2	$q = 25,20$
	Итого полная нагрузка, $p + q$		24,20		28,71
			$p_n + q_n$		$p + q$

3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ВТОРОСТЕПЕННЫХ БАЛОК

Второстепенные балки рассматриваются как балки второго класса [1], у которых возможно упругопластическое состояние сечения.

Погонная нагрузка на второстепенные балки равна

$$g = (p + q) \cdot a, \text{ кН/м,}$$

где a – шаг второстепенных балок.

После определения значений расчетной нагрузки на второстепенные балки производится их силовой расчет – строятся эпюры изгибающих моментов M , поперечных сил Q и определяются опорные реакции V (рис. 2).

$$\text{Максимальный изгибающий момент } M_{\text{max}} = \frac{g \cdot l^2}{8}.$$

Максимальные опорная реакция и поперечная сила

$$V = Q_{\text{max}} = \frac{g \cdot l}{2}.$$

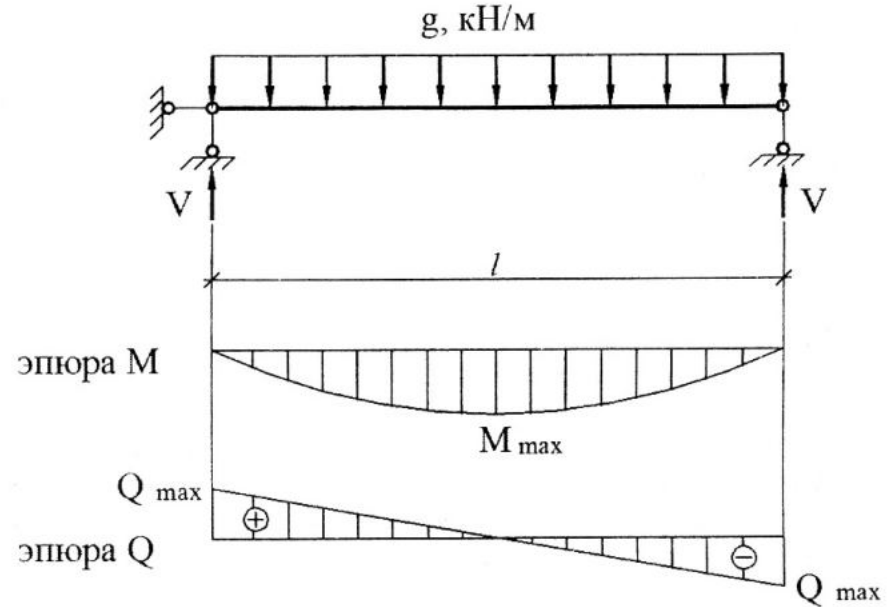


Рис. 2. Эпюры внутренних усилий во второстепенной балке

Второстепенные балки рекомендуется выполнять прокатными из балочных или широкополочных двутавров по СТО АСЧМ 20-93. Сталь и ее расчетное сопротивление по пределу текучести R_y принимаются по [1] в зависимости от назначения конструкции, условий эксплуатации, климатического района строительства и толщины применяемой стали. В нашем случае возможно применение стали С245 по ГОСТ 27772-88*.

Расчет на прочность

Согласно [1], расчет на прочность разрезных балок 2-го класса, несущих статическую нагрузку, двутаврового сечения из стали с нормативным сопротивлением $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ (сталь С245 имеет $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$ при толщинах не более 20 мм) при

обеспечении общей устойчивости балки, местных устойчивостей стенки и сжатой полки, наличии ребер жесткости на участке пластической деформации и при касательных напряжениях

$$\tau_x = \frac{Q_x}{A_w} \leq 0,9R_y,$$

(где R_y – расчетное сопротивление стали сдвигу), кроме опорных сечений, следует выполнять с учетом развития пластических деформаций по формуле:

$$\frac{M_x}{c_x \cdot \beta \cdot W_{xn, \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1.$$

где M_x – абсолютное значение изгибающего момента в плоскости наибольшей жесткости;

$W_{xn, \min}$ – момент сопротивления сечения балки нетто;

γ_c – коэффициент условий работы балки, принимаем равным 1 по табл. 1 [1];

c_x – коэффициент для учета пластической стадии работы, принимаемый по табл. Е.1 [1];

коэффициент $\beta = 1$ при $\tau_x \leq 0,5R_y$.

Коэффициент c_x зависит от отношения площади полки к площади стенки.

Для балочных двутавров это отношение можно принять равным 0,5, тогда $c_x = 1,12$, а для широкополочных – 1,0, тогда $c_x = 1,07$.

Расчет в опорном сечении второстепенной балки по касательным напряжениям на действие максимальной поперечной силы производится по формуле:

$$\frac{Q_{\max}}{R_s \cdot h_w \cdot t_w \cdot \gamma_c} \leq 1,0,$$

где h_w и t_w высота и толщина стенки двутавра соответственно;

$R_s = 0,58 \cdot R_y = 139,2 \text{ Н/мм}^2$ (для стали С245 не толще 20 мм).

Расчет на общую устойчивость

В соответствии с п. 8.4.4, а [1] общая устойчивость балок обеспечена за счет железобетонного настила, непрерывно опирающегося на сжатый пояс балки и с ним связанного, но из методических соображений рассмотрим эту проверку с учетом п. 8.4.4, б и 8.4.6. Согласно этим требованиям, условная гибкость сжатого пояса балки $\bar{\lambda}_b$ не должна превышать ее предельных значений $\bar{\lambda}_{ub}$, умноженных на $\delta = 1 - 0,6(c_{1x}-1)/(c_x-1)$, где c_{1x} – коэффициент, определяемый по большему значению из формул:

$$c_{1x} = \frac{M_x}{W_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad \text{или} \quad c_{1x} = \beta \cdot c_x \quad \beta = 1 \quad \text{при} \quad \tau_x \leq 0,5 R_y$$

см стр. 8

и изменяющийся в пределах $1 < c_{1x} \leq c_x$.

То есть условие устойчивости балок 2-го класса:

$$\bar{\lambda}_b \leq \delta \cdot \bar{\lambda}_{ub},$$

$$\bar{\lambda}_b = \left(\frac{l_{ef}}{b} \right) \cdot \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}},$$

$$\bar{\lambda}_{ub} = 0,35 + 0,0032b/t + (0,76 - 0,02b/t)b/h,$$

где b и t – соответственно ширина и толщина сжатого пояса; h – расстояние между осями поясных листов.

Значения $\bar{\lambda}_{ub}$ определены при $1 \leq h/b \leq 6$ и $15 \leq b/t \leq 35$.

Для балок с соотношением $b/t < 15$ принимать $b/t = 15$.

Значения $\bar{\lambda}_{ub}$ допускается увеличивать умножением на коэффициент

$$\sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma}}, \quad \text{где} \quad \sigma = \frac{M}{W_c \gamma_c},$$

где R_{yf} – расчетное сопротивление стали по пределу текучести для полки;

W_c – момент сопротивления сечения для сжатой полки.

Проверка деформативности

Прогибы от действия нормативных нагрузок не должны превышать предельных значений, установленных нормами проектирования, т.е. $f_{\max} \leq f_u$.

При равномерно распределенной нагрузке для однопролетных шарнирно-опертых балок можно воспользоваться следующей формулой:

$$f = \frac{5 \cdot g_n \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq f_u, \quad \text{где } f_u = \frac{l}{n}.$$

Здесь $g_n = (p_n + q_n) \cdot a$, кН/см – нормативная погонная нагрузка на балку; l – пролет балки; $E = 20\,600$ кН/см² – модуль упругости стали; n – доля пролета балки, которая зависит от требований, предъявляемых к конструкциям. В нашем случае $n = 200$ по табл. Е.2.1, 2а [2].

Пример расчета второстепенной балки

Во избежание ошибок все расчеты необходимо выполнять в единой системе единиц.

Исходные данные:

$$l = 6,0 \text{ м}; \quad a = 2,0 \text{ м}; \quad g_n = 17,9 \text{ кН/м}^2; \quad g = 21,5 \text{ кН/м}^2;$$

$$M_x = 193,5 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad Q_{\max} = 129 \text{ кН};$$

сталь С245 по ГОСТ 27772-88* с $R_y = 240$ Н/мм²;

$$R_s = 139,2 \text{ Н/мм}^2.$$

Предварительно принимаем двутавр типа Б.

$$\beta = 1,0; \quad c_x = 1,12 \text{ (см. выше).}$$

Определяем требуемый момент сопротивления:

$$W_{xn, \min} = \frac{M_x}{c_x \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{19350}{1,12 \cdot 1,0 \cdot 240 \cdot 1} = 751 \text{ см}^3.$$

Выбираем по сортаменту двутавр 35Б2 по СТО АСЧМ 20-93, чтобы $W_x \geq W_{xn, \min}$ и выписываем для него геометрические характеристики:

$$W_x = 775 \text{ см}^3; \quad I_x = 13560 \text{ см}^4; \quad b = 175 \text{ мм}; \quad t_f = 11 \text{ мм};$$

$$t_w = 7 \text{ мм}; \quad h = 350 \text{ мм}; \quad A_f = 17,5 \cdot 1,1 = 19,3 \text{ см}^2;$$

$$A_w = 32,8 \cdot 0,7 = 23,0 \text{ см}^2.$$

Проверка прочности

Уточняем коэффициент c_x .

$$A_f/A_w = 0,84, \quad c_x = 1,086 \text{ (по интерполяции).} \rightarrow c_x = 1,17 - 0,1 \frac{A_f}{A_w}$$

По известной толщине полки двутавра t_f уточняем R_y ($R_y = 240$ Н/мм² – без изменения) и проводим проверку прочности по формуле:

$$\frac{19\,350}{1,086 \cdot 1 \cdot 775 \cdot 240} = 0,958 < 1,$$

проверка прочности выполняется.

Проверка по срезу на опоре

$$\frac{129}{13,92 \cdot 23,0 \cdot 1} = 0,40 < 1,$$

прочность обеспечена.

$$A_w = h_w \cdot t_w$$

Проверка прогиба в середине пролета

$$f = \frac{5 \cdot 0,358 \cdot 600^4}{384 \cdot 20600 \cdot 13560} = 2,16 \text{ см, предельный}$$

$$f_u = \frac{600}{200} = 3 \text{ см.}$$

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНЫХ СОСТАВНЫХ БАЛОК

4.1. Определение расчетного пролета и нагрузок на главную балку

Главные сварные балки рабочих площадок, согласно прил. В [1], относятся к первой группе конструкций. Такие балки относятся к первому классу по п. 4.2.7 [1], у которых напряжения по всей площади сечения не превышают расчетного сопротивления стали $\sigma < R_y$ (упругое состояние сечения).

Нагрузки на главную балку в рабочих площадках передаются от второстепенных балок в виде системы сосредоточенных сил F , которые численно равны величине реакции опор V двух второстепенных балок, т.е. $F = 2V$. Если на главную балку передается в пролете пять или более сосредоточенных сил, то нагрузку можно принимать в виде распределенной, которая собирается аналогично нагрузке на второстепенную балку. При этом ширина грузовой площади будет равна шагу главных балок (пролету второстепенных) l . Кроме того, эту нагрузку следует умножить на коэффициент $\alpha = 1,03 \dots 1,05$ для учета собственного веса главной балки.

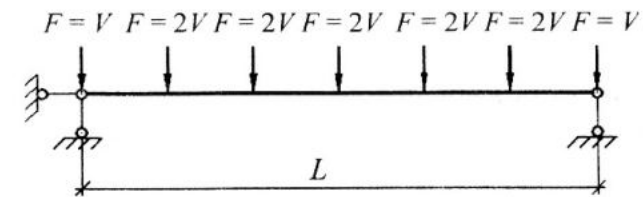
При опирании главной балки на стальную колонну сверху расчетный пролет L равен расстоянию между осями колонн.

Статический расчет главных балок заключается в построении эпюр M , Q и определении опорных реакций главной балки V_2 . Погонная нагрузка на главные балки равна

$$g_z = (p + q) \cdot l \cdot \alpha, \text{ кН/м,}$$

где l – шаг главных балок (рис. 3).

Фактическая расчетная схема



Эквивалентная расчетная схема

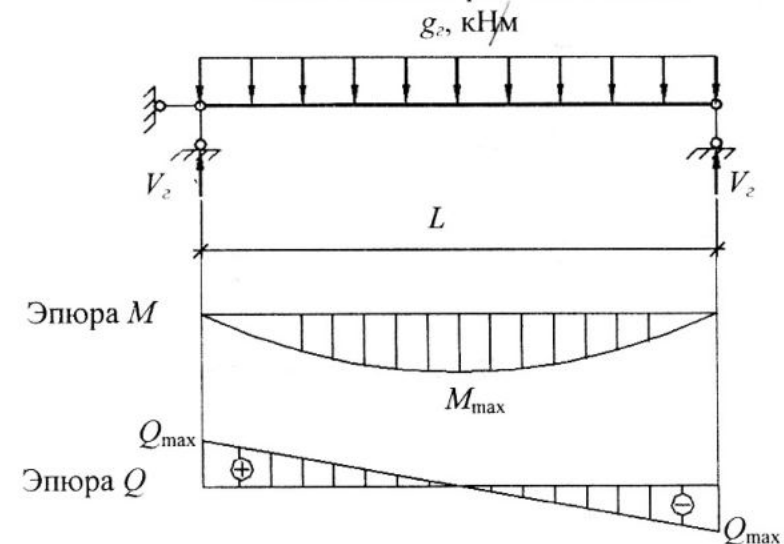


Рис. 3. Эпюры внутренних усилий в главной балке

$$\text{Максимальный изгибающий момент } M_{\max} = \frac{g_z \cdot L^2}{8}.$$

Максимальные опорная реакция и поперечная сила

$$V_2 = Q_{\max} = \frac{g_z \cdot L}{2}.$$

4.2. Компоновка сечения

Главные балки проектируются сварными составного сечения. Тип сечения принимается в виде симметричного двутавра. Компоновку начинают с назначения высоты балки исходя из трех критериев:

- 1) требований технологии или архитектуры (в нашем случае ограничений нет) H_{cmp} – строительная;
- 2) минимального расхода стали H_{opt} – оптимальная;
- 3) обеспечения достаточной жесткости балки H_{min} – минимальная.

В первом приближении высота балки определяется как $H = (1/10 \dots 1/12)L$.

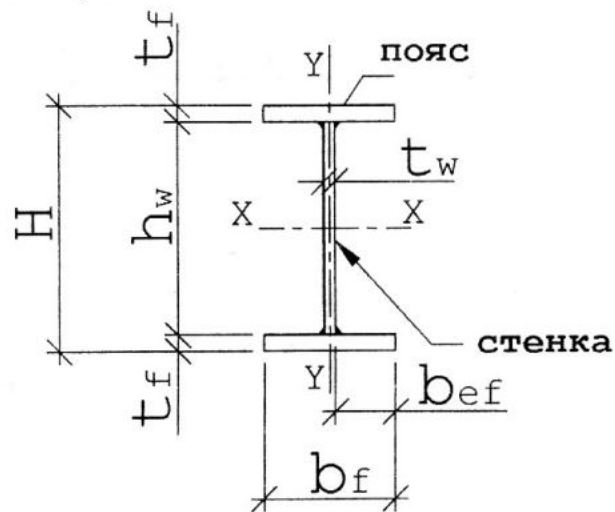


Рис. 4. Схема поперечного сечения главной балки

Из второго условия при

$$H \leq 1,3 \text{ м}; H_{opt} = k \sqrt{W_{x,mp} / t_w},$$

где $k = 1,15$ – для балок постоянного сечения;

t_w – толщина стенки ($t_w = \lfloor 7 + 3 \cdot (H, \text{ м}) \rfloor$, мм, здесь H подставляется в метрах). Толщину стенки округляют ~~кратно 2 мм~~

$$\text{Требуемый момент сопротивления } W_{x,mp} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}.$$

$$\text{При } H > 1,3 \text{ м } H_{opt} = \sqrt[3]{W_{x,mp} \cdot \lambda_w}, \text{ где } \lambda_w = h_w / t_w \approx 0,97 H / t_w -$$

ориентировочная гибкость стенки. Если учитывать затраты на отопление, вентиляцию и стены, то H_{opt} можно уменьшить на 10...20%.

Определение H_{min} выполнять не будем, так как оптимальная высота практически всегда больше. Рекомендуется в балках не выше метра принимать H кратной 5 см, а выше метра – кратной 10 см.

Минимально допустимая толщина стенки определяется из условия прочности на срез:

$$t_{w(min)} \geq \frac{1,5 \cdot Q_{расч}}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c},$$

где R_s – расчетное сопротивление стали сдвигу в зависимости от значения R_y , по указаниям [1] $R_s = 0,58 \cdot R_y$. Толщину стенки принимать кратной 2 мм.

Для определения значений ширины полки b_f и ее толщины t_f , необходимо найти требуемую площадь полки A_f . Для этого определяют требуемый момент инерции сечения балки

$$I_{x,mp} = \frac{W_{x,mp} \cdot H}{2}.$$

Момент инерции также равен:

$$I_x = I_w + 2 \cdot I_f,$$

$$\text{где } I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}.$$

Тогда, исходя из теоремы о вычислении момента инерции при переносе осей,

$$I_f = 0,5 \cdot (I_x - I_w) \approx A_f (H/2)^2 \text{ или } A_f = 2(I_x - I_w)/H^2.$$

Ширину пояса принимаем из условия:

$$b_f = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{4} \right) \cdot H, \text{ тогда } t_f = \frac{A_f}{b_f}. \text{ Толщина пояса назначается}$$

с учетом сортамента на листовую сталь (от 10 до 22 мм кратно 2 мм, а далее выбирать из следующего ряда значений: 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50 мм). Ширина принимается кратно 20 мм.

При этом должно выполняться условие $\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf}$,

$$\text{где } \bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}}, \quad \bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}},$$

где напряжения в сжатом поясе σ_c в первом приближении могут быть приняты равными расчетному сопротивлению стали пояса по пределу текучести R_{yf} .

Далее вычисляют необходимые для проверок геометрические характеристики скомпонованного сечения: I_x , W_x , S_x , $S_{x,f}$ — статический момент полки. По толщине полок уточняют R_{yf} .

Момент инерции:

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \right),$$

где $h_0 = H - t_f$.

Момент сопротивления:

$$W_x = \frac{I_x \cdot 2}{H}.$$

Статический момент полусечения:

$$S_x = b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_0}{2} + \frac{h_w \cdot t_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4}.$$

Статический момент полки:

$$S_{x,f} = b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_0}{2}.$$

4.3. Проверки прочности и деформативности главной балки

Согласно п. 8.2.1 [1], проверку прочности балок 1-го класса при действии изгибающего момента в одной из главных плоскостей следует выполнять по формуле:

$$\frac{M_x}{W_{n,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1.$$

Расчет опорного сечения по касательным напряжениям на действие максимальной поперечной силы производится по формуле:

$$\frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1,0.$$

Кроме того, при одновременном действии в стенке балки момента и поперечной силы (что наблюдается всегда, кроме зоны чистого изгиба) должно быть проверено условие прочности стенки на совместное действие нормальных и касательных напряжений (σ_x , σ_y , τ_{xy}):

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1, \quad \tau_{xy}/R_s \gamma_c \leq 1.$$

Напряжение σ_y перпендикулярно продольной оси балки, в нашем случае равно нулю.

$$\sigma_x = \frac{M_x \cdot y}{I_{xn}} \text{ — нормальное напряжение в срединной плоскости}$$

стенки в верхней ее точке, т. е. $y = h_w/2$.

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_{x,f}}{I_x \cdot t_w} \text{ — касательное напряжение в верхней точке}$$

стенки балки.

Эта проверка актуальна в местах изменения сечения балки и (или) приложения сосредоточенной силы.

Проверка деформативности главной балки

Прогиб главной балки не должен превышать предельного значения, установленного нормами проектирования, т.е. $f_{\max} \leq f_u$.

Воспользуемся той же формулой для прогиба, что и для второстепенной балки:

$$f = \frac{5 \cdot g_{\text{сн}} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq f_u, \quad \text{где } f_u = \frac{L}{n}$$

L - пролет балки, n - балки

Здесь $g_{\text{сн}} = (p_n + q_n) \cdot l \cdot \alpha$, кН/см – нормативная погонная нагрузка на балку; l – пролет главной балки; $E = 20600$ кН/см² – модуль упругости стали; n – доля пролета балки, которая зависит от требований, предъявляемых к конструкциям. В нашем случае $n = 250$ по табл. Е.2.1, 2а [2].

4.4. Обеспечение местных устойчивостей сжатой полки и стенки главной балки

Местная устойчивость сжатой полки обеспечена на этапе компоновки.

Местная устойчивость стенки по [1] считается обеспеченной, если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ не превышает

3,5 при отсутствии местного напряжения σ_{loc} в балках с двухсторонними поясными швами. Кроме того, стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости в ряде случаев, оговоренных в п. 8.5.9 [1] или п. 7.10 [3] (брать ширину ребра по большему значению). К нашему случаю относятся два требования: ставить ребра в балках 1-го класса, если $\bar{\lambda}_w > 3,2$, и в местах приложения неподвижных сосредоточенных нагрузок. Примыкающие второстепенные балки являются такими нагрузками, поэтому ставим поперечные ребра в местах примыкания этих балок. При этом проверяем условие, что расстояние между ребрами не должно превышать $2h_w$, если $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $2,5h_w$, если

$\bar{\lambda}_w < 3,2$. Ширина выступающей части парного ребра принимается по условию $b_r \geq \left(\frac{h_w}{30} + 40 \right)$ мм. Толщина – $t_r \geq 2b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

При креплении второстепенных балок к ребру сбоку болтами М20 ширина ребра принимается не менее 90 мм по конструктивным соображениям.

Если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w > 3,5$, но $\bar{\lambda}_w \leq 6 \cdot \sqrt{\frac{R_y}{\sigma}}$ при отсутствии местного напряжения σ_{loc} в балках с двухсторонними поясными швами, то местная устойчивость стенки обеспечена при выполнении условия

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} / \gamma_c \leq 1.$$

В этой формуле обозначено:

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I_x}, \quad y = h_w/2;$$

$$\tau = \frac{Q}{t_w h_w},$$

где M и Q – средние значения, соответственно, изгибающего момента и поперечной силы в пределах отсека; если длина отсека a (расстояние между осями поперечных ребер жесткости) больше его расчетной высоты h_w , то средние вычисляются для более напряженного участка длиной, равной h_w .

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w^2} - \text{критическое напряжение,}$$

где $c_{cr} = 35,5$ в нашем случае.

В общем случае этот коэффициент вычисляется по п. 8.5.4 [1].

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \left(\frac{0,76}{\mu^2} \right) \right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_d^2} - \text{критическое напряжение,}$$

где μ – отношение большей стороны отсека к меньшей;

$$\bar{\lambda}_d = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где d – меньшая из сторон отсека стенки (h_w или a).

В учебных целях устойчивость стенки проверяем в одном отсеке на расстоянии $L/4$ от опоры. Если проверка местной устойчивости не выполняется, то уменьшаем длину отсека a , установив дополнительные поперечные ребра жесткости или увеличиваем толщину стенки, что менее экономично. Ребра рекомендуется ставить в отсеках, где стенка теряет устойчивость.

4.5. Порядок расчета поясных швов, опорных частей главной балки и узлов сопряжения второстепенной и главной балок

Расчет поясных швов начинается с определения погонной сдвигающей силы T на уровне соединения стенки и полки

$$T = \frac{Q_{\max} \cdot S_{x,f}}{I_x},$$

где все значения объясняются в п. 4.1 и 4.2

данной методички. Условие прочности поясных соединений при отсутствии локальных напряжений и двухсторонних поясных швах

$$\frac{T}{2\beta_{f(\text{или } z)} \cdot k_f \cdot R_{wf(\text{или } wz)} \cdot \gamma_{wf(\text{или } wz)} \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где величины в

знаменателе, кроме γ_c , относятся к характеристикам сварных швов и определяются по п. 14.1 [1]. Из этого условия определяется два значения катетов поясных швов k_f . Из них принимаем большее с округлением кратно 2 мм в большую сторону, но не менее 6 мм.

Расчет опорного ребра

Согласно п. 8.5.17 [1], участок стенки балки над опорой должен рассчитываться на устойчивость при центральном сжатии из плоскости балки как стойка, нагруженная опорной реакцией V_2 . В нашей конструкции стенка балки на опоре укрепляется на всю ее высоту опорным ребром жесткости с шириной вы-

ступающей части b_r (как правило, не менее половины ширины нижнего пояса балки (рис. 5)).

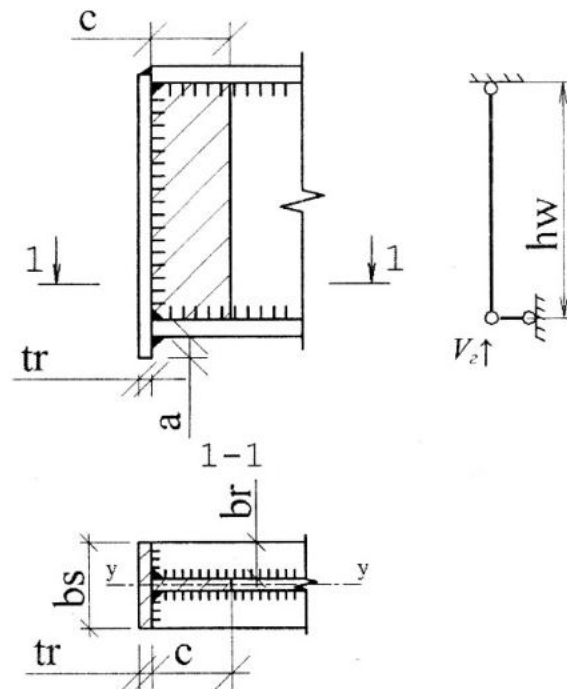


Рис. 5. Схема для расчета опорного ребра

В расчетное сечение этой стойки включаются опорное ребро и участки стенки шириной не более $c = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ с каждой стороны ребра (в нашем случае с одной стороны). Толщина опорного ребра

$$t_r \geq 3 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где b_r – ширина выступающей части.

Нижние торцы опорных ребер строгают. Напряжения в торце ребра не должны превышать расчетного сопротивления стали смятию R_p при $a \leq 1,5t_r$, т.е. $V_z/(R_p A_r \gamma_c) \leq 1$. Здесь R_p определяется по табл. В.7 [1] в зависимости от временного сопротивления стали. При $R_u = 360 \text{ Н/мм}^2$ $R_p = 351 \text{ Н/мм}^2$. Эти значения можно принять для сталей С245 и С255. $A_r = b_s t_r$, здесь ширина ребра $b_s = 2b_r + t_w$.

Проверка устойчивости опорной стойки относительно оси y производится по формуле:

$$\frac{V_z}{A \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где $A = b_s \cdot t_r + 0,65 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ – расчетная площадь условной

стойки, включающая ребро и часть стенки,

φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый по табл. Д.1 [1] в зависимости от типа сечения (тип c по табл. 7 [1]) и условной гибкости стойки относительно оси y

$\bar{\lambda} = \frac{h_w}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$, где $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$, где момент

инерции для расчетного сечения: $I_y = \frac{t_r \cdot b_s^3}{12} + \frac{c \cdot t_w^3}{12}$,

где c – длина участка стенки, включенного в сечение (см. выше).

Расчет угловых сварных швов крепления опорного ребра к стенке балки производят по формулам для сечений по металлу шва и границе сплавления с основным металлом:

$$\frac{V_z}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1 \text{ и } \frac{V_z}{2 \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где l_w – длина швов, но не более $85 \cdot \beta_f \cdot k_f$;
про параметры в знаменателе см. выше в расчете поясных швов.

В реальном проектировании катет сварных швов опорного ребра принимается $k_f = 0,8t_w$, что практически всегда обеспечивает их прочность.

Расчет узлов сопряжения второстепенной и главной балок

Сопряжение второстепенных балок с главными чаще всего выполняется шарнирным сбоку к поперечному ребру жесткости главной балки на болтах (рис. 6, а) или на сварке (рис. 6, б). При этом верх верхних полок находится на одном уровне.

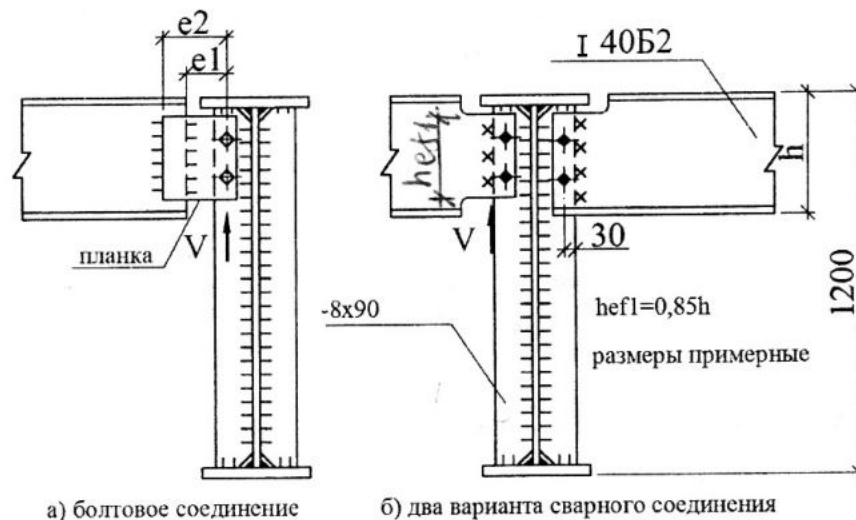


Рис. 6. Сопряжение второстепенных балок с главными

Расчет количества болтов в связи с их неравномерной нагрузкой ведут на усилие на 20...25 % больше опорной реакции второстепенной балки V . Так, при болтах класса точности А или В необходимое количество болтов

$$n \geq \frac{1,2V}{N_{b,\min}},$$

где $N_{b,\min}$ – меньшее из значений расчетного усилия для одного болта на срез или смятие по п. 14.2.9 [1].

Сечение соединительной планки следует проверять на срез с учетом ослабления отверстиями под болты:

$$\frac{V}{(h_n t_n - ndt) R_s \gamma_c} \leq 1,$$

где h_n и t_n – высота и толщина сечения соединительной планки;
 d – диаметр болтов. *отверстия под болты*

Сварные швы, соединяющие планку со стенкой второстепенной балки, следует рассчитывать на совместное действие $Q = V$ и $M = Qe_i$, здесь e_i (e_1, e_2) – расстояние от оси болтового соединения до рассматриваемых угловых швов.

$$\frac{1}{R_{wf(z)} \gamma_{wf(z)} \cdot \gamma_c} \sqrt{\left(\frac{Q}{2 \cdot \beta_{f(z)} \cdot k_f \cdot l_w}\right)^2 + \left(\frac{6M}{2 \cdot \beta_{f(z)} \cdot k_f \cdot l_w^2}\right)^2} \leq 1,$$

где $l_w = h_n - 1$ см.

Расчет сопряжения на сварке заключается в назначении требуемого катета шва k_f . Длина шва l_w определяется высотой стенки второстепенной балки

$$l_w = h_{ef1} - 1 \text{ см,}$$

где $h_{ef1} = 0,85h$ – высота стенки прокатной балки до закругления.

При проектировании ребер главных балок и вспомогательных из одной стали:

$$k_f \geq \frac{V}{\beta_{f(z)} \cdot l_w \cdot R_{wf(z)} \gamma_{wf(z)} \cdot \gamma_c}.$$

Катет шва принимаем с округлением кратно 2 мм в большую сторону, но не менее 6 мм.

4.6. Пример расчета главной балки

Исходные данные:

Пролет $L = 12,0$ м; нормативная нагрузка $g_n = 17,9$ кН/м²; расчетная нагрузка $g = 21,5$ кН/м²; шаг главных балок 6 м.

Сталь С255 по ГОСТ 27772-88* с $R_y = 240$ Н/мм² при t до 20 мм включительно и 230 Н/мм² при t от 21 до 40 мм включительно. $R_s = 139,2$ Н/мм².

Расчетные усилия в балке

$$M_{\max} = 21,5 \cdot 6 \cdot 1,05 \cdot 12^2 / 8 = 2438 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\max} = 21,5 \cdot 6 \cdot 1,05 \cdot 12 / 2 = 812,7 \text{ кН}; Q_{0,25L} = 812,7 / 2 = 406,4 \text{ кН};$$

$$M_{0,25L} = 812,7 \cdot 12 / 4 - 21,5 \cdot 6 \cdot 1,05 \cdot 12^2 / 32 = 1829 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

(4 и 32 – константы).

Высота балки в первом приближении $H = L / 12 = 12 / 12 = 1$ м.

Определяем требуемый момент сопротивления, считая, что толщина поясов более 20 мм:

$$W_{x,mp} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{243800}{23 \cdot 1} = 10600 \text{ см}^3.$$

Предварительно толщина стенки $t_w = 7 + 3 \cdot (H, \text{ м}) = 7 + 3 \cdot 1 = 10$ мм.

$H_{onm} = k \sqrt{W_{x,mp} / t_w} = 1,15 \sqrt{10600 / 1} = 118$ см, с учетом эксплуатационных затрат $118 \cdot 0,9 = 106$ см, округляем до 110 см.

Проверяем стенку на срез на опоре

$$\frac{1,5 \cdot Q_{\text{расч}}}{t_w \cdot h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 812,7}{1 \cdot (0,97 \cdot 110) \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,82 < 1 - \text{проходит.}$$

$$I_{x,mp} = \frac{W_{x,mp} \cdot H}{2} = \frac{10600 \cdot 110}{2} = 583000 \text{ см}^4.$$

Ширина полки $b_f = H / 3,5 = 31,4$ см, округлим до 32 см.

$$I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1 \cdot (0,97 \cdot 110)^3}{12} = 101230 \text{ см}^4.$$

$$A_f = 2(I_x - I_w) / H^2 = 2(583000 - 101230) / 110^2 = 80 \text{ см}^2.$$

$$t_f = \frac{A_f}{b_f} = \frac{80}{32} = 2,5 \text{ см} - \text{толщина полок.}$$

Обычно полученное значение (даже если оно точно совпало с сортаментом) приходится по условию прочности округлять до следующего в большую сторону, поэтому примем толщину полок 2,8 см.

Вычисляем геометрические характеристики по формулам из п. 4.2.

$$I_x = 609776 \text{ см}^4; W_x = 11087 \text{ см}^3; S_x = 6165 \text{ см}^3; S_{x,f} = 4803 \text{ см}^3.$$

Проверки *прочности* выполняем по п. 4.3.

$$\frac{M_x}{W_{n,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2438 \cdot 100}{11087 \cdot 23 \cdot 1} = 0,956 < 1.$$

$$\frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{812,7 \cdot 6165}{609776 \cdot 1 \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,617 < 1,0.$$

В соответствии с п. 8.4.4, а [1] *общая устойчивость* главных балок обеспечена за счет железобетонного настила, непрерывно опирающегося на сжатый пояс балки и с ним связанного. В иных случаях выполняют проверку по п. 8.4.4, б [1]. Если она не выполняется, то проверяют по п. 8.4.1–8.4.2 [1].

Проверка *деформативности*

$$g_{\text{эл}} = (p_n + q_n) \cdot l \cdot \alpha = 17,9 \cdot 6 \cdot 1,05 = 112,77 \text{ кН/м} = 1,1277 \text{ кН/см}.$$

$$f_u = \frac{L}{n} = \frac{1200}{250} = 4,8 \text{ см}.$$

$$f = \frac{5 \cdot 1,1277 \cdot 1200^4}{384 \cdot 20600 \cdot 609776} = 2,42 \text{ см} < 4,8 \text{ см}.$$

Проверку *местной устойчивости сжатого пояса* выполнять не нужно, так как она обеспечена при компоновке сечения (см. п. 4.2).

Проверка *местной устойчивости стенки* выполняется по п. 4.4.

Условная гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{104,4}{1} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,56 > 3,5,$$

значит, проверка требуется.

Ставим поперечные ребра в местах примыкания второстепенных балок. При этом проверяем условие, что расстояние между ребрами не должно превышать $2h_w$, если $\bar{\lambda}_w > 3,2$. Шаг второстепенных балок 2 м, что меньше $2 \cdot 1,044 = 2,088$ м.

Ширина парных ребер

$$b_r \geq \left(\frac{h_w}{30} + 40 \right) = \left(\frac{1044}{30} + 40 \right) = 75 \text{ мм},$$

принимаем 90 мм (см. п. 4.4).

Толщина ребер

$$t_r \geq 2b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 90 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 6,14 \text{ мм}.$$

Округляем до 8 мм. Толщина ребра может быть увеличена при проверке прочности узла примыкания второстепенной балки.

Устойчивость стенки проверяем в одном отсеке на расстоянии $L/4 = 12/4 = 3$ м от опоры (второй отсек).

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I_x}, y = h_w/2; \sigma = \frac{1829 \cdot 100 \cdot 52,2}{609776} = 15,66 \text{ кН/см}^2.$$

$$\tau = \frac{Q}{t_w h_w} = \frac{406,4}{1 \cdot 104,4} = 3,89 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \cdot \frac{R_y}{\lambda_w^2} = 35,5 \cdot \frac{24}{3,56^2} = 67,23 \text{ кН/см}^2.$$

$$\bar{\lambda}_d = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{104,4}{1} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,56. \mu = 2/1,044 = 1,92.$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \left(\frac{0,76}{\mu^2} \right) \right) \cdot \frac{R_y}{\lambda_d^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \left(\frac{0,76}{1,92^2} \right) \right) \cdot \frac{13,92}{3,56^2} = 13,65 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} / \gamma_c = \sqrt{\left(\frac{15,66}{67,23} \right)^2 + \left(\frac{3,89}{13,65} \right)^2} / 1 = 0,368 < 1.$$

Устойчивость стенки обеспечена.

Расчет опорного ребра

Ширина опорного ребра равна ширине главной балки, т.е. $b_s = 32 \text{ см}$; $b_r = (32-1)/2 = 15,5 \text{ см}$ – ширина выступающей части. Из условия местной устойчивости

$$t_r \geq 3 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 3 \cdot 15,5 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,59 \text{ см}.$$

Из условия прочности торца ребра на смятие:

$$A_r \geq V_c / (R_p \gamma_c) = 812,7 / (35,1 \cdot 1) = 23,2 \text{ см}^2. \quad t_r \geq A_r / b_s = 23,2 / 32 = 0,73 \text{ см}.$$

Из этих двух условий принимаем толщину опорного ребра 1,6 см. Выступ ребра ниже нижнего пояса не более $1,5 \cdot 1,6 = 2,4 \text{ см}$. Примем 20 мм.

Проверим на устойчивость из плоскости балки условную стойку, включающую опорное ребро и часть стенки длиной

$$c = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 1 \cdot \sqrt{\frac{20600}{24}} = 19,04 \text{ см}.$$

$$A = b_s \cdot t_r + 0,65 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 32 \cdot 1,6 + 0,65 \cdot 1 \cdot \sqrt{\frac{20600}{24}} = 70,2 \text{ см}^2.$$

$$I_y = \frac{t_r \cdot b_s^3}{12} + \frac{c \cdot t_w^3}{12} = \frac{1,6 \cdot 32^3}{12} + \frac{19,04 \cdot 1}{12} = 4371 \text{ см}^4.$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{4371}{70,2}} = 7,89 \text{ см}.$$

$$\bar{\lambda} = \frac{h_w}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{104,4}{7,89} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,452.$$

$$\frac{V_c}{A \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{812,7}{70,2 \cdot 0,971 \cdot 24 \cdot 1} = 0,50 < 1 \quad \text{– устойчивость}$$

опорного ребра обеспечена.

При сварном соединении второстепенной балки с главной обычно достаточно катета шва 6 мм.

5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОНН

5.1. Выбор расчетной схемы

Расчетная схема колонн (см. рис. 7) принимается в виде центрально-сжатого стержня с шарнирным опиранием по концам, как было выбрано при компоновке в разделе 1. Поэтому расчетная длина колонн в плоскости главных балок $l_{ef,x} = l_k$, где длина колонны $l_k = H_k + 0,4 \text{ м}$, где 0,4 м – заглубление базы колонны. Поперечное сечение колонны – составной двутавр. На компоновочной схеме балочной клетки (см. рис. 1) колонны в плоскости перпендикулярной главным балкам имеют посередине длины распорки, которые прикреплены к вертикальным диагональным связям, образующим геометрически неизменяемый диск. Таким образом, расчетная длина из плоскости главных балок составит половину длины колонны $l_{ef,y} = 0,5l_k$.

При проектировании колонн необходимо стремиться к равноустойчивости, что обеспечит минимальный расход стали при прочих равных условиях. При центральном сжатии равноустойчивость достигается при равных гибкостях относительно осей X-X и Y-Y, т.е. $\lambda_x = \lambda_y$ или $i_x/i_y = l_{ef,x}/l_{ef,y}$, где i_x и i_y – радиусы инерции поперечного сечения колонны.

Нагрузка на колонну N принимается равной сумме двух опорных реакций главных балок, умноженных на коэффициент 1,01 для учета собственного веса колонны: $N = 2 \cdot V_p \cdot 1,01$.

5.2. Компоновка и проверка сечения колонны

Общая устойчивость элементов сплошного сечения при центральном сжатии силой N (рис. 7), удовлетворяющих требованиям п. 7.3.2–7.3.9 [1] (местная устойчивость стенки, наличие поперечных ребер жесткости и др.), обеспечена неравенством

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1.$$

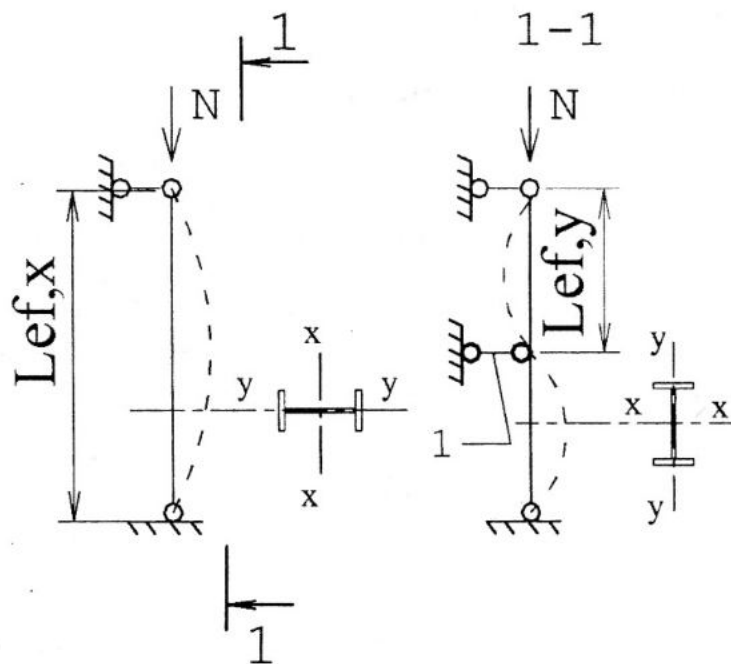


Рис. 7. Расчетные схемы колонны в двух плоскостях:
1 – распорка, создающая связь из плоскости

Здесь φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый по табл. Д.1 [1] (фрагмент дан в табл. 8) в зависимости от типа сечения (тип b по табл. 7 [1]) и максимальной условной гибкости стойки относительно оси x или y

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{i} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где гибкость $\lambda = \frac{l_{ef}}{i}$ выбирается максимальная из двух (относительно оси x или y).

Исходя из приведенного выше неравенства, требуемая площадь поперечного сечения колонны $A_{mp} \geq \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}$. При заданной стали и условиях работы (коэффициент γ_c по табл. 1 [1]) необходимо предварительно задать условную гибкость $\bar{\lambda}_s$. На практических занятиях можно задаваться гибкостью по табл. 4. Промежуточные значения принимать по линейной интерполяции.

Таблица 4

Предварительные значения условной гибкости колонны

$N, \text{кН}$	250	500	1000	2000	3000	4000	5000	6000
$\bar{\lambda}_s$	3,9	3,7	3,3	2,6	2,1	1,7	1,4	1,1

Используя сравнительно постоянную зависимость между радиусом инерции и габаритами сечения, оценивают ориентировочные размеры двутавра:

$$h = \frac{i_x}{0,42}, \quad b_f = \frac{i_y}{0,24},$$

где $i_x = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_s}, i_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda_s}$.

Рекомендуется назначать эти размеры кратными 10 мм. Высоту h брать не меньше ширины.

Высоту стенки колонны предварительно принимаем $h_w = 0,95 \cdot h$. Толщину стенки колонны t_w назначают из условия обеспечения местной устойчивости и в соответствии с сортаментом листового проката. Устойчивость стенки центрально-сжатого элемента считается обеспеченной, если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ не превышает значений предельной условной гибкости $\bar{\lambda}_{ув}$, определяемой по табл. 9 [1]. Для двутавровых сечений при $\bar{\lambda}_w \leq 2$ — $\bar{\lambda}_{ув} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}^2$, а при $\bar{\lambda}_w > 2$ — $\bar{\lambda}_{ув} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda} \leq 2,3$.

Требуемая площадь пояса колонны $A_f = 0,5 \cdot (A_{мп} - t_w \cdot h_w)$.

Требуемая толщина пояса $t_f \geq \frac{A_f}{b_f}$, а с учетом обеспечения

местной устойчивости пояса двутаврового или таврового сечений приближенно $t_f \geq \frac{b_f}{1,08 + 0,3\bar{\lambda}} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$, где при $\bar{\lambda} < 0,8$ и $\bar{\lambda} > 4$ принимать $\bar{\lambda} = 0,8$ и $\bar{\lambda} = 4$ соответственно.

После окончательного формирования сечения колонны определяем фактические геометрические характеристики сечения и выполняем проверки общей устойчивости, местных устойчивостей стенки и полки для составных сечений (для прокатных эти проверки не требуются), предельных гибкостей. Проверка прочности производится только при наличии ослабления сечения. При $\bar{\lambda} \geq 2,3$ расставляем поперечные ребра жесткости (рис. 8). Все перечисленные проверки (кроме прочности) описаны в примере расчета колонны (п. 5.5).

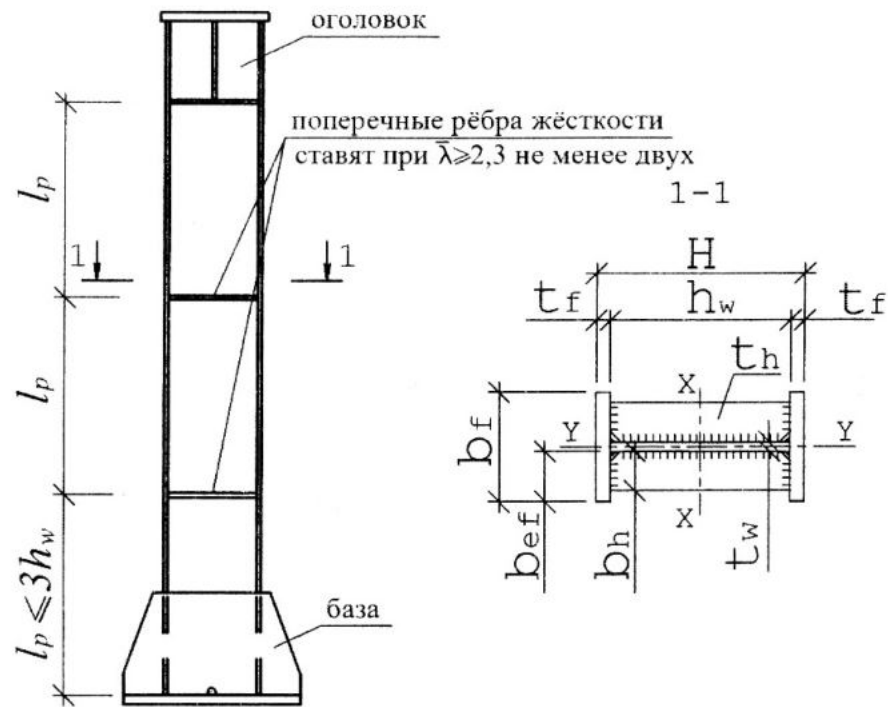


Рис. 8. Расстановка ребер и расчетные параметры колонны

5.3. Конструирование и расчет оголовка колонны

Нагрузка от опорных ребер главных балок передается на колонну через опорную плиту толщиной t не менее 20 мм (конструктивно), затем на стенку колонны через вертикальные ребра оголовка высотой h_s . Ширина ребер назначается из условия $b_p \geq b_s + 2t$, где b_s — ширина опорного ребра главной балки. Ребра могут выходить за габарит ширины колонны по этому условию и за габарит опорной плиты для крепления связей. Плиту и опорное ребро балки строгают, а торец колонны фрезеруют. В этом случае катеты сварных швов, прикрепляющих опорную плиту к торцу колонны, принимаются конструктивно мини-

малыми исходя из толщин соединяемых элементов по табл. 38 [1], в нашем случае $k_{f2} = 6$ мм.

Катеты сварных швов, прикрепляющих вертикальные ребра к стенке колонны k_{f1} , являются расчетными. Предварительно принимаем их минимальными, исходя из толщин соединяемых элементов по табл. 38 [1], но не менее 6 мм. В нашем случае рекомендуется принимать $k_{f1} = 8...12$ мм (начиная с меньшего значения).

Высоту ребер h_s назначаем из условия прочности сварных швов, крепящих ребра к стенке колонны, но не менее $0,6 \cdot h_k$, где h_k – высота сечения колонны:

$$h_s \geq \left(\sum \frac{l_{w,mp}}{4} \right) + 10 \text{ мм},$$

где требуемая длина сварных швов

$$\sum l_{w,mp} = \frac{N}{\beta_f \cdot k_{f1} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}$$

или

$$\sum l_{w,mp} = \frac{N}{\beta_z \cdot k_{f1} \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} \text{ (большая из двух),}$$

где N – продольная сила в колонне, а параметры в знаменателе, кроме γ_c , относятся к характеристикам сварных швов и определяются по п. 14.1 [1].

Принятая высота ребра ограничивается величиной:

$$h_s \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_{f1}.$$

Толщина ребер t_s принимается большей из трех условий. Из условия прочности на срез самих ребер:

$$t_s \geq \frac{1,5 \cdot Q}{h_s \cdot R_s \cdot \gamma_c}, \text{ где } Q = N/2, \text{ а } R_s = 0,58 \cdot R_y.$$

Из условия смятия верхних торцов ребер:

$$t_s \geq \frac{N}{R_p \cdot b_{cm}},$$

где R_p – сопротивление стали смятию (см. п. 4.5);
 b_{cm} – расчетная длина площадки смятия.

$$b_{cm} = b_s + 2 \cdot t - 2 \cdot a,$$

где b_s – ширина опорного ребра балки;
 t – толщина опорной плиты колонны;
 a – катет скоса ребра для размещения шва крепления к плите (обычно $a = 10$ мм).

Кроме того, $(b_s + 2 \cdot t) \leq b_p$ согласно рис. 9.

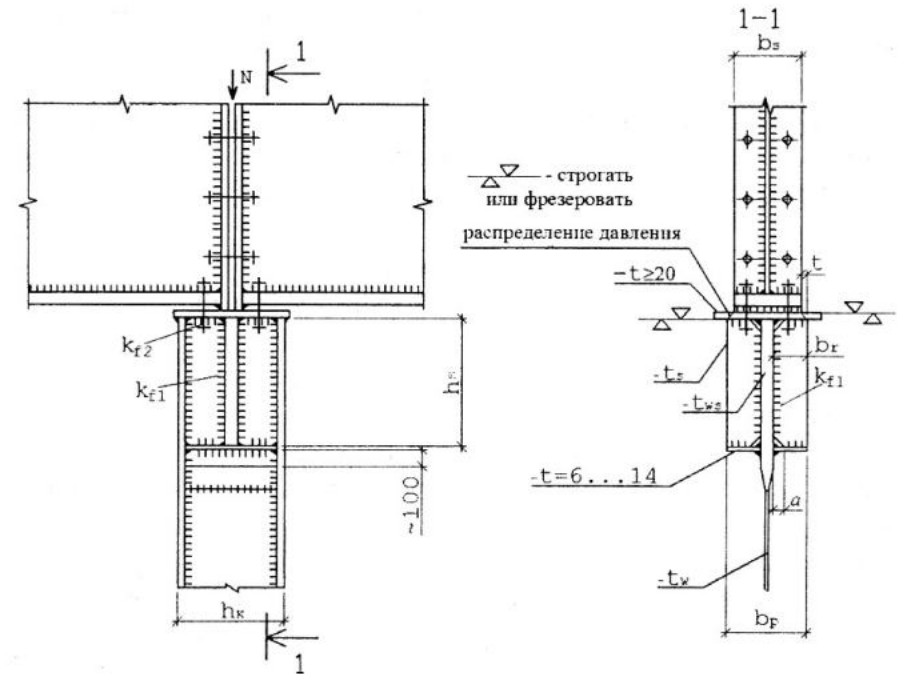


Рис. 9. Конструкция оголовка колонны

Из условия местной устойчивости ребер:

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

где b_r – ширина одного ребра.

Толщину стенки колонны в пределах оголовка определяем из условия прочности ее на срез по сечениям между двумя парами сварных швов, крепящих вертикальные ребра к стенке. Таких сечений два, поэтому силу делим на 2.

$$t_{ws} \geq \frac{N}{2 \cdot h_s \cdot R_s \cdot \gamma_c}.$$

Низ опорных ребер обрамляется горизонтальными поперечными ребрами, чтобы придать жесткость ребрам, поддерживающим опорную плиту, и укрепить от потери устойчивости стенку стержня колонны. Толщину горизонтальных ребер принимать не менее 1/3 толщины самого толстого элемента колонны в пределах оголовка и не менее 6 мм.

5.4. Конструирование и расчет базы колонны

Возможны различные варианты конструирования базы колонны (рис. 10).

На рис. 10, а, б, в принимается шарнирное или жесткое сопряжение с фундаментом в зависимости от толщины опорной плиты, диаметра анкерных болтов и катетов сварных швов. Жесткое сопряжение показано на рис. 10, г.

Для нашего случая принимаем схему с рис. 10, ^б – база с траверсой и шарнирным сопряжением с фундаментом.

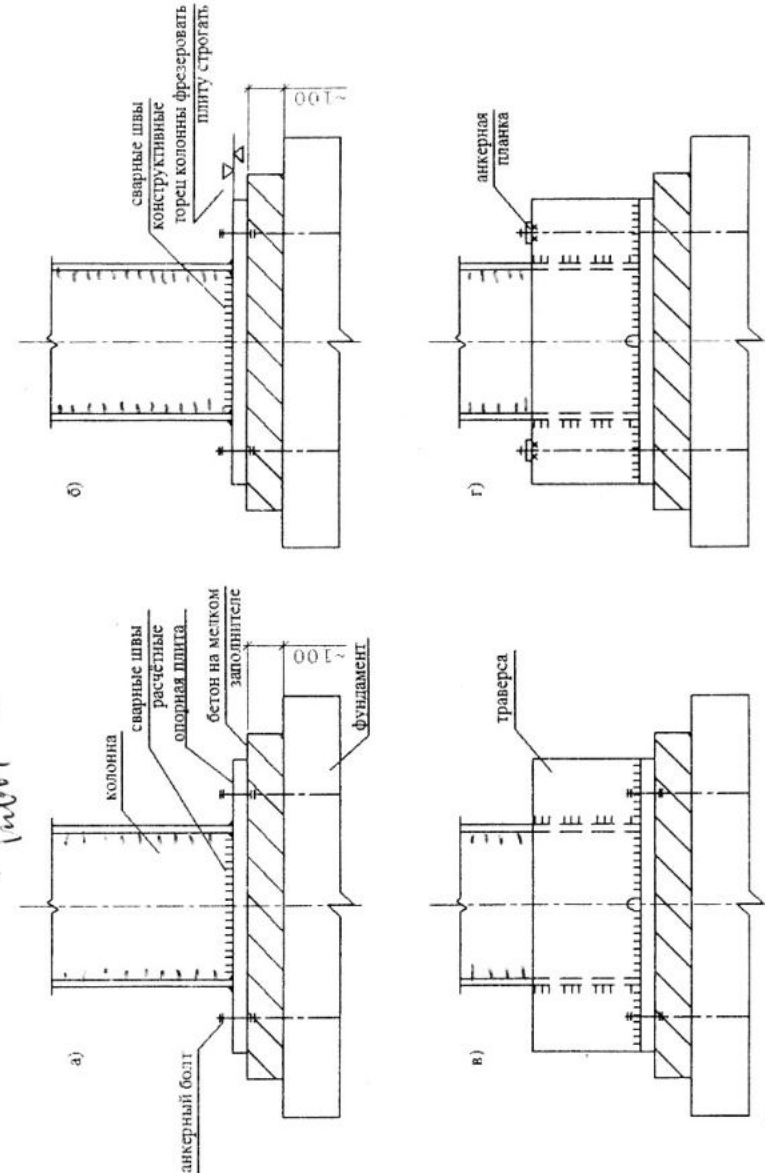


Рис. 10. Конструкции базы колонны

Определяем конструктивно размеры опорной плиты (рис. 11) в зависимости от диаметра анкерных болтов и габаритов двутавра.

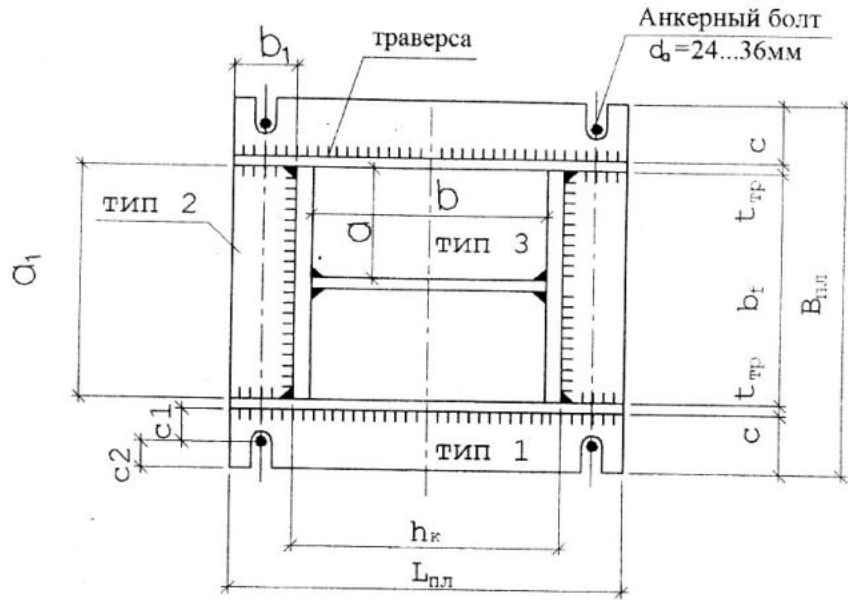


Рис. 11. К расчету плиты базы колонны

Ширина плиты:

$$B_{пл} = b_f + 2(t_{тр} + c_1 + c_2),$$

где b_f – ширина двутавра;

$t_{тр}$ – толщина траверсы;

$c_1 = 50 \dots 70$ мм;

$c_2 = 40 \dots 60$ мм.

Длина плиты:

$$L_{пл} = h_k + 2b_1,$$

где h_k – высота двутавра;

$b_1 = 50 \dots 70$ мм.

Определяем давление (отпор бетона) под опорной плитой:

$$\sigma_\phi = N / (B_{пл} \cdot L_{пл}),$$

где N – продольная сила в колонне.

При этом давление под опорной плитой не должно превышать расчетного сопротивления бетона сжатию R_b (табл. 5).

Таблица 5

Расчетные сопротивления бетона сжатию

Класс прочности бетона	B12	B15	B20
$R_b, \text{кН/см}^2$	0,75	0,85	1,15

Опорная плита разбивается на несколько участков, работа которых зависит от граничных условий пластинки. Нагрузкой на пластинку является отпор бетона. В приведенном примере опорная плита разбивается на участки трех типов: 1, 2, 3.

Участок первого типа работает как консольная балка с вылетом равным свободному свесу «с» опорной плиты. Второй участок работает как пластинка, опертая на три стороны, третий – на четыре стороны.

Для определения расчетных изгибающих моментов в плите для участков второго и третьего типов используются таблицы академика Б.Г. Галеркина (табл. 6 и 7).

Для каждого участка условно вырезаем полоску шириной 1 см, загружаем отпором фундамента и вычисляем момент.

Для участка типа 1:

$$M_1 = \sigma_\phi \cdot 0,5 \cdot c^2,$$

где c – свободный свес опорной плиты.

Для участка типа 2:

$$M_2 = \beta \cdot \sigma_\phi \cdot a_1^2,$$

где a_1 – длина свободной стороны, а коэффициент β определяется по табл. 6 в зависимости от отношения b_1/a_1 (см. рис. 11).

Таблица 6

b_1/a_1	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	>2
β	0,06	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

Для участка типа 3:

$$M_3 = \alpha_1 \cdot \sigma_\phi \cdot a^2,$$

где a – короткая сторона участка, а коэффициент α_1 определяется по табл. 7 в зависимости от отношения b/a (см. рис. 11).

Таблица 7

b/a	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	≥ 2
α_1	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,125

Затем по максимальному из этих моментов, определяем толщину плиты t_{nl} из условия прочности при изгибе:

$$(M_{\max}/W_{nl}) \leq R_y \gamma_c,$$

где $W_{nl} = 1 \cdot t_{nl}^2 / 6$.

$$t_{nl} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}},$$

где $\gamma_c = 1,2$ для плит из стали с пределом текучести до 39 кН/см² и толщиной до 40 мм, а свыше 40 мм до 60 мм $\gamma_c = 1,15$.

5.5. Пример расчета центрально-сжатой колонны

Исходные данные:

Расчетная схема колонны показана на рис. 7.

Поперечное сечение – составной сварной двутавр.

Расчетные длины: $l_{ef,x} = 10,0$ м; $l_{ef,y} = 5,0$ м.

Расчетная нагрузка $N = 1548$ кН.

Сталь С245 (поскольку для С235 толщина ограничена 8-ю мм) по ГОСТ 27772-88* с $R_y = 240$ Н/мм² и $R_s = 139,2$ Н/мм² при t до 20 мм включительно и 230 Н/мм² и $R_s = 133,4$ Н/мм² при t от 21 до 40 мм включительно. $\gamma_c = 1$ по табл. 1 [1].

Принимаем по табл. 4, п. 5.2 условную гибкость по линейной интерполяции $\bar{\lambda}_y = 3,3 - (3,3 - 2,6) \cdot [(1548 - 1000)/(2000 - 1000)] = 2,9$. Находим по табл. 8 для типа сечения «b» коэффициент $\phi = 0,663$.

Таблица 8

Коэффициенты устойчивости ϕ при центральном сжатии

$\bar{\lambda}$	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4
ϕ	0,998	0,986	0,967	0,948	0,927	0,905	0,881	0,855	0,826	0,794	0,760
$\bar{\lambda}$	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,2	4,4	4,6
ϕ	0,722	0,683	0,643	0,602	0,562	0,524	0,487	0,453	0,421	0,392	0,359
$\bar{\lambda}$	4,8	5,0	5,2	5,4	5,6	5,8	6,0	6,2	6,4	6,6	6,8
ϕ	0,330	0,304	0,281	0,261	0,242	0,226	0,211	0,198	0,186	0,174	0,164

Требуемая площадь сечения:

$$A_{mp} = \frac{N}{\phi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1548}{0,663 \cdot 24 \cdot 1} = 97,3 \text{ см}^2.$$

Расчетные параметры колонны обозначены на рис. 8.

Габариты колонны определяем через требуемые радиусы инерции:

$$i_x = \frac{l_{ef,x} \sqrt{R_y/E}}{\bar{\lambda}_y} = \frac{1000 \cdot \sqrt{24/20600}}{2,9} = 11,8 \text{ см};$$

$$i_y = \frac{l_{ef,y} \sqrt{R_y/E}}{\bar{\lambda}_y} = \frac{500 \cdot \sqrt{24/20600}}{2,9} = 5,9 \text{ см}.$$

$$H = \frac{i_x}{0,42} = 11,8/0,42 = 28,1 \text{ см. Примем } 30 \text{ см}.$$

$$b_f = \frac{i_y}{0,24} = 5,9/0,24 = 24,6 \text{ см. Примем } 26 \text{ см}.$$

Высоту стенки колонны предварительно принимаем

$$h_w = 0,95 \cdot h = 0,95 \cdot 30 = 28,5 \text{ см}.$$

Минимальная толщина стенки колонны t_w определяется из условия обеспечения местной устойчивости

$$\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{iw} \cdot \bar{\lambda}_{iw} = 1,2 + 0,35 \bar{\lambda} \leq 2,3;$$

$$\bar{\lambda}_{iw} = 1,2 + 0,35 \cdot 2,9 = 2,22.$$

Тогда $\bar{\lambda}_w = \bar{\lambda}_{wv} = 2,22$.

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

откуда $t_w = \frac{h_w}{\bar{\lambda}_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{28,5}{2,22} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,44$ см. Примем 6 мм.

Требуемая площадь пояса колонны по общей устойчивости:

$$A_f = 0,5 \cdot (A_{mp} - t_w \cdot h_w) = 0,5 \cdot (97,3 - 0,6 \cdot 28,5) = 40,1 \text{ см}^2.$$

$$\text{Требуемая толщина пояса } t_f \geq \frac{A_f}{b_f} = \frac{40,1}{26} = 1,54 \text{ см.}$$

Примем предварительно $t_f = 1,6$ см.

С учетом обеспечения местной устойчивости пояса приближенно

$$t_f \geq \frac{b_f}{1,08 + 0,3\bar{\lambda}_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{26}{1,08 + 0,3 \cdot 2,9} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,46 \text{ см.}$$

Оставляем принятое значение $t_f = 1,6$ см.

Определяем фактические геометрические характеристики сечения колонны:

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{H - t_f}{2} \right)^2 \right),$$

где $h_w = H - 2 \cdot t_f$; $h_w = 30,0 - 2 \cdot 1,6 = 26,8$ см;

$$I_x = \frac{0,6 \cdot 26,8^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{26 \cdot 1,6^3}{12} + 26 \cdot 1,6 \cdot \left(\frac{30 - 1,6}{2} \right)^2 \right) = 17757 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{b_f^3 \cdot t_f}{12} + \frac{h_w \cdot t_w^3}{12}; I_y = 2 \cdot \frac{26^3 \cdot 1,6}{12} + \frac{26,8 \cdot 0,6^3}{12} = 4687 \text{ см}^4;$$

$$A = h_w \cdot t_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f = 26,8 \cdot 0,6 + 2 \cdot 26 \cdot 1,6 = 99,28 \text{ см}^2;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{17757}{99,28}} = 13,37 \text{ см}; i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{4687}{99,28}} = 6,87 \text{ см.}$$

Условные гибкости:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1000}{13,37} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,55;$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{500}{6,87} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,48.$$

По большей условной гибкости $\bar{\lambda}_x = 2,55$ по табл. 8 определяем $\varphi = 0,7315$.

Проверяем общую устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1;$$

$$\frac{1548}{0,7315 \cdot 99,28 \cdot 24 \cdot 1} = 0,888 < 1 - \text{устойчивость обеспечена.}$$

Поскольку $\bar{\lambda} > 2,3$, то ставим поперечные ребра жесткости с шагом не более $3h_w = 3 \cdot 26,8 = 80,4$ см. Ширина выступающей части парного ребра принимается по условию

$$b_h \geq \left(\frac{h_w}{30} + 40 \right) = \frac{268}{30} + 40 = 49 \text{ мм, примем } 50 \text{ мм.}$$

$$\text{Толщина } - t_h \geq 2b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 50 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,4 \text{ мм, примем}$$

6 мм.

Местные устойчивости полок и стенки можно не проверять, так как их толщины были приняты с запасом из условий местных устойчивостей.

Предельная гибкость колонны:

$$\bar{\lambda}_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,888 = 126,72,$$

где $\alpha = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c \cdot A \cdot \varphi} = \frac{1548}{24 \cdot 1,99,28 \cdot 0,7315} = 0,888$.

Фактические гибкости:

$$\overline{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{1000}{13,37} = 74,8 \quad \text{и} \quad \overline{\lambda}_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{500}{6,87} = 72,78$$

не превышают предельную.

Расчет оголовка колонны

Конструкция оголовка и расчетные параметры показаны на рис. 9. Ширина опорного ребра главной балки $b_s = 32$ см. Опорная плита толщиной $t = 20$ мм (конструктивно). Ширину ребер и опорной плиты назначаем из условия

$$b_p \geq b_s + 2t = 32 + 2 \cdot 2 = 36 \text{ см.}$$

Таким образом, плита и ребра шире колонны на 10 см. Ребра крепим к стенке колонны сварными швами катетом $k_{f1} = 8$ мм.

Плиту крепим швами $k_{f2} = 6$ мм.

Сварку выполняем в нижнем положении в углекислом газе механизированным способом сварочной проволокой диаметром 2 мм марки Св-08Г2С согласно табл. Г.1 [1].

$R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2 = 21,5 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление металла углового шва по табл. Г.2 [1].

$R_{un} = 370 \text{ Н/мм}^2$ – нормативное сопротивление стали С245 по временному сопротивлению по табл. В.5 [1].

По табл. 39 [1] для выбранного способа сварки и диаметра проволоки коэффициенты $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ для катета 8 мм и 0,8 и 1,0 для катетов 9–12 мм.

$$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ Н/мм}^2 = 16,65 \text{ кН/см}^2.$$

Коэффициенты условий работы равны единице.

Сравниваем прочности сечений по металлам шва и границы сплавления:

$$\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c = 0,9 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1 = 19,35 \text{ кН/см}^2;$$

$$\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c = 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1 = 17,48 \text{ кН/см}^2.$$

Расчет ведем по металлу границы сплавления.

Требуемая длина сварных швов:

$$\sum l_{w,mp} = \frac{N}{\beta_z \cdot k_{f1} \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{1548}{1,05 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} = 111 \text{ см.}$$

$$\text{Высота ребер } h_s \geq \left(\sum \frac{l_{w,mp}}{4} \right) + 1 \text{ см} = 111/4 + 1 = 28,8 \text{ см.}$$

Примем 30 см, что не менее $0,6 \cdot h_k = 0,6 \cdot 30 = 18$ см и не более $85 \cdot \beta_f \cdot k_{f1} = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2$ см.

Вычисляем требуемые толщины ребер из трех условий. Из условия прочности на срез самих ребер:

$$t_s \geq \frac{1,5 \cdot Q}{h_s \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 774}{30 \cdot 13,92 \cdot 1} = 2,78 \text{ см,}$$

где $Q = N/2 = 1548/2 = 774$ кН.

Из условия смятия верхних торцов ребер:

$$t_s \geq \frac{N}{R_p \cdot b_{cm}} = \frac{1548}{35,1 \cdot 34} = 1,30 \text{ см,}$$

где b_{cm} – расчетная длина площадки смятия.

$$b_{cm} = b_s + 2 \cdot t - 2 \cdot a = 32 + 2 \cdot 2 - 2 \cdot 1 = 34 \text{ см.}$$

Из условия местной устойчивости ребер:

$$t_s \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot (36/2 - 0,3) \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,21 \text{ см,}$$

где $b_r = b_p/2 - t_w/2$.

Окончательно принимаем $t_s = 28$ мм.

Толщина стенки колонны в пределах оголовка:

$$t_{ws} \geq \frac{N}{2 \cdot h_s \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1548}{2 \cdot 30 \cdot 13,92 \cdot 1} = 1,85 \text{ см. Примем } 20 \text{ мм.}$$

Низ опорных ребер обрамляется горизонтальными поперечными ребрами толщиной не менее $28/3 = 9,3$ мм. Примем 10 мм.

Расчет базы колонны

Конструкция базы показана на рис. 10, в, расчетные параметры плиты – на рис. 11.

Ширина плиты:

$$B_{пл} = b_f + 2(t_{mp} + c_1 + c_2) = 26 + 2(1 + 6 + 5) = 50 \text{ см.}$$

Длина плиты:

$$L_{пл} = h_k + 2b_1 = 30 + 2 \cdot 6 = 42 \text{ см.}$$

Определяем давление (отпор бетона) под опорной плитой:

$$\sigma_\phi = N / (B_{пл} \cdot L_{пл}) = 1548 / (50 \cdot 42) = 0,74 \text{ кН/см}^2.$$

Назначаем для фундамента бетон класса прочности В12 по табл. 5 с $R_b = 0,75 \text{ кН/см}^2$.

Определяем расчетные изгибающие моменты в плите для разных участков.

Для участка типа 1:

$$M_1 = \sigma_\phi \cdot 0,5 \cdot c^2 = 0,74 \cdot 0,5 \cdot 11^2 = 44,8 \text{ кН.}$$

Для участка типа 2:

$$b_1/a_1 = 6/26 = 0,23 < 0,5 \text{ считаем как консоль.}$$

$$M_2 = \sigma_\phi \cdot 0,5 \cdot b_1^2 = 0,74 \cdot 0,5 \cdot 6^2 = 13,32 \text{ кН.}$$

Для участка типа 3:

$$b/a = 26,8/12,7 = 2,11, \alpha_1 = 0,125 \text{ по табл. 7.}$$

$$M_3 = \alpha_1 \cdot \sigma_\phi \cdot a^2 = 0,125 \cdot 0,74 \cdot 12,7^2 = 14,92 \text{ кН.}$$

Определяем толщину плиты $t_{пл}$ из стали С245 по условию прочности при изгибе:

$$t_{пл} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 44,8}{24 \cdot 1,2}} = 3,06 \text{ см. Примем 32 мм.}$$

Высоту траверсы h_{mp} определяем из условия прикрепления ее к стержню колонны сварными угловыми швами, полагая при этом, что действующее в колонне усилие равномерно распределяется между всеми швами. Требуемая длина швов по аналогии с расчетом оголовка:

$$L_{w,mp} = \frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{1548}{1,05 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} = 111 \text{ см,}$$

$$h_{mp} \geq \frac{L_{w,mp}}{4} + 1 = \frac{111}{4} + 1 = 28,8 \text{ см. Принимаем } h_{mp} = 30 \text{ см.}$$

Траверсу проверяем на изгиб и на срез, рассматривая ее как однопролетную двухконсольную балку с опорами в местах расположения сварных швов и загруженную линейной нагрузкой.

$$q_1 = \frac{q \cdot B_{пл}}{2} = \frac{0,74 \cdot 50}{2} = 18,5 \text{ кН/см}$$

При этом в расчетное сечение включаем только вертикальный лист траверсы толщиной t_{mp} и высотой h_{mp} .

Вычисляем максимальные значения изгибающего момента и поперечной силы в траверсе.

$$M_{\max} = \frac{q_1}{2} \left(\frac{h_k^2}{4} - b_1^2 \right) = \frac{18,5}{2} \left(\frac{30^2}{4} - 6^2 \right) = 1748,25 \text{ кН·см;}$$

$$Q_{\max} = q_1 \cdot h_k / 2 = 18,5 \cdot 30 / 2 = 277,5 \text{ кН.}$$

Проверяем прочность по нормальным и касательным напряжениям.

$$\sigma = \frac{6 \cdot M_{\max}}{t_{mp} \cdot h_{mp}^2} \leq R_y \cdot \gamma_c; \quad \tau = \frac{1,5 \cdot Q_{\max}}{t_{mp} \cdot h_{mp}} \leq R_s \cdot \gamma_c;$$

$$\sigma = \frac{6 \cdot 1748,25}{1,0 \cdot 30^2} = 11,66 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{1,5 \cdot 277,5}{1,0 \cdot 30} = 13,88 \text{ кН/см}^2,$$

$$11,66 < 24 \text{ кН/см}^2, \quad 13,88 < 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность траверсы обеспечена.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. – Москва : Мин-регион России, 2017.
2. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. – Москва: Мин-регион России, 2016.
3. СНиП II-23-81*: Стальные конструкции : введ. в действ. 1981-08-14. – Москва, 2004. – 92 с.

Составители

Валерий Михайлович Добрачев
Алексей Владиславович Сергеев

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Методические указания
к практическим занятиям
для студентов, обучающихся по направлению подготовки
08.03.01 «Строительство» всех форм обучения

Редактор Н.Б. Литвинова

Санитарно-эпидемиологическое заключение
№ 54.НС.05.953.П.006252.06.06 от 26.06.2006 г.
Подписано к печати 24.04.2015. Формат 60х84 1/16 д.л.
Гарнитура Таймс. Бумага офсетная. Ризография.
Объем 3,25 п.л. Тираж 150 экз. Заказ № 172

Новосибирский государственный архитектурно-строительный
университет (Сибстрин)
630008, Новосибирск, ул. Ленинградская, 113

Отпечатано мастерской оперативной полиграфии
НГАСУ (Сибстрин)