

Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Клочков Юрий Сергеевич
Должность: Ректор
Дата подписания: 28.09.2026 10:47:47
Уникальный программный идентификатор:
3beb265d5d589e7ff4c954946f3ad99a1e70ac12

**МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**
**Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования**
«ТЮМЕНСКИЙ ИНДУСТРИАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»
Строительный институт

Кафедра строительных конструкций

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ, ВКЛЮЧАЯ СВАРКУ

Методические указания
по выполнению курсового проекта
«Расчет и конструирование элементов балочной клетки»
для обучающихся по направлению 08.03.01 «Строительство»,
всех форм обучения

Составители
А.А. Ефимов,
кандидат технических наук, доцент
А.В. Есипов,
кандидат технических наук, доцент

Тюмень
ТИУ
2019

Металлические конструкции, включая сварку: методические указания по выполнению курсового проекта «Расчет и конструирование элементов балочной клетки» для обучающихся по направлению 08.03.01 «Строительство», всех форм обучения / сост. А.А. Ефимов, А.В. Есипов; Тюменский индустриальный университет. – Тюмень, Издательский центр БИК, ТИУ, 2019. – 61 с.

Методические указания рассмотрены и рекомендованы к изданию на заседании кафедры строительных конструкций
«21» декабря 2019 года, протокол № 4

Аннотация

Методические указания по выполнению курсового проекта «Расчет и конструирование элементов балочной клетки» предназначены для изучающих дисциплину «Металлические конструкции, включая сварку» обучающихся по направлению 08.03.01 «Строительство», всех форм обучения.

Показано значение курсового проекта в изучении дисциплины, требования к содержанию и правилам оформления, перечень вопросов для защиты курсового проекта.

СОДЕРЖАНИЕ:

ВВЕДЕНИЕ	4
1. СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ, ОБЪЕМ И ПОРЯДОК ЕЕ ВЫПОЛНЕНИЯ:	4
2. ПРИМЕР РАСЧЕТА ПЕРЕКРЫТИЯ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ.	9
2.1 КОМПОНОВКА БАЛОЧНОЙ ПЛОЩАДКИ.	9
2.1.1 ВЫБОР ВАРИАНТОВ КОМПОНОВОЧНЫХ СХЕМ БАЛОЧНЫХ КЛЕТОК	10
2.1.2. РАСЧЕТ КРЕПЛЕНИЯ НАСТИЛА К БАЛКАМ.	12
2.1.3. ПРОВЕРКА СЕЧЕНИЯ БАЛКИ НАСТИЛА.	17
2.2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНОЙ БАЛКИ.	17
2.2.1 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ.	18
2.2.2 ПОДБОР СЕЧЕНИЯ СОСТАВНОЙ БАЛКИ.	18
2.2.3 ИЗМЕНЕНИЕ СЕЧЕНИЯ БАЛКИ ПО ДЛИНЕ	23
2.2.4 ПРОВЕРКА ЖЕСТКОСТИ ГЛАВНОЙ БАЛКИ.	25
2.2.5 ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ	26
2.2.6 РАСЧЕТ ОПОРНОГО РЕБРА ГЛАВНОЙ БАЛКИ	37
2.2.7 РАСЧЕТ ПОЯСНЫХ СОЕДИНЕНИЙ.....	40
2.2.8 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНТАЖНОГО СТЫКА БАЛКИ.	41
3. РАСЧЕТ КОЛОННЫ	45
3.1 ПОДБОР СЕЧЕНИЯ СПЛОШНОГО СТЕРЖНЯ КОЛОННЫ	45
3.2 ПОДБОР СЕЧЕНИЯ СКВОЗНОГО СТЕРЖНЯ КОЛОННЫ.....	46
3.3 РАСЧЕТ БАЗЫ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТОЙ КОЛОННЫ СО СКВОЗНЫМ СТЕРЖНЕМ.....	54
ВОПРОСЫ ДЛЯ ЗАЩИТЫ КУРСОВОГО ПРОЕКТА	59
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	60

ВВЕДЕНИЕ.

В методических указаниях излагаются некоторые основные вопросы проектирования элементов балочной площадки и центрально-сжатых колонн. Приводятся общие указания по компоновке металлического каркаса с некоторыми элементами определения оптимальных параметров балочной клетки. Рассмотрены расчеты стального плоского настила, прокатных и составных балок, центрально сжатых сплошных и сквозных колонн. Уделено внимание расчетам и конструированию узлов и стыков, выполненных с помощью сварных и болтовых соединений. Все примеры расчета приведены с учетом требований действующих норм на основе единых заданных параметров одного и того же сооружения. Балочная клетка располагается внутри промышленного здания.

Задание на курсовой проект можно принять по данным приложения №1 или по заданию преподавателя.

1. СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ, ОБЪЕМ И ПОРЯДОК ЕЕ ВЫПОЛНЕНИЯ:

Работа состоит из трех основных частей:

1. Компоновочной (15%); 2. Расчетно-конструктивной (60%); 3. Графической (25%).
1. Компоновочная часть.
 - 1.1. Наметить варианты балочных клеток.
 - 1.2. Выполнить расчет стального плоского настила, определив его толщину, шаг балок настила по всем предполагаемым вариантам.
 - 1.3. Подобрать основные материалы, сварочные материалы, материалы для балочных соединений, все необходимые расчетные сопротивления и ГОСТы на них.
 - 1.4. Выполнить подбор сечения балок настила и вспомогательных балок. Балки подбирать из прокатных профилей руководствуясь сокращенным сортаментом.
 - 1.5. По всем вариантам определить расход материала в килограммах (КН) приходящийся на один метр площади балочной клетки.
2. Расчетно-конструктивная часть.
 - 2.1. Собрать нагрузки и определить усилия M и Q в составной главной балке.
 - 2.2. Подобрать сечение главной балки.
 - 2.3. Проверить и обеспечить прочность, жесткость, общую устойчивость ее элементов.
 - 2.4. Запроектировать опорное ребро и монтажный стык главной балки.
 - 2.5. Определить усилия, действующие на центральную сжатую колонну, расчетную схему и коэффициент приведения расчетной длины μ_f .
 - 2.6. Запроектировать стержень колонны в двух вариантах: сплошной и сквозной.
 - 2.7. Законструировать оголовки и базу колонны.
3. Графическая часть.

Выполнить на одном листе формата А1.

 - 3.1. Вычертить план площадки, поперечный и продольный разрез с подробной маркировкой.
 - 3.2. Вычертить чертежи элементов конструкций:

Главную балку с необходимыми конструктивными подробностями, монтажный стык, колонну со сквозным стержнем и базой. Узлы примыкания главной балки к колонне вспомогательной балки с главной. Дать необходимые сечения.

На листе поместить ведомость элементов по форме 5. Чертежи выполнять по ГОСТам, ЕСКД и в соответствии с инструкцией СН 460-74 раздел 5, чертежи КМ.

Курсовой проект №1 посвящается проектированию и конструктивной разработке основных несущих элементов балочной клетки.

Балочной клеткой называется комплекс, состоящий из настила, укладываемого на систему балок, которые в свою очередь опираются на колонны. В зависимости от схемы расположения балок различаются три основных типа балочных клеток: упрощенный, нормальный и усложненный. В данном курсовом проекте предлагается запроектировать балочную клетку нормального типа.

Задание на курсовой проект можно использовать для обучающихся как очной, так заочной формы обучения. Данные выбираются из таблиц №1.1 и №1.2, в зависимости от последних цифр шифра в зачетной книжке.

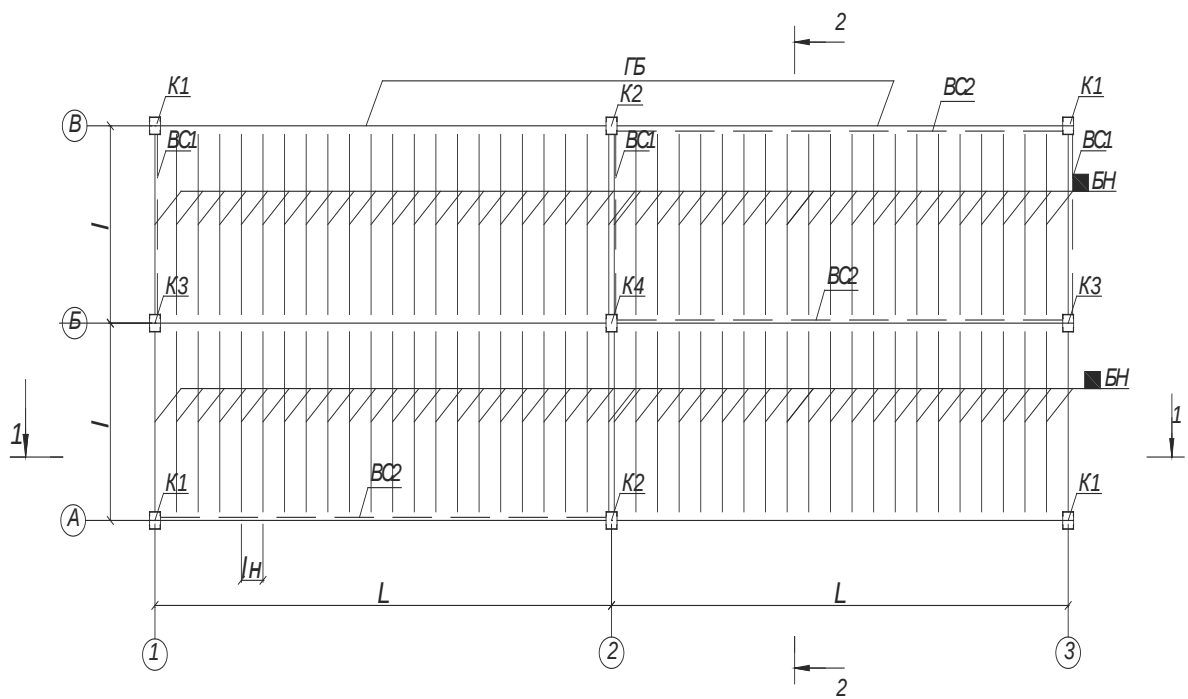
Порядок, очередность и объем выполнения расчетно-конструктивных работ и графической части проекта аналогичны изложенным в пособии.

Предлагается один тип сооружения – балочная клетка схема, которой приведена на рис.1.1

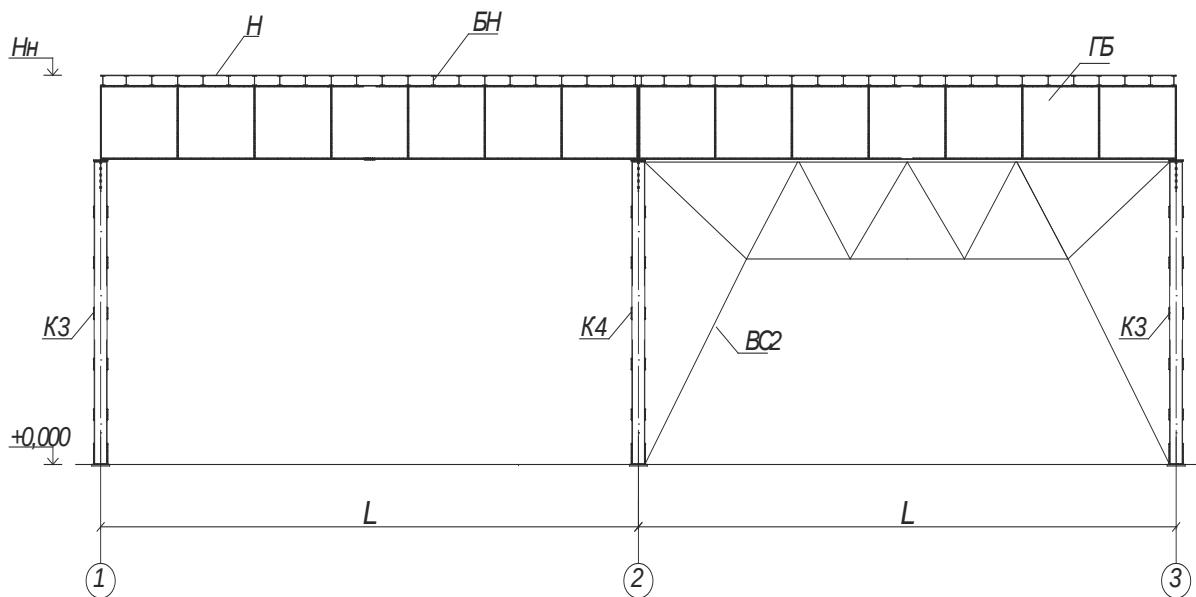
Таблица №1.1

Последняя цифра шифра	Район строительства	Расчетная температура $t, ^\circ\text{C}$	Полезная нормативная нагрузка kH/m^2 (кгс/м^2)
0	Курган	-42	36(3600)
1	Салехард	-49	28(2800)
2	Тюмень	-44	35(3500)
3	Дудинка	-53	34(3400)
4	Игарка	-54	26(2600)
5	Уренгой	-53	24(2400)
6	Тобольск	-47	30(3000)
7	Магадан	-31	25(2500)
8	Красноярск	-42	26(2600)
9	Томск	-44	32(3200)

Расчетная температура необходима для выбора стали конструкций по п.2.1. и таблице №50 (1). За расчетную температуру наружного воздуха принимается температура наиболее холодных суток с обеспеченностью 0,98 согласно указаниям СП 131.13330.2012 «Строительная климатология».



Разрез 1-1



Условные обозначения:

К – колонна; ГБ – главная балка; БН – балки настила; Н – настил; ВС – вертикальная связь; L – пролет главной балки; l – пролет второстепенной балки.

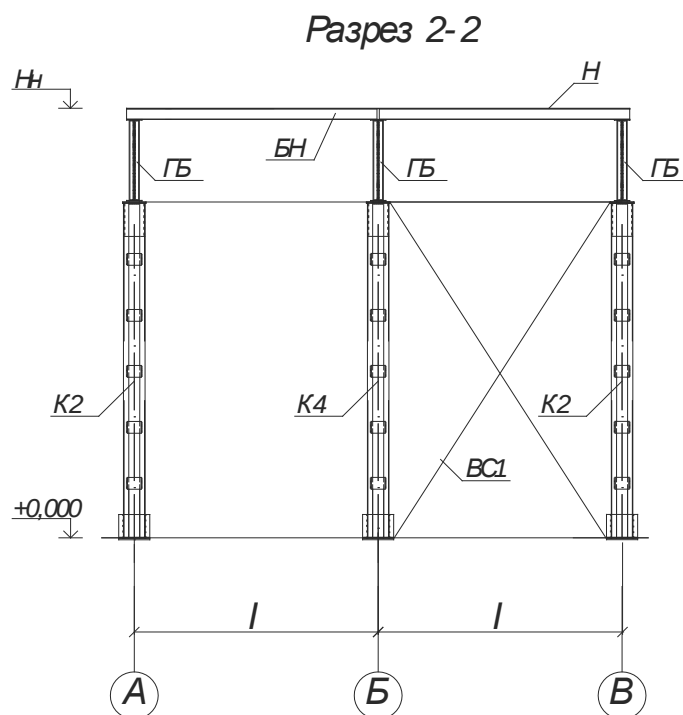


Рис1.1 Схема балочной клетки нормального типа.

ТАБЛИЦА №1.2

Последняя цифра шифра	Предпоследняя цифра шифра										Отметка настила $H_{нс}$, м.
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0	16,0 4,1	15,4 4,2	14,8 4,3	14,4 4,4	14,0 4,5	13,6 4,6	13,2 4,8	12,8 4,9	12,4 5,0	12,0 5,2	7,200
1	12,0 4,0	12,3 4,1	12,5 4,2	12,9 4,3	13,3 4,4	13,5 4,5	13,7 4,6	13,9 4,7	14,1 4,8	14,5 4,9	7,400
2	15,8 5,2	15,6 5,1	15,4 5,0	15,2 4,9	15,0 4,8	14,8 4,7	14,6 4,6	14,4 4,5	14,2 4,4	14,0 4,3	7,600
3	12,4 5,0	12,5 5,1	12,6 4,9	12,7 4,8	12,8 4,7	12,9 4,6	13,0 4,5	13,1 4,4	13,2 4,3	13,3 4,2	7,800
4	15,7 5,5	15,8 5,4	15,7 5,3	15,6 5,2	15,5 5,1	15,4 5,0	15,3 4,9	15,2 4,8	15,1 4,7	15,0 4,6	8,200
5	14,9 4,9	14,8 4,8	14,7 4,7	14,6 4,6	14,5 4,5	14,4 4,4	14,3 4,3	14,2 4,2	14,1 4,1	14,0 4,0	8,400
6	14,1 3,8	14,0 3,9	13,9 4,0	13,8 4,1	13,7 4,2	13,6 4,3	13,5 4,4	13,4 4,5	13,3 4,6	13,2 4,7	8,600
7	12,1 3,7	12,2 3,8	12,3 3,9	12,4 4,0	12,5 4,1	12,6 4,2	12,7 4,3	12,8 4,4	12,9 4,5	13,0 4,6	9,200
8	13,1 4,7	13,2 4,8	13,3 4,9	13,4 5,0	13,5 5,1	13,6 5,2	13,7 5,3	13,8 5,4	13,9 5,5	14,0 5,6	9,600
9	14,0 6,2	14,1 6,1	14,2 6,0	14,3 5,9	14,4 5,8	14,5 5,7	14,6 5,6	14,7 5,5	14,8 5,4	14,9 5,3	9,800

Примечание: первая цифра- пролет главной балки Лм.
вторая цифра- пролет второстепенной балки Лм.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ
(нужное подчеркнуть)

1. Район
строительства _____
2. Размеры площадки в плане : $3L \cdot 3l, 3L \cdot 2l, 2L \cdot 3l, 2L \cdot 2l$
3. Шаг колонн в поперечном направлении (пролет) MM :
 L : = 12600, 12800, 13000, 13400, 13800, 14000, 14400, 14800, 15000, 15400, 16000, 16400.
4. Шаг колонн в продольном направлении:
 L : = 4000, 4200, 4400, 4600, 4800, 5000, 5200, 5400, 5600, 5800, 6000, 6200.
5. Отметка уровня чистого пола: 0.000.
6. Отметка верха настила M : 7200, 7400, 7600, 7800, 8000, 8200, 8400, 8600, 8800, 9000, 9200, 9400, 9600, 9800, 10000, 11000, 12000.
7. Строительная высота перекрытия M : 1.6, 1.8, 2.0, 2.2, 2.4 не ограничена.
8. Временная нормативная равномерно распределенная нагрузка, кн/м²: 15, 16, 18, 20, 22, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 34.
9. Материалы и их расчетные сопротивления:
 - 9.1. Основных конструкций выбирать по п.2.1*^[1] и приложению 1. табл. 50, 51, δ , 52.
 - 9.2. Для сварных соединений выбирать по п.2.2, п.3.1 и приложению 2, табл. 55*, 56.
 - 9.3. Для болтовых соединений выбирать по п.п. 2.4-2.7 приложению 2, табл. 57, 58, 61, 62.
 - 9.4. Фундаментов: бетон класса $B10, B12,5; B15; B20$. по выбору.
10. Класс объекта по уровню ответственности – II $\gamma_n = 0,95$.
11. Задание на УИРС _____

2. ПРИМЕР РАСЧЕТА ПЕРЕКРЫТИЯ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ.

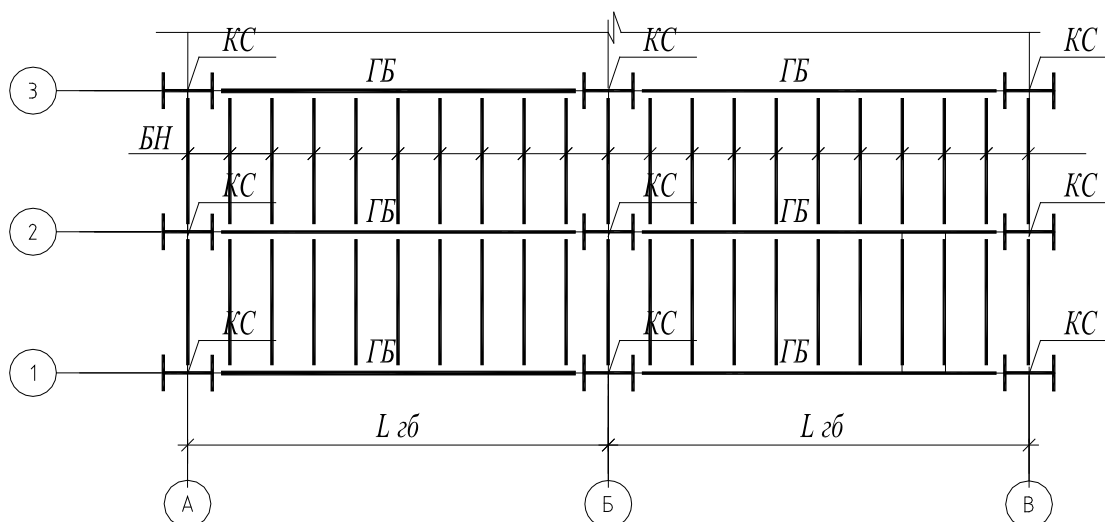
Задание на проектирование.

- Тип балочной клетки – нормальный;
- Сопряжение балок – поэтажное;
- Пролет главной балки – $L=15,0\text{м}$;
- Шаг колонн в продольном направлении – $l=5,1\text{м}$;
- Отметка верха настила – $H=9,1\text{м}$;
- Нормативное значение предельной нагрузки – $q_n=25\text{кПа}$;
- Район строительства г.Тобольск;
- По району строительства (г. Тобольск, температура воздуха наиболее холодных суток -47°C) принимаем сталь С345.

2.1 КОМПОНОВКА БАЛОЧНОЙ ПЛОЩАДКИ.

Предварительно следует ознакомиться с описанием конструкции балочной клетки по гл.7 п.2 [3] или гл.8 п.8.2 [5]. Схемы балочных клеток приведены на рис. 2.1.

а)



б)

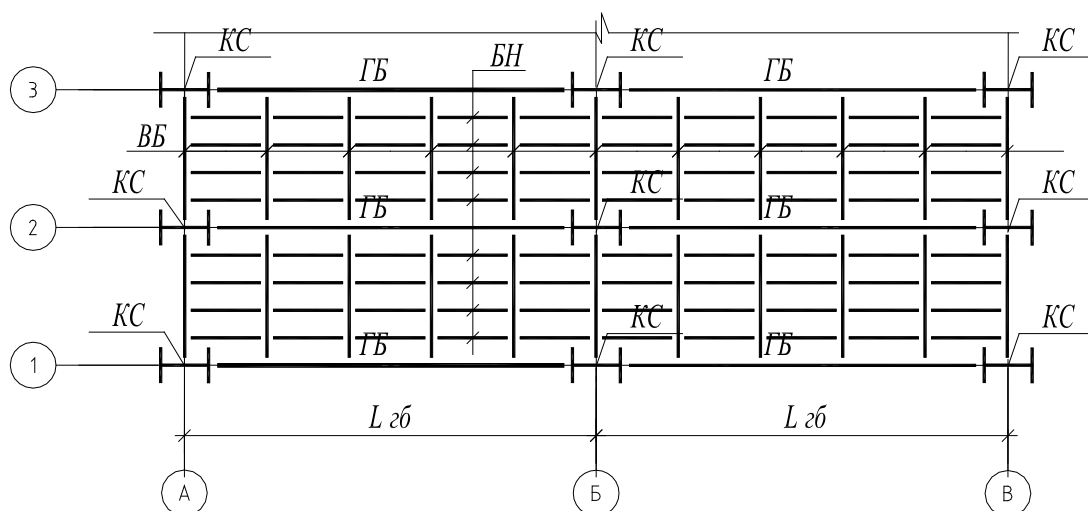


Рис.2.1. Схемы балочных клеток:
а) нормальный тип;
б) усложненный тип.

Балочные клетки подразделяются на три основных типа: упрощенный, нормальный, усложненный. В примере рассмотрим нормальный тип.

2.1.1 ВЫБОР ВАРИАНТОВ КОМПОНОВОЧНЫХ СХЕМ БАЛОЧНЫХ КЛЕТОК

В балочной клетке нормального типа нагрузка, приходящаяся на настил, передается на балки настила, которые в свою очередь передают её на главные балки, опирающиеся на колонны, рис. 2.1.а.

При нагрузках не более 50 кН/м^2 и относительном прогибе $1/150$ прочность настила всегда обеспечена, и расчет его следует производить из условия жесткости на нормативную нагрузку.

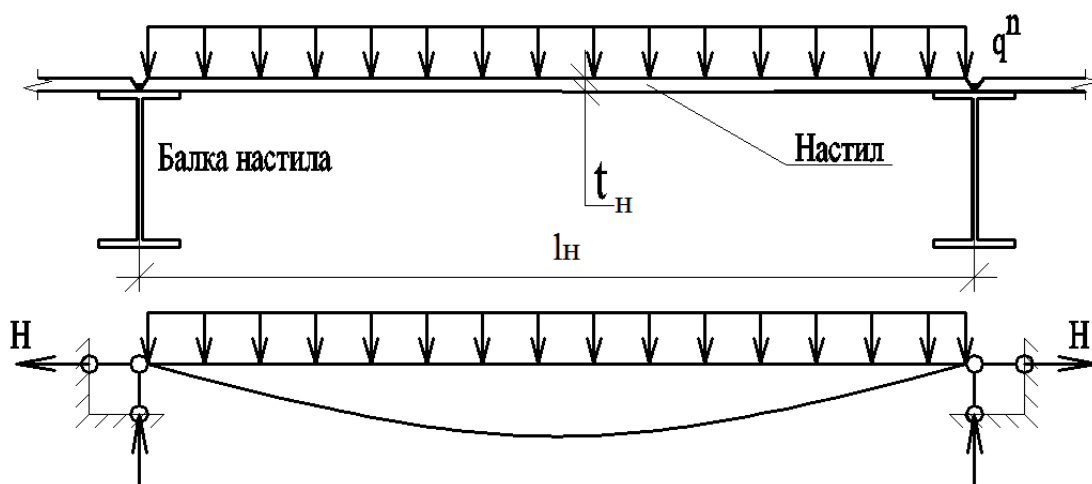


Рис.2.2 Расчетная схема

В начале следует определить возможное отношение пролета к его толщине по формуле (7.2) вытекающей из уравнений С.П.Тимошенко [3] стр. 131

Размеры настила при работе его на изгиб с учётом распора N можно приближенно вычислить из условия заданного предельного прогиба (II группа предельных состояний) по формуле:

$$\frac{\ell_n}{t_n} = \frac{4n_0}{15} \times \left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 q_n}\right), \text{ где}$$

ℓ_n — пролет настила;

t_n — толщина настила;

$n_0 = [l/f]$ — отношение пролёта настила к его предельному прогибу, величина, обратная предельному значению относительного прогиба конструкции (для стального настила рабочих площадок производственных зданий при отсутствии крановых путей $[f/l] = 1/150$);

$$E_1 = \frac{E}{1-\nu^2} = \frac{2,1 \cdot 10^6}{1-0,3^2} = 2,31 \cdot 10^6 \text{ (кгс/см}^2\text{)} - \text{приведённый модуль упругости стали;}$$

$\mu = 0,3$ — коэффициент Пуассона для стали;

q_n — нормативное значение нагрузки, воспринимаемое сталью.

$$q_n = 25 \text{ кПа} = 2500 \text{ кг/м}^2 = 0,25 \text{ кг/см}^2$$

$$q_n^H = 0,25 + \rho * t_n = 0,25 + 78,50 * 0,01 = 0,2579 \text{ кг/см}^2$$

Примем $t_n = 8 \text{ мм}$

$$\ell_n \leq 0,8 \times \frac{4 \times 150}{15} \times \left(1 + \frac{72 \times 2,31 \times 10^6}{150^4 \times 0,2579}\right) = 72,77 \text{ см}$$

Число шагов балок будет равно: $n_0 \geq \frac{L}{l_n} = \frac{15,0}{0,728} = 20,6$. Примем 21 шаг и,

$$\text{следовательно, шаг настила } l_n = \frac{15,0}{21} = 0,714 \text{ м} = 71 \text{ см}$$

Примем $t_n = 10 \text{ мм}$

$$\ell_n \leq 1 \times \frac{4 \times 150}{15} \times \left(1 + \frac{72 \times 2,31 \times 10^6}{150^4 \times 0,2579}\right) = 90,96 \text{ см}$$

Число шагов балок будет равно: $n_0 \geq \frac{L}{l_n} = \frac{15,0}{0,9096} = 16,49$. Примем 17 шагов и,

$$\text{следовательно, шаг настила } l_n = \frac{15,0}{17} = 0,882 \text{ м} = 88,2 \text{ см}$$

Примем $t_n = 12 \text{ мм}$

$$\ell_n \leq 1,2 \times \frac{4 \times 150}{15} \times \left(1 + \frac{72 \times 2,31 \times 10^6}{150^4 \times 0,2579}\right) = 109,15 \text{ см}$$

Число шагов балок будет равно: $n_0 \geq \frac{L}{l_n} = \frac{15,0}{1,0915} = 13,74$. Примем 14 шагов и,

$$\text{следовательно, шаг настила } l_n = \frac{15,0}{14} = 1,07 \text{ м} = 107 \text{ см}$$

Примем $t_n = 14 \text{ мм}$

$$l_n \leq 1,4 \times \frac{4 \times 150}{15} \times \left(1 + \frac{72 \times 2,31 \times 10^6}{150^4 \times 0,2579}\right) = 127,34 \text{ см}$$

Число шагов балок будет равно: $n_0 \geq \frac{L}{l_n} = \frac{15,0}{1,2734} = 11,78$. Примем 12 шагов и,

следовательно, шаг настила $l_n = \frac{15,0}{12} = 1,25 \text{ м} = 125 \text{ см}$

2.1.2. РАСЧЕТ КРЕПЛЕНИЯ НАСТИЛА К БАЛКАМ.

Пролеты таких балок невелики, все балки можно принимать прокатными, поэтому порядок подбора сечения балок всех вариантов будет одинаковым.

Собственный вес настила:

$$g_{\text{настил}} = \rho \times 1 \times 1 \times t_n, \text{ где}$$

$\rho = 7850 \text{ кг/см}^3$ — плотность стали;

t_n — толщина настила;

Расчетное значение нагрузки:

$$q^p = q_n \times \gamma_{f1} + g_{\text{настил}} \times \gamma_{f1}, \text{ где}$$

$\gamma_{f1} = 1,2$ — коэффициент надёжности по временной нагрузке;

$\gamma_{f2} = 1,05$ — коэффициент надёжности по нагрузке от собственного веса.

Величина распора:

$$H = \frac{\pi^2 \times E_1 \times J \times \alpha}{l_n^2}$$

$E_1 = 2,31 \cdot 10^6 \text{ (кгс/см}^2\text{)}$ — приведённый модуль упругости стали;

J — момент инерции;

$$J = \frac{1 \times t_n^3}{12}$$

α находится из:

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = 3\left(\frac{f_0}{t_n}\right)^2$$

где f_0 — балочный прогиб

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n^H \cdot l_n^4}{E \cdot J}$$

Условие прочности:

$$\frac{M}{W} + \frac{N}{A} \leq R_y \times \gamma_c, \text{ где}$$

$$M = \frac{M_0}{1 + \alpha}, M_0 = \frac{q^p \times l_n^2}{8},$$

$W = \frac{1 \times t_n^2}{6}$ — момент сопротивления сечения;

$N = H$ — величина распора;

$A = 1 \times t_n$ — площадь сечения;

$R_y = 3250 \text{ кгс/см}^2$ — расчетное сопротивление материала балки;

$\gamma_c = 1$ — коэффициент условий работы;

Преобразованное условие прочности:

$$\frac{q^p \times l_n^2 \times 3}{4 \times (1 + \alpha) \times t_n^2} + \frac{\pi^2 \times E_1 \times \alpha \times t_n^2}{l_n^2 \times 12} \leq R_y \times \gamma_c$$

Рассмотрим $t_n = 8 \text{ мм} = 0,8 \text{ см}$; $l_n = 71,4 \text{ см}$

$$g_{\text{настил}} = 7850 \times 0,8 \times 10^{-2} = 62,8 \text{ кг/м}^2;$$

$$q^p = 0,25 \times 1,2 + 62,8 \times 10^{-4} \times 1,05 = 0,31 \text{ кг/см}^2;$$

$$J = \frac{1 \times 0,8^3}{12} = 0,043 \text{ см}^4$$

$$f_0 = \frac{5}{384} \times \frac{q_n^H \times l_n^4}{E \times J} = \frac{5}{384} \times \frac{(0,25 + 62,8 \times 10^{-4}) \times 71,4^4}{2,1 \times 10^6 \times 0,043} = 0,94 \text{ см};$$

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = 3\left(\frac{f_0}{t_n}\right)^2 = 3\left(\frac{0,94}{0,8}\right)^2 = 4,14 \Rightarrow \alpha = 1,02;$$

$$H = \frac{\pi^2 \times E_1 \times J \times \alpha}{l_n^2} = \frac{3,14^2 \times 2,31 \times 10^6 \times 0,043 \times 1,02}{71^2} = 198,16 \text{ см}$$

$$M = \frac{M_0}{1 + \alpha} = \frac{197,55}{1 + 1,02} = 97,8 \text{ кгсм}; \quad M_0 = \frac{q^p \times l_n^2}{8} = \frac{0,31 \times 71^2}{8} = 195,34 \text{ кгсм};$$

$$W = \frac{1 \times t_n^2}{6} = \frac{1 \times 0,8^2}{6} = 0,107 \text{ см}^4$$

Проверка несущей способности настила:

$$\frac{97,8}{0,107} + \frac{198,16}{0,8} = 1161,72 \leq 3250.$$

Условие прочности выполняется.

Рассмотрим $t_n = 10 \text{ мм} = 1 \text{ см}$; $l_n = 88,2 \text{ см}$

$$g_{\text{настил}} = 7850 \times 1 \times 10^{-2} = 78,5 \text{ кг/м}^2;$$

$$q^p = 0,25 \times 1,2 + 78,5 \times 10^{-4} \times 1,05 = 0,31 \text{ кг/см}^2;$$

$$f_0 = \frac{5}{384} \times \frac{q_n^H \times l_n^4}{E \times J} = \frac{5}{384} \times \frac{(0,25 + 78,5 \times 10^{-4}) \times 88,2^4 \times 12}{2,1 \times 10^6 \times 1 \times 1^3} = 1,16 \text{ см};$$

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = 3\left(\frac{f_0}{t_n}\right)^2 = 3\left(\frac{1,16}{1}\right)^2 = 4,04 \Rightarrow \alpha = 1;$$

Проверка несущей способности настила:

$$\frac{0,31 \times 88,2^2 \times 3}{4 \times (1 + 1) \times 1^2} + \frac{3,14^2 \times 2,31 \times 10^6 \times 1 \times 1^2}{88,2^2 \times 12} = 1148,31 \leq 3250.$$

Условие прочности выполняется.

Рассмотрим $t_n = 12 \text{ мм} = 1,2 \text{ см}$; $l_n = 107 \text{ см}$

$$g_{\text{настил}} = 7850 \times 1,2 \times 10^{-2} = 94,2 \text{ кг/м}^2;$$

$$q^p = 0,25 \times 1,2 + 94,2 \times 10^{-4} \times 1,05 = 0,31 \text{ кг/см}^2;$$

$$f_0 = \frac{5}{384} \times \frac{q_n^H \times l_n^4}{E \times J} = \frac{5}{384} \times \frac{(0,25 + 94,2 \times 10^{-4}) \times 107^4 \times 12}{2,1 \times 10^6 \times 1 \times 1,2^3} = 1,46 \text{ см};$$

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = 3\left(\frac{f_0}{t_n}\right)^2 = 3\left(\frac{1,46}{1,2}\right)^2 = 4,44 \Rightarrow \alpha = 1,05;$$

Проверка несущей способности настила:

$$\frac{0,31 \times 107^2 \times 3}{4 \times (1 + 1,05) \times 1,2^2} + \frac{3,14^2 \times 2,31 \times 10^6 \times 1,05 \times 1,2^2}{107^2 \times 12} = 1152,38 \leq 3250.$$

Условие прочности выполняется.

Рассмотрим $t_n = 14 \text{ мм} = 1,4 \text{ см}$; $l_n = 125 \text{ см}$

$g_{\text{настил}} = 7850 \times 1,4 \times 10^{-2} = 109,9 \text{ кг/м}^2$;

$q^p = 0,25 \times 1,2 + 109,9 \times 10^{-4} \times 1,05 = 0,31 \text{ кг/см}^2$;

$$f_0 = \frac{5}{384} \times \frac{q_n^H \times l_n^4}{E \times J} = \frac{5}{384} \times \frac{(0,25 + 109,9 \times 10^{-4}) \times 125^4 \times 12}{2,1 \times 10^6 \times 1 \times 1,4^3} = 1,73 \text{ см};$$

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = 3\left(\frac{f_0}{t_n}\right)^2 = 3\left(\frac{1,73}{1,4}\right)^2 = 4,58 \Rightarrow \alpha = 1,07;$$

Проверка несущей способности настила:

$$\frac{0,31 \times 125^2 \times 3}{4 \times (1 + 1,07) \times 1,4^2} + \frac{3,14^2 \times 2,31 \times 10^6 \times 1,07 \times 1,4^2}{125^2 \times 12} = 1077,36 \leq 3250.$$

Условие прочности выполняется.

Максимальный изгибающий момент:

$$M_{\max} = \frac{q^p \cdot l^2}{8}$$

Максимальная поперечная сила:

$$Q_{\max} = \frac{q^p \cdot l}{2}$$

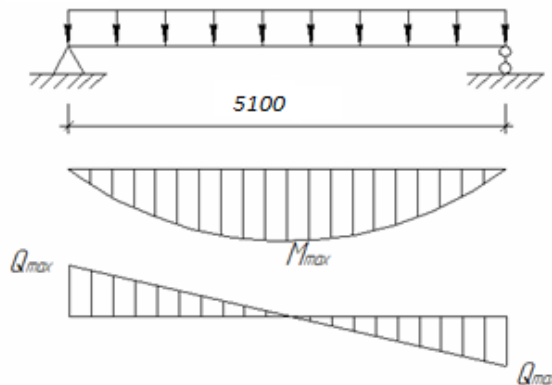


Рис.2.3 Расчетная схема

Требуемый момент сопротивления поперечного сечения балки равен:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\max}}{c_x \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$

$R_y = 345 \text{ МПа} = 3250 \text{ кгс/см}^2$ – расчетное сопротивление материала балки по пределу текучести (для стали С345);

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы;

$c_x = 1,1$ – коэффициент, учитывающий развитие пластичных деформаций в элементах конструкции и зависящий от формы сечения.

$\beta = 1$

Требуемый момент инерции поперечного сечения балки равен:

$$J_{\text{тр}} \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{бн}}^H \cdot l_{\text{бн}}^4}{E \cdot f_u}$$

q_{6H}^H – нормативное значение нагрузки, действующее на БН;

E – модуль упругости стали;

$l_H=5,1$ м — пролет БН;

$$f_u = \frac{1}{x} \cdot l_{6H}$$

n	l, м	
150	3	$\Rightarrow x=185$
x	5,1	
200	6	

Где x определяется в зависимости от l_{6H} методом линейной интерполяции:

$$f_u = \frac{1}{185} \cdot 510 = 2,76 \text{ см}$$

Рассмотрим $t_H=8 \text{ мм}=0,8 \text{ см}$

$$M_{\max} = \frac{q^p \cdot l^2}{8} = \frac{2176,82 \cdot 5,1^2}{8} = 7077,39 (\text{кгс} \cdot \text{м});$$

$$Q_{\max} = \frac{q^p \cdot l}{2} = \frac{2176,82 \cdot 5,1}{2} = 5550,9 (\text{кгс})$$

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\max}}{c_x \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{7077,39}{1,1 \cdot 1 \cdot 3250 \cdot 1} = 197,97 \text{ см}^3$$

$$J_{\text{тр}} \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{6H}^H \cdot l_{6H}^4}{E \cdot f_u} = \frac{5}{384} \cdot \frac{18,2 \cdot 510^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 2,76} = 2766,07 \text{ см}^4$$

Подбираем по сортаменту прокатного профиля: двутавр №24, $W_x=289 \text{ см}^3$, $J_x=3460 \text{ см}^4$, $m_{6H}=27,3 \text{ кг/м}$ и двутавр №23Б1, $W_x=260,5 \text{ см}^3$, $J_x=2996 \text{ см}^4$, $m_{6H}=25,8 \text{ кг/м}$.

Рассмотрим $t_H=10 \text{ мм}=1 \text{ см}$

$$M_{\max} = \frac{q^p \cdot l^2}{8} = \frac{2718,7 \cdot 5,1^2}{8} = 8839,17 (\text{кгс} \cdot \text{м});$$

$$Q_{\max} = \frac{q^p \cdot l}{2} = \frac{2718,7 \cdot 5,1}{2} = 6932,69 (\text{кгс})$$

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\max}}{c_x \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{8839,17}{1,1 \cdot 1 \cdot 3250 \cdot 1} = 247,25 \text{ см}^3$$

$$J_{\text{тр}} \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{6H}^H \cdot l_{6H}^4}{E \cdot f_u} = \frac{5}{384} \cdot \frac{22,74 \cdot 510^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 2,76} = 3456,06 \text{ см}^4$$

Подбираем по сортаменту прокатного профиля: двутавр №24, $W_x=289 \text{ см}^3$, $J_x=3460 \text{ см}^4$, $m_{6H}=27,3 \text{ кг/м}$ и двутавр №26Б1, $W_x=312 \text{ см}^3$, $J_x=4024 \text{ см}^4$, $m_{6H}=28 \text{ кг/м}$.

Рассмотрим $t_H=12 \text{ мм}=1,2 \text{ см}$

$$M_{\max} = \frac{q^p \cdot l^2}{8} = \frac{3315,83 \cdot 5,1^2}{8} = 10780,59 (\text{кгс} \cdot \text{м});$$

$$Q_{\max} = \frac{q^p \cdot l}{2} = \frac{3315,83 \cdot 5,1}{2} = 8531,87 (\text{кгс})$$

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\max}}{c_x \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{10780,59}{1,1 \cdot 1 \cdot 3250 \cdot 1} = 301,55 \text{ см}^3$$

$$J_{\text{тр}} \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{бн}}^H \cdot l_{\text{бн}}^4}{E \cdot f_u} = \frac{5}{384} \cdot \frac{27,76 \cdot 510^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 2,76} = 4219,01 \text{ см}^4$$

Подбираем по сортаменту прокатного профиля: двутавр №27, $W_x=371 \text{ см}^3$, $J_x=5010 \text{ см}^4$, $m_{\text{бн}}=31,5 \text{ кг/м}$ и двутавр №26Б2, $W_x=356,6 \text{ см}^3$, $J_x=4654 \text{ см}^4$, $m_{\text{бн}}=31,2 \text{ кг/м}$.

Рассмотрим $t_H=14 \text{ мм}=1,4 \text{ см}$

$$M_{\text{max}} = \frac{q^p \cdot l^2}{8} = \frac{3894,24 \cdot 5,1^2}{8} = 12661,15 (\text{кгс} \cdot \text{м});$$

$$Q_{\text{max}} = \frac{q^p \cdot l}{2} = \frac{3894,24 \cdot 5,1}{2} = 9930,31 (\text{кгс})$$

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{max}}}{c_x \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{12661,15}{1,1 \cdot 1 \cdot 3250 \cdot 1} = 354,16 \text{ см}^3$$

$$J_{\text{тр}} \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{бн}}^H \cdot l_{\text{бн}}^4}{E \cdot f_u} = \frac{5}{384} \cdot \frac{32,62 \cdot 510^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 2,76} = 4957,64 \text{ см}^4$$

Подбираем по сортаменту прокатного профиля: двутавр №27, $W_x=371 \text{ см}^3$, $J_x=5010 \text{ см}^4$, $m_{\text{бн}}=31,5 \text{ кг/м}$ и двутавр №30Б1, $W_x=427 \text{ см}^3$, $J_x=6328 \text{ см}^4$, $m_{\text{бн}}=32,9 \text{ кг/м}$.

Таблица 2.1

№	n	l_H , м	t_H , см	$g_{\text{наст}}$, кг/м ²	$g_{\text{бн}}$, кг/м ²	G , кг/м ²
1	21	0,71	0,8	62,8	38,45	101,25
					36,34	99,14
2	17	0,882	1,0	78,5	30,95	109,45
					31,74	110,24
3	14	1,07	1,2	94,2	29,44	123,64
					29,16	123,36
4	12	1,25	1,4	109,9	25,2	135,1
					26,32	136,22

$$g_{\text{бн}}^{1.1} = \frac{m_{\text{бн}}}{l_H} = \frac{27,3}{0,71} = 38,45 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2};$$

$$g_{\text{бн}}^{1.2} = \frac{m_{\text{бн}}}{l_H} = \frac{25,8}{0,71} = 36,34 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2};$$

$$g_{\text{бн}}^{2.1} = \frac{m_{\text{бн}}}{l_H} = \frac{27,3}{0,882} = 30,95 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2};$$

$$g_{\text{бн}}^{2.2} = \frac{m_{\text{бн}}}{l_H} = \frac{28}{0,882} = 31,74 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2};$$

$$g_{\text{бн}}^{3.1} = \frac{m_{\text{бн}}}{l_H} = \frac{31,5}{1,07} = 29,44 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2};$$

$$g_{\text{бн}}^{2.2} = \frac{m_{\text{бн}}}{l_H} = \frac{31,2}{1,07} = 29,16 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2};$$

$$g_{\text{бн}}^{4.1} = \frac{m_{\text{бн}}}{l_H} = \frac{31,5}{1,25} = 25,2 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2};$$

$$g_{\text{бн}}^{4.2} = \frac{m_{\text{бн}}}{l_H} = \frac{32,9}{1,25} = 26,32 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2};$$

Для балок настила принимаем двутавр №23Б1, имеющий следующие геометрические характеристики: $W_x=260,5\text{ см}^3$, $J_x=2996\text{ см}^4$, $h=230\text{ мм}$, $A=32,91\text{ см}^2$, $b=110\text{ мм}$, $s=5,6\text{ мм}$, $t=9,0\text{ мм}$, собственный вес $m=25,8\text{ кг/м}$.

2.1.3. ПРОВЕРКА СЕЧЕНИЯ БАЛКИ НАСТИЛА.

Проверка по I ГПС.

Рассмотрим двутавр №23Б1, $W_x=260,5\text{ см}^3$, $J_x=2996\text{ см}^4$, $h=230\text{ мм}$, $A=32,91\text{ см}^2$, $b=110\text{ мм}$, $s=5,6\text{ мм}$, $t=9\text{ мм}$, собственный вес $m=25,8\text{ кг/м}$ и проверяем его на прочность и жесткость.

$$q_{\text{бн}} = (q^H \times \gamma_{f1} + g_{\text{настил}} \times \gamma_{f2}) \times l_n + m_{\text{бн}} \times \gamma_{f2} = 2176,82 + 25,8 \times 1,05 = 2203,91\text{ кгс/м}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{q_{\text{бн}} \cdot l^2}{8} = \frac{2203,91 \cdot 5,1^2}{8} = 7165,46 (\text{кгс} \cdot \text{м})$$

$$c_x = 1,132$$

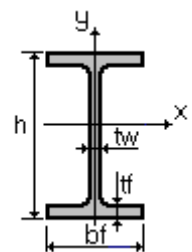
$$A = 32,91\text{ см}^2$$

$$A_f = 11,0 \cdot 0,9 = 9,9\text{ см}^2,$$

$$A_w = A - A_f \cdot 2 = 32,91 - 9,9 \cdot 2 = 13,11\text{ см}^2$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{9,9}{13,11} = 0,76$$

$\frac{A_f}{A_w}$	c_x
0,5	1,2
0,76	1,132
1,0	1,07



$$\frac{M_{\text{max}}}{c_x \cdot \beta \cdot W_{\text{тр}} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{716546}{1,132 \cdot 1 \cdot 260,5 \cdot 3250 \cdot 1} = 0,75 < 1$$

Условие прочности выполняется.

Проверка по II ГПС.

$$f_u \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l_{\text{бн}}^4}{E \cdot J_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{18,2 \cdot 510^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 2996}$$

$$f_u = \frac{1}{185} \cdot 510 = 2,76\text{ см}$$

$$2,76\text{ см} \geq 2,55\text{ см} \Rightarrow \text{условие жесткости выполняется}$$

Для балок настила принимаем двутавр №23Б1, имеющий следующие геометрические характеристики: $W_x=260,5\text{ см}^3$, $J_x=2996\text{ см}^4$, $h=230\text{ мм}$, $A=32,91\text{ см}^2$, $b=110\text{ мм}$, $s=5,6\text{ мм}$, $t=9\text{ мм}$, собственный вес $m=25,8\text{ кг/м}$.

2.2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНОЙ БАЛКИ.

При расчете и конструировании составных балок, являющихся главными балками балочной площадки, необходимо решить следующие вопросы:

1. Выбор расчетной схемы балки и определение внутренних усилий.
2. Подбор и компоновка сечения составной балки.
3. Проверка прочности в сечениях балки.
4. Изменение сечения составной балки по длине.
5. Проверка жесткости балки.
6. Проверка и обеспечение общей устойчивости балки.
7. Проверка и обеспечение местной устойчивости элементов балки.

8. Расчет поясных соединений.
9. Расчет и конструирование узлов и стыков главной балки.

2.2.1 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ.

Расчетную схему главной балки принимаем в виде разрезной шарнирно-опертой балки. Учитывая принятый шаг балок настила $l_{бн}=71\text{см}$, определяем, что их количество $n=22$ штук. Т.к. $n=22 \geq 5$, то принимаем их за равномерно распределенную нагрузку.

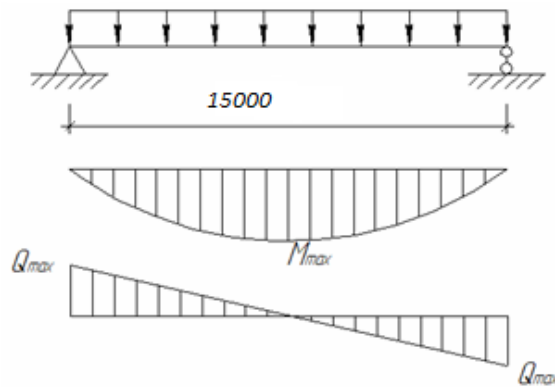


Рис. 2.4 Расчетная схема

Нормативное значение нагрузки, действующей на главную балку:

$$q_{ГБ}^H = (q_n \cdot l + g_{наст} \cdot l + g_{бн} \cdot l) \cdot \alpha_{ГБ} = (2500 \cdot 5,1 + 62,8 \cdot 5,1 + 36,34 \cdot 5,1) \cdot 1,02 = 13520,73 \text{ кгс/м}$$

где $\alpha_{ГБ} = 1,02$

Расчётное значение нагрузки, действующей на главную балку

$$q_{ГБ} = (q_n \cdot l \cdot \gamma_{f1} + g_{наст} \cdot l \cdot \gamma_{f2} + g_{бн} \cdot l \cdot \gamma_{f2}) \cdot \alpha_{ГБ} = (2500 \cdot 5,1 \cdot 1,2 + 62,8 \cdot 5,1 \cdot 1,05 + 36,34 \cdot 5,1 \cdot 1,05) \cdot 1,02 = 16147,51 \text{ кгс/м}$$

где $\gamma_{f1} = 1,2$,

$\gamma_{f2} = 1,05$ – для металлических конструкций.

$$M_{max} = \frac{q_{ГБ} \cdot L^2}{8} = \frac{16147,51 \cdot 15^2}{8} = 454149 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

$$Q_{max} = \frac{q_{ГБ} \cdot L}{2} = \frac{16147,51 \cdot 15}{2} = 121106 \text{ кг}$$

$$W_{тр} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{45414900}{3250 \cdot 1} = 13974 \text{ см}^3$$

2.2.2 ПОДБОР СЕЧЕНИЯ СОСТАВНОЙ БАЛКИ.

Внутренние усилия, возникающие в ГБ, значительны, в результате чего использование прокатных профилей не практично. Поэтому ГБ проектируется составной. Как правило, составные балки проектируются сварными, а сечение составных балок напоминает сечение прокатных двутавров: один вертикальный лист стали образует стенку двутавра, два горизонтальных листа образуют его полки. Исходя из полученных данных подбираем прокатный двутавр 100Б4, но данный двутавр является спец серией и применять его не практично.

Определение размеров стенки

Определяющим в компоновке сечения ГБ является подбор размеров стенки балки – высоты и толщины.

Высота ГБ, основную часть которой составляет высота стенки, определяется по экономическим соображениям, жёсткости балки и допустимой строительной высоте конструкции перекрытия.

Толщина стенки балки также определяется несколькими факторами и соответственно имеет несколько значений – минимальное, принимаемое из условия работы ГБ на касательные напряжения, и рациональное, принимаемое из экономических соображений.

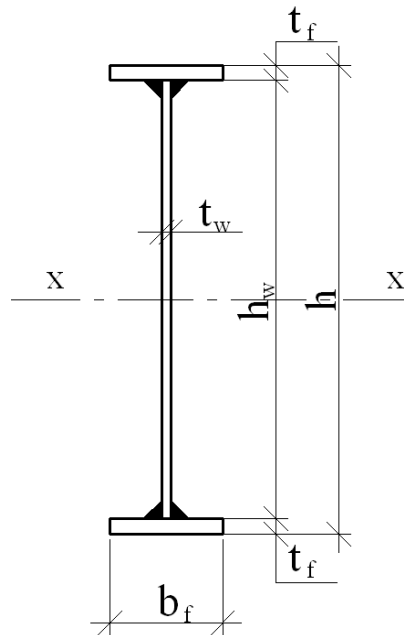


Рис. 2.5 Главная балка

Предварительное значение высоты балки принимаем равным:

$$h = \frac{1}{10} \cdot L = \frac{1}{10} \cdot 15 = 1,5\text{м} = 1500\text{мм}$$

Предварительное значение толщины стенки принимаем равным:

$$t_w = 7 + \frac{3 \cdot h}{1000} = 11,5\text{мм}$$

Принимаем по ГОСТ 19903-74 $t_w=12\text{мм}$.

Оптимальную высоту балки определяем по формуле:

$$h_{\text{опт}} = k \sqrt{\frac{W_{\text{тр}}}{t_w}} = 1,15 \sqrt{\frac{13974}{1,2}} = 124\text{см} = 1240\text{мм}$$

Наименьшая рекомендуемая высота балки h определяется жесткостью балки - ее продольным прогибом (второе предельное состояние). Для балки равномерно нагруженной по длине:

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y L}{E} \cdot \left[\frac{L}{f} \right] \cdot \frac{q_{\text{ГБ}}^{\text{н}}}{q_{\text{ГБ}}} = \frac{5}{24} \cdot \frac{3250 \cdot 1500}{2,1 \cdot 10^6} \cdot 400 \cdot \frac{13520,73}{16147,51} = 162\text{см}$$

$[l/f]=400$;

$E=2,1 \cdot 10^6$ кг/см² – модуль упругости стали;

$R_y=3250$ кгс/см² – расчётное сопротивление материала балки по пределу текучести.

Сравнивая полученные данные, принимаем высоту балки, близкую к оптимальной с учетом сортамента листовой стали $h=170$ см. Лист принимаем не окантованный.

Уточнение толщины стенки

$$t_w \geq \frac{3 \cdot Q_{max}}{2 \cdot h \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{3 \cdot 121106}{2 \cdot 170 \cdot 1885 \cdot 1} = 0,57 \text{ см}$$

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 3250 = 1885 \text{ кг/см}^2$$

Найдем толщину стенки из условия не постановки продольных ребер жесткости:

$$t_w \geq \frac{h_w}{\lambda_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{3250}{2,1 \cdot 10^6}} = 1,22 \text{ см}$$

Принимаем по сортаменту $t_w = 14$ мм.

Определение размеров полки

Толщину полки принимаем не более 2-х/3-х толщин стенки, но не более 30 мм:

$$t_f = 20 \text{ мм}$$

Ширина полки главной балки определяется из требуемого значения площади сечения полки. Формулу для определения площади сечения одной полки можно получить из известной формулы Штейнера, которая позволяет определять моменты инерции сложных относительно осей, не совпадающих с нейтральной осью всего сечения:

$$J_{f_{\text{тр}}} = 2 \left[J_{f_0} + A_f \cdot \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \right], \text{ где}$$

$J_{f_{\text{тр}}}$ – требуемый момент инерции сечения двух полок относительно нейтральной оси балки;

A_f – площадь сечения одной полки;

$h_0/2$ – расстояние от нейтральной оси балки до собственной оси полки.

Ввиду малости значения, моментом инерции сечения полки относительно собственной оси можно пренебречь.

Расчет проводим по формуле:

$$A_f = \frac{2 \cdot J_{f_{\text{тр}}}}{h_0^2}.$$

Требуемый момент инерции сечения одной полки относительно нейтральной оси балки определится как разность между требуемым моментом инерции всего сечения балки и фактическим моментом инерции стенки балки:

$$J_{f_{\text{тр}}} = J_{\text{тр}} - J_w, \text{ где}$$

J_w – момент инерции сечения стенки балки;

$J_{\text{тр}}$ – требуемый момент инерции всего сечения.

$$W_{\text{тр}} = \frac{J_{f_{\text{тр}}}}{y_{\text{max}}}, \text{ выразим отсюда момент инерции:}$$

$$J_{\text{тр}} = \frac{W_{\text{тр}} \cdot h}{2} = \frac{13974 \cdot 174}{2} = 1215738 \text{ см}^4$$

Момент инерции стенки балки определяется как момент инерции прямоугольного сечения:

$$J_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1,4 \cdot 170^3}{12} = 573183 \text{ см}^4;$$

$$J_{f_{\text{тр}}} = J_{\text{тр}} - J_w = 1215738 - 573183 = 642555 \text{ см}^4;$$

$$A_f = \frac{2 \cdot J_{f_{\text{тр}}}}{h_0^2} = \frac{2 \cdot 642555}{172^2} = 43,44 \text{ см}^2.$$

Толщина листа принята $t_f = 2 \text{ см}$, $b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{43,44}{2} = 21,72 \text{ см}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} b_f \geq 21,72 \text{ см} \\ b_f \geq 20 \text{ см} \\ b_f \geq \frac{h}{10} = \frac{174}{10} = 17,4 \text{ см} \end{array} \right.$$

По ГОСТ 82-70 принимаем ширину листа стали 220 мм.

Условная гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170}{1,4} \sqrt{\frac{3250}{2,1 \cdot 10^6}} = 4,78$$

Проверка местной устойчивости сжатой полки:

$$\begin{aligned} \frac{b_{ef}}{t_f} &\leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \\ b_{ef} &= \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{22 - 1,4}{2} = 10,3 \text{ см}; \\ \frac{10,3}{2} &\leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^6}{3250}}; \\ 5,15 &\leq 12,7 \end{aligned}$$

Условие выполняется, но с большим запасом. Подберем более рациональные размеры полки. Для этого выразим соотношение $\frac{b_{ef}}{t_f}$:

$$\begin{aligned} \frac{b_{ef}}{t_f} &\leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^6}{3250}} = 12,7 \\ \frac{b_{ef}}{t_f} &= \frac{b_f - t_w}{2 \cdot t_f} = \frac{b_f - 1,4}{2 \cdot t_f} \end{aligned}$$

Примем $A_f = 44 \text{ см}^2$, $b_f = x$, тогда $t_f = \frac{44}{x}$.

$$\begin{aligned} \frac{b_f - 1,4}{2 \cdot t_f} &= \frac{x - 1,4}{2 \cdot x} \leq 12 \\ x^2 - 1,4 \cdot x - 1056 &= 0 \end{aligned}$$

Решив уравнение, получим $x = 33,2$. Примем по сортаменту $b_f = 32 \text{ мм}$, тогда $t_f = \frac{44}{32} = 1,375 \approx 1,4 \text{ мм}$.

Проверим условие.

$$\begin{aligned} \frac{b_{ef}}{t_f} &\leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \\ b_{ef} &= \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{32 - 1,4}{2} = 15,3 \text{ см}; \\ \frac{15,3}{1,4} &\leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^6}{3250}}; \\ 10,93 &\leq 12,7 \end{aligned}$$

Условие выполняется, значит, принятые размеры главной балки удовлетворяют условиям местной устойчивости.

Имеем следующее сечение главной балки:

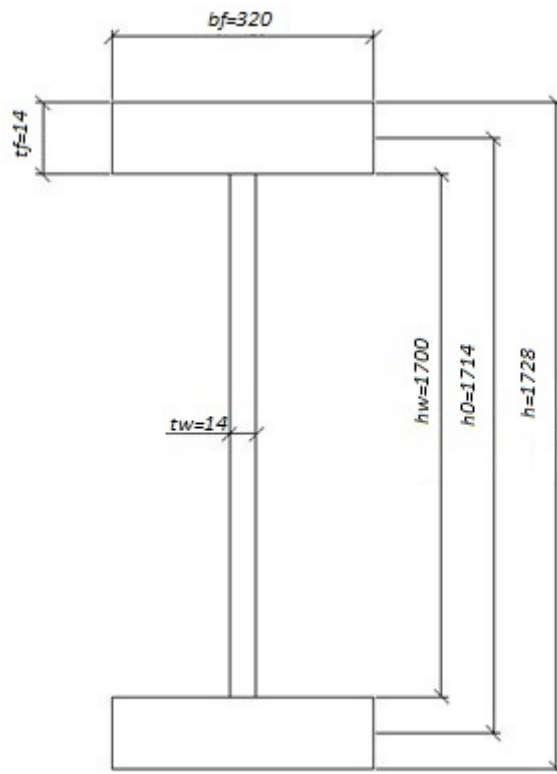


Рис.2.6 – Составное сечение ГБ

Геометрические характеристики сечения

$$A_w = 1,4 \cdot 170 = 238 \text{ см}^2$$

$$A_f = 32 \cdot 1,4 = 44,8 \text{ см}^2$$

$$A = 238 + 2 \cdot 44,8 = 327,6 \text{ см}^2$$

$$J_{x1} = \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} = \frac{32 \cdot 1,4^3}{12} = 7,32 \text{ см}^4$$

$$J_{x2} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1,4 \cdot 170^3}{12} = 573183 \text{ см}^4$$

$$J_{y1} = \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} = \frac{1,4 \cdot 32^3}{12} = 3822,93 \text{ см}^4$$

$$J_{y2} = \frac{h_w \cdot t_w^3}{12} = \frac{170 \cdot 1,4^3}{12} = 38,9 \text{ см}^4$$

$$J_x = \left(J_{x1} + \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \cdot A_1 \right) \cdot 2 + J_{x2} = \left(7,32 + \left(\frac{171,4}{2} \right)^2 \cdot 44,8 \right) \cdot 2 + 573183 = 1231264 \text{ см}^4$$

$$J_y = J_{y1} \cdot 2 + J_{y2} = 3822,93 \cdot 2 + 38,9 = 7685 \text{ см}^4$$

$$J_f = \left(J_{x1} + \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \cdot A_1 \right) \cdot 2 = \left(7,32 + \left(\frac{171,4}{2} \right)^2 \cdot 44,8 \right) \cdot 2 = 658081 \text{ см}^4$$

$$J_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1,4 \cdot 170^3}{12} = 573183 \text{ см}^4$$

$$W_x = \frac{2 \cdot J_x}{h} = \frac{2 \cdot 1231264}{172,8} = 14251 \text{ см}^3$$

$$W_y = \frac{2 \cdot J_y}{b_f} = \frac{2 \cdot 7685}{32} = 480 \text{ см}^3$$

2.2.3 ИЗМЕНЕНИЕ СЕЧЕНИЯ БАЛКИ ПО ДЛИНЕ

Поскольку изгибающий момент уменьшается от середины к опорам балки, то вместе с ним уменьшаются и нормальные напряжения. Поперечное сечение балки на опорах можно уменьшить в целях экономии материала. Изменить сечение балки можно, уменьшив высоту или толщину стенки, ширину или толщину полки. В сварных балках наиболее распространено уменьшение ширины полки. При этом остаются постоянными высота и толщина стенки и толщина полки, что удобно при выполнении сварки поясных листов друг с другом.

При равномерно распределенной нагрузке наиболее выгодное по расходу стали место изменения сечения поясов однопролетной сварной балки находится на расстоянии $1/6$ пролета балки от опоры.

Определение внутренних усилий

Усилия в сечении, расположенном на расстоянии $1/6$ пролета балки от опоры, определяются по эпюрам.

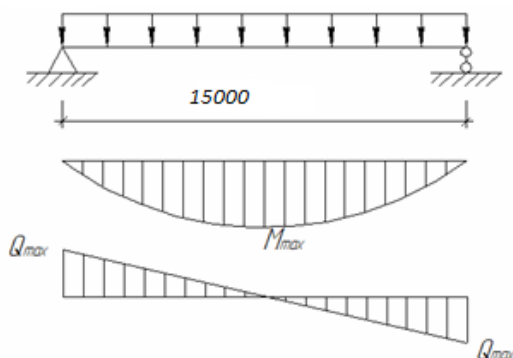


Рис. 2.7 – Расчетная схема

$$x = \frac{L}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ м}$$

$$M_{max} = R_{ГБ} \cdot x - \frac{q_{ГБ} \cdot x^2}{2} = 121106 \cdot 2,5 - \frac{16147,51 \cdot 2,5^2}{2} = 252306 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

$$R_{ГБ} = \frac{q_{ГБ} \cdot L}{2} = \frac{16147,51 \cdot 15}{2} = 121106 \text{ кг}$$

Уменьшенный пояс балки

Площадь уменьшенного сечения пояса принимается из условия прочности на растяжение сварного шва, стыкующего различные сечения пояса. В этом случае стык растянутого пояса ГБ выполняют прямым с ручной сваркой без физического контроля качества.

$$\left\{ \begin{array}{l} b'_{f_{тр}} \geq \frac{A'_{f_{тр}}}{t_f} \\ b'_{f_{тр}} \geq 20 \text{ см} \\ b'_{f_{тр}} \geq 0,1 \cdot h = 0,1 \cdot 170 = 17 \text{ см} \\ b'_{f_{тр}} \geq 0,5 \cdot b_f = 0,5 \cdot 32 = 16 \text{ см} \end{array} \right.$$

Расчет стыкового сварного соединения в растянутом поясе изгибаемого элемента можно производить по следующей формуле:

$$\frac{M_x}{W'_{\text{тр}}} = R_{wy} \cdot \gamma_c$$

где $M=M_x$ – изгибающий момент в месте изменения сечения ГБ;

$W'_{\text{тр}}$ – требуемый момент сопротивления измененного сечения;

R_{wy} – расчетное сопротивление сварного стыкового шва по пределу текучести:

$$R_{wy} = 0,85 \cdot R_y = 0,85 \cdot 3250 = 2762,5 \text{ кгс/см}^2$$

$$W'_{\text{тр}} = \frac{M_x}{R_{wy} \cdot \gamma_c} = \frac{25230600}{2762,5 \cdot 1} = 9133 \text{ см}^3$$

$$J'_{\text{тр}} = \frac{W'_{\text{тр}} \cdot h}{2} = \frac{9133 \cdot 172,8}{2} = 789091 \text{ см}^4$$

$$J'_{f_{\text{тр}}} = J'_{\text{тр}} - J_w = 789091 - 573183 = 215908 \text{ см}^4$$

$$A'_f = \frac{2 \cdot J'_{f_{\text{тр}}}}{h_0^2} = \frac{2 \cdot 215908}{171,4^2} = 14,7 \text{ см}^2$$

$$b'_{f_{\text{тр}}} = \frac{A'_f}{t_f} = \frac{14,7}{1,4} = 10,5 \text{ см}$$

$$\begin{cases} b'_{f_{\text{тр}}} \geq 10,5 \text{ см} \\ b'_{f_{\text{тр}}} \geq 20 \text{ см} \\ b'_{f_{\text{тр}}} \geq 17 \text{ см} \\ b'_{f_{\text{тр}}} \geq 16 \text{ см} \end{cases}$$

По ГОСТ 82-70 принимаем ширину листа стали 200 мм.

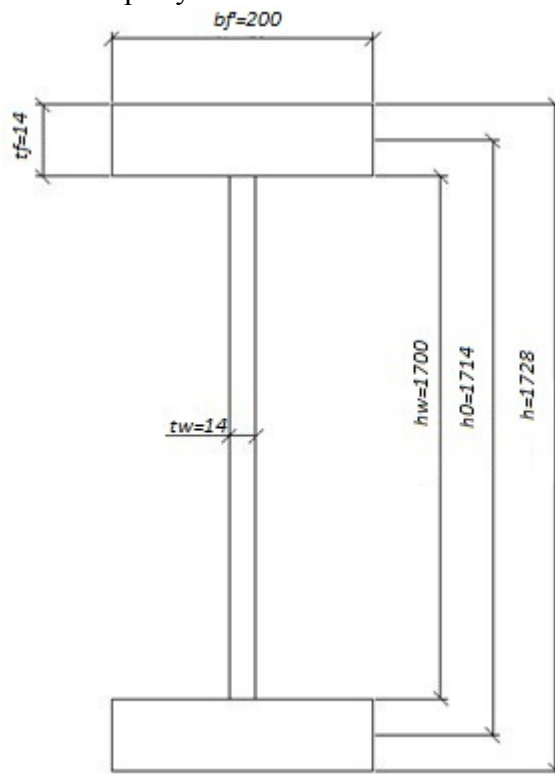


Рис. 2.8 – Составные сечение главной балки

Имеем следующее сечение главной балки:

$$A_w = 1,4 \cdot 170 = 238 \text{ см}^2$$

$$A_f = 20 \cdot 1,4 = 28 \text{ см}^2$$

$$A = 238 + 2 \cdot 28 = 294 \text{ см}^2$$

$$J_{x1} = \frac{bf \cdot tf^3}{12} = \frac{20 \cdot 1,4^3}{12} = 4,57 \text{ см}^4$$

$$J_{x2} = \frac{tw \cdot hw^3}{12} = \frac{1,4 \cdot 170^3}{12} = 573183 \text{ см}^4$$

$$J_{y1} = \frac{tf \cdot bf^3}{12} = \frac{1,4 \cdot 20^3}{12} = 933 \text{ см}^4$$

$$J_{y2} = \frac{hw \cdot tw^3}{12} = \frac{170 \cdot 1,4^3}{12} = 38,9 \text{ см}^4$$

$$J_x = \left(J_{x1} + \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \cdot A_1 \right) \cdot 2 + J_{x2} = \left(4,57 + \left(\frac{171,4}{2} \right)^2 \cdot 28 \right) \cdot 2 + 573183 = 984484 \text{ см}^4$$

$$J_y = J_{y1} \cdot 2 + J_{y2} = 933 \cdot 2 + 38,9 = 1905 \text{ см}^4$$

$$W_x = \frac{2 \cdot J_x}{h} = \frac{2 \cdot 984484}{172,8} = 11394 \text{ см}^3.$$

$$W_y = \frac{2 \cdot J_y}{bf} = \frac{2 \cdot 1905}{20} = 190,5 \text{ см}^3$$

2.2.4 ПРОВЕРКА ЖЕСТКОСТИ ГЛАВНОЙ БАЛКИ.

Расчет ведется по второй группе предельных состояний, поэтому учитываем нормативное значение нагрузки $q_{гб}^H = 13520,73 \text{ кг/м}$. $f \leq f_u$.

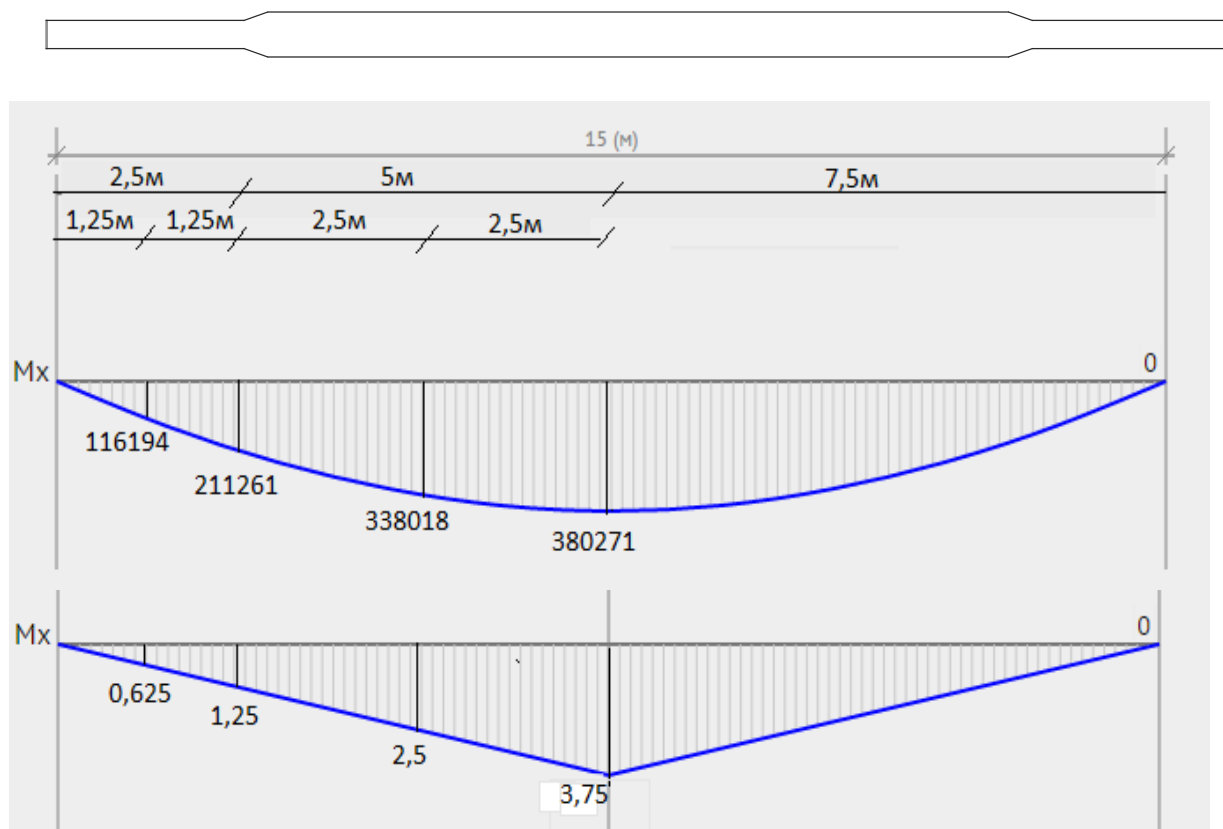


Рис. 2.9 – Главная балка и линии влияния

$$J_x = 1231264 \text{ см}^4; l = 500 \text{ см}$$

$$J'_x = 984484 \text{ см}^4; l' = 250 \text{ см}$$

$$f = \frac{l}{6EJ} \int M_f \cdot M_1 \cdot dz$$

$$f = \frac{250}{6 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 984484} \cdot (62,5 \cdot 11619400 \cdot 4 + 125 \cdot 21126100) \cdot 2$$

$$+ \frac{500}{6 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 1231264} \cdot (125 \cdot 21126100 + 4 \cdot 250 \cdot 33801800 + 375 \cdot 38027100) \cdot 2$$

$$= 0,224 + 3,268 = 3,49 \text{ см}$$

$$f_u = \frac{1}{400} \cdot L = \frac{1500}{400} = 3,75 \text{ см}$$

$$3,49 \text{ см} \leq 3,75 \text{ см}$$

Проверка прогиба балки выполняется.

2.2.5 ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ

Проверку прочности по нормальным напряжениям элементов, изгибаемых в одной из главных плоскостей, следует выполнять по формуле:

$$\frac{M_{max}}{W_{x_{min}} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

$$\frac{45414900}{14251 \cdot 3250 \cdot 1} \leq 1$$

$$0,98 \leq 1$$

Прочность главной балки по нормальным напряжениям обеспечена.

Недонапряжение в главной балке 2% удовлетворяют требованиям норм.

Проверка прочности по касательным напряжениям элементов, изгибаемых в одной из главных плоскостей, выполняем для измененного сечения:

$$\tau = \frac{Q_{max} \cdot S_x'}{J_x' \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1$$

Q – максимальное по длине балки значение поперечной силы;

J_x' – момент инерции сечения балки, в котором возникает поперечная сила, для измененного сечения;

S_x' – статический момент измененного полусечения балки, относительно оси, проходящей через нейтральную линию;

t_w – толщина стенки балки.

$$S_x = b_f' \cdot t_f \cdot \frac{h_0}{2} + t_w \cdot \frac{h_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} = 20 \cdot 1,4 \cdot \frac{171,4}{2} + 1,4 \cdot \frac{172,8}{2} \cdot \frac{172,8}{4} = 7625,1 \text{ см}^3$$

$$\tau = \frac{121106 \cdot 7625,1}{984484 \cdot 1,4 \cdot 1885 \cdot 1} \leq 1$$

$$0,36 \leq 1$$

Прочность балки по касательным напряжениям обеспечена.

Проверка прочности на совместное действие касательных и нормальных напряжений:

По всей длине главной балки (за исключением сечений, в которых M или Q равны нулю), изгибающий момент и поперечная сила действуют совместно. Поэтому, помимо

раздельных проверок на нормальные и касательные напряжения, необходима проверка совместного действия этих напряжений, при которой определяются приведенные напряжения.

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

σ_x - нормальные напряжения в срединной плоскости стенки, параллельные к оси балки;

$\sigma_y = \sigma_{loc}$ - нормальные напряжения в срединной плоскости стенки, перпендикулярные оси балки, определяется по формуле;

τ_{xy} - касательное напряжение, воспринимаемое стенкой.

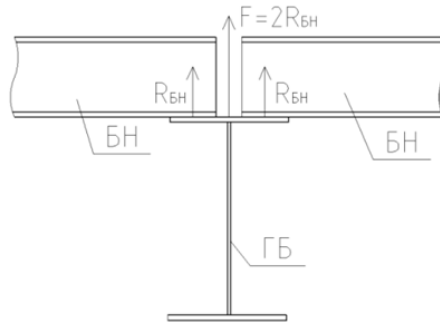


Рис. 2.10 – Схема

1) Совместное действие нормальных и касательных напряжений на расстоянии 0,71 м от опоры:

$$M_{0,71} = \frac{q_{ГБ}^p \cdot L \cdot x}{2} - \frac{q_{ГБ}^p \cdot x^2}{2} = \frac{16147,51 \cdot 15 \cdot 0,71}{2} - \frac{16147,51 \cdot 0,71^2}{2} = 81916 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

$$\sigma_x = \frac{M_x}{J_x} \cdot y = \frac{8191600}{984484} \cdot 86,4 = 719 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t_w}$$

$$F = 2 \cdot R_{ГБ} = 2 \cdot \frac{q_{БН} \cdot l_{БН}}{2} = q_{БН} \cdot l_{БН} = 2203,91 \cdot 5,1 = 11239,9 \text{ кг}$$

$$l_{ef} = b + 2 \cdot t_f = 11 + 2 \cdot 1,4 = 13,8 \text{ см}$$

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t_w} = \frac{11239,9}{13,8 \cdot 1,4} = 582 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x \cdot S_x}{J_x \cdot t_w} - \text{касательное напряжение}$$

$$Q_{0,71} = Q_{max} - 16147,51 \cdot 0,71 = 121106 - 11465 = 109641 \text{ кг}$$

$$S_x = b'_f \cdot t'_f \cdot \frac{h_0}{2} + t_w \cdot \frac{h_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} = 20 \cdot 1,4 \cdot 85,7 + 1,4 \cdot 86,4 \cdot 43,2 = 7625,1 \text{ см}^3$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x \cdot S_x}{J_x \cdot t_w} = \frac{109641 \cdot 7625,1}{984484 \cdot 1,4} = 607 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

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

$$\frac{0,87}{3250} \cdot \sqrt{719^2 - 719 \cdot 582 + 582^2 + 3 \cdot 607^2} \leq 1$$

$0,33 \leq 1$ – прочность сечения ГБ на совместное действие нормальных и касательных напряжений обеспечена.

2) Совместное действие нормальных и касательных напряжений на расстоянии 1,42 м от опоры:

$$M_{1,42} = \frac{q_{\Gamma\text{Б}}^{\text{п}} \cdot L \cdot x}{2} - \frac{q_{\Gamma\text{Б}}^{\text{п}} \cdot x^2}{2} = \frac{16147,51 \cdot 15 \cdot 1,42}{2} - \frac{16147,51 \cdot 1,42^2}{2} = 155691 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

$$\sigma_x = \frac{M_x}{J_x} \cdot y = \frac{15569100}{984484} \cdot 86,4 = 1366 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t_w}$$

$$F = 2 \cdot R_{\Gamma\text{Б}} = 2 \cdot \frac{q_{\text{БН}} \cdot l_{\text{БН}}}{2} = q_{\text{БН}} \cdot l_{\text{БН}} = 2203,91 \cdot 5,1 = 11239,9 \text{ кг}$$

$$l_{ef} = b + 2 \cdot t_f = 11 + 2 \cdot 1,4 = 13,8 \text{ см}$$

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t_w} = \frac{11239,9}{13,8 \cdot 1,4} = 582 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x \cdot S_x}{J_x \cdot t_w} - \text{касательное напряжение}$$

$$Q_{1,42} = Q_{max} - 16147,51 \cdot 1,42 = 121106 - 22929 = 98177 \text{ кг}$$

$$S_{1,42} = b'_f \cdot t_f \cdot \frac{h_0}{2} + t_w \cdot \frac{h_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} = 20 \cdot 1,4 \cdot 85,7 + 1,4 \cdot 86,4 \cdot 43,2 = 7625,1 \text{ см}^3$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x \cdot S_x}{J_x \cdot t_w} = \frac{98177 \cdot 7625,1}{984484 \cdot 1,4} = 543 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

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

$$\frac{0,87}{3250} \cdot \sqrt{1366^2 - 1366 \cdot 582 + 582^2 + 3 \cdot 543^2} \leq 1$$

$0,41 \leq 1$ – прочность сечения ГБ на совместное действие нормальных и касательных напряжений обеспечена.

3) Совместное действие нормальных и касательных напряжений на расстоянии 2,84 м от опоры:

$$M_{2,84} = \frac{q_{\Gamma\text{Б}}^{\text{п}} \cdot L \cdot x}{2} - \frac{q_{\Gamma\text{Б}}^{\text{п}} \cdot x^2}{2} = \frac{16147,51 \cdot 15 \cdot 2,84}{2} - \frac{16147,51 \cdot 2,84^2}{2} = 278822 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

$$\sigma_x = \frac{M_x}{J_x} \cdot y = \frac{27882200}{1231264} \cdot 86,4 = 1957 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t_w}$$

$$F = 2 \cdot R_{\Gamma\text{Б}} = 2 \cdot \frac{q_{\text{БН}} \cdot l_{\text{БН}}}{2} = q_{\text{БН}} \cdot l_{\text{БН}} = 2203,91 \cdot 5,1 = 11239,9 \text{ кг}$$

$$l_{ef} = b + 2 \cdot t_f = 11 + 2 \cdot 1,4 = 13,8 \text{ см}$$

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t_w} = \frac{11239,9}{13,8 \cdot 1,4} = 582 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x \cdot S_x}{J_x \cdot t_w} - \text{касательное напряжение}$$

$$Q_{2,84} = Q_{max} - 16147,51 \cdot 2,84 = 121106 - 45859 = 75247 \text{ кг}$$

$$S_x = b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_0}{2} + t_w \cdot \frac{h_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} = 32 \cdot 1,4 \cdot 85,7 + 1,4 \cdot 86,4 \cdot 43,2 = 9065 \text{ см}^3$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x \cdot S_x}{J_x \cdot t_w} = \frac{75247 \cdot 9065}{1231264 \cdot 1,4} = 396 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

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

$$\frac{0,87}{3250} \cdot \sqrt{1957^2 - 1957 \cdot 582 + 582^2 + 3 \cdot 396^2} \leq 1$$

0,5 ≤ 1 – прочность сечения ГБ на совместное действие нормальных и касательных напряжений обеспечена.

Проверка прочности на действие локальных напряжений:

В местах опирания балок настила на главную балку возникают локальные напряжения.

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t_w} = \frac{11239,9}{13,8 \cdot 1,4} = 582 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$F = 2 \cdot R_{ГБ} = 2 \cdot \frac{q_{БН} \cdot l_{БН}}{2} = q_{БН} \cdot l_{БН} = 2203,91 \cdot 5,1 = 11239,9 \text{ кг}$$

$$l_{ef} = b + 2 \cdot t_f = 11 + 2 \cdot 1,4 = 13,8 \text{ см}$$

$$\frac{582}{3250 \cdot 1} \leq 1$$

$$0,18 \leq 1$$

Прочность сечения балки в местах возникновения локальных напряжений обеспечена.

Проверка общей устойчивости

Проверка общей устойчивости главной балки осуществляется в соответствии с требованиями норм. Проверку общей устойчивости можно не проводить, если соблюдены требования норм:

- при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный;
- при отношении расчетной длины балки к ширине сжатого пояса, не превышающем нормативных значений, для балок симметричного двутаврового сечения и с более развитым сжатым поясом, для которых ширина растянутого пояса составляет не менее 3 /4 ширины сжатого пояса.

Наибольшее значение $\frac{l_{ef}}{b}$, при котором не требуется расчет на устойчивость сварных балок в случае приложения нагрузки к верхнему поясу балки, определяем по формуле:

Расчет на общую устойчивость ведется согласно пункту 8.4.4 [1].

$$\overline{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b_f} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{71}{24} \sqrt{\frac{3250}{2,1 \cdot 10^6}} = 0,116$$

$$\lambda_{ub} = 0,41 + 0,0032 \cdot \frac{b_f}{t_f} + \left(0,73 - 0,016 \cdot \frac{b_f}{t_f}\right) \cdot \frac{b_f}{h_0}$$

За расчетную длину балки следует принимать расстояние между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений. В данном случае за расчетную длину ГБ следует принять шаг балок настила.

При этом должны выполняться следующие условия:

$$15 \leq \frac{b_f}{t_f} \leq 35$$

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{20}{1,4} = 14,29 = 15$$

$$1 \leq \frac{h_0}{b_f} \leq 6$$

$$\frac{h_0}{b_f} = \frac{171,4}{20} = 8,57$$

Так как условие не выполняется, определяем общую устойчивость по формуле:

$$\frac{M_x}{\varphi_b \cdot W_{cx} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

где φ_b – коэффициент устойчивости при изгибе, определяется по прил. Ж и зависит от коэффициента φ_1 :

при $\varphi_1 > 0,85$, $\varphi_b = 0,68 + 0,21 \cdot \varphi_1 = 0,68 + 0,21 \cdot 0,85 = 0,86 \leq 1$

$$\varphi_1 = \Psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left(\frac{h_0}{l_{ef}}\right)^2 \cdot \frac{E}{R_y}$$

$$\varphi_1 = 2,26 \cdot \frac{1905}{984484} \cdot \left(\frac{171,4}{71}\right)^2 \cdot \frac{2,1 \cdot 10^6}{3250} = 16,48$$

где Ψ – коэффициент, вычисляемый согласно требованиям Ж.3 [1].

$$\Psi = 2,25 + 0,07 \cdot \alpha = 2,25 + 0,07 \cdot 0,1 = 2,26$$

$$\alpha = 8 \cdot \left(\frac{l_{ef} \cdot t_f}{h_0 \cdot b_f}\right)^2 \cdot \left(1 + \frac{a \cdot t_w^3}{b_f \cdot t_f^3}\right) = 8 \cdot \left(\frac{71 \cdot 1,4}{171,4 \cdot 20}\right)^2 \cdot \left(1 + \frac{85,7 \cdot 1,4^3}{20 \cdot 1,4^3}\right) = 0,04$$

$$a = 0,5 \cdot h_0 = 0,5 \cdot 171,4 = 85,7 \text{ см}$$

Проверим условие:

$$\frac{25230600}{0,86 \cdot 11394 \cdot 3250 \cdot 1} = 0,79 \leq 1$$

Условие выполняется.

Проверка местной устойчивости стенки

Проверка и обеспечение местной устойчивости стенки ГБ выполняется в зависимости от значения условной гибкости стенки, которая определяется по следующей формуле:

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170}{1,4} \sqrt{\frac{3250}{2,1 \cdot 10^6}} = 4,78 > 3,2$$

Значение условной гибкости стенки превышает 3.2, поэтому следует проверить устойчивость стенки балки. При этом следует устанавливать поперечные основные ребра жесткости согласно требованиям п. 7.10, 7.12 и 7.13 [1].

Расстояние между основными поперечными ребрами жесткости не должно превышать $2 \cdot h_{ef}$ при $\overline{\lambda}_w > 3,2$:

$$a \leq 2 \cdot h_w = 2 \cdot 170 = 340 (\text{см}).$$

Расстояние между ребрами жесткости принимаем 2,13 м – расстояние равное 3 шагам БН.

Первый отсек:

Местную устойчивость стенки проверим в 1-м отсеке. Т.к. длина отсека больше его расчетной высоты $a > h_{ef}$, местную устойчивость стенки проверяем на расстоянии $a - 0,5 \cdot h_{ef} = 2,13 - 0,5 \cdot 1,7 = 1,28$ м от опоры. Изгибающий момент и поперечная сила в этом сечении будут равны:

$$M_I = \frac{q_{ГБ}^p \cdot L \cdot x}{2} - \frac{q_{ГБ}^p \cdot x^2}{2} = \frac{16147,51 \cdot 15 \cdot 1,28}{2} - \frac{16147,51 \cdot 1,28^2}{2} = 141788 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

$$Q_x = \frac{q_{ГБ}^p \cdot L}{2} - q_{ГБ}^p \cdot x = Q_{max} - q_{ГБ}^p \cdot x = 121106 - 16147,51 \cdot 1,28 = 100437 \text{ кг}$$

Фактические значения напряжений:

$$\sigma_x = \frac{M_I}{J_x'} \cdot y = \frac{14178800}{984484} \cdot 85 = 1224 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t_w'} = \frac{11239,9}{13,8 \cdot 1,4} = 582 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\tau = \frac{Q}{t_w' \cdot h_w} = \frac{100437}{1,4 \cdot 170} = 422 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Определим критические значения напряжений.

При $\sigma_{loc} \neq 0$ проверку стенки по формуле (80) следует выполнять в зависимости от значения $\frac{a}{h_{ef}}$. При отношении $\frac{a}{h_{ef}} = 1,25 > 0,8$ проверку по формуле (80) [1] следует выполнять дважды:

1) при значении σ_{cr} , вычисленном по формуле (81) [1] с учетом требований 8.5.4 [1] и при таком значении $\sigma_{loc,cr}$ по формуле (82) [1], когда при определении коэффициентов c_1 и c_2 вместо размера a принят $a_1 = 0,5a = 106,5$ при $0,8 \leq \frac{a}{h_{ef}} = 1,25 \leq 1,33$;

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2}$$

C_{cr} — определяется из таб.12 [1] и зависит от δ .

$$\delta = \beta \cdot \left(\frac{b_f'}{h_w} \right) \cdot \left(\frac{t_f'}{t_w'} \right)^3 = 0,8 \cdot \frac{20}{170} \cdot \left(\frac{1,4}{1,4} \right)^3 = 0,09$$

При помощи линейной интерполяции находим $c_{cr} = 30$.

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{30 \cdot 3250}{4,78^2} = 4267 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot c_2 \cdot R_y}{\lambda_w^2}$$

где c_1 — коэф., опред. по табл. 14 в зависимости от:

$$c_1 = 44,5 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{a_1}{h_w} = \frac{106,5}{170} = 0,63 \\ \rho = 1,04 \frac{l_{ef}}{h_{ef}} = 1,04 \cdot \frac{13,8}{170} = 0,08 \end{array} \right.$$

c_2 — коэф., опред. по табл. 15 в зависимости от:

$$c_2 = 1,56 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{a_1}{h_w} = 0,63 \\ \delta = 0,09 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot c_2 \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{44,5 \cdot 1,56 \cdot 3250}{4,78^2} = 9874 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

2) при значениях σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$, вычисленных при фактическом значении $\frac{a}{h_{ef}}$; при этом коэффициент c_{cr} в формуле (81) [1] следует определять по таблице 16 [1].

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2}$$

c_{cr} – определяется из таб.16 [1] и зависит от $\frac{a}{h_{ef}}$.

При помощи линейной интерполяции находим $c_{cr}=47,1$.

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{47,1 \cdot 3250}{4,78^2} = 6700 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot c_2 \cdot R_y}{\lambda_w^2}$$

где c_1 – коэф., опред. по табл. 14 в зависимости от:

$$c_1 = 23,8 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{h_w} = \frac{213}{170} = 1,25 \\ \rho = 1,04 \frac{l_{ef}}{h_{ef}} = 1,04 \cdot \frac{13,8}{170} = 0,08 \end{array} \right.$$

c_2 – коэф., опред. по табл. 15 в зависимости от:

$$c_2 = 1,56 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{h_w} = 1,25 \\ \delta = 0,09 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot c_2 \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{23,8 \cdot 1,56 \cdot 3250}{4,78^2} = 5281 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Значение τ_{cr} во всех случаях вычисляем по фактическим размерам отсека.

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_d^2}$$

где μ равно отношению большей стороны отсека к меньшей:

$$\mu = \frac{213}{170} = 1,25$$

$$\lambda_d = \frac{d}{t_w'} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170}{1,4} \cdot \sqrt{\frac{3250}{2,1 \cdot 10^6}} = 4,78$$

где d – меньшая из сторон отсека стенки;

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_d^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,25^2} \right) \cdot \frac{1885}{4,78^2} = 1263 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, при наличии местного напряжения следует выполнять по формуле (80) [1]:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} \leq 1$$

γ_c

$$\frac{\sqrt{\left(\frac{1124}{4267} + \frac{582}{9874}\right)^2 + \left(\frac{422}{1263}\right)^2}}{1} \leq 1$$

$$0,48 \leq 1$$

$$\frac{\sqrt{\left(\frac{1124}{6700} + \frac{582}{5281}\right)^2 + \left(\frac{422}{1263}\right)^2}}{1} \leq 1$$

$$0,44 \leq 1$$

В крайних отсеках проверка местной устойчивости стенки выполнена.

Второй отсек:

Местную устойчивость стенки проверим во 2-м отсеке. Т.к. длина отсека больше его расчетной высоты $a > h_{ef}$, устойчивость проверяем на расстоянии 3,41м от опоры. Изгибающий момент и поперечная сила в этом сечении будут равны:

$$M_{II} = \frac{q_{ГБ}^p \cdot L \cdot x}{2} - \frac{q_{ГБ}^p \cdot x^2}{2} = \frac{16147,51 \cdot 15 \cdot 3,41}{2} - \frac{16147,51 \cdot 3,41^2}{2} = 319090 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

$$Q_x = \frac{q_{ГБ}^p \cdot L}{2} - q_{ГБ}^p \cdot x = Q_{max} - q_{ГБ}^p \cdot x = 121106 - 16147,51 \cdot 3,41 = 66043 \text{ кг}$$

Фактические значения напряжений:

$$\sigma_x = \frac{M_{II}}{J_x} \cdot y = \frac{31909000}{1231264} \cdot 85 = 2203 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t_w} = \frac{11239,9}{13,8 \cdot 1,4} = 582 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w} = \frac{66043}{1,4 \cdot 170} = 277 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Определим критические значения напряжений.

1)

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2}$$

c_{cr} — определяется из таб.12 [1] и зависит от δ .

$$\delta = \beta \cdot \left(\frac{b_f}{h_w}\right) \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3 = 0,8 \cdot \frac{32}{170} \cdot \left(\frac{1,4}{1,4}\right)^3 = 0,15$$

При помощи линейной интерполяции находим $c_{cr}=30$.

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{30 \cdot 3250}{4,78^2} = 4267 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot c_2 \cdot R_y}{\lambda_w^2}$$

где c_1 — коэф., опред. по табл. 14 в зависимости от:

$$c_1 = 44,5 \left\{ \begin{array}{l} \frac{a_1}{h_w} = \frac{106,5}{170} = 0,63 \\ \rho = 1,04 \frac{l_{ef}}{h_{ef}} = 1,04 \cdot \frac{13,8}{170} = 0,08 \end{array} \right.$$

c_2 — коэф., опред. по табл. 15 в зависимости от:

$$c_2 = 1,56 \quad \begin{cases} \frac{a_1}{h_w} = 0,63 \\ \delta = 0,15 \end{cases}$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot c_2 \cdot R_y}{\overline{\lambda_w^2}} = \frac{44,5 \cdot 1,56 \cdot 3250}{4,78^2} = 9874 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

2)

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\overline{\lambda_w^2}}$$

C_{cr} – определяется из таб.16 [1] и зависит от $\frac{a}{h_{ef}}$.

При помощи линейной интерполяции находим $c_{cr}=47,1$.

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\overline{\lambda_w^2}} = \frac{47,1 \cdot 3250}{4,78^2} = 6700 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot c_2 \cdot R_y}{\overline{\lambda_w^2}}$$

где c_1 – коэф., опред. по табл. 14 в зависимости от:

$$c_1 = 23,8 \quad \begin{cases} \frac{a}{h_w} = \frac{213}{170} = 1,25 \\ \rho = 1,04 \frac{l_{ef}}{h_{ef}} = 1,04 \cdot \frac{13,8}{170} = 0,08 \end{cases}$$

c_2 – коэф., опред. по табл. 15 в зависимости от:

$$c_2 = 1,56 \quad \begin{cases} \frac{a}{h_w} = 1,25 \\ \delta = 0,15 \end{cases}$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot c_2 \cdot R_y}{\overline{\lambda_w^2}} = \frac{23,8 \cdot 1,56 \cdot 3250}{4,78^2} = 5281 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Значение τ_{cr} во всех случаях вычисляем по фактическим размерам отсека.

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\overline{\lambda_d^2}}$$

где μ равно отношению большей стороны отсека к меньшей:

$$\mu = \frac{213}{170} = 1,25$$

$$\overline{\lambda_d} = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170}{1,4} \cdot \sqrt{\frac{3250}{2,1 \cdot 10^6}} = 4,78$$

где d – меньшая из сторон отсека стенки;

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\overline{\lambda_d^2}} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,25^2}\right) \cdot \frac{1885}{4,78^2} = 1263 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, при наличии местного напряжения следует выполнять по формуле (80) [1]:

$$\sqrt{\frac{\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}{\gamma_c}} \leq 1$$

$$\frac{\sqrt{\left(\frac{2203}{4267} + \frac{582}{9874}\right)^2 + \left(\frac{277}{1263}\right)^2}}{1} \leq 1$$

$$0,62 \leq 1$$

$$\frac{\sqrt{\left(\frac{2203}{6700} + \frac{582}{5281}\right)^2 + \left(\frac{277}{1263}\right)^2}}{1} \leq 1$$

$$0,49 \leq 1$$

Во 2-м и 6-м отсеках проверка местной устойчивости стенки выполнена.

Третий отсек:

Местную устойчивость стенки проверим в 3-м отсеке. Т.к. длина отсека больше его расчетной высоты $a > h_{ef}$, устойчивость проверяем на расстоянии 5,54м от опоры. Изгибающий момент и поперечная сила в этом сечении будут равны:

$$M_{III} = \frac{q_{ГБ}^p \cdot L \cdot x}{2} - \frac{q_{ГБ}^p \cdot x^2}{2} = \frac{16147,51 \cdot 15 \cdot 5,54}{2} - \frac{16147,51 \cdot 5,54^2}{2} = 423133 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

$$Q_x = \frac{q_{ГБ}^p \cdot L}{2} - q_{ГБ}^p \cdot x = Q_{max} - q_{ГБ}^p \cdot x = 121106 - 16147,51 \cdot 5,54 = 31649 \text{ кг}$$

Фактические значения напряжений:

$$\sigma_x = \frac{M_{III}}{J_x} \cdot y = \frac{42313300}{1231264} \cdot 85 = 2921 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t_w} = \frac{11239,9}{13,8 \cdot 1,4} = 582 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w} = \frac{31649}{1,4 \cdot 170} = 133 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Определим критические значения напряжений.

1)

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{30 \cdot 3250}{4,78^2} = 4267 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot c_2 \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{44,5 \cdot 1,56 \cdot 3250}{4,78^2} = 9874 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

2)

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{47,1 \cdot 3250}{4,78^2} = 6700 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot c_2 \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{23,8 \cdot 1,56 \cdot 3250}{4,78^2} = 5281 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Значение τ_{cr} во всех случаях вычисляем по фактическим размерам отсека.

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_d^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,25^2}\right) \cdot \frac{1885}{4,78^2} = 1263 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, при наличии местного напряжения следует выполнять по формуле (80) [1]:

$$\frac{\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}}{\gamma_c} \leq 1$$

$$\frac{\sqrt{\left(\frac{2921}{4267} + \frac{582}{9874}\right)^2 + \left(\frac{133}{1263}\right)^2}}{1} \leq 1$$

$$0,75 \leq 1$$

$$\frac{\sqrt{\left(\frac{2921}{6700} + \frac{582}{5281}\right)^2 + \left(\frac{133}{1263}\right)^2}}{1} \leq 1$$

$$0,56 \leq 1$$

Во 3-м и 5-м отсеках проверка местной устойчивости стенки выполнена.

Четвертый отсек:

Местную устойчивость стенки проверим в 4-м отсеке. Т.к. длина отсека больше его расчетной высоты $a > h_{ef}$, устойчивость проверяем на расстоянии 7,67м от опоры.

Изгибающий момент и поперечная сила в этом сечении будут равны

$$M_{IV} = \frac{q_{ГБ}^p \cdot L \cdot x}{2} - \frac{q_{ГБ}^p \cdot x^2}{2} = \frac{16147,51 \cdot 15 \cdot 7,67}{2} - \frac{16147,51 \cdot 7,67^2}{2} = 453915 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

$$Q_x = \frac{q_{ГБ}^p \cdot L}{2} - q_{ГБ}^p \cdot x = Q_{max} - q_{ГБ}^p \cdot x = 121106 - 16147,51 \cdot 7,67 = 2745 \text{ кг}$$

Фактические значения напряжений:

$$\sigma_x = \frac{M_{III}}{J_x} \cdot y = \frac{45391500}{1231264} \cdot 85 = 3134 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t_w} = \frac{11239,9}{13,8 \cdot 1,4} = 582 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w} = \frac{2745}{1,4 \cdot 170} = 12 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Определим критические значения напряжений.

1)

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{30 \cdot 3250}{4,78^2} = 4267 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot c_2 \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{44,5 \cdot 1,56 \cdot 3250}{4,78^2} = 9874 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

2)

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{47,1 \cdot 3250}{4,78^2} = 6700 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot c_2 \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{23,8 \cdot 1,56 \cdot 3250}{4,78^2} = 5281 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Значение τ_{cr} во всех случаях вычисляем по фактическим размерам отсека.

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_d^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,25^2}\right) \cdot \frac{1885}{4,78^2} = 1263 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, при наличии местного напряжения следует выполнять по формуле (80) [1]:

$$\frac{\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}}{\gamma_c} \leq 1$$

$$\frac{\sqrt{\left(\frac{3134}{4267} + \frac{582}{9874}\right)^2 + \left(\frac{12}{1263}\right)^2}}{1} \leq 1$$

$$0,79 \leq 1$$

$$\frac{\sqrt{\left(\frac{3134}{6700} + \frac{582}{5281}\right)^2 + \left(\frac{12}{1263}\right)^2}}{1} \leq 1$$

$$0,58 \leq 1$$

В центральном 4-м отсеке проверка местной устойчивости стенки выполнена.

Проверка местной устойчивости полки

Устойчивость сжатых поясов следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса не превышает предельных значений, определяемых по формуле (97) [1].

$$\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf}$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{15,3}{1,4} \cdot \sqrt{\frac{3250}{2,1 \cdot 10^6}} = 0,43$$

$$\sigma_c = \frac{M_{max}}{W_x \cdot \gamma_c} = \frac{45411700}{14251 \cdot 1} = 3186,56 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_c}} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{3250}{3186,56}} = 0,50$$

$$0,43 \leq 0,50$$

Устойчивости полки обеспечена, согласно п.8.5.18 [1].

Размер ребер жесткости

Укрепляем стенку парными симметричными ребрами. Ширина выступающей части ребра:

$$b_r = \frac{h_w}{30} + 25 = \frac{1700}{30} + 25 = 81,7 \text{ мм} = 85 \text{ мм}$$

Толщина ребра, должна быть не менее выражения:

$$t_r = 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 90 \cdot \sqrt{\frac{3250}{2,1 \cdot 10^6}} = 7,1 = 8 \text{ мм}$$

2.2.6 РАСЧЕТ ОПОРНОГО РЕБРА ГЛАВНОЙ БАЛКИ

Согласно п.8.5.17 [1], при высоте выступающей части опорного ребра напряжения в нижних торцах при $a \leq 1,5t_r$ действию опорной реакции не должны превышать

расчетного сопротивления стали смятию R_p . Из условия смятия определяется необходимая площадь поперечного сечения опорного ребра.

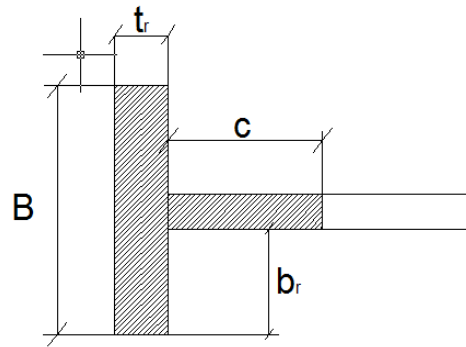


Рис. 2.11 – Схема опорного ребра

Определим ширину выступающей части:

$$b_r \geq 0,5 \cdot b'_f = 0,5 \cdot 20 = 10 \text{ см}$$

Найдем ширину опорного ребра

$$B = 2b_r + t_w = 2 \cdot 10 + 1,4 = 21,4 \text{ см}$$

Назначаем размер толщины ребра из условия:

$$t_r \geq \frac{N}{B \cdot R_p \cdot \gamma_c}$$

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m}$$

$$R_{un} = 470 \text{ Н/мм}^2 \text{ (В.5, [1])},$$

$\gamma_m = 1,025$ – коэффициент надежности по материалу,

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{470}{1,025} = 459 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} = 4682 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$N = R_{ГБ} = Q_{\max} = 121106 \text{ кг}$$

$$t_r \geq \frac{N}{B \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{121106}{21,4 \cdot 4682 \cdot 1} = 1,21 \text{ см}$$

$$t_r \geq 3b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 3 \cdot 10 \sqrt{\frac{3250}{2,1 \cdot 10^6}} = 1,18 \text{ см}$$

Принимаем $t_r = 1,4 \text{ см}$ при $B = 21,4 \text{ см}$.

Принимаем $a \leq 1,5 \cdot 1,4 = 2,1 \text{ см}$. Примем $a = 2 \text{ см}$.

$$A_r = B \cdot t_r = 21,4 \cdot 1,4 = 29,96 \text{ см}^2$$

Согласно СП, п.8.5.17 [1] участок стенки балки составного сечения над опорой при укреплении его ребрами жесткости следует рассчитывать на продольный изгиб из плоскости как стойку, нагруженную опорной реакцией. В расчетное сечение этой стойки следует включать сечение опорного ребра и полосу стенки шириной

$c = 0,65 t_w \sqrt{E / R_y}$ с каждой стороны ребра. Расчетную длину стойки следует принимать равной высоте стенки.

$$c = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 1,4 \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^6}{3250}} = 23 \text{ см}$$

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

$$A = A_r + c \cdot t_w = 29,96 + 23 \cdot 1,4 = 62,16 \text{ см}^2$$

φ – коэффициент продольного изгиба (Приложение Д, [1] в зависимости от гибкости)

Определим геометрические характеристики сечения:

$$J_z = \frac{t_r \cdot B^3}{12} + \frac{c \cdot t_w^3}{12} = \frac{1,4 \cdot 21,4^3}{12} + \frac{23 \cdot 1,4^3}{12} = 1149 \text{ см}^4$$

$$i_z = \sqrt{\frac{J_z}{A}} = \sqrt{\frac{1149}{62,16}} = 4,3 \text{ см}$$

Определим гибкость опорного ребра:

$$\lambda = \frac{l_{ef} \cdot \mu}{i_z} = \frac{170 \cdot 1}{4,3} = 39,5$$

Определим условную гибкость опорного ребра:

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef} \cdot \mu}{i_z} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170 \cdot 1}{4,3} \cdot \sqrt{\frac{3250}{2,1 \cdot 10^6}} = 1,56$$

Тип сечения – С (табл.7).

По приложению Д, табл. Д.1 найдем значение $\varphi=0,817$.

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

$$\frac{121106}{0,817 \cdot 62,16 \cdot 3250 \cdot 1} \leq 1$$

$$0,73 \leq 1$$

Устойчивость опорного ребра обеспечена.

Расчет сварных швов настила с балкой настила

Рассчитаем прикрепление листов настила к балке настила с помощью ручной сварки.

R_{wf} – расчётное сопротивление металла шва сварного соединения с угловыми швами. Для стали С345, подбираем электрод Э50, по таблице Г.1:

$$R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2 = 215 \cdot 10,2 = 2193 \text{ кгс/см}^2, \text{ табл.Г.2.}$$

R_{wz} – расчётное сопротивление металла границы сплавления сварного соединения с угловыми швами,

$$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 470 = 211,5 \text{ Н/мм}^2, \text{ табл.4}$$

β_f и β_z – коэффициенты глубины проплавления шва, принимаемые соответственно 0,7 и 1,0 (табл.39).

$$H = \gamma_f \cdot E_1 \cdot t_n \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot \left[\frac{f}{l} \right]^2 = 1,2 \cdot 2,31 \cdot 10^6 \cdot 0,8 \cdot \frac{3,14^2}{4} \cdot \left[\frac{1}{150} \right]^2 = 243 \text{ кгс}$$

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,7 \cdot 215}{1 \cdot 211,5} = 0,71 \leq 1 \text{ — расчет ведем по металлу шва.}$$

$$\frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1 \text{ (193)}$$

Выразим и определим катет шва:

$$k_f \geq \frac{H}{\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c \cdot l_w} = \frac{243}{0,7 \cdot 2193 \cdot 1 \cdot 1} = 0,2 \text{ см}$$

$k_{f,min} = 0,5\text{см} \leq k_f \leq k_{f,max} = 1,2 \cdot t_{min} = 1,2 \cdot 0,8 = 0,96\text{см}$
 $K_{f,min}$ - табл.38.
 Принимаем $k_f=5\text{мм}$.

2.2.7 РАСЧЕТ ПОЯСНЫХ СОЕДИНЕНИЙ.

Сварка полков со стенкой – газовая, угловая, автоматическая.

Применяем сварную проволоку СВ-10ГА:

R_{wf} – расчётное сопротивление металла шва сварного соединения с угловыми швами.

Для стали С345, по таблице Г.1:

$R_{wf}=215 \text{ Н/мм}^2=215 \cdot 10,2=2193 \text{ кгс/см}^2$, табл.Г.2.

R_{wz} – расчётное сопротивление металла границы сплавления сварного соединения с угловыми швами,

$R_{wz}=0,45R_{un}=0,45 \cdot 470=211,5 \text{ Н/мм}^2$, табл.4

β_f и β_z – коэффициенты глубины проплавления шва, принимаемые соответственно 0,9 и 1,05 (табл.39).

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,9 \cdot 215}{1,05 \cdot 211,5} = 0,87 \leq 1$$

Расчет ведем по металлу шва.

В сварных балках сдвигающая сила Т, приходящаяся на 1 см длины балки, определяется:

$$\frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1$$

n – кол-во швов, n=2.

$$T_{max} = \frac{Q_{max} \cdot S'_{sf}}{J'_x}$$

S'_{sf} – статический момент пояса относительно центр. оси (на уровне полки (граница со стенкой)).

$$S'_{sf} = b'_f \cdot t_f \cdot \frac{h_0}{2} = 20 \cdot 1,4 \cdot \frac{171,4}{2} = 2399,6\text{см}^3$$

$$T_{max} = \frac{121106 \cdot 2399,6}{984484} = 295\text{кг}; \quad V = \frac{F}{l_{ef}} = \frac{2R_{6H}}{b + 2t_f} = \frac{11239,9}{11 + 2 \cdot 1,4} = 814\text{кг}$$

(на 1см длины).

$$k_f \geq \frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{n \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{\sqrt{295^2 + 814^2}}{2 \cdot 0,9 \cdot 2193 \cdot 1} = 0,2\text{см}$$

$$k_{f,min} = 0,5\text{см} \leq k_f \leq k_{f,max} = 1\text{см}$$

Принимаем $k_f=5\text{мм}$.

Расчет креплений опорного ребра к стенке главной балки

Рассчитаем прикрепление листов настила к балке настила с помощью механизированной сварки.

Применяем сварную проволоку СВ-10ГА :

$R_{wf}=215 \text{ Н/мм}^2=215 \cdot 10,2=2193 \text{ кгс/см}^2$, – расчётное сопротивление металла шва сварного соединения с угловыми швами (табл.Г.2).

$R_{wz} = 0,45R_{un}=0,45 \cdot 470=211,5 \text{ Н/мм}^2=2157 \text{ кгс/см}^2$ - расчётное сопротивление металла границы сплавления сварного соединения с угловыми швами, (табл.4 [1]).

β_f и β_z – коэффициенты глубины проплавления шва, принимаемые соответственно 0,7 и 1,0 (табл.39).

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,7 \cdot 215}{1 \cdot 211,5} = 0,7 \leq 1$$

Расчет ведем по металлу шва.

$$\frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1$$

$$l_w = 85 \cdot \beta_f \cdot k_f$$

$$\frac{N}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot 85 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1$$

Выразим и определим катет шва:

$$k_f \geq \sqrt{\frac{N}{170 \cdot \beta_f^2 \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{121106}{170 \cdot 0,7^2 \cdot 2193 \cdot 1}} = 0,814 \text{ см}$$

$$k_{f,\min} = 0,5 \text{ см} \leq k_f \leq k_{f,\max} = 1,2 \cdot t_{\min} = 1,2 \cdot 1,4 = 1,68 \text{ см}$$

Принимаем $k_f = 9 \text{ мм}$.

Проверяем длину расчетной части шва:

$$l_w = 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,9 = 53,55 \text{ см} < h_w = 170 \text{ см}$$

2.2.8 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНТАЖНОГО СТЫКА БАЛКИ.

Болтовой стык пояса

Чтобы избежать сварки на монтаже балок, их стыки выполняют на высокопрочных болтах. В таких стыках стенка балки и пояса перекрываются накладками. Рассмотрим стык балки, на расстоянии 7,5 м от левой опоры.

Стык поясов перекрыт тремя накладками – одной сверху и двумя снизу, в качестве болтов используются высокопрочные болты $d=16 \text{ мм}$ и 40Х по ГОСТ Р 52643 перед постановкой накладок поверхности соединяемых элементов обрабатываются дробеструйным аппаратом (без консервации).

Расчет болтов, расположенных на полке:

$$M = M_w + M_f$$

$$M_w = M \cdot \frac{J_w}{J_x} = 45411700 \cdot \frac{573183}{1231264} = 21140238 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$M_f = M \cdot \frac{J_f}{J_x} = 45411700 \cdot \frac{658081}{1231264} = 24271462 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$N_f = \frac{M_f}{h_0} = \frac{M_{\max} \cdot J_f}{J \cdot h_0} = \frac{45411700 \cdot 658081}{1231264 \cdot 171,4} = 141607 \text{ кг}$$

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

n – кол-во болтов на половине накладки;

k – кол-во плоскостей трения ($k=2$);

γ_b – коэффициент от кол-ва болтов;

Q_{bh} – расчетное усилие, которое может быть воспринято 1 болтом.

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot A_{bh} \cdot \mu}{\gamma_n}$$

$R_{bh} = 755 \text{ Н/мм}^2 = 755 \cdot 10,2 = 7701 \text{ кгс/см}^2$ – расчетное сопротивление высокопрочного болта (т.Г.8, [1]).

Марка болтов 40К (т.Г.8, [1]).

$A_{bh} = 1,57 \text{ см}^2$ – площадь болта нетто (т.Г.9, [1]).

$\gamma_n=1,12$ –коэффициент надежности (т.42, [1]).

$\mu=0,58$ –коэффициент трения. (табл.42, [1]).

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot A_{bh} \cdot \mu}{\gamma_n} = \frac{7701 \cdot 1,57 \cdot 0,58}{1,12} = 6261 \text{ кгс}$$

Кол-во болтов на полке принимается четным, $n \geq 10$, принимаем $\gamma_b=1$.

$$n \geq \frac{N_f}{Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c \cdot \gamma_b} = \frac{141607}{6261 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1} = 11,3 \rightarrow \text{принимаем } n = 12$$

Расстановка болтов.

$$A_{\text{накл}} > A_f = 32 \cdot 1,4 = 44,8 \text{ см}^2$$

$$A_f = (2b_1 + b_f) \cdot t_n = 44,8 \text{ см}^2$$

$$t_n \geq \frac{A_f}{2b_1 + b_f} = \frac{44,8}{2 \cdot 11,3 + 32} = 0,82 = 0,9 \text{ см}$$

$$b_1 \leq \frac{b_f - t_w - 4 \cdot 2}{2} = \frac{32 - 1,4 - 8}{2} = 11,3 \text{ см}$$

Принимаем расстояние между болтами (табл.40, [1]).

$$d_b = 16 \text{ мм}$$

$$d = d_b + 2 \text{ мм} = 18 \text{ мм}$$

$$a_{\min} = 1,3 \cdot d = 1,3 \cdot 18 = 23,4 \text{ мм}$$

$$S_{\min} = 2,5 \cdot d = 2,5 \cdot 18 = 45 \text{ мм}$$

Принимаем $a=30 \text{ мм}$, $S=50 \text{ мм}$.

Необходимо произвести расчет на прочность ослабленного сечения.

$$\frac{0,5 \cdot N_f}{A_{fn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

$$A_{fn} = b_f \cdot t_f - 6 \cdot d \cdot t_f = 32 \cdot 1,4 - 6 \cdot 1,8 \cdot 1,4 = 29,68 \text{ см}^2$$

$$\frac{0,5 \cdot 141607}{29,68 \cdot 3250 \cdot 1} = 0,73 \leq 1$$

Условие выполняется.

Болтовой стык стенки

В качестве болтов используются высокопрочные болты $d_b=20 \text{ мм}$, $d=22 \text{ мм}$.

$$a_{\min} = 1,3d = 1,3 \cdot 22 = 28,6 = 30 \text{ мм}$$

$$S_{\min} = 2,5d = 2,5 \cdot 22 = 55 \text{ мм}$$

$$S_{\max} = \begin{cases} 8d = 8 \cdot 22 = 176 \text{ мм} \\ 12t = 12 \cdot 8 = 96 \text{ мм} \end{cases}$$

Принимаем $a = 30 \text{ мм}$, $S = 80 \text{ мм}$.

$$A_n \geq A_w$$

Пусть длина накладки – 158 см, тогда из конструктивных требований, принимаем количество болтов – $19 \cdot 2 = 38$.

$$2 \cdot t_n \cdot h_{\text{накл}} \geq t_w \cdot h_w$$

$$2 \cdot t_n \cdot (170 - 2 \cdot 4) \geq 1,4 \cdot 170$$

$$t_n \geq 0,73$$

Принимаем $t_n=0,8 \text{ см}$.

Изгибающий момент, приходящийся на стенку, уравнивается суммой внутренних пар усилий, действующих на болты, расположенные на стыковой полунакладке симметрично относительно нейтральной оси балки.

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

Где $N_{\max}$ –усилие, приходящееся на крайние болты.

m – количество рядов болтов на половине полки, пусть равно 2, тогда, при этом должно выполняться условие:

$$N_{\max} \leq Q_{bh} \cdot k \gamma_c \gamma_e = 9771 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1 = 19542 \text{ кгс}$$

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot A_{bh} \cdot \mu}{\gamma_n} = \frac{7701 \cdot 2,45 \cdot 0,58}{1,12} = 9771 \text{ кгс}$$

$$\sum a_i^2 = a_1^2 + a_2^2 + \dots + a_n^2 = 152^2 + 136^2 + 120^2 + 104^2 + 88^2 + 72^2 + 56^2 + 40^2 + 24^2 + 8^2 = 85120 \text{ см}^2$$

$$M_w = 21140238 \text{ кгс} \cdot \text{см}$$

$$N_{\max} = M_w \frac{a_{\max}}{m \cdot \sum a_i^2} = 21140238 \frac{152}{2 \cdot 85120} = 18875 \text{ кгс}$$

$$18875 \text{ кгс} < 19542 \text{ кгс}$$

Значит принимаем $m=2$.

В случае соединения одним болтом трех листов каждый болт имеет две поверхности трения, поэтому усилие которое может быть воспринято одним болтом должно быть больше усилия возникающего в монтажном стыке стенки.

$$\sqrt{N_{\max}^2 + T^2} \leq Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c \cdot \gamma_b$$

$$T = \frac{Q}{n_w m} = \frac{121106}{19 \cdot 2} = 3187 \text{ кгс}$$

$$\sqrt{18875^2 + 3187^2} = 19142 \text{ кгс}$$

$$19142 \text{ кгс} \leq 19542 \text{ кгс}$$

$Q = Q_{\max}$ -так как закрепление устанавливается по центру балки. Условие выполнено, окончательно принимаю $m=2$.

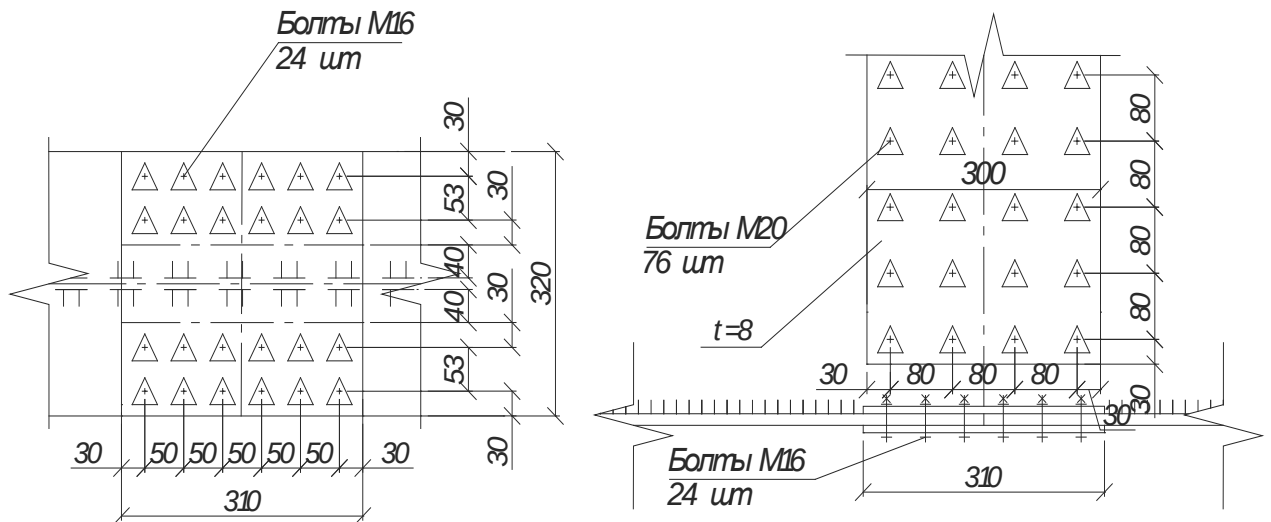


Рис. 2.12 – Расстановка болтов

Уточнение собственного веса главной балки

Для того, чтобы впоследствии правильно собрать нагрузки на колонну при ее статическом расчете, необходимо уточнить нагрузку от собственного веса главной балки, принятую ориентировочно при статическом расчете ГБ.

ГБ состоит из стенки, двух полок различной ширины в пролете и в крайних участках, четырех поперечных ребер жесткости и двух опорных ребер:

$$P_w = \rho \cdot A_w \cdot L = 7850 \cdot 1,7 \cdot 0,014 \cdot 15 = 2802(\text{кз}) ,$$

$$P_f = \rho \cdot A_f \cdot L = 7850 \cdot (0,2 \cdot 5 + 0,32 \cdot 10) \cdot 0,014 \cdot 2 = 923(\text{кз}) ,$$

$$P_{pж} = 8 \cdot \rho \cdot b_r \cdot t_r \cdot h_w = 8 \cdot 7850 \cdot 0,09 \cdot 0,008 \cdot 1,7 = 77(\text{кз}) ,$$

$$P_{op} = 2 \cdot \rho \cdot b_r \cdot t_r \cdot h = 2 \cdot 7850 \cdot 0,214 \cdot 0,014 \cdot 1,728 = 81(\text{кз}) ,$$

$$P_{ГБ} = 2802\text{кз} + 923\text{кз} + 77\text{кз} + 81\text{кз} = 3883\text{кз} .$$

3. РАСЧЕТ КОЛОННЫ

Сбор нагрузок и статический расчет.

Для расчета принимается колонна К-4, как максимально нагруженная. Нагрузка, действующая на колонну, складывается из нагрузки, передаваемой главной балкой и собственного веса колонны.

Нагрузка, передаваемая на колонну главной балкой, с учетом уточненного собственного веса главной балки, определяется следующим образом:

$$R_{сб} = \frac{q \times L}{2} = \frac{16147,51 \times 15}{2} = 121106 \text{ кг}$$

Собственный вес 1 п.м. колонны ориентировочно принимается равным 40-80 кгс/м.

Высота колонны:

$$H_k = H - h_{ГБ} - h_{БН} - h_n - a = 910 - 172,8 - 23 - 0,8 - 2 = 711,4 \text{ (см)}$$

Вес колонны: $G_k = 80 \times H_k \times \gamma_f = 80 \times 7,114 \times 1,05 = 597,58 \text{ (кгс)}$

Продольная сила, возникающая в сечениях максимально нагруженной колонны, равна:

$$N = 2 \times R_{ГБ} + G_k = 2 \times 121106 + 597,58 = 242809,58 \text{ (кгс)}$$

При опирании ГБ на колонну сверху колонна рассматривается как шарнирно-закрепленная сверху. Кроме того, база колонны слабо развита и не имеет мощной траверсы, т.е. колонна имеет шарнирное крепление в фундаменте.

Расчетную длину колонны постоянного сечения следует определять по формуле:

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \text{ где}$$

μ - коэффициент расчетной длины $\mu = 1$;

l - фактическая длина стержня колонны, $l = H_k = 711,4 \text{ см}$;

$$l_{ef} = 1 \cdot 711,4 \text{ см} = 711,4 \text{ см}.$$

3.1 ПОДБОР СЕЧЕНИЯ СПЛОШНОГО СТЕРЖНЯ КОЛОННЫ

Колонна проектируется сплошного сечения из двутавра. Чтобы колонна была равноустойчивой, гибкость её в плоскости х должна быть равна гибкости в плоскости у. Подбор сечения сплошной колонны начинается с расчета на устойчивость относительно оси У, т.е. с определения требуемой площади сечения.

Тип сечения б по табл. 7 [1]. Колонна относится к 3 группе стальных конструкций (прил.В [1]). Марка стали С345-1 $R_y = 3250 \text{ кг/см}^2$.

Первоначально задается гибкость $\lambda_y = 80$, которая соответствует $\varphi_x = 0,612$.

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 80 \cdot \sqrt{\frac{3250}{2,1 \cdot 10^6}} = 3,15,$$

Определим требуемую площадь сечения колонны из условия устойчивости относительно оси У:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{242809,58}{0,612 * 3250 * 1} = 122,08 \text{ см}^2$$

где: φ - коэффициент продольного изгиба, зависящий от гибкости стержня колонны λ ;

N - действующее усилие на колонну.

Определение требуемого радиуса инерции, соответствующий заданной гибкости:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_y} \rightarrow i_y = \frac{711,4}{80} = 8,89 \text{ см}$$

Площадь двутавра $> 122,08 \text{ см}^2$ $i_y \geq 8,89 \text{ см}$

Подбираем двутавр № 35К1 с характеристиками:

$$A = 139,7 \text{ см}^2, i_x = 15,04 \text{ см} \quad i_y = 8,76 \text{ см}, \quad m = 109,7 \text{ кг/м}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{711,4}{8,76} = 81,21$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 81,21 \cdot \sqrt{\frac{3250}{2,1 \cdot 10^6}} = 3,19 \rightarrow \varphi = 0,604,$$

Выполним проверку устойчивости:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{242809,58}{0,604 \cdot 139,7 \cdot 3250 \cdot 1} = 0,89 \leq 1$$

Проверка выполняется, и устойчивость стержня колонны относительно оси Y обеспечена.

3.2 ПОДБОР СЕЧЕНИЯ СКВОЗНОГО СТЕРЖНЯ КОЛОННЫ.

Колонна проектируется сквозного сечения их двух ветвей, выполненных из швеллеров, соединенных планками.



В случае сквозной колонны ось X проходит через стенки швеллеров и называется материальной, а ось Y проходит через соединительные планки и называется свободной.

Расчет на устойчивость относительно материальной оси X .

Подбор сечения сквозной колонны начинается с расчета на устойчивость относительно материальной оси X . Первоначально задается гибкость $\lambda_x=80$, которая соответствует $\varphi_x=0,612$.

Требуемая площадь

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{242809,58}{0,612 * 3250 * 1} = 122,08 \text{ см}^2$$

где: φ - коэффициент продольного изгиба, зависящий от гибкости стержня колонны λ ;

N - действующее усилие на колонну.

Определение требуемого радиуса инерции, соответствующий заданной гибкости:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_x} \rightarrow i_x = \frac{711,4}{80} = 8,89 \text{ см}$$

Площадь одного швеллера $> 122,08/2 = 61,04 \text{ см}^2$ $i_x \geq 8,89 \text{ см}$

Подбираем швеллер № 36У с характеристиками:

$$A = 53,4 \text{ см}^2, i_x = 14,2 \text{ см}, i_y = 3,10 \text{ см}, m = 2 \cdot 49,1 = 83,8 \frac{\text{кг}}{\text{м}}$$

$$I_x = 10820 \text{ см}^4, I_y = 513 \text{ см}^4, z_0 = 2,68 \text{ см}, h = 36 \text{ см}, b = 11 \text{ см}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{711,4}{14,2} = 50,1$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 50,1 \cdot \sqrt{\frac{3250}{2,1 \cdot 10^6}} = 1,97 \rightarrow \varphi = 0,830$$

Выполним проверку устойчивости:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{242809,58}{0,830 \cdot 2 \cdot 53,4 \cdot 3250 \cdot 1} = 0,84 \leq 1$$

Проверка выполняется, и устойчивость стержня колонны относительно материальной оси обеспечена.

Расчет на устойчивость относительно свободной оси Y.

Примем гибкость $\lambda_1 = 35$.

Приведенная гибкость стержня колонны определяется по формуле:

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}$$

$$\lambda_y = \sqrt{50,1^2 - 35^2} = 35,85$$

По данному значению гибкости соответствует следующее значение радиуса инерции сечения относительно свободной оси:

$$i_y^{mp} = \frac{l_{ef}}{\lambda_y} = \frac{711,4}{35,85} = 19,84 \text{ см}$$

Геометрические характеристики составного сечения колонны:

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}}$$

$$I_{y,mp} = i_{y,mp}^2 \cdot A = 19,84^2 \cdot 2 \cdot 53,4 = 42039 \text{ см}^4$$

$$I_{y,mp} = 2 \cdot \left(J_{y1} + A \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right)$$

$$b = \sqrt{\frac{2(I_{y,mp} - 2J_{y1})}{A}} = \sqrt{\frac{2(42039 - 2 \cdot 513)}{53,4}} = 39,19 \text{ см}$$

Определим $b_{\min}$:

$$b_{\min} = 15 \text{ см} + 2(b_l - z_0) = 15 + 2(11 - 2.68) = 31,64 \text{ см}$$

$$b_k = b + 2z_0 = 39,19 + 2 \cdot 2,68 = 44,55 \text{ см}$$

Примем $b_k = 45 \text{ см}$. Тогда $b = b_k - 2z_0 = 45 - 2 \cdot 2,68 = 39,64 \text{ см}$

Условная гибкость отдельной ветви:

$$\bar{\lambda}_{b1} = \lambda_1 \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 1,4$$

Гибкость отдельной ветви на участке между планками в свету:

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{i_{y1}}$$

$$\frac{l_1}{i_{y1}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 1,4$$

Тогда расстояние между планками в свету:

$$l_1 \leq 1,4 \cdot i_{y1} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1,4 \cdot 3,1 \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^6}{3250}} = 110 \text{ см}$$

Зададимся высотой планок: $h_s = (0,5 \div 0,75)b = 25 \text{ см}$

Тогда расстояние между центрами планок l_b :

$$l_1 \leq 110$$

$$l_b - h_s \leq 110$$

$$l_b \leq 110 + 25 = 135 \text{ см}$$

Примем расстояние между планками $l_b = 118,6 \text{ см}$, тогда $l_1 = 93,6 \text{ см}$.

Расчет соединительных планок

Высота планки: $h_s = 25 \text{ см}$

Толщина планки: $t_s = 10 \text{ мм}$

Расчет выполняется на условную поперечную силу по формуле:

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

где φ - коэффициент устойчивости в плоскости планок.

Для того, чтобы определить коэффициент устойчивости φ , необходимо

найти условную приведенную гибкость $\bar{\lambda}_{\text{ef},y} = \lambda_{\text{ef},y} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

$$\lambda_y = \frac{l_{\text{ef}}}{i_y}$$

$$I_y = 2 \left(I_y^I + A_l \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right) = 2 \left(513 + 53,4 \left(\frac{39,64}{2} \right)^2 \right) = 42981 \text{ см}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}} = \sqrt{\frac{42981}{53,4 \cdot 2}} = 20,1$$

$$\lambda_y = \frac{l_{\text{ef}}}{i_y} = \frac{711,4}{20,1} = 35,39$$

Тогда приведенная гибкость:

$$\lambda_{\text{ef},y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_{b1}^2}$$

$$\lambda_{b1} = \frac{l_1}{i_y^l} = \frac{93,6}{3,1} = 30,2$$

Найдем соотношение погонных жесткостей одной ветви и планки:

$$n = \frac{I_{b1} \cdot b}{I_s \cdot l_b} = \frac{513 \cdot 39,64}{1302,1 \cdot 118,6} = 0,132$$

где $I_{b1} = I_y^l = 513 \text{ см}^4$,

I_s – момент инерции поперечного сечения планки:

$$I_s = \frac{t_s \cdot h_s^3}{12} = \frac{1 \cdot 25^3}{12} = 1302,1 \text{ см}^4$$

$$\lambda_{ef,y} = \sqrt{35,39^2 + 0,82(1 + 0,132)30,2^2} = 45,82$$

Найдем условную приведенную гибкость:

$$\bar{\lambda}_{ef,y} = \lambda_{ef,y} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 45,82 \sqrt{\frac{3250}{2,1 \cdot 10^6}} = 1,8 \rightarrow \varphi = 0,855$$

$$\begin{aligned} Q_{fic} &= 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi} \\ &= 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{2,1 \cdot 10^6}{3250} \right) \cdot \frac{242809,58}{0,855} = 3419 \text{ кгс} \end{aligned}$$

Проверка устойчивости колонны относительно свободной оси:

$$\begin{aligned} \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} &\leq 1 \\ \frac{242809,58}{0,855 \cdot 2 \cdot 53,4 \cdot 3250 \cdot 1} &= 0,82 \leq 1 \end{aligned}$$

Устойчивость обеспечена.

Внешние нагрузки, приходящаяся на одну планку:

$$\begin{aligned} Q_s &= \frac{Q_{fic}}{2} = \frac{3419}{2} = 1709,5 \text{ кгс} \\ F_s &= \frac{Q_s \cdot l_b}{b} = \frac{1709,5 \cdot 118,6}{39,64} = 5115,7 \text{ кгс} \\ M_s &= \frac{Q_s \cdot l_b}{2} = \frac{1709,5 \cdot 118,6}{2} = 101373,35 \text{ кгс} \cdot \text{см} \end{aligned}$$

Соединительные планки крепятся к ветвям колонны угловыми сварными швами.

Принимаем механизированную сварку.

β_f и β_z – коэффициенты глубины проплавления шва, принимаемые соответственно 0,7 и 1. (табл.39).

Применяем сварную проволоку СВ-10ГА :

$R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2 = 215 \cdot 10,2 = 2193 \text{ кгс/см}^2$, – расчётное сопротивление металла шва сварного соединения с угловыми швами (табл.Г.2).

$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 470 = 211,5 \text{ Н/мм}^2 = 2157 \text{ кгс/см}^2$ - расчётное сопротивление металла границы сплавления сварного соединения с угловыми швами, (табл.4).

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,7 \cdot 215}{1 \cdot 211,5} = 0,71 \leq 1$$

Расчет ведем по металлу шва.

Принимаем катет шва $k_f = 10 \text{ мм}$, так как $k_{f,max} = t_s = 10 \text{ мм}$, $k_{f,min} = 5 \text{ мм}$, так как нахлесточное соединение (табл.38).

Расчетная длина шва $l_w = h_s - 1 \text{ см} = 25 - 1 = 24 \text{ см}$

Определяем напряжения в сварном шве:

$$\tau_f = \frac{F_s}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} = \frac{5115,7}{0,7 \cdot 1 \cdot 24} = 304,5 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} \leq R_{wf} \gamma_c = 2193 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\tau_m = \frac{M_s}{W_{wf}} = \frac{101373,35}{67,2} = 1508,5 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} \leq R_{wf} \gamma_c = 2193 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$W_{wf} = \frac{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2}{6} = \frac{0,7 \cdot 1 \cdot 24^2}{6} = 67,2 \text{ см}^3$$

$$\tau = \sqrt{\tau_f^2 + \tau_m^2} = \sqrt{304,5^2 + 1508,5^2} = 1539 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} \leq R_{wf} \gamma_c = 2193 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Прочность швов, крепящих планку к ветвям колонны, обеспечена.

Проверка соединительных планок

1) По нормальным напряжениям:

$$\frac{M_s}{W \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

$$W = \frac{t_s \cdot h_s^2}{6} = \frac{1 \cdot 25^2}{6} = 104,2 \text{ см}^2$$

$$\frac{101373,35}{104,2 \cdot 3250 \cdot 1} = 0,30 \leq 1$$

2) По касательным напряжениям:

$$\frac{3 \cdot F_s}{2 \cdot t_s \cdot h_s \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

$$\frac{3 \cdot 5115,7}{2 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 0,58 \cdot 3250 \cdot 1} = 0,16 \leq 1$$

3) Устойчивость отдельной ветви колонны:

$$\frac{0,5 \cdot N}{\varphi \cdot A_l \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

$$\frac{0,5 \cdot 242809,5}{0,825 \cdot 53,4 \cdot 3250 \cdot 1} = 0,85 \leq 1$$

$$\lambda_{b1} = \frac{l_b}{i_y^l} = \frac{118,6}{3,1} = 38,26$$

$$\bar{\lambda}_{b1} = \lambda_{b1} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 38,26 \sqrt{\frac{3250}{2,1 \cdot 10^6}} = 1,51 \rightarrow \varphi = 0,825 \text{ (по прил. Д для типа с)}$$

4) В сквозных стержнях с планками условная гибкость отдельной ветви $\bar{\lambda}_{b1}$ на участке между сварными швами, прикрепляющими планки, должна быть не более 1,4. (п.7.2.3).

$$\bar{\lambda}_{b1} = \frac{l_1}{i_y^l} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{93,6}{3,1} \sqrt{\frac{3250}{2,1 \cdot 10^6}} = 1,19 \leq 1,4$$

Расчет оголовка колонны

Толщину пластины оголовка принимаем $t_1 = 2,5 \text{ см}$. Расчетным элементом данного узла является ребро. Толщину ребра оголовка определяют из условия сопротивления на смятие под полным опорным давлением:

$$\frac{N}{A \cdot R_p \cdot \gamma_c} \leq 1$$

где N – опорное давление ГБ;

$$A = t \cdot b_p$$

$$b_p = B + 2t_1 = 21,4 + 2 \cdot 2,5 = 26,4 \leq b = 39,64 \text{ см}$$

b_p – длина участка смятия,

$$t_p = \frac{N}{l_p \cdot R_p \cdot \gamma_c}$$

$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{470}{1,025} = 459 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} = 4682 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$ – сопротивление смятию торцевой поверхности,

$\gamma_m = 1,025$ – коэффициент надежности по материалу,

$R_{un} = 470 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$ – временное сопротивление стали разрыву;

$$t_p = \frac{242809,58}{39,64 \cdot 4682 \cdot 1} = 1,31 \text{ см}$$

Принимаем по сортаменту листового проката $t_p = 1,4$ см.

Принимаем механизированную сварку.

β_f и β_z – коэффициенты глубины проплавления шва, принимаемые соответственно 0,7 и 1. (табл.39).

Применяем сварную проволоку СВ-10ГА :

$R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2 = 215 \cdot 10,2 = 2193 \text{ кгс/см}^2$, – расчётное сопротивление металла шва сварного соединения с угловыми швами (табл.Г.2).

$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 470 = 211,5 \text{ Н/мм}^2 = 2157 \text{ кгс/см}^2$ – расчётное сопротивление металла границы сплавления сварного соединения с угловыми швами, (табл.4).

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,7 \cdot 215}{1 \cdot 211,5} = 0,71 \leq 1$$

Расчет ведем по металлу шва.

Высоту ребра назначаем из условия прочности сварных швов. Максимально возможная высота катета сварного шва:

$$k_{f,min} = 5 \text{ мм} \quad k_{f,max} = 1,2 t_{min} = 1,2 \cdot 7,5 = 9 \text{ мм}$$

t_{min} – минимальная толщина свариваемых деталей, в нашем случае, это толщина стенки.

Принимаем $k_f = 9$ мм.

Длину определяем по металлу шва:

$$\frac{N}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_{wf} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где $l_{wf} = h - 1$ см – расчетная длина 1-го сварного шва.

$$h \geq \frac{N}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{242809,58}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 2193 \cdot 1} + 1 = 45 \text{ см}$$

При этом должно выполняться условие:

$$h - 1 \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f$$

$$45 - 1 = 44 \text{ см} \leq 85 \cdot 0,7 \cdot 0,9 = 53,55 \text{ см}$$

Условие выполняется. Принимаем $h = 45$ см.

Выполним проверку прочности пластины.

Условие прочности по нормальным напряжениям:

$$\frac{M}{W \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

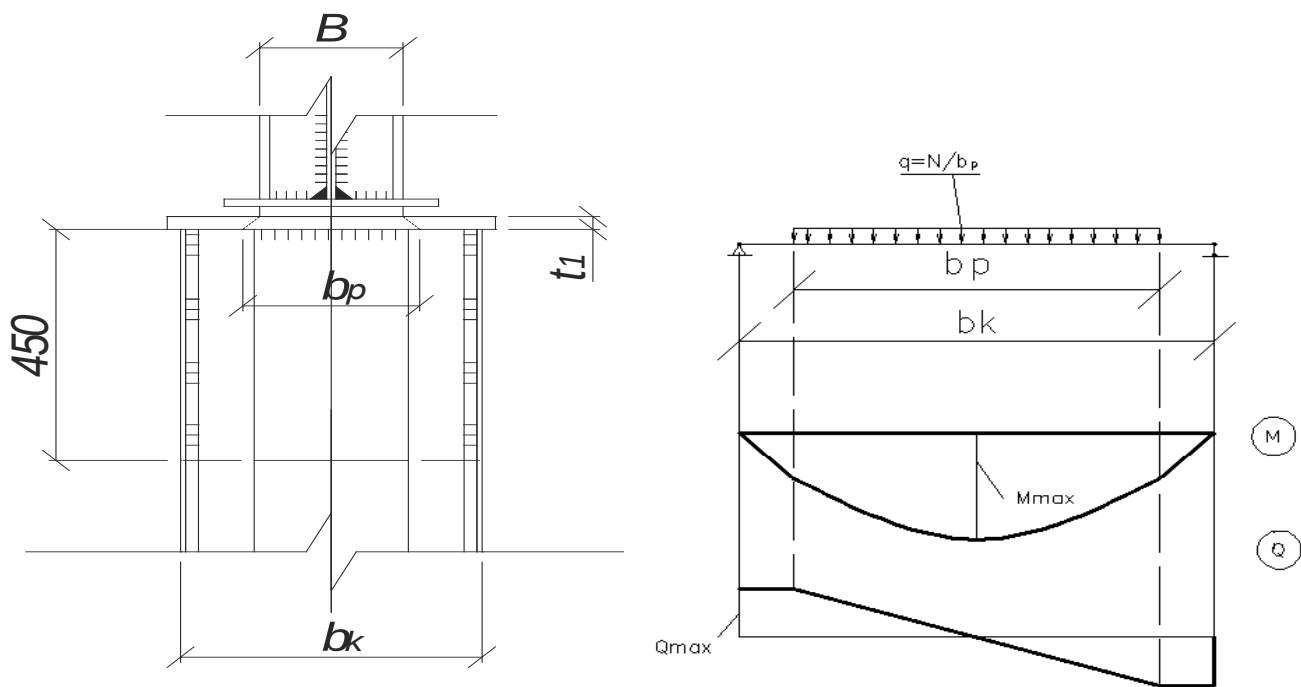


Рис. 3.1 –Оголовок колонны и расчетная схема

$$b_p = 39,64 \text{ см}$$

$$b_k = 45 \text{ см}$$

$$q = N/b_p = 242809,58/39,64 = 6125 \text{ кг/см}$$

$$M_{max} = 1528395 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$W = \frac{t \cdot h^2}{6} = \frac{1,4 \cdot 45^2}{6} = 472,5 \text{ см}^3$$

$$\frac{1528395}{472,5 \cdot 3250 \cdot 1} \leq 1$$

$$0,995 \leq 1$$

Условие прочности по нормальным напряжениям выполняется.

Условие прочности по касательным напряжениям:

$$\frac{Q_{max} \cdot S}{I \cdot t \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1$$

$$Q_{max} = 121397,5 \text{ кг.}$$

$$I = \frac{t_{тр} \cdot h_{тр}^3}{12}$$

$$S = \frac{t_{тр} \cdot h_{тр}}{2} \cdot \frac{h_{тр}}{4} = \frac{t_{тр} \cdot h_{тр}^2}{8}$$

$$\frac{S}{I} = \frac{t_{тр} \cdot h_{тр}^2}{8} \cdot \frac{12}{t_{тр} \cdot h_{тр}^3} = \frac{3}{2 \cdot h}$$

Таким образом,

$$\frac{Q_{max} \cdot 3}{2 \cdot h \cdot t \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1$$

$$\frac{121397,5 \cdot 3}{2 \cdot 45 \cdot 1,4 \cdot 1885 \cdot 1} \leq 1$$

$$1,53 \leq 1$$

Условие прочности по касательным напряжениям не выполняется. Необходимо увеличить высоту или ширину. Принимаем высоту $h=70$ см.

$$\frac{121397,5 \cdot 3}{2 \cdot 70 \cdot 1,4 \cdot 1885 \cdot 1} \leq 1$$

$$0,986 \leq 1$$

Условие прочности по касательным напряжениям выполняется.

3.3 РАСЧЕТ БАЗЫ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТОЙ КОЛОННЫ СО СКВОЗНЫМ СТЕРЖНЕМ

Следует запроектировать базу так чтобы крепление колонны в плоскости рамы относительно оси X являлось жестким.

Выбираем базу с двустенчатой траверсой. При высоте сечения стержня колонны до 1м. применяют общие базы. Рис.4.1.

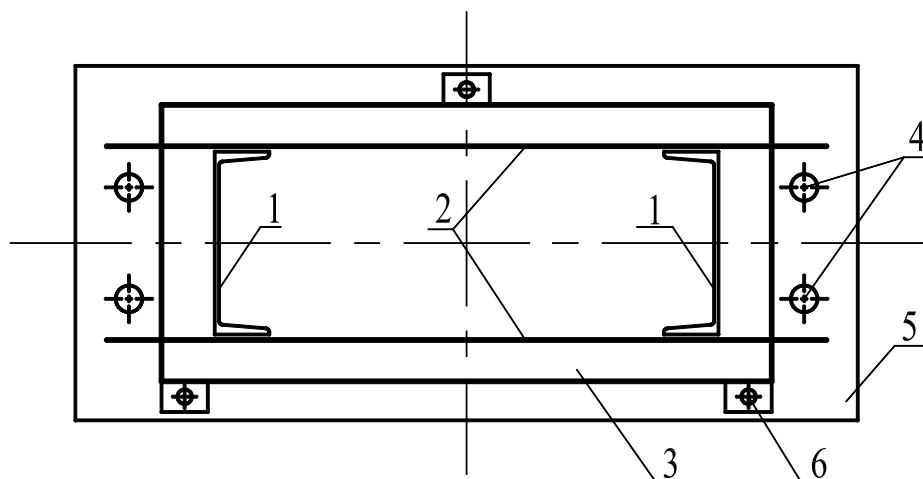


Рис.4.1 - Схема базы колонны:

- 1- Ветви стержня колонны,
- 2- Двустенчатая траверса,
- 3- Опорная плита,
- 4- Анкерные болты,
- 5- Фундамент,
- 6- Планки с установочными болтами.

Установка колонны производится способом безвыверочного монтажа, на заранее выверенную установленную опорную плиту со строганной верхнем плоскостью.

Ширина и длина опорной плиты базы колонны назначается конструктивно:

$$B_{min} = b_k + 2a = 45 + 2 \cdot 8 = 61 \text{ см}$$

$$L_{min} = h_k + 2(t_{тр} + 4) = 36 + 2(1 + 4) = 46 \text{ см}$$

Нагрузка, действующая на плиту базы, равна усилию в колонне. Материал фундамента – бетон класса В-15, $R_b = 86,7 \text{ кг/см}^2$. При этом $R_{b,loc} = 1,2R_b = 104 \text{ кг/см}^2$.

Назначим размеры плиты 65см*50см.

Проверка по условия прочности для бетона:

$$q = \frac{N}{A_{плиты}} = \frac{242809,58}{65 \cdot 50} = 74,71 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} \leq R_{b,loc} = 104 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Условие выполняется.

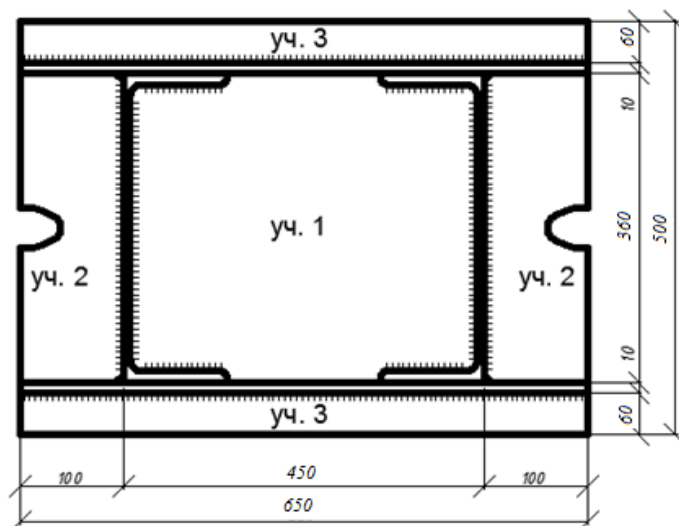


Рис. 4.2 – База колонны

Толщина опорной плиты определяется по одному из трех моментов, возникающим в разных расчетных участках. Причем, момент будет определяться по разным формулам в зависимости от типа опирания участка плиты:

- $\frac{b}{a} \leq 0,5$, где:

a - закрепленная сторона пластины;

b - длина консоли.

При выполнении этого условия, расчет следует производить, как для консоли:

$$M = \frac{q \cdot b^2}{2}$$

- $\frac{b}{a} > 0,5$, где:

a - свободная сторона пластины;

b - закрепленная сторона пластины.

При выполнении этого условия, расчет следует производить, как для опертой на 3 стороны:

$$M = \beta \cdot q \cdot a^2, \text{ где}$$

β - коэффициент, принимаемый по приложению Е.2 [1].

- При опирании на 4 стороны:

$$M = \alpha \cdot q \cdot a^2, \text{ где}$$

α - коэффициент, принимаемый по таблице Е.2, прил. Е [1].

a - размер меньшей стороны.

Участок 1. Является опертым на 4 стороны и имеет размеры $a = 36$ см, $b = 45$ см.

$$\frac{b}{a} = \frac{45}{36} = 1,25$$

Получаем $\alpha = 0,066$, тогда момент:

$$M = 0,066 \cdot 93,39 \cdot 36^2 = 7988 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

Участок 2. Является опертым на 3 стороны и имеет размеры 36x10 см. Однако

при $\frac{b}{a} = \frac{10}{36} = 0,28 < 0,5$, расчет ведется как для консольного участка:

$$M = \frac{93,39 \cdot 10^2}{2} = 4669,5 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

Участок 3. Работает как консольная балка:

$$\frac{b}{a} = \frac{7}{65} = 0,11 < 0,5$$

$$M = \frac{93,39 \cdot 7^2}{2} = 2288 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

Таким образом, максимальный момент возникает на первом участке и равняется:
 $M_{max} = 7988 \text{ кг} \cdot \text{см}$. Определим толщину опорной плиты по формуле:

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 7988}{3250 \cdot 1,2}} = 3,5 \text{ см}$$

γ_c – по табл. 1 [1].

Принимаем опорную плиту толщиной 35 мм.

Принимаем сталь С345.

Толщина траверсы принимаем равной толщине планки (1,0 см), высота траверсы определяется из условия размещения сварных швов, крепящих ее к стрелжню колонны.

Принимаем механизированную сварку.

β_f и β_z – коэффициенты глубины проплавления шва, принимаемые соответственно 0,7 и 1. (табл.39).

Применяем сварную проволоку СВ-10ГА :

$R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2 = 215 \cdot 10,2 = 2193 \text{ кгс/см}^2$, – расчётное сопротивление металла шва сварного соединения с угловыми швами (табл.Г.2).

$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 470 = 211,5 \text{ Н/мм}^2 = 2157 \text{ кгс/см}^2$ - расчётное сопротивление металла границы сплавления сварного соединения с угловыми швами, (табл.4).

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,7 \cdot 215}{1 \cdot 211,5} = 0,71 \leq 1$$

Расчет ведем по металлу шва.

Определим высоту катета:

$$k_{f,min} = 5 \text{ мм} \quad k_{f,max} = 1,2 t_{min} = 1,2 \cdot 7,5 = 9 \text{ мм}$$

t_{min} - минимальная толщина свариваемых деталей, в нашем случае, это толщина стенки.

Принимаем $k_f = 9 \text{ мм}$.

Длину определяем по металлу шва:

$$\frac{N}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_{wf} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где $l_{wf} = h - 1 \text{ см}$ – расчетная длина 1-го сварного шва.

$$h \geq \frac{N}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{242809,58}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 2193 \cdot 1} + 1 = 45 \text{ см}$$

При этом должно выполняться условие:

$$h - 1 \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f$$

$$45 - 1 = 44 \text{ см} \leq 85 \cdot 0,7 \cdot 0,9 = 53,55 \text{ см}$$

Условие выполняется. Принимаем $h = 45 \text{ см}$.

Консоль в траверсе не велика и проверка прочности на изгиб не требуется.

В обратном случае эта проверка выполняется.

Условие прочности по нормальным напряжениям:

$$\frac{M}{W \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

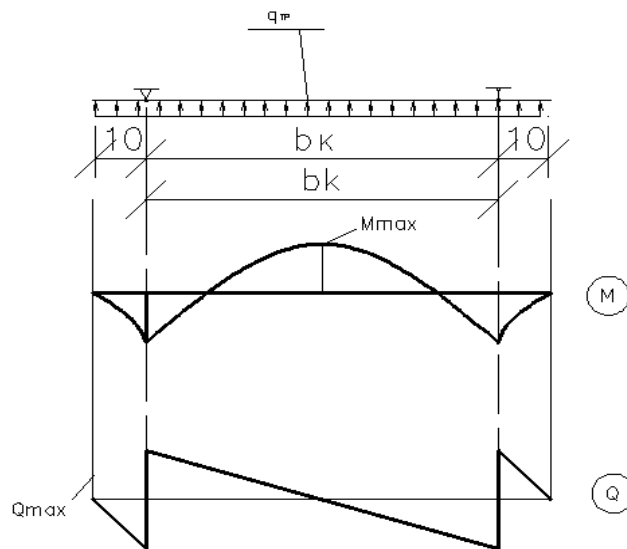


Рис. 4.3 – Расчетная схема

Момент определяется по формуле:

$$M_{оп} = \frac{q_{тр} \cdot 10^2}{2} = 1867,75 \cdot \frac{100}{2} = 93387,5 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$M_{прол} = q_{тр} \cdot \frac{B}{2} \cdot \frac{B}{4} + R \cdot \frac{b_k}{2} = 1867,75 \cdot \frac{60}{2} \cdot \frac{60}{4} + 46693,75 \cdot \frac{45}{2} = 1260731 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$R = \frac{q_{тр} \cdot L}{2} = \frac{1867,75 \cdot 50}{2} = 46693,75 \text{ кг}$$

где $q_{тр} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{74,71 \cdot 50}{2} = 1867,75 \text{ кг/см}$ – погонная нагрузка на траверсу.

Расчетным сечением траверсы будет сечение в плоскости изгиба. Момент сопротивления этого сечения:

$$W = \frac{t \cdot h^2}{6} = \frac{1 \cdot 45^2}{6} = 337,5 \text{ см}^3$$

$$\frac{1260731}{337,5 \cdot 3250 \cdot 1} \leq 1$$

$$1,15 \leq 1$$

Условие не выполняется. Необходимо увеличить высоту или ширину. Примем $t=1,2 \text{ см}$.

$$W = \frac{t \cdot h^2}{6} = \frac{1,2 \cdot 45^2}{6} = 405 \text{ см}^3$$

$$\frac{1260731}{405 \cdot 3250 \cdot 1} \leq 1$$

$$0,96 \leq 1$$

Условие прочности по нормальным напряжениям выполняется.

Проверка прочности по касательным напряжениям:

$$\frac{Q_{max} \cdot S}{I \cdot t \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1$$

где $Q_{max} = 46693,75 \text{ кг}$;

$$Q_1 = q_{тр} \cdot 10 = 1867,75 \cdot 10 = 18677,5 \text{ кг}$$

$$Q_2 = R - q_{тр} \cdot 10 = 46693,75 - 1867,75 \cdot 10 = 28016,25 \text{ кг}$$

$$I = \frac{t_{\text{тр}} \cdot h_{\text{тр}}^3}{12}$$

$$S = \frac{t_{\text{тр}} \cdot h_{\text{тр}}}{2} \cdot \frac{h_{\text{тр}}}{4} = \frac{t_{\text{тр}} \cdot h_{\text{тр}}^2}{8}$$

$$\frac{S}{I} = \frac{t_{\text{тр}} \cdot h_{\text{тр}}^2}{8} \cdot \frac{12}{t_{\text{тр}} \cdot h_{\text{тр}}^3} = \frac{3}{2 \cdot h}$$

Таким образом:

$$\frac{3 \cdot Q_{\max}}{2 \cdot h \cdot t \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1$$

$$\frac{3 \cdot 46693,75}{2 \cdot 50 \cdot 1 \cdot 1885 \cdot 1} \leq 1$$

$$0,74 \leq 1$$

Условие выполняется.

По рассчитанным и запроектированным элементам балочной клетки следует разработать рабочие чертежи на стадии КМ руководствуясь СН460-74 раздел 5 «Конструкции металлические». «Временная инструкция о составе и оформлении строительных рабочих чертежей зданий и сооружений», учитывая требования ЕСКД и соответствующих ГОСТов. Чертежи следует располагать на листе формата А1.

ВОПРОСЫ ДЛЯ ЗАЩИТЫ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

1. Как выбрать марку стали проектируемых конструкций?
2. Каким требованиям должен отвечать стальной настил?
3. Как подбираются и рассчитываются балки настила?
4. Принципы формирования поперечного сечения главной балки?
5. Принципы конструирования и расчета опорного ребра главной балки?
6. Принципы конструирования и расчета оголовка колонны?
7. Принципы конструирования и расчета базы колонны?
8. Как выполняется конструирование стержня составной колонны?
9. Чем обеспечивается устойчивость главной балки?
10. Принципы конструирования и расчета монтажного стыка главной балки?

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции» (актуализированная редакция СНиП II-23-81*). – М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2011.
2. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия» (актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*). – М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2011
3. Металлические конструкции : учебник мо / под ред. Ю. И. Кудишина .— 12-е изд., стер. — М. : Академия, 2010 .— 682 с. — (Высшее профессиональное образование) .— ISBN 9785769567063 : 800.00.
4. Металлические конструкции : Общий курс: учебник для вузов / под ред. Вedenикова Г.С. — 7-е изд. — М. : Стройиздат, 1998 .— 760 с.
5. Металлические конструкции : в 3 т.: для строит. вузов. Т.1. Элементы конструкций / под ред. В. В. Горева .— 2-е изд., перераб. и доп. — М. : Высш.шк., 2001 .— 551 с. : ил. — ISBN 5-06-003695-2 : 110.00.

Учебное издание

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ, ВКЛЮЧАЯ СВАРКУ

Методические указания
по выполнению курсового проекта
«Расчет и конструирование элементов балочной клетки»
для обучающихся по направлению 08.03.01 «Строительство»,
всех форм обучения

Составители
ЕСИПОВ Андрей Владимирович
ЕФИМОВ Александр Алексеевич

В авторской редакции

Подписано в печать 26.02.2019. Формат 60×90 1/16. Усл. печ. л. 3,81.
Тираж 300 экз. Заказ № 19-163.

Библиотечно-издательский комплекс
Федерального государственного бюджетного образовательного
учреждения высшего образования
«Тюменский индустриальный университет».
625000, Тюмень, ул. Володарского, 38.

Типография библиотечно-издательского комплекса.
625039, Тюмень, ул. Киевская, 52.