

С.Н. Колодежнов

**МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ  
РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ  
В ПРИМЕРАХ**



Учебно-методическое пособие

Иркутск 2011

Министерство образования и науки Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«Воронежский государственный архитектурно-строительный университет»

**МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ  
РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ  
В ПРИМЕРАХ**

Учебно-методическое пособие  
к выполнению курсового проекта (курсовой работы)  
по металлическим конструкциям для студентов  
бакалавриата и специалитета, обучающихся по направлениям  
«Строительство» и «Строительство уникальных зданий и сооружений»

Утверждено  
Директору  
В.С. Савиной

Николаеву  
20.11.2015

Воронеж 2015

УДК 624.014 (07)  
ББК 38.54я7  
К61

*Рецензенты:*

*кафедра промышленного транспорта, строительства и геодезии  
Федерального государственного бюджетного образовательного учреж-  
дения высшего образования «Воронежский государственный лесотехни-  
ческий университет» им. Г.Ф. Морозова (ВГЛТУ);  
А.Н. Савицкий, генеральный директор ЗАО «ГазСтройПроект»  
(г. Воронеж)*

**Колодѣжнов, С.Н.**

**Металлические конструкции рабочей**

**К61 площадки в примерах: учеб.-метод. пособие / С.Н. Колодѣжнов;**  
Воронежский ГАСУ. – Воронеж, 2015. – 82 с.

На конкретных примерах рассмотрено проектирование прокатных и составных балок, сплошных и сквозных центрально-сжатых колонн, как основных несущих элементов металлических конструкций рабочей площадки. Также рассмотрено решение ряда сопутствующих задач, в том числе по расчету и конструированию сварных и болтовых соединений.

Все рассмотренные задачи объединены общим заданием на проектирование и представляют собой сквозной пример выполнения расчетов по курсовому проекту (курсовой работы) в соответствии с исходными данными.

Предназначено для студентов, обучающихся по направлениям «Строительство» и «Строительство уникальных зданий и сооружений» всех форм обучения.

Ил. 37. Табл. 2. Библиогр.: 11 назв.

**УДК 624.014 (07)  
ББК 38.54я7**

*Печатается по решению учебно-методического совета  
Воронежского ГАСУ*

ISBN 978-5-89040-550-0

© Колодѣжнов С.Н., 2015  
© Воронежский ГАСУ, 2015

## ВВЕДЕНИЕ

Настоящее учебно-методическое пособие разработано в развитие пособия [9] и содержит примеры, иллюстрирующие компоновку конструкции рабочей площадки, сбор нагрузок на ее несущие элементы, подбор и проверку их сечений, а также решение ряда сопутствующих задач, в том числе по расчету и конструированию сварных и болтовых соединений. Таким образом, настоящее издание является своеобразным продолжением предыдущего, существенно его дополняющим. Так в разд. 4 рассмотрены некоторые возможные решения узлов шарнирного сопряжения второстепенных балок с главной. Предыдущее [9] и настоящее учебно-методические пособия максимально ориентированы на самостоятельное выполнение студентами курсового проекта «Металлические конструкции рабочей площадки».

Все рассмотренные ниже задачи объединены общим заданием на проектирование и представляют собой сквозной пример выполнения расчетов по курсовому проекту (курсовой работы) в соответствии с исходными данными, представленными в следующем разделе.

При реализации расчетных алгоритмов использованы ссылки на формулы, представленные в [9]. Ссылки на использованные справочные материалы продублированы: кроме прямого указания на таблицы конкретных нормативных документов также приведены ссылки на соответствующие приложения из [9], представляющие собой извлечения из оригинальных источников.

Предполагается, что содержание [9] достаточно хорошо известно, в противном случае при рассмотрении примеров настоящего пособия следует подробно ознакомиться с содержанием соответствующих разделов [9].

Настоящее пособие ориентировано на выполнение соответствующих курсовых работ и проектов по дисциплине «Металлические конструкции, включая сварку» студентами, обучающимися по направлению подготовки бакалавров «Строительство» профилизации «Промышленное и гражданское строительство» всех форм обучения, а также по направлению подготовки специалистов «Строительство уникальных зданий и сооружений» специализаций «Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений», «Строительство подземных сооружений» и «Строительство автомагистралей, аэродромов специальных сооружений» всех форм обучения.

## ЗАДАНИЕ НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Требуется запроектировать рабочую площадку, состоящую из балочной клетки, опирающейся на колонны, в соответствии с исходными данными, представленными в разделе «Описание проектируемого объекта» [9].

В настоящем пособии рассмотрим проектирование рабочей площадки в соответствии со следующими исходными данными.

1. Размеры площадки в плане  $3l \times 5b$ .
2. Шаг колонн в продольном направлении  $b = 5,8 \text{ м}$ .
3. Шаг колонн в поперечном направлении  $l = 14,7 \text{ м}$ .
4. Шаг второстепенных балок  $a = 2,45 \text{ м}$ .
5. Постоянная нормативная нагрузка  $g_n = 17 \text{ кН/м}^2$  (кПа).
6. Временная нормативная нагрузка  $p_n = 22 \text{ кН/м}^2$  (кПа).
7. Отметка верха пролетных конструкций  $H_{up} = 14,3 \text{ м}$ .
8. Отметка низа пролетных конструкций  $H_{low} = 12,4 \text{ м}$ .
9. Тип колонн – сплошные и сквозные.
10. Монтажный стык главной балки – на болтах обычных (ОБ) и высокопрочных (ВБ).
11. Материал конструкций – сталь С255.
12. Материал фундаментов – бетон класса прочности В10.

В соответствии с п. 9 исходных данных рассмотрены примеры расчета и конструирования центрально сжатой колонны как сплошного сечения, так и сквозного, а в соответствии с п. 10 исходных данных рассмотрены примеры расчета и конструирования монтажного стыка главной балки как на обычных болтах, так и высокопрочных.

## КОМПОНОВКА КОНСТРУКЦИИ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ

Схема расположения элементов рабочей площадки в плане представлена на рис. 1, а. В отличие от [9, рис. 1] здесь использована общепринятая ориентация координатных осей.

Так как на стадии компоновки еще не известны высоты сечений главной и второстепенной балок, то затруднительно определить способ их сопряжения и отметки низа пролетных строений. Поэтому на рис. 1, б представлен вариант поперечного разреза (разрез 1-1) при этажном сопряжении главной и второстепенных балок, а на рис. 1, в – при их сопряжении в одном уровне. Рис. 1, г и рис. 1, д изображают соответствующие варианты продольного разреза (разрез 2-2).

Следует отметить, что этажное сопряжение применяется, когда суммарная высота сечений главной и вспомогательной балок не превышает в разность от-

меток верха и низа пролетных конструкций, то есть  $H_{up} - H_{low}$ , в противном случае балки сопрягают верхними полками в одном уровне.

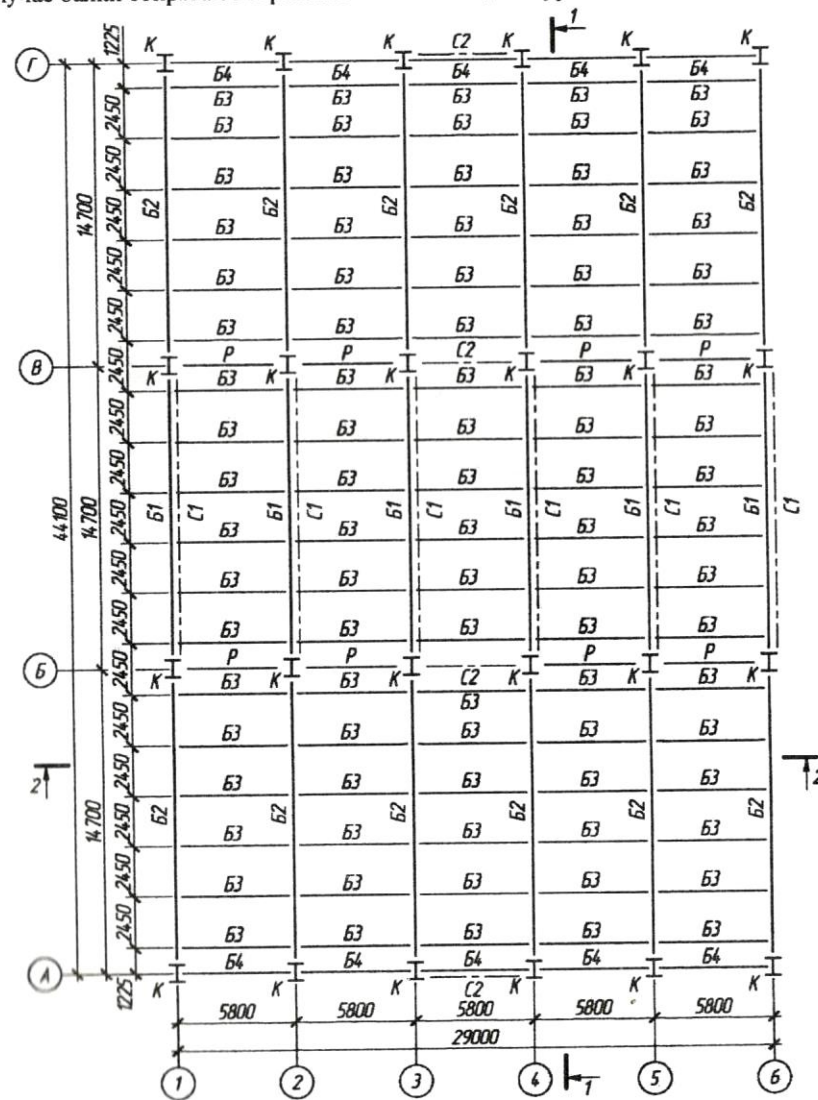


Рис. 1, а. План расположения элементов рабочей площадки

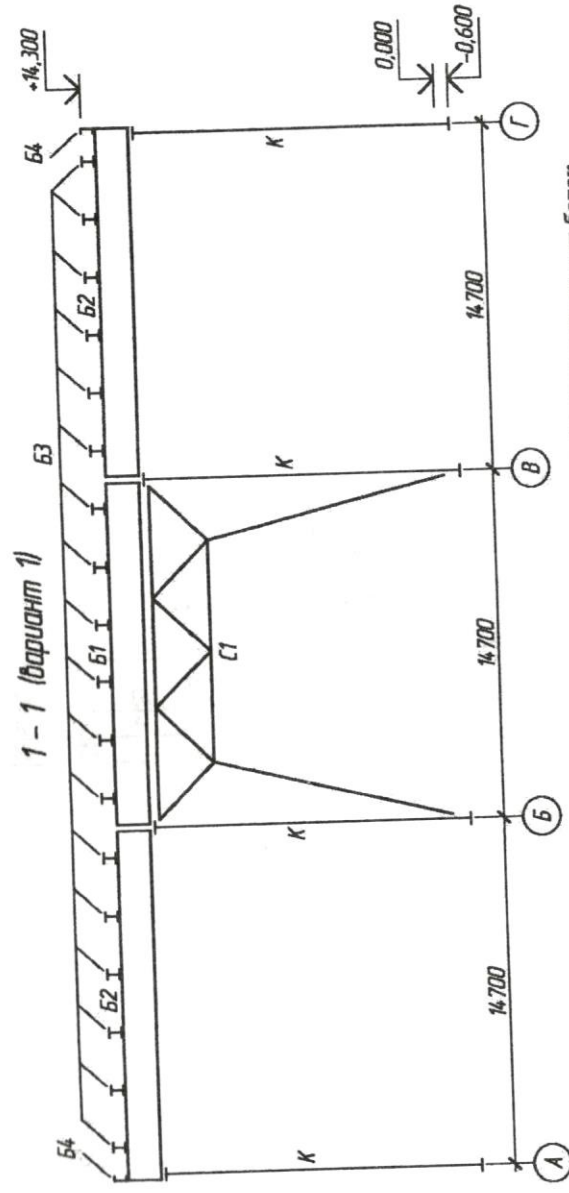


Рис.1, б. Разрез 1-1. Вариант с этажным сопряжением главной и второстепенных балок  
(отметка база пролетных конструкций условно не показана)

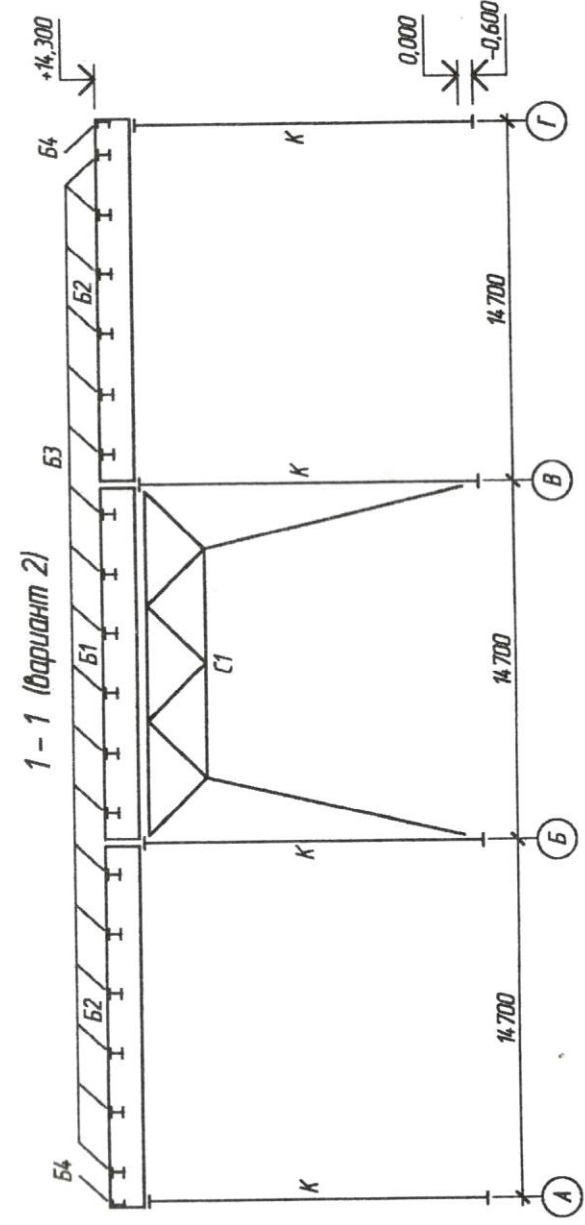


Рис.1, в. Разрез 1-1. Вариант с сопряжением главной и второстепенных балок в одном уровне  
(отметка база пролетных конструкций условно не показана)

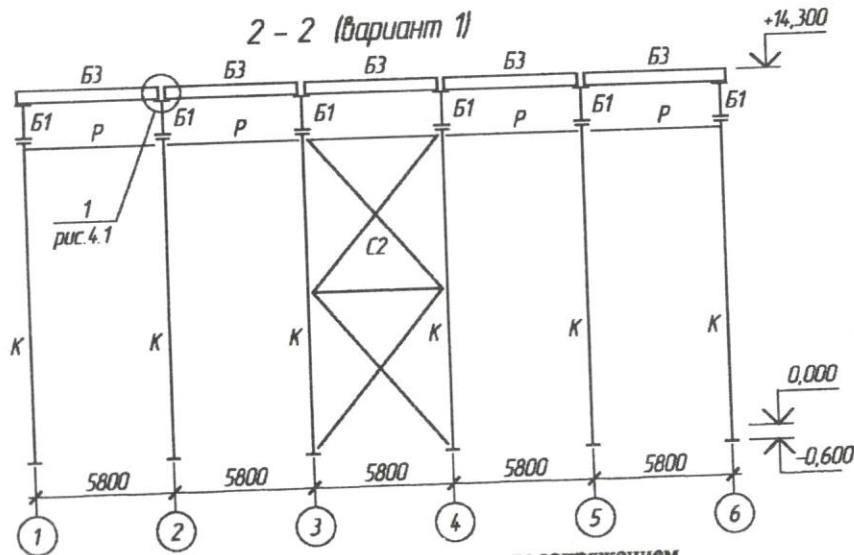


Рис.1, г. Разрез 2-2. Вариант с этажным сопряжением главной и второстепенных балок (отметка наза пролетных конструкций условно не показана)

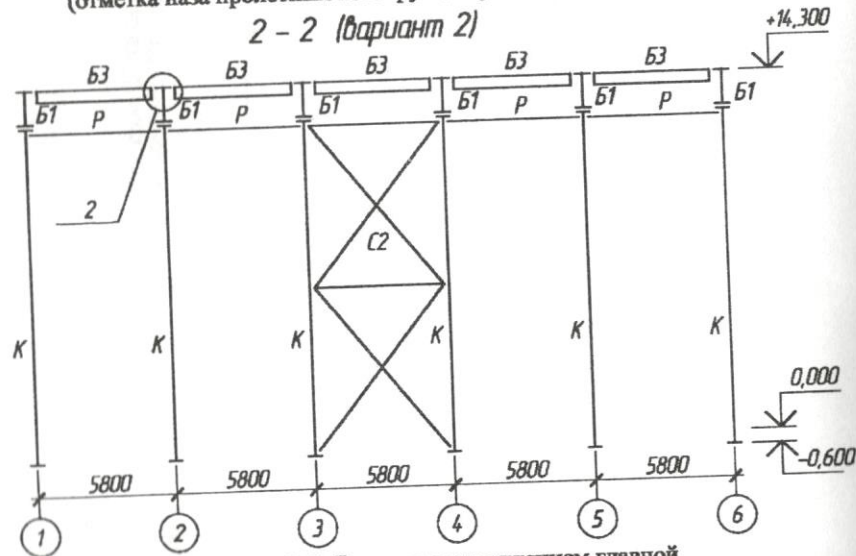


Рис.1, д. Разрез 2-2. Вариант с сопряжением главной и второстепенных балок в одном уровне (отметка наза пролетных конструкций условно не показана)

## 1. ВТОРОСТЕПЕННАЯ БАЛКА

Нормативная равномерно распределенная (погонная) нагрузка на второстепенную балку определяется выражением [9, формула (1)]

$$q_{sb,n}^* = (g_n + p_n) \cdot a = (17 + 22) \cdot 2,45 = 95,55 \text{ кН/м};$$

Соответственно расчетная погонная нагрузка определяется выражением [9, формула (2)]

$$q_{sb}^* = (g_n \gamma_{f,g} + p_n \gamma_{f,p}) \cdot a = (17 \cdot 1,1 + 22 \cdot 1,2) \cdot 2,45 = 110,5 \text{ кН/м}.$$

Расчетная схема второстепенной балки, которая иначе называется вспомогательной, представлена на рис. 1.1.

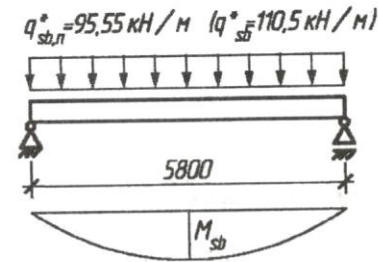


Рис.1.1. Расчетная схема второстепенной балки

Максимальный изгибающий момент определяется выражением [9, формула (3)]

$$M_{sb}^* = \frac{q_{sb}^* \cdot b^2}{8} \cdot 1,03 = \frac{110,5 \cdot 5,8^2}{8} \cdot 1,03 = 478,59 \text{ кН} \cdot \text{м} = 47859 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Здесь и далее индекс \* применен для обозначения величины, подлежащей впоследствии уточнению. В данном случае не учтен пока еще не известный собственный вес второстепенной балки.

Расчетное сопротивление по пределу текучести  $R_y$ , принимается в зависимости от толщины проката по [1, табл. 51\*] или [9, прил. 1]. Для изгибаемого элемента, каковым является второстепенная балка, наибольшие напряжения действуют в полках, толщина которых на стадии подбора сечения не известна. Поэтому предположим, что толщина полок вспомогательной балки находится в диапазоне от 10 мм до 20 мм. Тогда в данном случае для фасонного проката из стали С255  $R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$ .

Требуемый момент сопротивления из выражения [9, формула (5)]

$$W_{x,req} = \frac{M_{sb}^*}{c R_y \gamma_c} = \frac{47859}{1,1 \cdot 24} = 1812,84 \text{ см}^3.$$

Из сортамента [5] или [9, прил. 3] выбираем двутавр № 55Б1, для которого  $W_x = 2051,0 \text{ см}^3$ , высота профиля равна 543 мм, ширина полки - 220 мм, толщина стенки - 9,5 мм, толщина полки - 13,5 мм. Таким образом, площадь сечения полки  $A_f = 22 \cdot 1,35 = 29,7 \text{ см}^2$ , площадь сечения стенки  $A_w = (54,3 - 2 \cdot 1,35) \cdot 0,95 = 49,02 \text{ см}^2$ , а их отношение  $A_f / A_w = 29,7 / 49,02 = 0,606$ . Коэффициент  $c = 1,109$  определен линейной интерполяцией по [1, табл. 66] или [9, прил. 2].

Линейная плотность двутавра  $\rho = 89,0 \text{ кг/м}$ . Уточняем по выражениям [9, формулы (6-7)] нагрузки на балку

$$q_{sb,n} = q_{sb,n}^* + \rho \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 95,55 + 89,0 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 96,42 \text{ кН/м};$$

$$q_{sb} = q_{sb}^* + \rho \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot \gamma_f = 110,5 + 89,0 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1,05 = 111,42 \text{ кН/м}.$$

Здесь и далее  $\gamma_f$  - коэффициент надежности для металлических конструкций заводского изготовления, принимаемый в соответствии с [3] равным 1,05.

Максимальный изгибающий момент по [9, формула (8)]

$$M_{sb} = \frac{q_{sb} \cdot b^2}{8} = \frac{111,42 \cdot 5,8^2}{8} = 468,52 \text{ кН} \cdot \text{м} = 46852 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Так как в соответствии с условием [9, формула (9.2)]

$$\sigma = \frac{M_{sb}}{c W_x} = \frac{46852}{1,109 \cdot 2051} = 20,6 \text{ кН/см}^2 = 206 \text{ МПа} \leq R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа},$$

то несущая способность вспомогательной балки обеспечена.

Следует отметить, что фактическая толщина полок 13,5 мм подобранного двутавра находится в предположенном ранее диапазоне от 10 мм до 20 мм. В противном случае при проверке несущей способности следовало бы уточнить значение расчетного сопротивления  $R_y$  и при необходимости принять другой двутавр.

Степень недонапряжения

$$\frac{R_y \gamma_c - \sigma}{R_y \gamma_c} 100\% = \frac{240 - 206}{240} 100\% = 14,2\% < 15\%.$$

По второй группе предельных состояний в соответствии с [9, формула (11)] относительный прогиб

$$\frac{5}{384} \frac{q_{sb,n} b^3}{EI_x} = \frac{5}{384} \frac{(96,42 \text{ кН/м}) \cdot (5,8 \text{ м})^3}{(2,06 \cdot 10^8 \text{ кПа}) \cdot (55680 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4)} = 0,00214 = \frac{1}{467}.$$

Так как относительный прогиб меньше предельного, то есть  $\frac{1}{467} < \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200}$ , то жесткость второстепенной балки обеспечена.

## 2. ГЛАВНАЯ БАЛКА

### 2.1. Подбор сечения главной балки

Нормативная равномерно распределенная (погонная) нагрузка на главную балку определяется выражением [9, формула (12)]

$$q_{mb,n}^* = q_{sb,n} \frac{b}{a} = 96,42 \frac{5,8}{2,45} = 228,26 \text{ кН/м};$$

Соответственно расчетная погонная нагрузка определяется выражением [9, формула (13)]

$$q_{mb}^* = q_{sb} \frac{b}{a} = 111,42 \frac{5,8}{2,45} = 263,77 \text{ кН/м}.$$

Расчетная схема главной балки представлена на рис. 2.1.

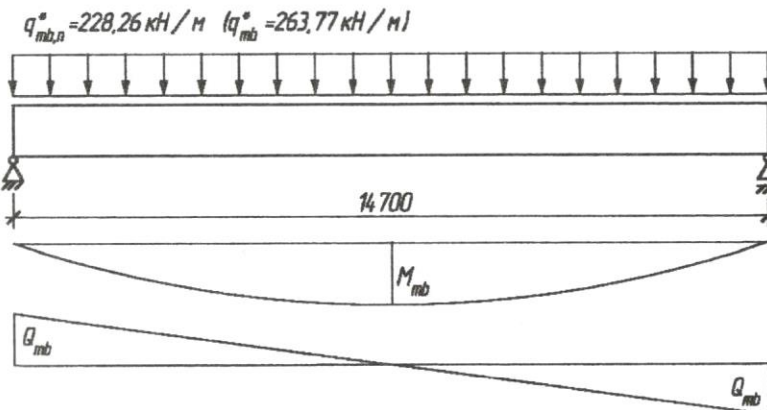


Рис. 2.1. Расчетная схема главной балки

Максимальный изгибающий момент определяется выражением [9, формула (14)]

$$M_{mb}^* = \frac{q_{mb}^* \cdot l^2}{8} \cdot 1,03 = \frac{263,77 \cdot 14,7^2}{8} \cdot 1,03 = 7338,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Максимальная поперечная сила (опорная реакция) определяется выражением [9, формула (15)]

$$Q_{mb}^* = \frac{q_{mb} \cdot l}{2} \cdot 1,03 = \frac{263,77 \cdot 14,7}{2} \cdot 1,03 = 1996,87 \text{ кН};$$

Предполагаю толщину полок главной балки в диапазоне от 20 мм до 40 мм, по [1, табл. 51\*] или [9, прил. 1] для листового проката из стали С255 примем  $R_y = 230 \text{ МПа} = 23 \text{ кН/см}^2$ .

Требуемый момент сопротивления сечения главной балки определяется выражением [9, формула (16)]

$$W_{x,req} = \frac{M_{mb}^*}{R_y \gamma_c} = \frac{7338,5 \cdot 100}{23} = 31906,52 \text{ см}^3.$$

На рис. 2.2, а изображено сечение главной балки с обозначением основных параметров.

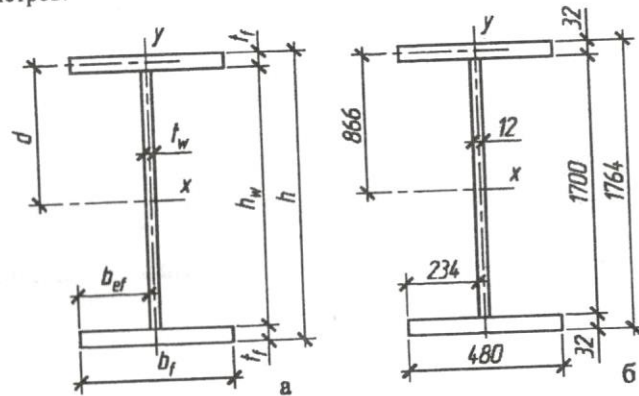


Рис. 2.2. Сечение главной балки:  
а – с обозначением основных параметров;  
б – с подобранными значениями параметров

Строительная высота пролетной конструкции из выражения [9, формула (17)] равна  $h_c = H_{up} - H_{low} = 14,3 - 12,4 = 1,9 \text{ м}$ .

Минимальная высота сечения при  $\left[\frac{f}{l}\right] = 1/350$  определяется выражением

[9, формула (18)]

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{R_y l}{E} \left[\frac{l}{f}\right] \frac{q_{mb,n}^*}{q_{mb}^*} = \frac{5}{24} \frac{230 \cdot 14,7}{2,06 \cdot 10^5} \left[\frac{350}{1}\right] \frac{228,26}{263,77} = 1,036 \text{ м}.$$

Оптимальная высота сечения определяется выражением [9, формула (18)]

$$h_{opt} = \sqrt[3]{220 \cdot W_{x,req}} - 15 \text{ см} = \sqrt[3]{220 \cdot 31906,52} - 15 = 176,5 \text{ см}.$$

Аналогичное значение можно получить с помощью выражения [2, формула (7.20)], приняв предварительно толщину стенки  $t_{w,req} = 1,2 \text{ см}$ :

$$h_{opt} = k \sqrt{W_{x,req} / t_{w,req}} = 1,15 \sqrt{31906,52 / 1,2} = 187,5 \text{ см}$$

Так как  $h_{min} \leq h_{opt} \leq h_c$ , то назначим высоту сечения главной балки  $h_{mb,req}$  близкой к  $h_{opt}$ , то есть около 176,5 см. При этом, руководствуясь сортаментом [6] или [9, прил. 4], примем высоту стенки балки  $h_w = 170 \text{ см}$ .

Так как толщина стенки скорее всего будет находиться в диапазоне от 10 мм до 20 мм, то для определения ее параметров в соответствии с [1, табл. 51\*] или [9, прил. 1] примем  $R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$ .

Из условия прочности стенки балки на срез ее толщина, в соответствии с [9, формула (20)], не должна быть меньше величины

$$t_w \geq 1,5 \frac{Q_{mb}^*}{h_w R_s \gamma_c} = 1,5 \frac{1728,04}{170 \cdot 24 \cdot 0,58} = 1,266 \text{ см}.$$

С другой стороны, из условия обеспечения местной устойчивости стенки без дополнительного продольного ребра жесткости ее толщина, в соответствии с [2, формула (7.25)] или [9, формула (21)], не должна быть меньше величины

$$t_w \geq \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170}{5,5} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,055 \text{ см}.$$

По сортаменту [6] или [9, прил. 4] следует принять толщину стенки равной 13 мм, однако листовой прокат такой толщины в листах в соответствии с [6] поставляется длиной лишь до 3 м, поэтому, в силу приближенности учета собственного веса коэффициентом 1,03 назначаем толщину стенки  $t_w = 1,2 \text{ см}$ .

Задав предварительно толщиной поясных листов  $t_{f,req} = 30 \text{ мм}$ , а, следовательно, высотой сечения балки  $h_{mb,req} = 170 + 2 \cdot 3 = 176 \text{ см}$ , определим

требуемую ширину полки  $b_{f,req} = \frac{1}{4} h = \frac{176}{4} = 44 \text{ см}$ . Назначим  $b_f = 48 \text{ см}$ .

При этом, в соответствии с [9, формула (25)],

$$d^* = \frac{h_w + 3 \text{ см}}{2} = \frac{170 + 3}{2} = 86,5 \text{ см}.$$

Момент инерции сечения стенки, в соответствии с [9, формула (22)],

$$I_w = t_w h_w^3 / 12 = 1,2 \cdot 170^3 / 12 = 491300 \text{ см}^4.$$

Требуемый момент инерции всего сечения определяется выражением [9, формула (23)]



$$I_{x,req} = W_{x,req} \frac{h_{mb,req}}{2} \approx 31906,52 \frac{176}{2} = 2807773,8 \text{ см}^4.$$

Тогда требуемая толщина полки, в соответствии с [9, формула (26)]

$$t_{f,req} = \frac{I_{x,req} - I_w}{2d^2 b_f} = \frac{2807773,8 - 491300}{2 \cdot 86,5^2 \cdot 48} = 3,22 \text{ см}.$$

По сортаменту [7] или [9, прил. 5] назначаем толщину полки  $t_f = 3,2 \text{ см}$ .

Сечение главной балки с подобранными значениями основных параметров представлено на рис. 2.2, б.

### 2.2. Проверка несущей способности главной балки

Перед проверкой несущей способности балки определяем фактические геометрические характеристики ее сечения в соответствии с выражениями [9, формулы (27-31)]:

$$h = h_w + 2t_f = 170 + 2 \cdot 3,2 = 176,4 \text{ см};$$

$$d = \frac{h_w + t_f}{2} = \frac{170 + 3,2}{2} = 86,6 \text{ см};$$

$$A = t_w h_w + 2t_f b_f = 1,2 \cdot 170 + 2 \cdot 3,2 \cdot 48 = 511,2 \text{ см}^2;$$

$$I_x = I_w + 2t_f b_f d^2 = 491300 + 2 \cdot 3,2 \cdot 48 \cdot 86,6^2 = 2795164,8 \text{ см}^4;$$

$$W_x = 2I_x / h = 2 \cdot 2795164,8 / 176,4 = 31691,2 \text{ см}^3.$$

Собственный погонный вес главной балки определяется выражением [32, формула (32)]

$$g_{mb,n} = 77,01 \cdot 10^{-4} \cdot A = 77,01 \cdot 10^{-4} \cdot 511,2 = 3,94 \text{ кН/м}.$$

$$228,26 + 4,5 = 232,76$$

Уточненная полная расчетная равномерно распределенная нагрузка на балку определяется выражением [9, формула (33)]

$$q_{mb} = q_{mb}^* + g_{mb,n} \cdot \gamma_f = 263,77 + 3,94 \cdot 1,05 = 267,91 \text{ кН/м}.$$

Фактическое значение максимального изгибающего момента в соответствии с выражением [9, формула (34)]

$$M_{mb} = \frac{q_{mb} \cdot l^2}{8} = \frac{267,91 \cdot 14,7^2}{8} = 7236,58 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Несущая способность главной балки обеспечена, так как выполняется условие прочности [9, формула (36)]

$$\sigma = \frac{M_{mb}}{W_x} = \frac{7236,58 \cdot 100}{31691,2} = 22,8 \text{ кН/см}^2 = 22,8 \text{ МПа} < R_{y\gamma_c} = 230 \text{ МПа}.$$

В соответствии с [9, формула (37)] недонапряжение составляет

$$\frac{R_{y\gamma_c} - \sigma}{R_{y\gamma_c}} 100\% = \frac{230 - 22,8}{230} 100\% = 0,87\% \leq 5\%.$$

### 2.3. Изменение сечения главной балки

Целесообразность и проектное решение изменения сечения балки описаны в [9, разд. 2.5].

Изменение сечения главной балки выполним на расстояниях  $1/6$  пролета от опор, то есть примем  $x' = \frac{1}{6}l = 2,45 \text{ м}$ . В соответствии с выражением [1, формула (38.1)] изгибающий момент в рассматриваемых сечениях равен

$$M' = \frac{5}{9} M_{mb} = \frac{5}{9} 7236,58 = 4020,32 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Схема распределения изгибающих моментов по длине главной балки представлена на рис. 2.3.

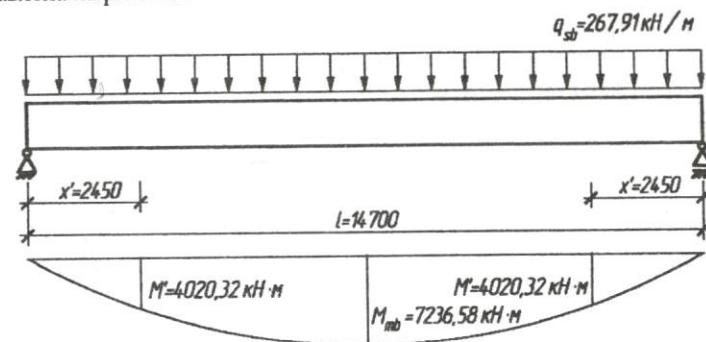


Рис. 2.3. Распределения изгибающих моментов по длине главной балки

Изменение сечения приопорных участков балки выполним уменьшением ширины поясного листа, обеспечивающей восприятие изгибающего момента  $M'$ , оставляя без изменения остальные параметры: толщину и высоту стенки, а также толщины полок. Действующие нормальные напряжения в полках в местах изменения сечения не должны превышать прочности материала, в качестве которой принимается расчетное сопротивление  $R_{wy}$  стыкового сварного шва, соединяющего поясные листы шириной  $b_f$  с участками поясов уменьшенной ширины  $b'_f$ . Примем для расчета визуальный контроль качества стыковых сварных швов, при котором  $R_{wy} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 230 = 195,5 \text{ МПа}$ . Тогда тре-

буемый момент сопротивления искомого сечения может быть найден из выражения [9, формула (39)]  $W'_{x,req} = \frac{M'}{R_{wy}\gamma_c} = \frac{4020,32 \cdot 100}{19,55} = 20564,3 \text{ см}^3$ .

Требуемый момент инерции измененного сечения определяется выражением [9, формула (40)]

$$I'_{x,req} = W'_{x,req} \frac{h}{2} = 20564,3 \frac{176,4}{2} = 1813771,3 \text{ см}^4,$$

а требуемая ширина полки в измененном сечении - выражением [9, формула (41)]

$$b'_{f,req} = \frac{I'_{x,req} - I_w}{2d^2 t_f} = \frac{1813771,3 - 491300}{2 \cdot 86,6^2 \cdot 3,2} = 27,6 \text{ см}.$$

По сортаменту [7] или [9, прил. 5] назначаем толщину полки в измененном сечении  $b'_f = 280 \text{ мм}$ . При этом выполняются условия  $b'_f \geq 200 \text{ мм}$  и

$$b'_f \geq \frac{1}{10} h = \frac{176,4}{10} = 17,6 \text{ см}.$$

На рис. 2.4 представлена схема изменения сечения верхнего и нижнего поясов составной сварной балки.

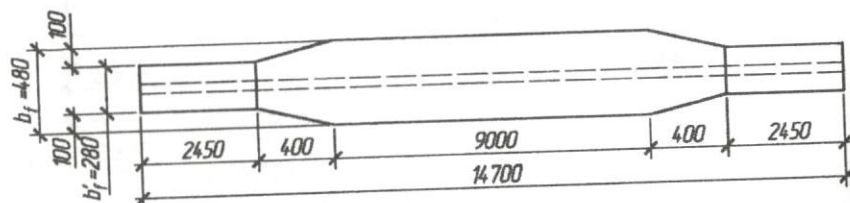


Рис. 2.4. Схема изменения сечения поясов составной балки

Определяем по выражениям [9, формулы (42-44)] следующие геометрические характеристики измененного сечения:

- момент инерции

$$I'_x = I_w + 2t_f b'_f d^2 = 491300 + 2 \cdot 3,2 \cdot 28 \cdot 86,6^2 = 1835221,2 \text{ см}^4;$$

- момент сопротивления  $W'_x = 2I'_x / h = 2 \cdot 1835221,2 / 176,4 = 20807,5 \text{ см}^3$ ;

- статический момент полки  $S'_f = t_f b'_f d = 3,2 \cdot 28 \cdot 86,6 = 7759,4 \text{ см}^3$ .

Изгибающий момент и поперечная сила в месте изменения сечения определяются выражениями [9, формулы (48-49)]

$$M'(x) = \frac{qmb}{2} x(l-x) = \frac{267,91}{2} \cdot 2,45(14,7 - 2,45) = 4020,32 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q'(x) = qmb \frac{l-2x}{2} = 267,91 \frac{14,7 - 2 \cdot 2,45}{2} = 1312,8 \text{ кН}.$$

Нормальное и касательное напряжения в уровне верха стенки в месте изменения сечения определяются выражениями [9, формулы (46-47)]

$$\sigma = \frac{M'(x) h_w}{I'_x} = \frac{4020,32 \cdot 100}{1835221,2} = 18,62 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q'(x) S'_x}{I'_x t_w} = \frac{1312,8 \cdot 7759,4}{1835221,2 \cdot 1,2} = 4,63 \text{ кН/см}^2;$$

В рассматриваемом примере в уровне верха стенки в месте изменения сечения условие прочности [9, формула (45)] выполняется:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{18,62^2 + 3 \cdot 4,63^2} = 20,27 \text{ кН/см}^2 = 202,7 \text{ МПа} < 1,15 R_{y\gamma_c} = 1,15 \cdot 240 = 276 \text{ МПа}.$$

Здесь значение расчетного сопротивления  $R_y = 240 \text{ МПа}$  принято для стенки балки, выполненной из стального листа толщиной 12 мм.

#### 2.4. Расстановка поперечных ребер жесткости

Укрепление стенки балки поперечными ребрами жесткости предписывается требованием [1, п.7.10]. В рассматриваемом примере ребра жесткости по длине балки следует устанавливать в местах опирания на главную балку второстепенных балок, то есть с шагом 2,45 м в соответствии со схемой, представленной на рис. 2.5.

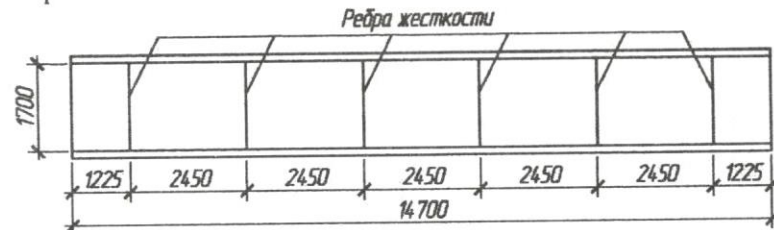


Рис. 2.5. Схема расположения поперечных ребер жесткости

Ребра жесткости представляют собой парные пластинки, каждая высотой, равной высоте стенки балки, шириной выступающей части  $b_h$  и толщиной  $t_s$ , которые определяются выражениями [9, формулы (50-51)]

$$b_h = \frac{h_w(\text{мм})}{30} + 40 \text{ мм} = \frac{1764}{30} + 40 = 98,8 \text{ мм};$$

Назначаем ширину ребер жесткости  $b_h = 100 \text{ мм}$ .

$$t_s = 2b_h \sqrt{R_y/E} = 2 \cdot 10 \sqrt{240/2,06 \cdot 10^5} = 0,68 \text{ см}.$$

Назначаем толщину ребер жесткости  $t_s = 8 \text{ мм}$ .

Углы ребер жесткости со стороны примыкания их к стенке балки следует срезать для беспрепятственного к ней примыкания и разнесения в пространстве сварных швов крепления ребер и поясных швов. На рис. 2.6 представлен вид одного ребра жесткости в повернутом положении.

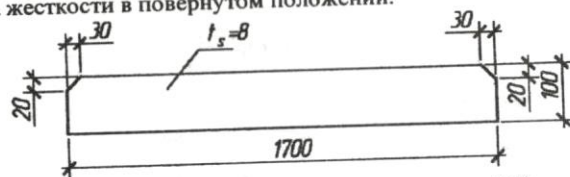


Рис. 2.6. Ребро жесткости (повернуто на  $90^\circ$ )

При выполнении детализованных чертежей для отдельных деталей следует предусматривать в необходимых случаях допуски на те или иные размеры. Так для ребра жесткости номинальной длины 1700 мм необходимо учесть нулевой положительный и ненулевой отрицательный допуски, то есть вместо номинального размера 1700 указать размер с допусками  $1698 \begin{smallmatrix} +0 \\ -2 \end{smallmatrix}$ .

## 2.5. Проверка местной устойчивости элементов балки

### 2.5.1. Проверка местной устойчивости сжатой полки

Для проверки местной устойчивости сжатой полки определяется ее свес с помощью выражения [9, формула (52)]

$$b_{ef} = (b_f - t_w) / 2 = (48 - 1,2) / 2 = 23,4 \text{ см}.$$

Обозначение величины  $b_{ef}$  представлено на рис. 2.2.

Местная устойчивость полки обеспечена, если выполняется условие [9, формула (53.1)]. В рассматриваемом примере местная устойчивость сжатой полки обеспечена, так как условие выполняется:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{23,4}{3,2} = 7,31 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} = 14,96.$$

### 2.5.2. Проверка местной устойчивости стенки

#### 2.5.2.1. Общий подход к проверке местной устойчивости стенки

Проверку устойчивости стенки следует выполнять на половине пролета для каждого ее отсека, ограниченного полками и ребрами жесткости. Координата  $x_{loc}$  сечения, в котором следует проверять местную устойчивость, приме-

нительно к принятой компоновке балочной клетки в зависимости от номера отсека  $i$  и отношения его сторон вычисляется по одному из следующих выражений:

- для  $i = 1$

$$x_{loc,1} = \frac{a}{4}, \text{ если } \frac{a}{2} \leq h_w; \quad (2.1)$$

$$x_{loc,1} = \frac{h_w}{2}, \text{ если } \frac{a}{2} \geq h_w; \quad (2.2)$$

- для  $i \geq 2$

$$x_{loc,i} = \frac{a}{2} + (i-2)a + \frac{a}{2}, \text{ если } a \leq h_w; \quad (2.3)$$

$$x_{loc,i} = \frac{a}{2} + (i-2)a + \frac{h_w}{2}, \text{ если } a \geq h_w. \quad (2.4)$$

В найденном сечении определяются изгибающий момент и поперечная сила с использованием выражений [9, формулы (55-56)].

Местная устойчивость стенки в проверяемом отсеке обеспечена, если выполняется условие [9, формула (59)], где нормальное напряжение в уровне верха стенки вычисляется с помощью одного из выражений [9, формулы (57)], а среднее касательное напряжение – с помощью выражения [9, формула (58)].

Критические нормальное  $\sigma_{cr}$  и касательное  $\tau_{cr}$  напряжения определяются по [1, формулы (75) и (76)] или [9, прил. 6].

На рис. 2.7 представлена разбивка стенки балки на отсеки с координатами  $x_{loc,i}$  сечений проверки ее местной устойчивости для каждого отсека левого полупролета.

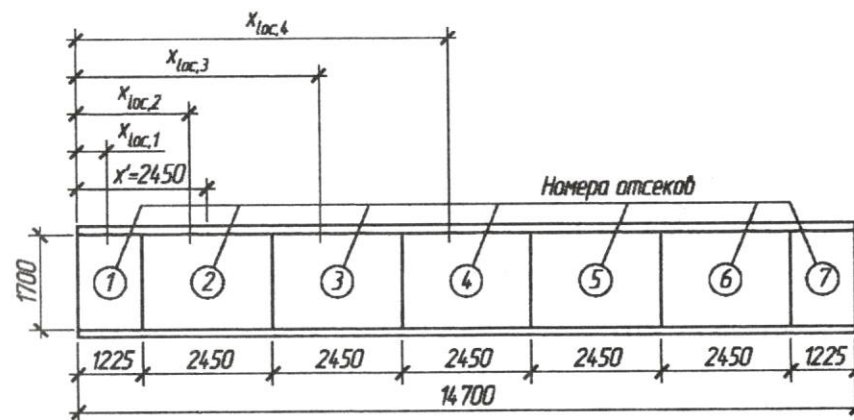


Рис. 2.7. Разбивка стенки балки ребрами жесткости на отсеки

### 2.5.2.2. Проверка местной устойчивости стенки в отсеке 1

Для отсека 1, так как  $\frac{a}{2} = \frac{2,45}{2} = 1,225 \text{ м} < h_w = 1,7 \text{ м}$ , то в соответствии с выражением (2.1)  $x_{loc,1} = \frac{a}{4} = \frac{2,45}{4} = 0,6125 \text{ м}$ .

Изгибающий момент в сечении с координатой  $x_{loc,1}$  в соответствии с выражением [9, формула (55)] равен

$$M_{loc,1} = \frac{q_{mb}}{2} x_{loc,1} (l - x_{loc,1}) = \frac{267,91}{2} \cdot 0,6125 (14,7 - 0,6125) = 1155,84 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила в сечении с координатой  $x_{loc,1}$  в соответствии с выражением [9, формула (56)] равна

$$Q_{loc,1} = q_{mb} \frac{l - 2x_{loc,1}}{2} = 267,91 \frac{14,7 - 2 \cdot 0,6125}{2} = 1805,04 \text{ кН}.$$

Так как  $x_{loc,1} < x'$ , то нормальное напряжение в уровне верха стенки определяется в соответствии с первым из выражений [9, формулы (57)] для измененного сечения и равно

$$\sigma = \frac{M_{loc,1} h_w}{I'_x} \frac{1}{2} = \frac{1155,84 \cdot 100}{1835221,2} \cdot \frac{170}{2} = 5,35 \text{ кН/см}^2 = 53,5 \text{ МПа}.$$

Среднее касательное напряжение в соответствии с выражением [9, формула (58)] равно

$$\tau = \frac{Q_{loc,1}}{t_w h_w} \frac{1}{2} = \frac{1805,04}{1,2 \cdot 170} = 8,85 \text{ кН/см}^2 = 88,5 \text{ МПа}.$$

Критическое нормальное напряжение определяется в соответствии с [1, формула (75)] или [9, прил. 6]:

По [9, прил. 6, табл. 22]  $\beta = 0,8$ .

$$\text{По [9, прил. 6, формула (77)] } \delta = \beta \frac{b_f}{h_w} \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3 = 0,8 \frac{28}{170} \left( \frac{3,2}{1,2} \right)^3 = 2,5.$$

По [9, прил. 6, табл. 21]  $c_{cr} = 33,63$ .

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170}{1,2} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 4,84.$$

$$\text{По [9, прил. 6, формула (75)] } \sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{33,63 \cdot 240}{4,84^2} = 344,5 \text{ МПа}.$$

Критическое касательное напряжение определяется в соответствии с [1, формула (76)] или [9, прил. 6]:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{122,5}{1,2} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,48, \text{ где } d - \text{ меньшая из сторон отсека,}$$

то есть  $d = \min\{h_w; a/2\} = \min\{170 \text{ см}; 122,5 \text{ см}\} = 122,5 \text{ см}$ .

$\mu$  - отношение большей стороны отсека к меньшей, то есть

$$\mu = \frac{\max\{h_w; a/2\}}{\min\{h_w; a/2\}} = \frac{\max\{170 \text{ см}; 122,5 \text{ см}\}}{\min\{170 \text{ см}; 122,5 \text{ см}\}} = \frac{170}{122,5} = 1,39.$$

Расчетное сопротивление стали срезу

$$R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа}.$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{1,39^2} \right) \frac{139,2}{3,48^2} = 165 \text{ МПа}.$$

Местная устойчивость стенки в отсеке 1 обеспечена, так как выполняется условие [9, формула (59)]:

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} = \sqrt{(53,5 / 344,5)^2 + (88,5 / 165)^2} = 0,56 < \gamma_c = 1.$$

### 2.5.2.3. Проверка местной устойчивости стенки в отсеке 2

Для отсека 2 ( $i = 2$ ), так как  $a = 2,45 \text{ м} > h_w = 1,7 \text{ м}$ , то в соответствии с выражением (2.4)

$$x_{loc,2} = \frac{a}{2} + (2 - 2)a + \frac{h_w}{2} = \frac{2,45}{2} + \frac{1,7}{2} = 2,075 \text{ м}.$$

Изгибающий момент в сечении с координатой  $x_{loc,2}$  в соответствии с выражением [9, формула (55)] равен

$$M_{loc,2} = \frac{q_{mb}}{2} x_{loc,2} (l - x_{loc,2}) = \frac{267,91}{2} \cdot 2,075 (14,7 - 2,075) = 3509,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила в сечении с координатой  $x_{loc,2}$  в соответствии с выражением [9, формула (56)] равна

$$Q_{loc,2} = q_{mb} \frac{l - 2x_{loc,2}}{2} = 267,91 \frac{14,7 - 2 \cdot 2,075}{2} = 1413,23 \text{ кН}.$$

Так как  $x_{loc,2} < x'$ , то нормальное напряжение в уровне верха стенки определяется в соответствии с первым из выражений [9, формулы (57)] для измененного сечения и равно

$$\sigma = \frac{M_{loc,2} h_w}{I'_x} \frac{1}{2} = \frac{3509,2 \cdot 100}{1835221,2} \cdot \frac{170}{2} = 16,25 \text{ кН/см}^2 = 162,5 \text{ МПа}.$$

Среднее касательное напряжение в соответствии с выражением [9, формула (58)] равно

$$\tau = \frac{Q_{loc,2}}{t_w h_w} = \frac{1413,23}{1,2 \cdot 170} = 6,93 \text{ кН/см}^2 = 69,3 \text{ МПа}.$$

Критическое нормальное напряжение определяется в соответствии с [1, формула (75)] или [9, прил. 6]:

По [9, прил. 6, табл. 22]  $\beta = 0,8$ .

$$\text{По [9, прил. 6, формула (77)] } \delta = \beta \frac{b_f}{h_w} \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3 = 0,8 \frac{28}{170} \left( \frac{3,2}{1,2} \right)^3 = 2,5.$$

По [9, прил. 6, табл. 21]  $c_{cr} = 33,63$ .

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170}{1,2} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 4,84.$$

$$\text{По [9, прил. 6, формула (75)] } \sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{33,63 \cdot 240}{4,84^2} = 344,5 \text{ МПа}.$$

Критическое касательное напряжение определяется в соответствии с [1, формула (76)] или [9, прил. 6]:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170}{1,2} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 4,84, \text{ где } d - \text{ меньшая из сторон отсека,}$$

то есть  $d = \min\{h_w; a\} = \min\{170 \text{ см}; 245 \text{ см}\} = 170 \text{ см}$ .

$\mu$  - отношение большей стороны отсека к меньшей, то есть

$$\mu = \frac{\max\{h_w; a\}}{\min\{h_w; a\}} = \frac{\max\{170 \text{ см}; 245 \text{ см}\}}{\min\{170 \text{ см}; 245 \text{ см}\}} = \frac{245}{170} = 1,44.$$

Расчетное сопротивление стали срезу

$$R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа}.$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{1,44^2} \right) \frac{139,2}{4,84^2} = 83,6 \text{ МПа}.$$

Местная устойчивость стенки в отсеке 2 обеспечена, так как выполняется условие [9, формула (59)]:

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} = \sqrt{(162,5 / 344,5)^2 + (69,3 / 83,6)^2} = 0,95 < \gamma_c = 1$$

#### 2.5.2.4. Проверка местной устойчивости стенки в отсеке 3

Для отсека 3 ( $i = 3$ ), так как  $a = 2,45 \text{ м} > h_w = 1,7 \text{ м}$ , то в соответствии с выражением (2.4)

$$x_{loc,3} = \frac{a}{2} + (3-2)a + \frac{h_w}{2} = \frac{2,45}{2} + 2,45 + \frac{1,7}{2} = 4,525 \text{ м}.$$

Изгибающий момент в сечении с координатой  $x_{loc,3}$  в соответствии с выражением [9, формула (55)] равен

$$M_{loc,3} = \frac{qmb}{2} x_{loc,3} (l - x_{loc,3}) = \frac{267,91}{2} 4,525 (14,7 - 4,525) = 6167,54 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила в сечении с координатой  $x_{loc,3}$  в соответствии с выражением [9, формула (56)] равна

$$Q_{loc,3} = qmb \frac{l - 2x_{loc,3}}{2} = 267,91 \frac{14,7 - 2 \cdot 4,525}{2} = 756,85 \text{ кН}.$$

Так как  $x_{loc,3} > x'$ , то нормальное напряжение в уровне верха стенки определяется в соответствии со вторым из выражений [9, формулы (57)] для основного сечения и равно

$$\sigma = \frac{M_{loc,3} h_w}{I_x} = \frac{6167,54 \cdot 100}{2795164,8} = 18,76 \text{ кН/см}^2 = 187,6 \text{ МПа}.$$

Среднее касательное напряжение в соответствии с выражением [9, формула (58)] равно

$$\tau = \frac{Q_{loc,3}}{t_w h_w} = \frac{756,85}{1,2 \cdot 170} = 3,71 \text{ кН/см}^2 = 37,1 \text{ МПа}.$$

Критическое нормальное напряжение определяется в соответствии с [1, формула (75)] или [9, прил. 6]:

По [9, прил. 6, табл. 22]  $\beta = 0,8$ .

$$\text{По [9, прил. 6, формула (77)] } \delta = \beta \frac{b_f}{h_w} \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3 = 0,8 \frac{48}{170} \left( \frac{3,2}{1,2} \right)^3 = 4,28.$$

По [9, прил. 6, табл. 21]  $c_{cr} = 34,63$ .

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170}{1,2} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 4,84.$$

$$\text{По [9, прил. 6, формула (75)] } \sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{34,63 \cdot 240}{4,84^2} = 354,8 \text{ МПа}.$$

Критическое касательное напряжение определяется в соответствии с [1, формула (76)] или [9, прил. 6]:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170}{1,2} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 4,84, \text{ где } d - \text{ меньшая из сторон отсека,}$$

то есть  $d = \min\{h_w; a\} = \min\{170 \text{ см}; 245 \text{ см}\} = 170 \text{ см}$ .

$\mu$  - отношение большей стороны отсека к меньшей, то есть

$$\mu = \frac{\max\{h_w; a\}}{\min\{h_w; a\}} = \frac{\max\{170 \text{ см}; 245 \text{ см}\}}{\min\{170 \text{ см}; 245 \text{ см}\}} = \frac{245}{170} = 1,44.$$

Расчетное сопротивление стали срезу

$$R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа.}$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{1,44^2} \right) \frac{139,2}{4,84^2} = 83,6 \text{ МПа.}$$

Местная устойчивость стенки в отсеке 3 обеспечена, так как выполняется условие [9, формула (59)]:

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} = \sqrt{(187,6/354,8)^2 + (37,1/83,6)^2} = 0,69 < \gamma_c = 1.$$

#### 2.5.2.5. Проверка местной устойчивости стенки в отсеке 4

Для отсека 4 ( $i = 4$ ), так как  $a = 2,45 \text{ м} > h_w = 1,7 \text{ м}$ , то в соответствии с выражением (2.4)

$$x_{loc,4} = \frac{a}{2} + (4-2)a + \frac{h_w}{2} = \frac{2,45}{2} + 2 \cdot 2,45 + \frac{1,7}{2} = 6,975 \text{ м.}$$

Изгибающий момент в сечении с координатой  $x_{loc,4}$  в соответствии с выражением [9, формула (55)] равен

$$M_{loc,4} = \frac{qmb}{2} x_{loc,4} (l - x_{loc,4}) = \frac{267,91}{2} 6,975 (14,7 - 6,975) = 7217,75 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Поперечная сила в сечении с координатой  $x_{loc,4}$  в соответствии с выражением [9, формула (56)] равна

$$Q_{loc,4} = qmb \frac{l - 2x_{loc,4}}{2} = 267,91 \frac{14,7 - 2 \cdot 6,975}{2} = 100,47 \text{ кН.}$$

Так как  $x_{loc,4} > x'$ , то нормальное напряжение в уровне верха стенки определяется в соответствии со вторым из выражений [9, формулы (57)] для основного сечения и равно

$$\sigma = \frac{M_{loc,4}}{I_x} \frac{h_w}{2} = \frac{7217,75 \cdot 100}{2795164,8} \frac{170}{2} = 21,95 \text{ кН/см}^2 = 219,5 \text{ МПа.}$$

Среднее касательное напряжение в соответствии с выражением [9, формула (58)] равно

$$\tau = \frac{Q_{loc,4}}{t_w h_w} = \frac{100,47}{1,2 \cdot 170} = 0,493 \text{ кН/см}^2 = 4,93 \text{ МПа.}$$

Критическое нормальное напряжение определяется в соответствии с [1, формула (75)] или [9, прил. 6]:

$$\text{По [9, прил. 6, табл. 22]} \beta = 0,8.$$

$$\text{По [9, прил. 6, формула (77)] } \delta = \beta \frac{b_f}{h_w} \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3 = 0,8 \frac{48}{170} \left( \frac{3,2}{1,2} \right)^3 = 4,28.$$

$$\text{По [9, прил. 6, табл. 21]} c_{cr} = 34,63.$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170}{1,2} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 4,84.$$

$$\text{По [9, прил. 6, формула (75)] } \sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{34,63 \cdot 240}{4,84^2} = 354,8 \text{ МПа.}$$

Критическое касательное напряжение определяется в соответствии с [1, формула (76)] или [9, прил. 6]:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{170}{1,2} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 4,84, \text{ где } d - \text{ меньшая из сторон отсека,}$$

то есть  $d = \min\{h_w; a\} = \min\{170 \text{ см}; 245 \text{ см}\} = 170 \text{ см}$ .

$\mu$  - отношение большей стороны отсека к меньшей, то есть

$$\mu = \frac{\max\{h_w; a\}}{\min\{h_w; a\}} = \frac{\max\{170 \text{ см}; 245 \text{ см}\}}{\min\{170 \text{ см}; 245 \text{ см}\}} = \frac{245}{170} = 1,44.$$

Расчетное сопротивление стали срезу

$$R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа.}$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{1,44^2} \right) \frac{139,2}{4,84^2} = 83,6 \text{ МПа.}$$

Местная устойчивость стенки в отсеке 3 обеспечена, так как выполняется условие [9, формула (59)]:

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} = \sqrt{(219,5/354,8)^2 + (4,93/83,6)^2} = 0,62 < \gamma_c = 1.$$

#### 2.5.2.6. Повышение местной устойчивости стенки

Если местная устойчивость стенки не обеспечена, то есть в каком-либо отсеке условие [9, формула (59)] не выполняется, то повысить ее местную устойчивость можно одним из следующих способов:

- увеличить толщину стенки балки;

- поставить в соответствующем отсеке промежуточные поперечные ребра жесткости, если потеря устойчивости происходит преимущественно от действия касательных напряжений;

- поставить в верхней части соответствующего отсека (на расстоянии  $(0,2 \div 0,3)h_w$  ниже верхней полки) продольные ребра жесткости, если потеря устойчивости происходит преимущественно от действия нормальных напряжений.

В рассматриваемом примере во всех отсеках местная устойчивость стенки обеспечена.

## 2.6. Расчет поясных сварных швов

Подробно расчет и конструирование поясных сварных швов описаны в [9, разд. 2.8].

Наибольшая поперечная сила, возникающая в балке, действует на опорах и определяется выражением [9, формула (35)]

$$Q_{\text{sup}} = \frac{q_{mb} \cdot l}{2} = \frac{267,91 \cdot 14,7}{2} = 1969,14 \text{ кН}.$$

Сдвигающее усилие, воспринимаемое двумя параллельными швами крепления одной полки к стенке, возникающее на каждом их отрезке единичной длины определяется выражением [9, формула (60)]

$$T = \frac{Q_{\text{sup}} S'_f}{I'_x} = \frac{1969,14 \cdot 7759,4}{1835221,2} = 8,33 \text{ кН}.$$

Для соединения полки со стенкой применим автоматическую сварку. В соответствии с [1, табл. 55\*] или [9, прил. 9] для стали С255 выберем сварочную проволоку марки Св-08А по ГОСТ 2246-70\* под флюсом АН-348-А по ГОСТ 9087-81\*. Положение сварного шва – в лодочку.

В соответствии с [1, табл. 34\*] или [9, прил. 7] принимаем  $\beta_f = 1,1$ ,  $\beta_z = 1,15$ .

Расчетное сопротивление условному срезу по металлу шва в соответствии с [1, табл. 56] или [9, прил. 7] принимает значение  $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ .

Расчетное сопротивление условному срезу по границе сплавления определяется выражением [9, формула (63)] и в соответствии с [1, табл. 51\*] или [9, прил. 1] принимает значение  $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа}$ .

Требуемый катет углового сварного шва по металлу шва определяется выражением [9, формула (61)]

$$k_{f, \text{req1}} = \frac{T}{2\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{8,33}{2 \cdot 1,1 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 0,21 \text{ см}.$$

Требуемый катет углового сварного шва по металлу границы сплавления определяется выражением [9, формула (62)]

$$k_{f, \text{req2}} = \frac{T}{2\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{8,33}{2 \cdot 1,15 \cdot 16,2 \cdot 1 \cdot 1} = 0,22 \text{ см}.$$

Из двух найденных значений в качестве требуемого катета  $k_{f, \text{req}}$  принимается наибольшее, то есть

$$k_{f, \text{req}} = \max\{k_{f, \text{req1}}; k_{f, \text{req2}}\} = \max\{0,21; 0,22\} = 0,27 \text{ см}.$$

В соответствии с [1, п. 12.8,а] катет углового сварного шва не должен превышать толщину более тонкого из свариваемых элементов более, чем в 1,2 раза. Так как стенка балки тоньше полки, то есть  $t_w = 1,2 \text{ см} < t_f = 3,2 \text{ см}$ , то максимальный катет шва определяется выражением [9, формула (65)]

$$k_{f, \text{max}} = 1,2 t_w = 1,2 \cdot 1,2 = 1,44 \text{ см}.$$

Минимально возможный катет  $k_{f, \text{min}}$  определяется наиболее толстым из свариваемых элементов, то есть толщиной полки  $t_f = 32 \text{ мм}$ , и в соответствии с данными [1, табл. 38\*] или [9, прил. 10]  $k_{f, \text{min}} = 0,7 \text{ см}$ .

В соответствии с условием [9, формула (66)]  $k_{f, \text{min}} \leq k_f \leq k_{f, \text{max}}$  окончательно назначаем катет шва  $k_f = 7 \text{ мм}$ .

## 2.7. Укрепление стенки над опорой

### 2.7.1. Конструкция и расчет узла опирания балки на колонну среднего ряда

При опирании на колонны средних рядов, например на колонны, расположенные вдоль осей Б и В (рис. 1), стенка балки укрепляется опорным ребром, приваренным к торцу балки в соответствии со схемой, представленной на рис. 2.8.

Ширина  $b_r$  опорного ребра обычно назначается конструктивно. В рассматриваемом примере примем ширину опорного ребра равной ширине полки балки на опоре, то есть  $b_r = b'_f = 28 \text{ см}$ , хотя можно было бы назначить  $b_r$  больше или меньше  $b'_f$ .

Толщина  $t_r$  опорного ребра может быть принята, исходя из условия прочности на смятие или из условия прочности на сжатие. Примем величину  $a_r$  выступающей части ребра заведомо не превышающей его полуторной толщины, то есть  $a_r \leq 1,5 t_r$ . Тогда в соответствии с условием прочности на смятие [9, формула (67)] толщина опорного ребра должна быть не меньше величины

$$t_{r, \text{req}} = \frac{Q_{\text{sup}}}{b_r R_p \gamma_c} = \frac{1969,14}{28 \cdot 33,6 \cdot 1} = 2,09 \text{ см}.$$

Здесь  $R_p$  – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности при наличии пригонки, определяемое по [1, табл. 52\*] или прил. 1 в зависимости от временного сопротивления проката. В соответствии с [1, табл. 1\*]  $R_p = R_{un} / \gamma_m$ . В примечании к [1, табл. 52\*] или прил. 1 указана величина коэффициента надежности по материалу  $\gamma_m = 1,1$ . Таким образом, в качестве временного сопротивления проката принимается нормативное сопротивление  $R_{un}$ . В рассматриваемом примере, в предположении толщины опорного ребра в пределах от 20 мм до 40 мм, для листового проката из стали С255 в соответствии с [1, табл. 51\*] или [9, прил. 1]  $R_{un} = 370 \text{ МПа}$ . Тогда в соответствии с [1, табл. 52\*] или прил. 1  $R_p = 336 \text{ МПа} = 33,6 \text{ кН/см}^2$ .

По сортаменту [7] или [9, прил. 5] принимаем опорное ребро толщиной  $t_r = 2,2 \text{ см}$ , а величину выступающей части ребра назначаем равной  $a_r = 25 \text{ мм} \leq 1,5t_r = 33 \text{ мм}$ .

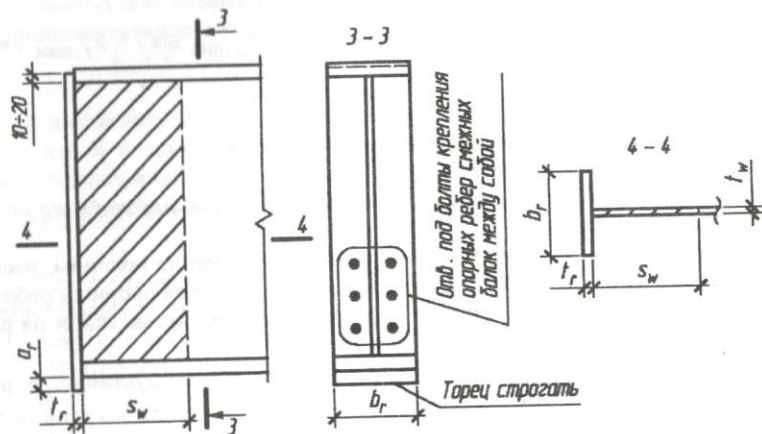


Рис. 2.8. Схема опорного узла балки при опирании на колонны средних рядов (сварные швы условно не показаны)

Опорный участок балки следует проверить на устойчивость как условный центрально сжатый силой  $Q_{sup}$  стержень, сечение которого состоит из опорного ребра и примыкающей к нему части стенки длиной  $s_w$ , определяемой выражением [9, формула(69)]

$$s_w = 0,65t_w \sqrt{E/R_y} = 0,65 \cdot 1,2 \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 240} = 22,9 \text{ см}.$$

В соответствии с выражением [9, формула(70)] площадь условного стержня  $A_{con} = b_r t_r + s_w t_w = 28 \cdot 2,2 + 22,9 \cdot 1,2 = 89,08 \text{ см}^2$ .

Момент инерции сечения условного стержня относительно продольной оси стенки балки определяется выражением [9, формула(71)]

$$I_{con} = t_r b_r^3 / 12 = 2,2 \cdot 28^3 / 12 = 4024,53 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции сечения условного стержня относительно продольной оси стенки балки определяется выражением [9, формула(72)]

$$i_{con} = \sqrt{I_{con} / A_{con}} = \sqrt{4024,53 / 89,08} = 6,72 \text{ см}.$$

Гибкость условного стержня относительно продольной оси стенки балки в соответствии с выражением [9, формула(73)] равна

$$\lambda_{con} = h_w / i_{con} = 170 / 6,72 = 25,3.$$

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi_{con}$  определяется в зависимости от гибкости  $\lambda_{con}$  и расчетного сопротивления  $R_y = 230 \text{ МПа}$  для толщины проката от 20 мм до 40 мм по [1, табл. 72] или [9, прил.11] с использованием линейной интерполяции, в нашем случае двойной. Следует отметить, что значения, представленные в указанных таблицах, увеличены в 1000 раз.

При найденных параметрах  $\varphi_{con} = 0,947$ , а устойчивость условного стержня не обеспечена, так как не выполняется условие [9, формула (74)]:

$$\frac{Q_{sup}}{\varphi_{con} A_{con}} = \frac{1969,14}{0,947 \cdot 89,08} = 23,34 \text{ кН / см}^2 = 233,4 \text{ МПа} > R_y = 230 \text{ МПа}.$$

Скорректируем сечение опорного ребра, принимая его толщину  $t_r = 2,5 \text{ см}$ . Тогда

$$A_{con} = b_r t_r + s_w t_w = 28 \cdot 2,5 + 22,9 \cdot 1,2 = 97,5 \text{ см}^2,$$

$$I_{con} = t_r b_r^3 / 12 = 2,5 \cdot 28^3 / 12 = 4573,3 \text{ см}^4,$$

$$i_{con} = \sqrt{I_{con} / A_{con}} = \sqrt{4573,3 / 97,5} = 6,85 \text{ см},$$

$$\lambda_{con} = h_w / i_{con} = 170 / 6,85 = 24,8.$$

При  $t_r = 2,5 \text{ см}$   $R_y = 230 \text{ МПа}$ , а  $\varphi_{con} = 0,949$ .

Устойчивость опорного участка балки, как условного стержня обеспечена, так как условие [9, формула (74)] выполняется:

$$\frac{Q_{sup}}{\varphi_{con} A_{con}} = \frac{1969,14}{0,949 \cdot 97,5} = 21,28 \text{ кН / см}^2 = 212,8 \text{ МПа} < R_y = 230 \text{ МПа}.$$

Опорное ребро толщиной  $t_r = 2,5 \text{ см}$  приваривается к стенке балки толщиной  $t_w = 1,2 \text{ см}$  двусторонним угловым швом. Катет шва назначим минимально возможной величины, которая в соответствии с [1, табл. 38\*] или [9, прил. 10] равна  $k_f = 7 \text{ мм}$ .

Для соединения опорного ребра со стенкой (рис. 2.9) применим полуавтоматическую сварку. В соответствии с [1, табл. 55\*] или [9, прил. 9] для стали С255 выберем сварочную проволоку марки Св-08Г2С по ГОСТ 2246-70\*. Положение сварного шва – нижнее.

В соответствии с [1, табл. 34\*] или [9, прил. 7] принимаем  $\beta_f = 0,9$ ,  $\beta_z = 1,05$ .

Расчетное сопротивление условному срезу по металлу шва в соответствии с [1, табл. 56] или [9, прил. 7] принимает значение  $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ .

Расчетное сопротивление условному срезу по границе сплавления определяется выражением [9, формула (63)] и в соответствии с [1, табл. 51\*] или [9, прил. 1] принимает значение  $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа}$ .

Требуемая длина углового сварного шва по металлу шва определяется выражением [9, формула (75)]



$$l_{w,req1} = \frac{Q_{sup}}{2k_f \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{1969,14}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 86,8 \text{ см.}$$

Требуемая длина углового сварного шва по металлу границы сплавления определяется выражением [9, формула (76)]

$$l_{w,req2} = \frac{Q_{sup}}{2k_f \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{1969,14}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,05 \cdot 16,2 \cdot 1 \cdot 1} = 82,7 \text{ см.}$$

Из двух найденных значений в качестве требуемой длины  $l_{w,req}$  выбирается наибольшее, то есть

$$l_{w,req} = \max\{l_{w,req1}; l_{w,req2}\} = \max\{86,8; 82,7\} = 86,8 \text{ см.}$$

В соответствии с [1, п. 12.8,г] расчетная длина углового сварного шва не должна превышать предельной величины, определяемой также выражением [9, формула (78)]  $l_{w,lim} = 85\beta_f k_f$ , то есть должно выполняться условие

$$l_{w,req} \leq l_{w,lim} \quad (2.6)$$

В рассматриваемом случае  $l_{w,lim} = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 53,6 \text{ см}$ , условие (2.6) не выполняется, а поэтому величина катета шва подлежит корректировке. Примем  $k_f = 9 \text{ мм}$ . Тогда расчетная длина сварного шва определяется выражениями

$$l_{w,req1} = \frac{Q_{sup}}{2k_f \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{1969,14}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 67,5 \text{ см};$$

$$l_{w,req2} = \frac{Q_{sup}}{2k_f \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{1969,14}{2 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 16,2 \cdot 1 \cdot 1} = 64,3 \text{ см.}$$

В качестве требуемой длины  $l_{w,req}$  выбираем наибольшее, то есть

$$l_{w,req} = \max\{l_{w,req1}; l_{w,req2}\} = \max\{67,5; 64,3\} = 67,5 \text{ см.}$$

Предельная расчетная длина углового шва с принятым катетом равна

$$l_{w,lim} = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 68,9 \text{ см}$$

и условие (2.6) выполняется, а именно:  $l_{w,req} = 67,5 \text{ см} < l_{w,lim} = 68,9 \text{ см}$ .

Конструктивно швы крепления опорного ребра к стенке балки выполняются по всей ее высоте, то есть фактическая длина шва  $l_w$  совпадает с высотой стенки  $h_w$ , а передача опорного усилия  $Q_{sup}$  обеспечивается участками двух швов длиной по 67,5 см.

Назначенные значения катетов угловых швов в мм указываются на чертежах рядом с их изображением, как это показано на рис. 2.9.

Нижний торец опорного ребра следует строгать для обеспечения его опирания на оголовок колонны всей поверхностью.

Следует отметить, что в опорном ребре выполняются отверстия под болты, соединяющие между собой торцы смежных балок. Для исключения жесткого сопряжения балок между собой, то есть для обеспечения их разрезности на опорах, указанные болты группируются в нижней половине опорных ребер (Рис. 2.8, разрез 3-3). Обычно отверстия выполняются диаметром 20÷30 мм и размещаются в двух вертикальных рядах по 3÷4 болта в каждом.

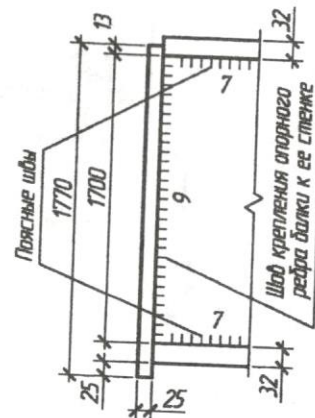


Рис. 2.9. Параметры опорного участка балки со швом крепления опорного ребра

### 2.7.2. Конструкция и расчет узла опирания балки на колонну крайнего ряда

При опирании на колонны крайних рядов, например на колонны, расположенные вдоль осей А и Г (рис. 1), стенка балки укрепляется двусторонним опорным ребром, приваренным к стенке балки над опорой в соответствии со схемой, представленной на рис. 2.10.

В целом расчет рассматриваемого узла аналогичен расчету узла опирания на колонны средних рядов, однако при назначении ряда параметров следует учитывать конструктивные особенности, которые могут привести к уточнению толщины  $t_r$  опорных ребер.

Толщина центрирующей прокладки, обеспечивающей центральное шарнирное сопряжение балки с оголовком колонны, принимается равной величине  $a_r$  выступающей части торцевого ребра. В рассматриваемом примере  $a_r = 25 \text{ мм}$ . Ширина центрирующей прокладки назначается конструктивно в пределах 30÷40 мм, но не менее принятой ранее толщины опорного ребра  $t_r$ .

Величина  $l_s$  свеса балки за ось ее опирания задается конструктивно и принимается равной половине высоты сечения колонны, то есть горизонтальному расстоянию от продольной оси колонны до ее крайней габаритной точки.

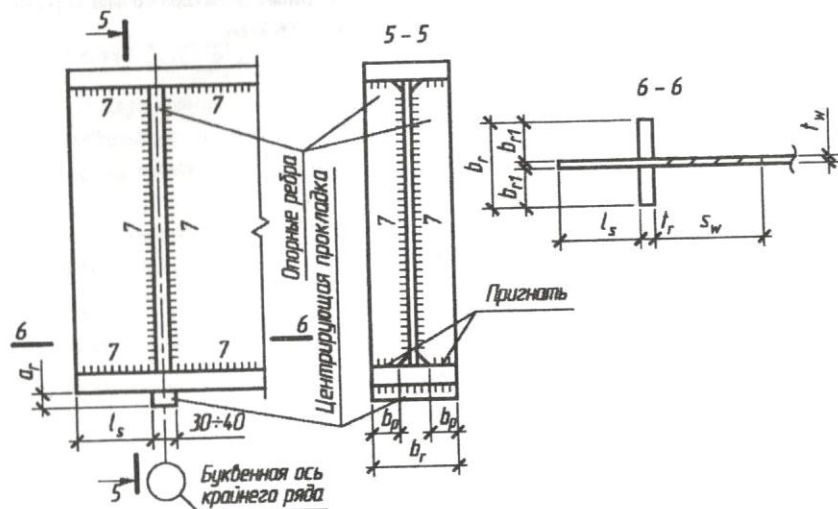


Рис. 2.10. Схема опорного узла балки при опирании на колонны крайних рядов

Суммарная ширина  $b_r$  опорных ребер, как и в случае с опиранием на колонны средних рядов, может быть равной ширине полок балки на опоре  $b'_f$ . Так как в рассматриваемом примере  $b'_f = 28$  см, то ширина выступающей части  $b_{r1}$  может быть принята из условия  $b_{r1} \leq (b'_f - t_w)/2 = (28 - 1,2)/2 = 13,4$  см. Назначаем  $b_{r1} = 120$  мм. В этом случае  $b_r = 2b_{r1} + t_r = 2 \cdot 12 + 1,2 = 25,2$  см.

Ширина  $b_p$  сминаемой части каждого ребра оказывается меньше ширины его выступающей части  $b_{r1}$  на  $15 \div 30$  мм. На эту величину срезаются углы ребер с внутренней стороны для пропуска поясных швов. Таким образом, ширина сминаемой части одного опорного ребра в нашем случае определяется выражением

$$b_p = b_{r1} - 20 \text{ мм} = 100 \text{ мм}.$$

Требуемая толщина опорных ребер определяется известным выражением, [9, формула (67)], в котором вместо ширины торцевого опорного ребра  $t_r$  следу-

ет принять суммарную ширину сминаемых частей обоих опорных ребер  $2b_p$ . Таким образом требуемая толщина опорных ребер равна

$$t_{r, \text{req}} = \frac{Q_{\text{sup}}}{2b_p R_p \gamma_c} = \frac{1969,14}{2 \cdot 10 \cdot 33,6 \cdot 1} = 2,93 \text{ см}.$$

По сортаменту [7] или [9, прил. 5] принимаем парное опорное ребро толщиной  $t_r = 3,0$  см.

Опорный участок балки, как и в предыдущем случае, следует проверить на устойчивость как условный центрально сжатый силой  $Q_{\text{sup}}$  стержень. Но в сечение стержня включаются участки стенки с обеих сторон опорного ребра. При этом учитывается величина свеса балки  $l_s$ . Так площадь условного стержня может быть определена из следующих условий:

- при  $l_s < s_w$   $A_{\text{con}} = b_r t_r + l_s t_w + s_w t_w$ ;
- при  $l_s \geq s_w$   $A_{\text{con}} = b_r t_r + 2s_w t_w$ .

Участок стенки справа от опорного ребра, как и ранее,  $s_w = 22,9$  см. Высота сечения колонны на данном этапе расчета пока не известна, поэтому для примера в запас примем первое условие, а именно:  $l_s = 20$  см  $< s_w$ . Таким образом, площадь условного стержня

$$A_{\text{con}} = b_r t_r + l_s t_w + s_w t_w = 25,2 \cdot 3,0 + 20 \cdot 1,2 + 22,9 \cdot 1,2 = 127,08 \text{ см}^2.$$

Момент инерции сечения условного стержня относительно продольной оси стенки балки, как и в предыдущем случае, определяется выражением [9, формула (71)]

$$I_{\text{con}} = t_r b_r^3 / 12 = 3,0 \cdot 25,2^3 / 12 = 4000,75 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции сечения условного стержня относительно продольной оси стенки балки также определяется выражением [9, формула (72)]

$$i_{\text{con}} = \sqrt{I_{\text{con}} / A_{\text{con}}} = \sqrt{4000,75 / 127,08} = 5,61 \text{ см}.$$

Гибкость рассматриваемого условного стержня относительно продольной оси стенки балки в соответствии с выражением [9, формула (73)] равна

$$\lambda_{\text{con}} = h_w / i_{\text{con}} = 170 / 5,61 = 30,3.$$

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi_{\text{con}}$ , соответствующий гибкости  $\lambda_{\text{con}} = 30,3$ , равен  $\varphi_{\text{con}} = 0,932$ , а устойчивость опорного участка балки как условного стержня обеспечена, так как условие [9, формула (74)] выполняется:

$$\frac{Q_{\text{sup}}}{\varphi_{\text{con}} A_{\text{con}}} = \frac{1969,14}{0,932 \cdot 127,08} = 16,63 \text{ кН/см}^2 = 166,3 \text{ МПа} < R_y = 230 \text{ МПа}.$$

Опорные ребра толщиной по  $t_r = 3,0$  см каждое привариваются к стенке балки толщиной  $t_w = 1,2$  см четырьмя угловыми швами, которые совместно воспринимают опорное усилие  $Q_{\text{sup}}$ . Катет шва назначим минимально возможной

величины, которая в соответствии с [1, табл. 38\*] или [9, прил. 10] равна  $k_f = 7 \text{ мм}$ .

Для соединения опорного ребра со стенкой (Рис. 2.10) применим полуавтоматическую сварку. В соответствии с [1, табл. 55\*] или [9, прил. 9] для стали С255 выберем сварочную проволоку марки Св-08Г2С по ГОСТ 2246-70\*. Положение сварного шва – нижнее.

В соответствии с [1, табл. 34\*] или [9, прил. 7] принимаем  $\beta_f = 0,9$ ,  $\beta_z = 1,05$ .

Расчетное сопротивление условному срезу по металлу шва в соответствии с [1, табл. 56] или [9, прил. 7] принимает значение  $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ .

Расчетное сопротивление условному срезу по границе сплавления определяется выражением [9, формула (63)] и в соответствии с [1, табл. 51\*] или [9, прил. 1] принимает значение  $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа}$ .

Требуемая длина каждого из четырех угловых сварных швов по металлу шва по аналогии с выражением [9, формула (75)] определяется формулой

$$l_{w,req1} = \frac{Q_{sup}}{2k_f \beta_z R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{1969,14}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 43,4 \text{ см.}$$

Требуемая длина каждого из четырех угловых сварных швов по металлу границы сплавления по аналогии с выражением [9, формула (76)] определяется формулой

$$l_{w,req2} = \frac{Q_{sup}}{2k_f \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{1969,14}{4 \cdot 0,7 \cdot 1,05 \cdot 16,2 \cdot 1 \cdot 1} = 41,3 \text{ см.}$$

Из двух найденных значений в качестве требуемой длины  $l_{w,req}$  выбирается наибольшее, то есть

$$l_{w,req} = \max\{l_{w,req1}; l_{w,req2}\} = \max\{43,4; 41,3\} = 43,4 \text{ см.}$$

$l_{w,lim} = 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 68,9 \text{ см}$  и условие (2.6) выполняется, а именно:  $l_{w,req} = 43,4 \text{ см} < l_{w,lim} = 68,9 \text{ см}$ .

Конструктивно швы крепления опорного ребра к стенке балки выполняются по всей ее высоте, то есть фактическая длина шва  $l_w$  совпадает с высотой стенки  $h_w$ , а передача опорного усилия  $Q_{sup}$  обеспечивается участками четырех швов длиной по 43,4 см.

Нижние торцы опорных ребер должны быть пристроганы, то есть плотно пригнаны к нижней полке балки.

## 2.8. Монтажный стык главной балки

### 2.8.1. Определение параметров накладок

Подробно расчет и конструирование монтажного стыка отправочных марок составной сварной балки на болтах описаны в [9, разд. 2.10].

Силовые факторы (силы или моменты) с элементов одной отправочной марки балки на элементы другой передаются через листовые накладки, которые соединяются с элементами болтами через специально выполненные отверстия. Накладки изготавливаются из того же материала, что и соединяемые элементы. Каждый пояс перекрывается тремя накладками с двух сторон, а стенка – двумя.

Сечение балки в месте стыка со схемой расположения накладок представлено на рис. 2.11. На рисунке приняты те же обозначения, что и на [9, рис. 14] с соответствующими пояснениями, сечения накладок заштрихованы.

Ширину наружной накладки полки в соответствии с [9, формула (81)] назначим равной ширине полки балки, то есть  $b_{pl,f,ext} = b_f = 48 \text{ см}$ .

Ширину внутренней накладки полки вычислим в соответствии с выражением [9, формула (82)]

$$b_{pl,f,ins} \approx (b_f - t_w) / 2 - 2 \text{ см} = (48 - 1,2) / 2 - 2 = 21,4 \text{ см.}$$

Назначаем  $b_{pl,f,ins} = 20 \text{ см}$ .

Толщины наружной и внутренних накладок принимают одинаковыми, которые в соответствии с выражением [9, формула (83)] должны быть не менее

$$t_{pl,f,ext} = t_{pl,f,ins} = t_{pl,f} = b_f t_f / (b_{pl,f,ext} + 2b_{pl,f,ins}) = 48 \cdot 3,2 / (48 + 2 \cdot 20) = 1,75 \text{ см.}$$

Назначаем  $t_{pl,f} = 1,8 \text{ см}$ .

Высоту каждой из двух накладок стенки вычислим в соответствии с выражением [9, формула (84)]  $h_{pl,w} = h_w - (4 \div 6) \text{ см} = 170 - 6 = 164 \text{ см}$ .

Толщина каждой из двух накладок стенки в соответствии с выражением должны быть не менее

$$t_{pl,w} = h_w t_w / (2h_{pl,w}) = 170 \cdot 1,2 / (2 \cdot 164) = 0,62 \text{ см.}$$

Можно было бы назначить  $t_{pl,w} = 0,8 \text{ см}$ , но тогда максимально возможное расстояние между болтами в крайних рядах в соответствии с [2, табл. 39] или [9, прил. 15] составит  $12t_{pl,w} = 12 \cdot 0,8 = 9,6 \text{ см}$ , а в средних рядах -  $18t_{pl,w} = 18 \cdot 0,8 = 14,4 \text{ см}$ . Поэтому назначим  $t_{pl,w} = 1 \text{ см}$ , что увеличивает максимально возможное расстояние в крайних рядах стыка полки до  $12 \text{ см}$ .

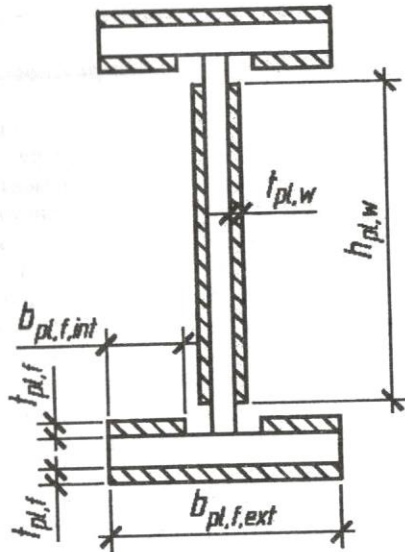


Рис. 2.11. Схема расположения накладок

### 2.8.2. Определение силовых факторов в элементах балки в месте стыка

Общий изгибающий момент  $M_{mb} = 7236,58 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , действующий в сечении балки в месте стыка, передается с одной отправочной половины балки на другую через накладки в виде системы сил.

Часть изгибающего момента в сечении балки, воспринимаемого стенкой определяется выражением [9, формула (86)]

$$M_w = M_{mb} \frac{I_w}{I_x} = 7236,58 \frac{491300}{2795164,8} = 1271,96 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Этот изгибающий момент воспринимается болтами крепления накладок к стенке с одной стороны стыка в виде системы сил, на которые эти болты рассчитываются.

Часть изгибающего момента, воспринимаемого поясами определяется выражением [9, формула (87)]

$$M_f = M_{mb} \frac{I_x - I_w}{I_x} = 7236,58 \frac{2795164,8 - 491300}{2795164,8} = 5964,62 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Этот изгибающий момент может быть представлен как пара сил  $N_f$  с плечом  $2d$ , определяемых выражением [9, формула (88.1)]

$$N_f = \frac{M_f}{2d} = \frac{5964,62 \cdot 100}{2 \cdot 86,6} = 3443,78 \text{ кН}.$$

Также сила  $N_f$  в запас расчета может быть найдена с помощью выражения [9, формула (88.2)]

$$N_f = A_f R_y \gamma_c = b_f t_f R_y \gamma_c = 48 \cdot 3,2 \cdot 23 \cdot 1 = 3532,8 \text{ кН}.$$

Примем в дальнейших расчетах усилие  $N_f = 3532,8 \text{ кН}$ , которое равномерно распределяется между болтами крепления накладок к полке (верхней или нижней) с одной стороны стыка в виде системы сил, на которые эти болты и рассчитываются.

### 2.8.3. Расчет стыка балки на болтах без контролируемого натяжения

#### 2.8.3.1. Расчет стыка полки на болтах без контролируемого натяжения

Для стыка полки предварительно примем болты М24 класса точности В, класса прочности 5.8.

Усилие, воспринимаемое одним болтом на срез, определяется выражением [9, формула (91)] и принимает значение

$$N_{bs} = R_{bs} \gamma_b A_b n_s = 20 \cdot 0,9 \cdot 4,52 \cdot 2 = 162,72 \text{ кН}.$$

Здесь входящие в выражение величины принимают следующие значения:

$R_{bs} = 200 \text{ МПа} = 20 \text{ кН} / \text{см}^2$  - расчетное сопротивление болта срезу, принятое по [1, табл. 58\*] или прил. 12 для болта класса прочности 5.8;

$\gamma_b = 0,9$  - коэффициент условий работы соединения, принятый по [1, табл. 35\*] или [9, прил. 14];

$A_b = 4,52 \text{ см}^2$  - площадь сечения болта диаметром 24 мм в ненарезанной части, принятая по [1, табл. 62\*] или [9, прил. 18];

$n_s = 2$  - число плоскостей среза болта, которое в рассматриваемом случае (один поясной лист между двумя накладками) равно 2.

Усилие, воспринимаемое одним болтом на смятие, определяется выражением [9, формула (92)] и принимает значение

$$N_{bp} = R_{bp} \gamma_b d \sum t = 43 \cdot 0,9 \cdot 2,4 \cdot 3,2 = 297,22 \text{ кН}.$$

Здесь входящие в выражение величины принимают следующие значения:

$R_{bp} = 430 \text{ МПа} = 43 \text{ кН} / \text{см}^2$  - расчетное сопротивление болтового соединения смятию, принятое по [1, табл. 59\*] или [9, прил. 13] при временном сопротивлении  $R_{un} = 360 \text{ МПа}$  стали элементов соединяемых, болтами класса точности В;

$\gamma_b = 0,9$  - коэффициент условий работы соединения, так же как и при расчете на срез принятый по [1, табл. 35\*] или [9, прил. 14];

$d = 2,4 \text{ см}$  – номинальный диаметр болта;

$\sum t = 3,2 \text{ см}$  – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении. В рассматриваемом примере в одном направлении сминается полка, а в другом – накладки. Толщина полки  $t_f = 3,2 \text{ см}$  меньше суммарной толщины двух накладок  $2t_{pl,f} = 2 \cdot 1,8 = 3,6 \text{ см}$ .

В качестве несущей способности соединения, приходящейся на один болт, принимаем наименьшее из найденных значений, а именно:

$$N_b = \min \left\{ \begin{matrix} N_{bs} \\ N_{bp} \end{matrix} \right\} = \min \left\{ \begin{matrix} 162,72 \\ 297,22 \end{matrix} \right\} = 162,72 \text{ кН}.$$

Число болтов по одну сторону от середины пролета балки, то есть на полунакладке, необходимое для восприятия усилия  $N_f$ , определяется выражением [9, формула (89)]

$$n = \frac{N_f}{\gamma_c N_b} = \frac{3532,8}{1 \cdot 162,72} = 21,71 \text{ шт.}$$

Примем 22 болта на половине стыка полки, которые разместим вдоль четырех рисок в соответствии со схемой, представленной на рис. 2.12. Для изображения болтов на чертежах обычно используется условное обозначение в виде ромба. Диаметр отверстия  $d_{hole}$  под болт назначим на 2 мм больше диаметра болта, то есть  $d_{hole} = d + 2 \text{ мм} = 24 + 2 = 26 \text{ мм}$ . Соответствующие размеры назначены в соответствии с [1, табл. 39\*] или [9, прил. 15]: расстояния между рисками и между центрами болтов вдоль рисок приняты не менее  $2,5d_{hole} = 2,5 \cdot 26 = 65 \text{ мм}$ , расстояния от центров крайних болтов до продольных кромок накладки (поперек направления воспринимаемого болтами усилия) приняты не менее  $1,5d_{hole} = 1,5 \cdot 26 = 39 \text{ мм}$ , а расстояния от центров крайних болтов до торцов накладки (вдоль направления воспринимаемого болтами усилия) приняты не менее  $2d_{hole} = 2 \cdot 26 = 52 \text{ мм}$ .

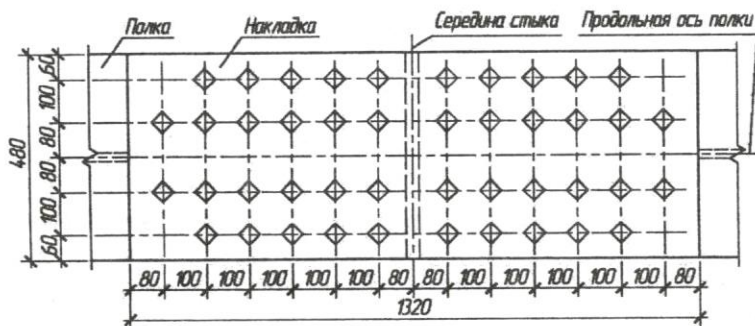


Рис. 2.12. Схема расположения болтов в стыке полки

### 2.8.3.2. Расчет стыка стенки на болтах без контролируемого натяжения

Обычно для стыка стенки и полки принимаются одинаковые болты. Поэтому усилие, воспринимаемое одним болтом на срез в стыке стенки, также определяется выражением [9, формула (91)] и принимает значение

$$N_{bs} = R_{bs} \gamma_b A_b n_s = 20 \cdot 0,9 \cdot 4,52 \cdot 2 = 162,72 \text{ кН}.$$

Однако в стыке стенки усилие, воспринимаемое одним болтом на смятие, оказывается меньше, чем усилие в стыке полки, так как наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении, определяется не толщиной полки, а толщиной стенки, то есть  $\sum t = t_w = 1,2 \text{ см}$ . Поэтому

$$N_{bp} = R_{bp} \gamma_b d \sum t = 43 \cdot 0,9 \cdot 2,4 \cdot 1,2 = 111,46 \text{ кН}.$$

В качестве несущей способности соединения, приходящейся на один болт, принимаем наименьшее из найденных значений, а именно:

$$N_b = \min \left\{ \begin{matrix} N_{bs} \\ N_{bp} \end{matrix} \right\} = \min \left\{ \begin{matrix} 162,72 \\ 111,46 \end{matrix} \right\} = 111,46 \text{ кН}.$$

Как это описано в [9, разд. 2.10.3] болты на полунакладке в стыке стенки расположим по горизонтальным и вертикальным рядам. При этом число горизонтальных рядов примем конструктивно, руководствуясь требованиями с [1, табл. 39\*] или [9, прил. 15]. Например, примем 20 горизонтальных рядов, то есть в каждом вертикальном ряду примем 20 болтов, расположенных друг от друга на расстоянии 80 мм. В соответствии со схемой [9, рис. 17] расстояние между парой крайних по высоте болтов  $a_1 = (20 - 1) \cdot 8 \text{ см} = 152 \text{ см}$ . Между следующими парами по убыванию расстояния равны:  $a_2 = a_1 - 2 \cdot 8 \text{ см} = 136 \text{ см}$ ;  $a_3 = a_2 - 2 \cdot 8 \text{ см} = 120 \text{ см}$ ;  $a_4 = 104 \text{ см}$ ;  $a_5 = 88 \text{ см}$ ;  $a_6 = 72 \text{ см}$ ;  $a_7 = 56 \text{ см}$ ;  $a_8 = 40 \text{ см}$ ;  $a_9 = 24 \text{ см}$ ;  $a_{10} = 8 \text{ см}$ ;

Требуемое число вертикальных рядов определяется выражением [9, формула (96)]

$$m = \frac{M_w a_{\max}}{N_b \sum_i a_i^2} = \frac{M_w a_1}{N_b \sum_i a_i^2} = \frac{127196}{111,46 \cdot \frac{152}{8^2 + 24^2 + 40^2 + 56^2 + 72^2 + 88^2 + 104^2 + 120^2 + 136^2 + 152^2}} = 2,04.$$

Таким образом, для обеспечения несущей способности стыка стенки на половине накладки следует болты расположить более, чем в два вертикальных ряда, то есть число 2,04 следует округлить в большую сторону до ближайшего целого. Уменьшить требуемое число вертикальных рядов можно разными способами:

- принять болты большего класса прочности, например 6.6;
- увеличить число болтов в вертикальном ряду, приняв 22 горизонтальных ряда и уменьшив при этом расстояние между болтами;

- увеличить расстояние между болтами в вертикальном ряду, что имеет определенные ограничения, связанные с высотой накладке на стенку балки.

Возможны и другие подходы. Мы для незначительного повышения несущей способности болтового соединения стенки увеличим лишь на 20 мм расстояние между средними рядами болтов, приняв  $a_{10} = 10 \text{ см}$ . Расстояния между остальными парами рядов также автоматически увеличатся на 20 мм. Теперь требуемое число вертикальных рядов оказывается равным

$$m = \frac{M_w a_{\max}}{N_b \sum_i a_i^2} = \frac{M_w a_1}{N_b \sum_i a_i^2} = \frac{127196}{111,46 \cdot 10^2 + 26^2 + 42^2 + 58^2 + 74^2 + 90^2 + 106^2 + 122^2 + 138^2 + 154^2} = 1,99.$$

Окончательно принимаем число вертикальных рядов  $m = 2$ . Схема расположения болтов в стыке стенки изображена на рис. 2.13.

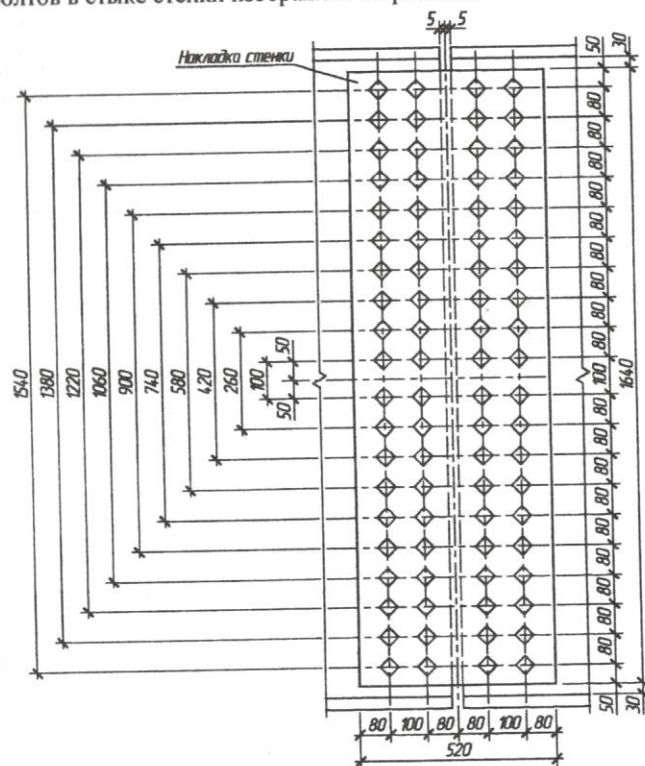


Рис. 2.13. Схема расположения болтов в стыке стенки

## 2.8.4. Расчет стыка балки на высокопрочных болтах

### 2.8.4.1. Расчет стыка стенки на высокопрочных болтах

Для стыка стенки предварительно примем высокопрочные болты М20 из стали 40Х «селект». Площадь сечения болта в его нарезанной части в соответствии с [1, табл. 62\*] или [9, прил. 18]  $A_{bn} = 2,45 \text{ см}^2$ .

Наименьшее временное сопротивление болта разрыву  $R_{bun}$  определяется по [1, табл. 61\*] или [9, прил. 17] и для стали 40Х «селект»  $R_{bun} = 1100 \text{ МПа}$ . Расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта в соответствии с [1, п. 3.7] определяется выражением

$$R_{bh} = 0,7 R_{bun} = 0,7 \cdot 1100 = 770 \text{ МПа} = 77 \text{ кН/см}^2.$$

Предполагая количество болтов в соединении больше 10, в соответствии с [1, п. 11.13\*] принимаем значение коэффициента условий работы  $\gamma_b = 1$ .

В качестве способа обработки (очистки) соединяемых поверхностей выберем газопламенный без консервации, а способа регулирования натяжения болта – по моменту закручивания гайки. Тогда в соответствии с [1, табл. 36\*] или [9, прил. 16] коэффициент трения  $\mu = 0,42$ , а коэффициент надежности  $\gamma_h = 1,12$ .

Расчетное усилие, которое может быть воспринято одной поверхностью трения соединяемых высокопрочным болтом элементов, определяется выражением [1, формула (131)\*] или [9, формула (94)] и принимает значение

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_h} = \frac{77 \cdot 1 \cdot 2,45 \cdot 0,42}{1,12} = 70,74 \text{ кН}.$$

Несущая способность соединения, приходящаяся на один высокопрочный болт, определяется выражением [9, формула (95)]

$$N_{bh} = k Q_{bh} = 2 \cdot 70,74 = 141,48 \text{ кН},$$

где  $k = 2$  - число поверхностей трения между соединяемыми элементами и соединяющими их накладками.

Как это описано в [9, разд. 2.10.3] болты на полунакладке в стыке стенки расположим по горизонтальным и вертикальным рядам. При этом число горизонтальных рядов примем конструктивно, руководствуясь требованиями с [1, табл. 39\*] или [9, прил. 15]. Например, примем 20 горизонтальных рядов, то есть в каждом вертикальном ряду примем 20 болтов, расположенных друг от друга на расстоянии 80 мм. В соответствии со схемой [9, рис. 17] расстояние между парой крайних по высоте болтов  $a_1 = (20 - 1) \cdot 8 \text{ см} = 152 \text{ см}$ . Между следующими парами по убыванию расстояния равны:  $a_2 = a_1 - 2 \cdot 8 \text{ см} = 136 \text{ см}$ ;  $a_3 = a_2 - 2 \cdot 8 \text{ см} = 120 \text{ см}$ ;  $a_4 = 104 \text{ см}$ ;  $a_5 = 88 \text{ см}$ ;  $a_6 = 72 \text{ см}$ ;  $a_7 = 56 \text{ см}$ ;  $a_8 = 40 \text{ см}$ ;  $a_9 = 24 \text{ см}$ ;  $a_{10} = 8 \text{ см}$ ;

Требуемое число вертикальных рядов определяется выражением [9, формула (97)]

$$m = \frac{M_w a_{\max}}{N_{bh} \sum_i a_i^2} = \frac{M_w a_1}{N_b \sum_i a_i^2} = \frac{127196}{141,48 \cdot 8^2 + 24^2 + 40^2 + 56^2 + 72^2 + 88^2 + 104^2 + 120^2 + 136^2 + 152^2} = 1,61.$$

Таким образом, для обеспечения несущей способности стыка стенки на половине накладке следует болты расположить в два вертикальных ряда, то есть число 1,64 следует округлить в большую сторону до ближайшего целого.

Однако для повышения экономичности целесообразно увеличить требуемое число вертикальных рядов, максимально приблизив его к двум.

Изменить требуемое число вертикальных рядов можно разными способами:

- принять болты другого диаметра;
- принять болты из стали другой марки;
- применить другой способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей;
- применить другой способ регулирования натяжения болта;
- изменить число болтов в вертикальном ряду;
- изменить расстояние между болтами в вертикальном ряду, что имеет определенные ограничения, связанные с высотой накладки на стенку балки.

В рассматриваемом примере вместо газопламенного способа применим обработку соединяемых поверхностей стальными щетками без консервации, оставив способ регулирования натяжения болта прежний – по моменту закручивания гайки. Тогда в соответствии с [1, табл. 36\*] или [9, прил. 16] коэффициент трения  $\mu = 0,35$ .

$$\text{В этом случае } Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_h} = \frac{77 \cdot 1 \cdot 2,45 \cdot 0,35}{1,12} = 58,95 \text{ кН}.$$

Несущая способность соединения, приходящаяся на один высокопрочный болт, составляет  $N_{bh} = kQ_{bh} = 2 \cdot 58,95 = 117,9 \text{ кН}$ .

Требуемое число вертикальных рядов равно

$$m = \frac{M_w a_{\max}}{N_{bh} \sum_i a_i^2} = \frac{M_w a_1}{N_b \sum_i a_i^2} = \frac{127196}{117,9 \cdot 8^2 + 24^2 + 40^2 + 56^2 + 72^2 + 88^2 + 104^2 + 120^2 + 136^2 + 152^2} = 1,93.$$

Окончательно принимаем два вертикальных ряда, применив при этом более дешевый способ обработки соединяемых поверхностей.

Диаметр отверстия  $d_{hole}$  под болт назначим на 2 мм больше диаметра болта, то есть  $d_{hole} = d + 2 \text{ мм} = 20 + 2 = 22 \text{ мм}$ .

Схема расположения болтов в стыке стенки изображена на рис. 2.14. Для изображения высокопрочных болтов на чертежах обычно используется условное обозначение в виде равнобедренного треугольника, обращенного вершиной вверх.

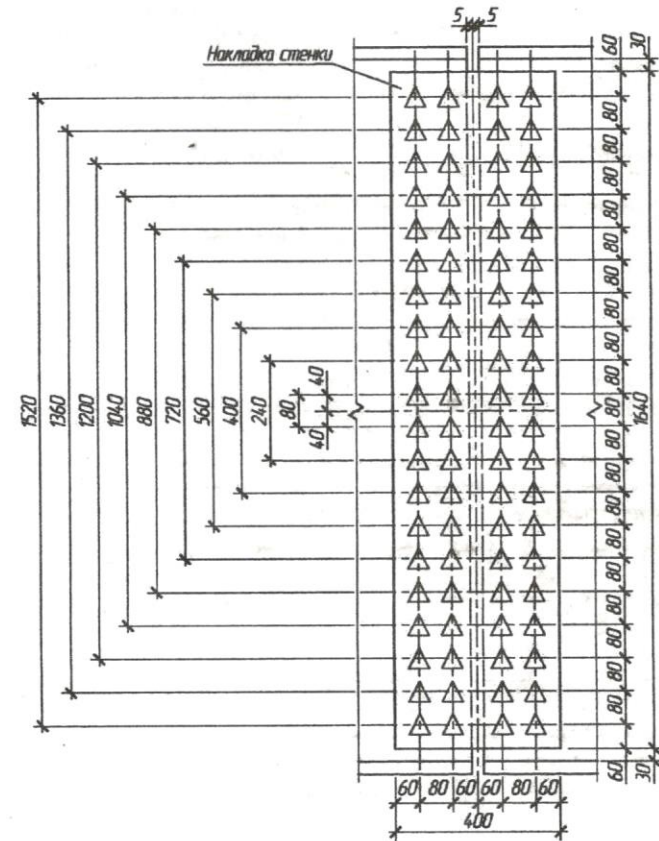


Рис. 2.14. Схема расположения высокопрочных болтов в стыке стенки

Назначенные расстояния между центрами болтов и от их центров до кромок соединяемых элементов соответствуют требованиям [1, табл. 39\*] или [9, прил. 15]: расстояния между центрами болтов в любом направлении приняты не менее  $2,5d_{hole} = 2,5 \cdot 22 = 55 \text{ мм}$  и не более  $18t_{pl,w} = 18 \cdot 10 = 180 \text{ мм}$ ; расстояния от центров крайних болтов до кромок накладок и торцов элементов стенки балки приняты не менее  $1,3d_{hole} = 1,3 \cdot 22 = 28,6 \text{ мм}$ .

### 2.8.4.2. Расчет стыка полки на высокопрочных болтах

В настоящем разделе расчет стыка полки выполняется после расчета стыка стенки. Это вызвано тем, что для более рациональной работы стыка стенки мы изменили в меньшую сторону несущую способность одноболтового соединения, что неминуемо скажется на несущей способности стыка полки.

Число болтов по одну сторону от середины пролета балки, то есть на полукладке, необходимое для восприятия усилия  $N_f$ , определяется выражением [9, формула (89)]

$$n = \frac{N_f}{\gamma_c N_{bh}} = \frac{3532,8}{1 \cdot 117,9} = 29,96 \text{ шт.}$$

Примем 30 болтов на половине стыка полок, которые можно было бы для компактности стыкового узла разместить вдоль шести рядов. Однако, такое решение в данном случае скорее всего приведет к ослаблению поперечного сечения полки отверстиями, требующему увеличения толщины полки. Поэтому разместим болты вдоль четырех рядов в соответствии со схемой, представленной на рис. 2.15.

Расстояния между центрами болтов и от их центров до кромок соединяемых элементов соответствуют требованиям [1, табл. 39\*] или [9, прил. 15].

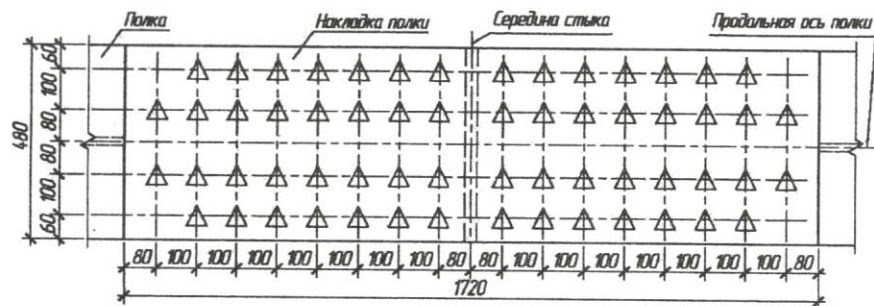


Рис. 2.15. Схема расположения высокопрочных болтов в стыке полки

## 3. КОЛОННА

### 3.1. Расчетная схема колонны

#### 3.1.1. Определение нагрузки на колонну

Сжимающее продольное усилие в колонне представляет собой суммарную опорную реакцию двух главных балок и определяется выражением [9, формула (98)]  $N^* = 2Q_{sup} = 2 \cdot 1969,14 = 3938,28 \text{ кН}$ , где, как и ранее, индекс \* применен для обозначения величины, подлежащей впоследствии уточнению с учетом собственного веса колонны;  $Q_{sup}$  - опорная реакция главной балки, найденная в разд. 2.6 настоящего пособия.

#### 3.1.2. Определение высоты и расчетных длин колонны

Суммарная высота главной и второстепенной балок в случае их этажного сопряжения составляет  $h + h_{sb} = 1764 + 543 = 2307 \text{ мм} = 2,301 \text{ м}$ . Здесь  $h_{sb} = 543 \text{ мм}$  - по сортаменту высота сечения второстепенной балки, выполненной из двутавра № 55Б1.

Строительная высота пролетной конструкции, найденная в разд. 2.1 настоящего пособия, равна  $h_c = 1,9 \text{ м}$ .

Так как  $h + h_{sb} > h_c$ , то устраивается сопряжение главной и второстепенной балок в одном уровне, как это изображено на разрезах 1-1 и 2-2, представленных соответственно на рис. 1, в и рис. 1, д.

В этом случае геометрическая высота колонны определяется выражением [9, формула (102)] и составляет

$$H = H_{цр} - h - a_r + (0,5 \div 0,6)m = 14,3 - 1,764 - 0,025 + 0,6 = 13,111 \text{ м},$$

что соответствует схеме [9, рис. 18, б].

Конструктивными особенностями проектируемой конструкции является шарнирно неподвижное закрепление нижнего конца колонны и шарнирно неподвижное закрепление в горизонтальной плоскости ее верхнего конца. В этом случае расчетные длины  $l_x$  и  $l_y$  колонны относительно главных центральных осей ее поперечного сечения равны между собой и совпадают с геометрической длиной, то есть  $l_x = l_y = l_{ef} = H = 13,111 \text{ м}$ .

Расчетная схема колонны имеет вид, представленный на рис. 3.1.



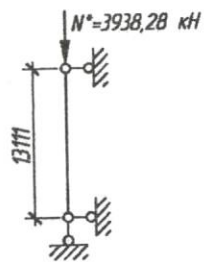


Рис. 3.1. Расчетная схема колонны

### 3.2. Сплошная центрально сжатая колонны

#### 3.2.1. Сечение сплошной центрально сжатой колонны

##### 3.2.1.1. Подбор сечения сплошной центрально сжатой колонны

Одним из основных типов сечения сплошных центрально сжатых колонн является составной двутавр, который и примем для проектирования. На рис. 3.2, а изображено составное двутавровое сечение сплошной колонны с обозначением основных параметров.

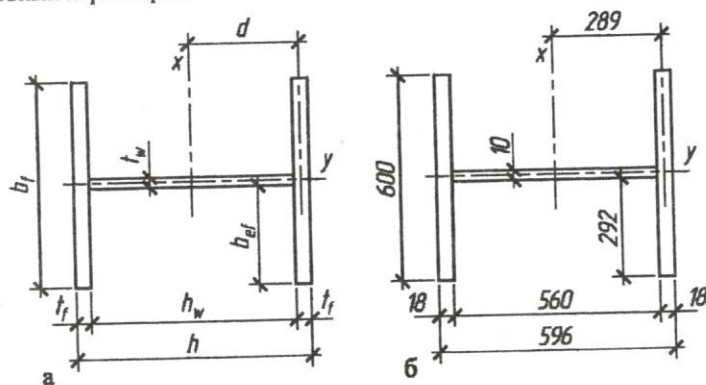


Рис. 3.2. Составное сечение сплошной колонны:  
а – с обозначением основных параметров;  
б – с подобранными значениями параметров

Как отмечено в [9, разд. 3.2.2], если устойчивость колонны относительно оси  $y$  обеспечена, то относительно оси  $x$  колонна оказывается заведомо устойчивой, если выполняется условие  $\lambda_x < \lambda_y$ . Для двутаврового сечения рассмат-

риваемого типа, очертание которого примерно вписывается в квадрат, то есть  $b_f \approx h$ , это условие выполняется, так как при соотношении радиусов инерции сечения  $i_x > i_y$  расчетные длины одинаковы, то есть  $l_x = l_y$ . Поэтому подбор сечения будем выполнять именно относительно оси  $y$ .

Зададимся гибкостью  $\lambda_{y,req} = 90$ . Тогда в предположении расчетного сопротивления стали равным  $R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$  по [1, табл. 72] или [9, прил.11] определим коэффициент продольного изгиба  $\varphi_{y,req} = 0,612$ . В соответствии с выражением [9, формула (105)]

$$A_{req} = \frac{N^*}{\varphi_{req} R_y \gamma_c} 1,03 = \frac{3938,28}{0,612 \cdot 24 \cdot 1} 1,03 = 276,17 \text{ см}^2.$$

Используя второе из выражений [9, формулы (103)], определяем требуемое значение радиуса инерции сечения колонны относительно оси  $y$

$$i_{y,req} = l_y / \lambda_{req} = 1311,1 / 90 = 14,57 \text{ см}.$$

Используя второе из выражений [9, формулы (106)], определяем требуемый габарит сечения колонны по ширине

$$b_{req} = i_{y,req} / 0,24 = 14,57 / 0,24 = 60,71 \text{ см}.$$

Требуемую высоту стенки сечения определяем с помощью выражения [9, формула (107)]  $h_{w,req} = b_{req} - (40 \div 60) \text{ мм} = 60,71 - 4 = 56,71 \text{ см}$ .

Используя сортамент [7] или [9, прил. 5] примем следующие параметры ширины полки и высоты стенки:  $b_f = 60 \text{ см}$ ,  $h_w = 56 \text{ см}$ .

Назначим толщину стенки равной  $t_w = 1 \text{ см}$ , тогда требуемая толщина полки определяется выражением [9, формула (108)]

$$t_{f,req} = \frac{A_{req} - h_w t_w}{2 b_f} = \frac{276,17 - 56 \cdot 1}{2 \cdot 60} = 1,83 \text{ см}.$$

Используя сортамент [7] или [9, прил. 5] назначаем толщину стенки  $t_f = 1,8 \text{ см}$ .

##### 3.2.1.2. Проверка сечения сплошной центрально сжатой колонны

Перед проверкой несущей способности колонны определяем фактические геометрические характеристики ее сечения в соответствии с выражениями [9, формулы (109-112)]:

$$\text{— площадь сечения } A = t_w h_w + 2 t_f b_f = 1 \cdot 56 + 2 \cdot 1,8 \cdot 60 = 272 \text{ см}^2;$$

$$\text{— } d = \frac{h_w + t_f}{2} = \frac{56 + 1,8}{2} = 28,9 \text{ см};$$

— моменты инерции сечения

$$I_x = t_w h_w^3 / 12 + 2 t_f b_f d^2 = 1 \cdot 56^3 / 12 + 2 \cdot 1,8 \cdot 60 \cdot 28,9^2 = 195040,03 \text{ см}^4;$$

$$I_y = t_f b_f^3 / 6 = 1,8 \cdot 60^3 / 6 = 64800 \text{ см}^4;$$

- радиусы инерции сечения

$$i_x = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{195040,03 / 272} = 26,08 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{64800 / 272} = 15,43 \text{ см};$$

- гибкости

$$\lambda_x = l_x / i_x = 1311,1 / 26,08 = 50,27;$$

$$\lambda_y = l_y / i_y = 1301,1 / 15,43 = 84,32.$$

По большей гибкости с помощью [1, табл. 72] или [9, прил. 11] определяем коэффициент продольного изгиба  $\varphi_y = 0,654$ .

Собственный погонный вес колонны в кН/м определяем с помощью выражения [9, формула (113)]

$$g_{col,n} (\text{кН/м}) = 77,01 \cdot 10^{-4} \cdot A (\text{см}^2) = 77,01 \cdot 10^{-4} \cdot 272 = 2,09 \text{ кН/м}.$$

Сжимающее продольное усилие в колонне с учетом ее собственного веса в соответствии с выражением [9, формула (114)]

$$N = N^* + g_{col,n} \cdot H \cdot \gamma_f \cdot 1,2 = 3938,28 + 2,09 \cdot 13,111 \cdot 1,05 \cdot 1,2 = 3972,81 \text{ кН}.$$

Устойчивость колонны обеспечена, так как выполняется условие [9, формула (115)]

$$\frac{N}{\varphi_y A} = \frac{3972,81}{0,654 \cdot 272} = 22,33 \text{ кН/см}^2 = 223,3 \text{ МПа} \leq R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа}.$$

Сечение колонны с подобранными значениями основных параметров представлено на рис. 3.2, б.

Сечение можно считать подобранным удачно, так как в соответствии с [9, формула (116)] недонапряжение составляет

$$\frac{R_y \gamma_c - N / (\varphi_y A)}{R_y \gamma_c} 100\% = \frac{240 - 223,3}{240} 100\% = 6,96\% \leq 15\%.$$

### 3.2.1.3. Проверка гибкости сплошной центрально сжатой колонны

Предельная гибкость колонны определяется выражением [1, табл. 19\*, п. 4] или [9, формула (117)]  $\lambda_{lim} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,94 = 123,6$ , где  $\alpha$  найдено

$$\text{из выражения [9, формула (118)] } \alpha = \frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{3972,81}{0,649 \cdot 272 \cdot 24 \cdot 1} = 0,94.$$

Фактическое значение гибкости не превышает предельного, то есть условие [9, формула (119)] выполняется:  $\lambda_y = 84,32 \leq \lambda_{lim} = 123,6$ .

### 3.2.1.4. Проверка местной устойчивости полки

Перед проверкой местной устойчивости полки определяем с помощью выражения [9, формула, (121)] свес  $b_{ef}$  полки и наибольшую условную гибкость колонны, то есть относительно оси  $y$ , с помощью выражения [9, формула (122)]:

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{60 - 1,2}{2} = 29,4;$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R_y / E} = 84,32 \sqrt{240 / 2,06 \cdot 10^5} = 2,88.$$

Местная устойчивость сжатой полки проверяется в соответствии с [1, п. 7.23\* и табл. 29\*]. Местная устойчивость считается обеспеченной, если относительная ширина полки не превышает предельного значения или при  $0,8 \leq \bar{\lambda}_y \leq 4$  выполняется нормативное условие, которое, в том числе, представлено в [9, формула (120)]. В рассматриваемом случае местная устойчивость полки обеспечена, так как указанное условие выполняется

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{29,4}{1,8} = 16,3 < (0,36 + 0,1 \bar{\lambda}_y) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,36 + 0,1 \cdot 2,88) \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 19,0.$$

### 3.2.1.5. Проверка местной устойчивости стенки

Так как  $\bar{\lambda}_y = 2,88 > 2$ , в соответствии с [1, п. 7.14\* и табл. 27\*] местная устойчивость стенки обеспечена, если выполняется нормативное условие, которое, в том числе, представлено в [9, формула (124)]. В рассматриваемом случае местная устойчивость стенки обеспечена, так как указанное условие выполняется

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{56}{1} = 56 \leq (1,2 + 0,35 \bar{\lambda}_y) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (1,2 + 0,35 \cdot 2,88) \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 64,7,$$

Также выполняется дополнительное требование, то есть относительная высота стенки не превышает  $2,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 67,4$ .

Так как условие [9, формула (125)]  $\frac{h_w}{t_w} \geq 2,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$  не выполняется, то в соответствии с требованием [1, п. 7.21\*] укреплять стенку колонны поперечными ребрами жесткости не требуется, за исключением их обязательной установки на каждой отправочной марке колонны не менее, чем в двух местах.

### 3.2.2. Оголовок сплошной центрально сжатой колонны

Расчет и конструирование оголовка сплошной центрально сжатой колонны выполним в соответствии с [9, разд. 3.3.4], включая систему обозначений и компоновку, представленную на [9, рис. 24]. Также изображение оголовка колонны с обозначением основных параметров представлено на рис. 3.3.

Примем плиту оголовка размерами в плане 650×650 мм толщиной  $t_{pl,top} = 20$  мм.

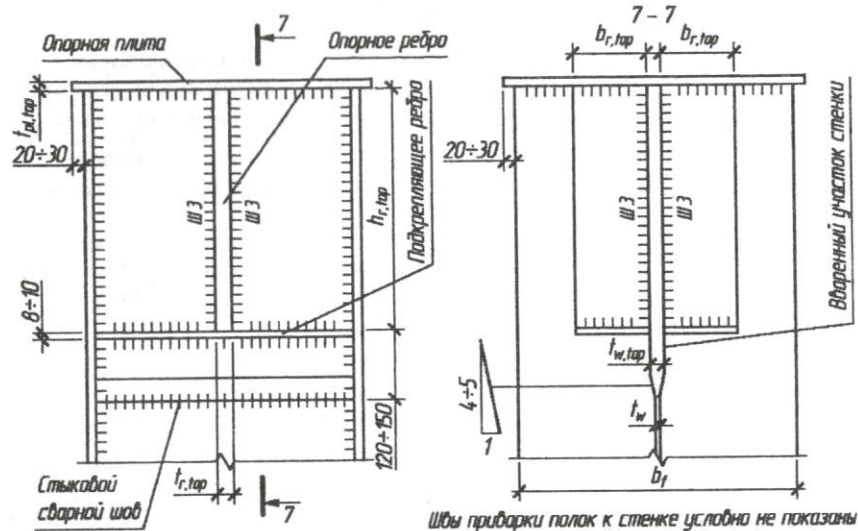


Рис. 3.3. Оголовок сплошной колонны с обозначением основных параметров

Требуемая ширина опорного ребра, подкрепляющего плиту оголовка и верхнего участка стенки колонны, определяется выражением [9, формула (152)]  $b_{r,top,req} = (b_r + 2t_{pl,top})/2 = (28 + 2 \cdot 2)/2 = 16$  см. Именно это значение и назначим, то есть  $b_{r,top} = 16$  см.

С учетом толщины стенки и суммарной ширины опорных ребер, определяемой выражением [9, формула (153)], длина сминаемой поверхности составит  $l_p = 2b_{r,top} + t_w = 2 \cdot 16 + 1 = 33$  см. Толщина опорных ребер находится из условия [9, формула (154)]  $t_{r,top} \geq \frac{N^*}{l_p R_p \gamma_c} = \frac{3938,28}{33 \cdot 33,6 \cdot 1} = 3,55$  см. Назначаем

$$t_{r,top} = 3,6 \text{ см.}$$

Определение значения  $R_p = 33,6 \text{ кН/см}^2$  изложено в разд. 2.7.1.

Опорные ребра крепятся к стенке колонны четырьмя угловыми сварными швами ШЗ. Высота опорных ребер принимается равной длине каждого из этих швов, обеспечивающей прочность крепления к стенке. Приняв предпосылки, принятые для расчета сварных швов в разд. 2.7.1, и назначив катет сварных швов  $k_f = 12$  мм, определим требуемую высоту опорных ребер из выражения [9, формула (155)]

$$h_{r,top} \geq \frac{N^*}{4k_f \min \left\{ \begin{array}{l} \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \\ \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \end{array} \right\}} = \frac{3938,28}{4 \cdot 1,2 \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1 \\ 1,05 \cdot 16,2 \cdot 1 \cdot 1 \end{array} \right\}} =$$

$$= \frac{3938,28}{4 \cdot 1,2 \min \left\{ \begin{array}{l} 16,2 \\ 17,01 \end{array} \right\}} = \frac{3938,28}{4 \cdot 1,2 \cdot 16,2} = 50,6 \text{ см.}$$

Примем высоту опорных ребер  $h_{r,top} = 52$  см, что не превышает предельно допустимую длину, определяемую условием [9, формула (156)]

$$h_{r,top} = 52 \leq 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 1,2 = 91,8 \text{ см.}$$

Прочность опорного ребра на срез обеспечена, так как выполняется условие [9, формула (157)]  $\frac{N^*}{2h_{r,top} \cdot t_{r,top}} = \frac{3938,28}{2 \cdot 52 \cdot 3,6} = 10,52 \leq R_s \gamma_c = 13,92$ . Здесь

$$R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа} = 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

Однако прочность участка стенки колонны в пределах высоты оголовка не обеспечена, так как не выполняется условие [9, формула (158)], а именно:

$$\frac{N^*}{2h_{r,top} \cdot t_w} = \frac{3938,28}{2 \cdot 52 \cdot 1,0} = 37,87 > R_s \gamma_c = 13,92.$$

Для обеспечения прочности этого участка увеличим толщину стенки колонны в пределах высоты оголовка до величины, определяемой выражением [9, формула (159)]  $t_{w,top} \geq \frac{N^*}{2h_{r,top} R_s \gamma_c} = \frac{3938,28}{2 \cdot 52 \cdot 13,92} = 2,72$  см, с округлением в большую сторону до 28 мм в соответствии с [7] или [9, прил. 5]. Увеличение толщины выполним с помощью вваренной листовой вставки.

На рис. 3.4 представлено изображение оголовка колонны с принятыми значениями основных параметров

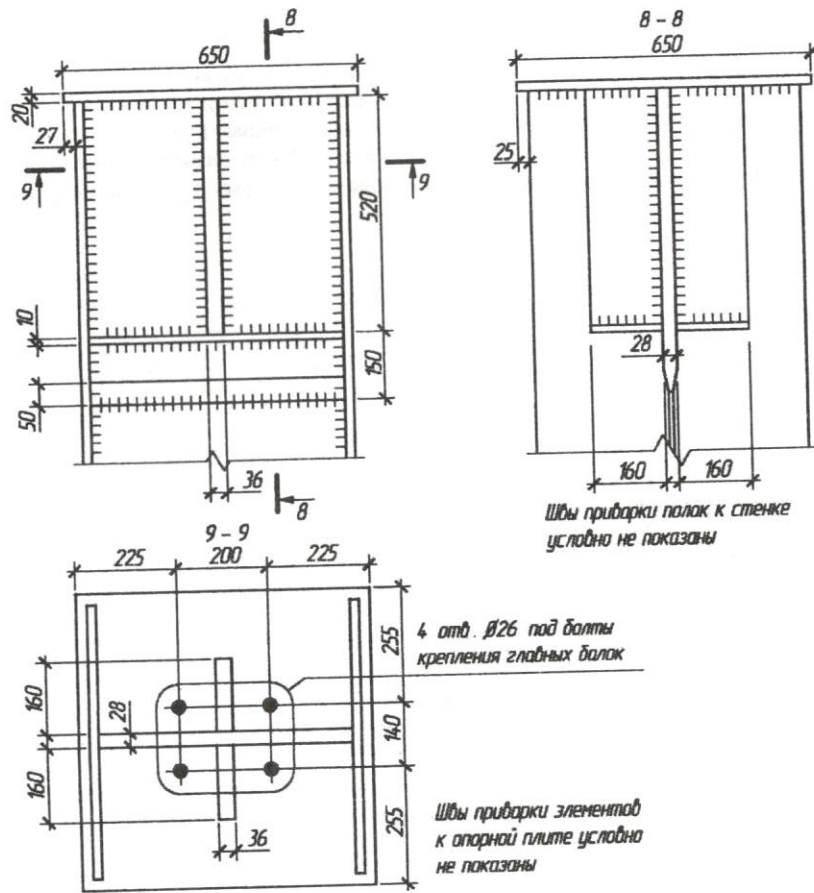


Рис. 3.4. Оголовок сплошной колонны с принятыми значениями параметров

### 3.2.3. База сплошной центрально сжатой колонны

Расчет и конструирование базы сплошной центрально сжатой колонны выполним в соответствии с [9, разд. 3.3.5], включая систему обозначений и компоновку, представленную на [9, рис. 26]. Также изображение базы колонны с обозначением основных параметров представлено на рис. 3.5.

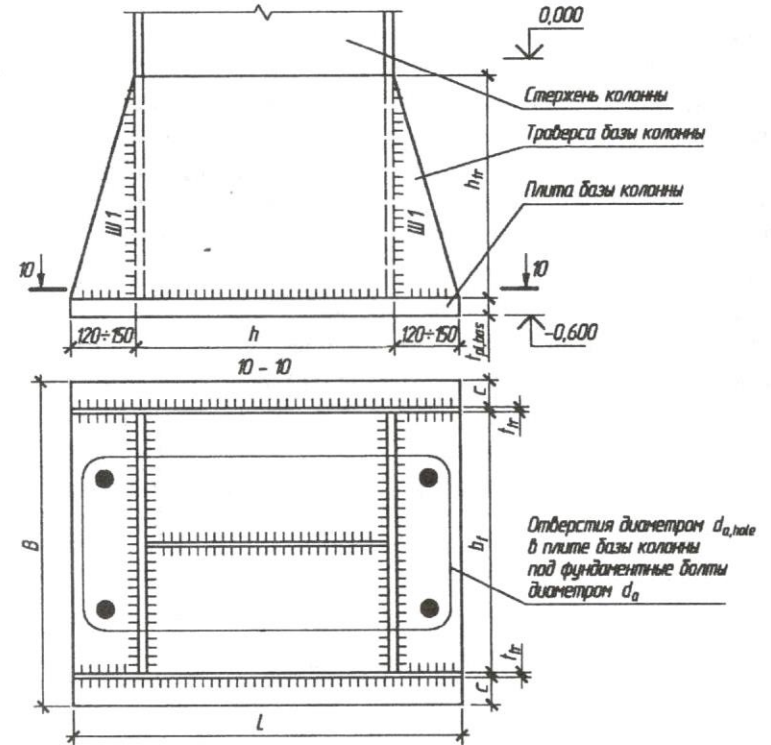


Рис. 3.5. База сплошной колонны с обозначением основных параметров

Высота траверсы определяется прочностью четырех швов  $Ш1$  ее крепления к стержню колонны, расчет которых аналогичен расчету швов крепления опорных ребер в оголовке колонны. Примем те же предпосылки, что и для расчета сварных швов в разд. 3.2.2, назначив катет каждого из четырех швов  $k_f = 12 \text{ мм}$ . Требуемая высота траверсы определяется выражением [9, формула (160)]

$$h_{tr, req} \geq \frac{N}{4k_f \min \left\{ \begin{matrix} \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \\ \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \end{matrix} \right\}} = \frac{3972,81}{4 \cdot 1,2 \cdot \min \left\{ \begin{matrix} 0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1 \\ 1,05 \cdot 16,2 \cdot 1 \cdot 1 \end{matrix} \right\}} =$$

$$= \frac{3972,81}{4 \cdot 1,2 \cdot \min \left\{ \begin{matrix} 16,2 \\ 17,01 \end{matrix} \right\}} = \frac{3972,81}{4 \cdot 1,2 \cdot 16,2} = 51,1 \text{ см.}$$

Примем высоту траверсы базы  $h_{tr} = 52 \text{ см}$ , что не превышает предельно допустимую длину, определяемую условием [9, формула (156)]

$$h_{tr} = 52 \leq 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 1,2 = 91,8 \text{ см}.$$

Исходя из назначенной величины катета швов, примем толщину траверсы не менее  $k_f$ , а именно:  $t_{tr} = 12 \text{ мм}$ .

Продольное усилие в колонне  $N$  равномерно распределяется под плитой базы колонны в виде напряжений в бетоне фундамента, который при недостаточной прочности может разрушиться. Расчетное сопротивление  $R_{b,loc}$  материала фундамента определяется выражением

$$R_{b,loc} = R_b \sqrt[3]{A_{f2}/A_{f1}} = 0,6 \cdot \sqrt[3]{2} = 0,76 \text{ кН/см}^2.$$

Здесь  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, которое для бетона класса прочности В10 в соответствии с [9, табл. 3] принимает значение  $R_b = 6 \text{ МПа} = 0,6 \text{ кН/см}^2$ .

Кроме этого предполагается, что площадь  $A_{f2}$  верхнего обреза фундамента будет принята в два раза больше площади  $A_{f1}$  плиты базы, то есть  $A_{f2}/A_{f1} = 2$ .

Требуемая площадь плиты базы  $A_{f1,req}$  определяется выражением [9, формула (164)]  $A_{f1,req} = N / R_{b,loc} = 3972,81 / 0,76 = 5227,4 \text{ см}^2$ .

Задав ширину  $B$  плиты базы, из выражения  $A_{f1} = L \times B$  определим размер ее длинной стороны  $L$ .

Ширину  $B$  плиты базы примем из конструктивных соображений в соответствии со схемой, представленной на разрезе 10-10 рис. 3.5, то есть требуемое значение ширины может быть найдено из условия

$$B_{req} \geq b_f + 2t_{tr} + 2c = 60 + 2 \cdot 1,2 + 2 \cdot 5 = 72,4 \text{ см}.$$

Назначим  $B = 750 \text{ мм}$ , при этом свес плиты оказывается равным  $c = (B - b_f - 2t_{tr}) / 2 = (75 - 60 - 2 \cdot 1,2) / 2 = 6,3 \text{ см}$ . Тогда требуемую длину плиты найдем из условия [9, формула (165)]

$$L_{req,1} \geq A_{f1,req} / B = 5227,4 / 75 = 69,7 \text{ см}.$$

Из конструктивных соображений ясно, что длинная сторона плиты должна иметь размер не менее высоты сечения колонны с припуском по  $120 \div 150 \text{ мм}$  с каждой стороны. Эти припуски необходимы для размещения отверстий под фундаментные (анкерные) болты. Обычно отверстия выполняются диаметром в  $1,5 \div 2$  раза больше номинального диаметра анкерного болта. В свою очередь расстояние от центра отверстия до кромки плиты или полки колонны, из условия возможности размещения гаек с шайбами, принимается не менее полутор-

ного диаметра отверстия. Таким образом, припуск составляет не менее трех диаметров отверстий.

Предположим, что диаметр фундаментного болта  $d_a = 24 \text{ мм}$ . Тогда диаметр отверстия в плите может быть принят  $d_{a,hole} = 2d_a = 2 \cdot 24 = 48 \text{ мм}$ , а припуск составит не менее  $3d_{a,hole} = 3 \cdot 48 = 144 \text{ мм}$ . В нашем случае высота сечения колонны  $h = h_w + 2t_f = 56 + 2 \cdot 1,8 = 59,6 \text{ см}$ . Следовательно, из конструктивных соображений требуемая длина плиты должна быть не менее  $L_{req,2} \geq h + 2 \cdot 3d_{a,hole} = 59,6 + 2 \cdot 144 = 347,6 \text{ см}$ .

Из двух требуемых значений выберем большее и окончательно назначим  $L = 90 \text{ см}$ .

На рис. 3.6 представлено изображение базы колонны с принятыми значениями основных параметров.

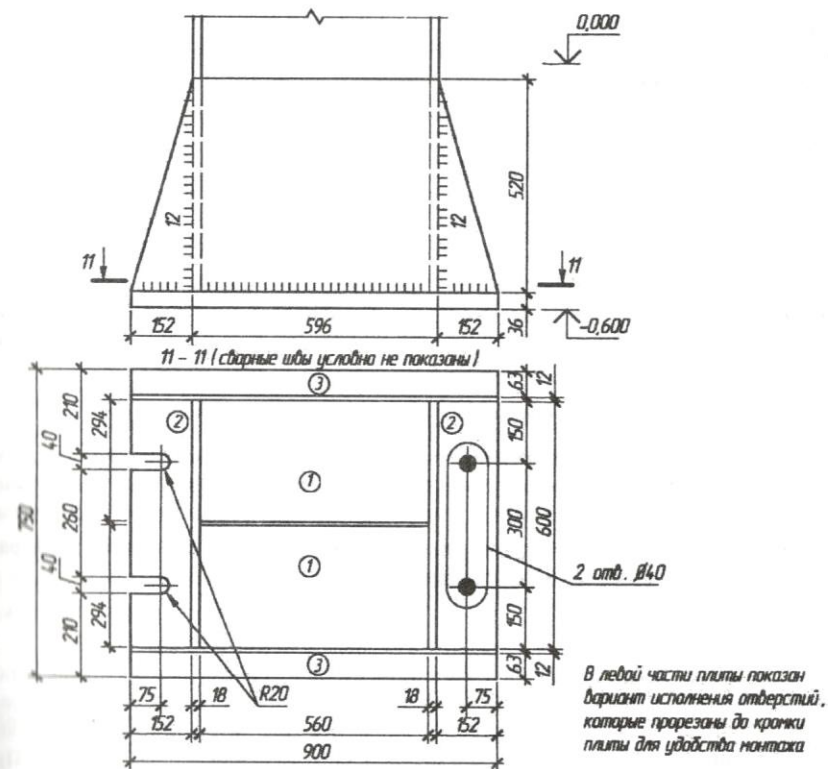


Рис. 3.6. База сплошной колонны с принятыми значениями параметров

Равномерно распределенное напряжение в бетоне фундамента под базой колонны действует снизу на плиту базы в виде равномерно распределенной нагрузки  $q_f$ , величина которой определяется выражением [9, формула (166.1)]

$$q_{f,1} = N / (L \cdot B) = 3972,81 / (90 \cdot 75) = 0,59 \text{ кН/см}^2.$$

С другой стороны, так как напряжение в бетоне не может превышать его прочности, то в запас расчета равномерно распределенная нагрузка на плиту в соответствии с выражением [9, формула (166.2)] может быть принята равной расчетному сопротивлению материала фундамента

$$q_{f,2} = R_{b,loc} = 0,76 \text{ кН/см}^2.$$

$$\text{Примем для дальнейшего расчета } q_f = q_{f,2} = 0,76 \text{ кН/см}^2$$

Толщина плиты базы определяется исходя из ее прочности при изгибе под действием нагрузки  $q_f$ . Для этого с помощью выражения [9, формула (167)] вычисляются максимальные изгибающие моменты в пределах каждого участка плиты, на которые она условно расчленяется нижними кромками элементов стержня колонны и траверс.

На разрезе 11-11 рис. 3.6 пронумерованы три пары характерных участков плиты. Рассмотрим отдельно каждый участок.

#### Участок 1

Участок в средней части плиты базы представляет собой прямоугольную пластинку, имеющую полное опирание по всему периметру, то есть по четырем кромкам. В обозначениях, принятых в [9, табл. 4, п. 3], величина короткой стороны равна  $a_1 = 294 \text{ мм}$ , длинной —  $b_1 = 560 \text{ мм}$ . При их соотношении  $b_1 / a_1 = 560 / 294 = 1,905$  коэффициент  $\alpha_1 = 0,097$ . В соответствии с выражением [9, формула (167)]

$$M_1 = \alpha_1 \cdot q_f \cdot a_1^2 = 0,097 \cdot 0,76 \cdot 294^2 = 63,72 \text{ кН} \cdot \text{см/см}.$$

Следует обратить внимание на необычную для изгибающего момента размерность. Дело в том, что найденный изгибающий момент величиной  $63,72 \text{ кН} \cdot \text{см}$  действует на полосе плиты единичной ширины, то есть в пределах некой условной балочки прямоугольного сечения шириной 1 см и высотой, равной пока еще неизвестной толщине плиты  $t_{pl,bas}$ .

#### Участок 2

Участок, примыкающий к короткой стороне плиты, представляет собой прямоугольную пластинку, имеющую опирание по трем кромкам и одну свободную кромку. В обозначениях, принятых в [9, табл. 4, п. 1], величина свободной стороны равна  $a_2 = 600 \text{ мм}$ , примыкающей к свободной —  $b_2 = 152 \text{ мм}$ . При их соотношении  $b_2 / a_2 = 152 / 600 = 0,253 < 0,5$  участок рассматривается как

консольный со свесом, равным величине стороны, примыкающей к свободной, то есть  $c = 152 \text{ мм}$ . В этом случае длина свободной стороны игнорируется и принимается  $a_2 = c = 152 \text{ мм}$ , а коэффициент  $\alpha_2 = 0,5$ . В соответствии с выражением [9, формула (167)]

$$M_2 = \alpha_2 \cdot q_f \cdot a_2^2 = 0,5 \cdot 0,76 \cdot 152^2 = 87,8 \text{ кН} \cdot \text{см/см}.$$

#### Участок 3

Участок, примыкающий к длинной стороне плиты, представляет собой прямоугольную пластинку, имеющую опирание по одной кромке с тремя свободными кромками. Это консольный участок со свесом  $c = 63 \text{ мм}$ . В обозначениях, принятых в выражении [9, формула (167)],  $a_3$  представляет собой вылет консоли или ее свес, то есть  $a_3 = c = 63 \text{ мм}$ . Коэффициент  $\alpha_3 = 0,5$ . В соответствии с выражением [9, формула (167)]

$$M_3 = \alpha_3 \cdot q_f \cdot a_3^2 = 0,5 \cdot 0,76 \cdot 63^2 = 15,08 \text{ кН} \cdot \text{см/см}.$$

Из трех найденных моментов в качестве расчетного принимается максимальный, то есть

$$M_{\max} = \max\{M_1 \quad M_2 \quad M_3\} = \max\{63,72 \quad 87,8 \quad 15,08\} = 87,8 \text{ кН} \cdot \text{см/см}.$$

Требуемая толщина плиты базы определяется выражением

$$t_{pl,bas,req} = \sqrt{6M_{\max} / (R_y \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 87,8 / (23 \cdot 1)} = 4,79 \text{ см}.$$

Назначать толщину плиты базы больше 40 мм не рекомендуется. Поэтому для уменьшения требуемой толщины плиты внутри участков 2 введем вертикальные ребра, уменьшающие каждый участок вдвое, что автоматически приведет к снижению изгибающего момента  $M_2$ .

На рис. 3.7 представлено изображение базы колонны в плане с дополнительными промежуточными траверсными ребрами.

Так как размеры участка 2 изменились, то соответственно и изменилось значение изгибающего момента. Теперь в обозначениях, принятых в [9, табл. 4, п. 1], величина свободной стороны равна  $a_2 = 294 \text{ мм}$ , а стороны, примыкающей к свободной остается равной —  $b_2 = 152 \text{ мм}$ . При их соотношении  $b_2 / a_2 = 152 / 294 = 0,52 > 0,5$ , а коэффициент  $\alpha_2 = 0,063$ . В соответствии с выражением [9, формула (167)]

$$M_2 = \alpha_2 \cdot q_f \cdot a_2^2 = 0,063 \cdot 0,76 \cdot 294^2 = 11,06 \text{ кН} \cdot \text{см/см}.$$

Снова из трех найденных моментов в качестве расчетного принимаем максимальный, то есть

$$M_{\max} = \max\{M_1 \quad M_2 \quad M_3\} = \max\{63,72 \quad 11,06 \quad 15,08\} = 63,72 \text{ кН} \cdot \text{см/см}.$$

Требуемая толщина плиты базы определяется выражением

$$t_{pl,bas,req} = \sqrt{6M_{\max} / (R_y \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 63,72 / (23 \cdot 1)} = 4,08 \text{ см}.$$

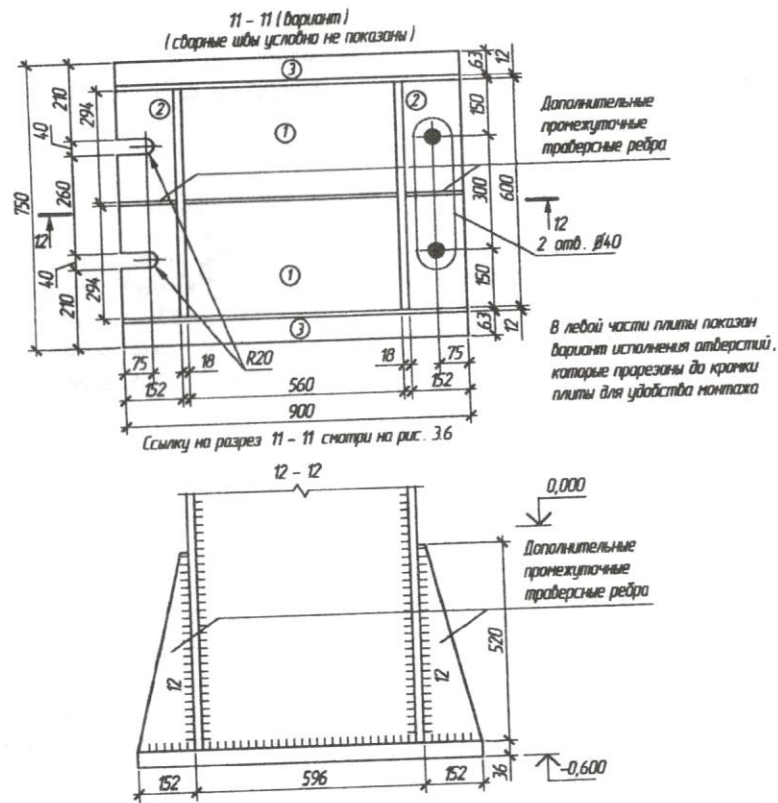


Рис. 3.7. База сплошной колонны с дополнительными траверсными ребрами

Опять же требуется толщина плиты базы больше 40 мм, для уменьшения которой можно внутри участков 1 также варить промежуточные вертикальные ребра. Из-за уменьшения каждого участка вдвое изгибающий момент  $M_1$  автоматически снизится. Мы же пересчитаем изгибающий момент для участка 1 при фактической величине нагрузки на плиту со стороны фундамента, то есть примем  $q_f = q_{f,1} = 0,59 \text{ кН/см}^2$ .

Тогда  $M_{\max} = M_1 = \alpha_1 \cdot q_f \cdot a_1^2 = 0,097 \cdot 0,59 \cdot 29,4^2 = 49,47 \text{ кН} \cdot \text{см/см}$ , а требуемая толщина плиты базы оказывается равной

$$t_{pl,bas,req} = \sqrt{6M_{\max} / (R_y \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 49,47 / (23 \cdot 1)} = 3,59 \text{ см}.$$

Окончательно принимаем плиту базы толщиной  $t_{pl,bas} = 36 \text{ мм}$ .

### 3.3. Сквозная центрально сжатая колонны

#### 3.3.1. Стержень сквозной центрально сжатой колонны

##### 3.3.1.1. Подбор и проверка сечения относительно материальной оси

На рис. 3.8 изображены фрагмент стержня сквозной колонны с безраскосной решеткой и ее сечение, составленное из двух ветвей, с обозначением основных параметров. В качестве ветвей предположительно приняты прокатные двутавры. Подбор сечение будем выполнять относительно материальной оси  $y$  в соответствии с подходом, изложенным в [9, разд. 3.3.2.1].

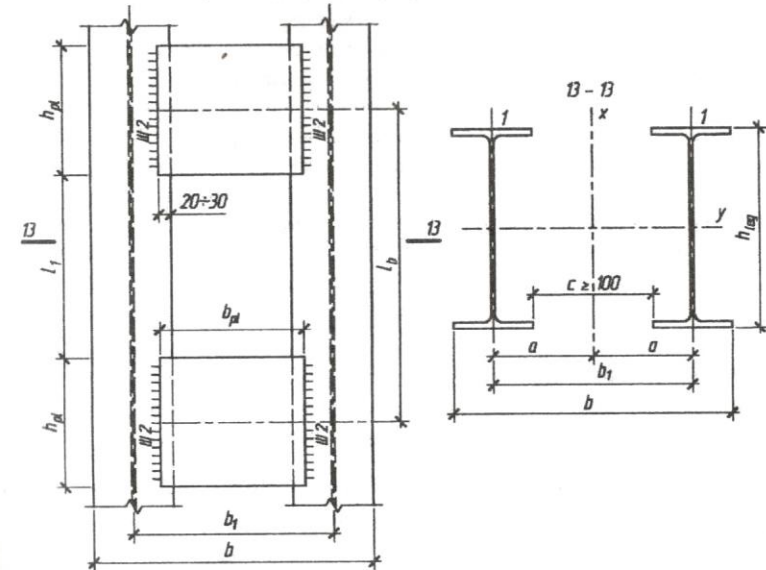


Рис. 3.8. Фрагмент сквозной колонны и ее сечение с обозначением основных параметров

Зададимся гибкостью  $\lambda_{y,req} = 90$ . Тогда в предположении расчетного сопротивления стали равным  $R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$  по [1, табл. 72] или [9, прил.11] определим коэффициент продольного изгиба  $\varphi_{y,req} = 0,612$ . В соответствии с выражением [9, формула (127)]

$$A_{req} = \frac{N^*}{\varphi_{req} R_y \gamma_c} 1,03 = \frac{3938,28}{0,612 \cdot 24 \cdot 1} 1,03 = 276,17 \text{ см}^2.$$

Здесь, как и ранее, 1,03 – коэффициент, учитывающий пока еще неизвестный собственный вес колонны.

Требуемая площадь сечения одной ветви определяется выражением [9, формула (128)]

$$A_{1,req} = A_{req} / 2 = 276,17 / 2 = 138,09 \text{ см}^2.$$

Используя выражение [9, формулы (126)], определяем требуемое значение радиуса инерции сечения колонны относительно оси  $y$

$$i_{y,req} = I_y / \lambda_{req} = 1311,1 / 90 = 14,57 \text{ см}.$$

В соответствии с найденными требуемыми значениями  $A_{1,req}$  и  $i_{y,req}$  из сортамента, который представлен в [4] или [9, прил. 19], следует выбрать подходящий швеллер. Однако наибольший швеллер, предусмотренный сортаментом, имеет площадь сечения 61,5 см<sup>2</sup> при радиусе инерции 15,8 см. Поэтому выберем для ветви подходящий двутавр из сортамента [5] или [9, прил. 3].

Двутавр № 60Б1 имеет площадь сечения близкую к требуемой, а именно: 135,26 см<sup>2</sup>, но радиус инерции его сечения величиной 24,13 см существенно превышает требуемое значение. Близкое к требуемому значение радиуса инерции имеет двутавр № 35Б2 – 14,47 см. Однако его площадь сечения 55,17 см<sup>2</sup> существенно меньше требуемой. Поэтому рассмотрим двутавр № 50Б1, имеющий площадь сечения несколько меньше требуемой, а радиус инерции больше требуемого значения:  $A_1 = 113,37 \text{ см}^2$ ,  $i_y = 19,99 \text{ см}$ . Высота сечения двутавровой ветви  $h_{leg} = 492 \text{ мм}$ . Следует отметить, что интересующая нас главная центральная ось  $y$  в сортаменте обозначена буквой  $x$ .

Общая площадь сечения колонны  $A = 2A_1 = 2 \cdot 113,37 = 226,74 \text{ см}^2$ , а ее гибкость  $\lambda_y = I_y / i_y = 1311,1 / 19,99 = 65,59$ .

По найденной гибкости с учетом  $R_y = 240 \text{ МПа}$  с помощью [1, табл. 72] или [9, прил. 11] определяем коэффициент продольного изгиба  $\varphi_y = 0,776$ .

Собственный погонный вес колонны в кН/м с учетом линейной плотности по сортаменту  $\rho = 73,0 \text{ кг/м}$  в кг/м определяется выражением [9, формула (131)]

$$g_{col,n} (\text{кН/м}) = \rho (\text{кг/м}) \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,72 \text{ кН/м}.$$

Сжимающее продольное усилие в колонне с учетом ее собственного веса определяется выражением [9, формула (132)]

$$N = N^* + g_{col,n} \cdot H \cdot \gamma_f \cdot 1,2 = 3938,28 + 0,72 \cdot 13,111 \cdot 1,05 \cdot 1,2 = 3950,17 \text{ кН},$$

где 1,2 – коэффициент, учитывающий вес дополнительных деталей;

$\gamma_f$  – коэффициент надежности для металлических конструкций заводского изготовления, принимаемый в соответствии с [3] равным 1,05.

Устойчивость колонны обеспечена, так как выполняется условие [9, формула (133)]

$$\frac{N}{\varphi_y A} = \frac{3950,17}{0,776 \cdot 226,74} = 22,45 \text{ кН/см}^2 = 224,5 \text{ МПа} \leq R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа}.$$

Сечение можно считать подобранным удачно, так как в соответствии с [9, формула (134)] недонапряжение составляет

$$\frac{R_y \gamma_c - N / (\varphi_y A)}{R_y \gamma_c} 100\% = \frac{240 - 224,5}{240} 100\% = 6,46\% \leq 15\%.$$

Предельная гибкость колонны в соответствии с выражением [1, табл. 19\*, п. 4] или [9, формула (135)]  $\lambda_{lim} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,94 = 123,6$ , где  $\alpha$  найдено из выражения [9, формула (136)]

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{3950,17}{0,776 \cdot 226,74 \cdot 24 \cdot 1} = 0,94.$$

Фактическое значение гибкости не превышает предельного, то есть условие [9, формула (137)] выполняется:  $\lambda_y = 65,59 \leq \lambda_{lim} = 123,6$ .

### 3.3.1.2. Подбор сечения относительно свободной оси

Для обеспечения равноустойчивости колонны относительно обеих главных центральных осей подберем такое расстояние между ветвями, чтобы гибкость относительно свободной оси  $y$  не превышала гибкость относительно материальной оси  $x$ . Причем относительно свободной оси контролируется не просто гибкость  $\lambda_x$ , а приведенная гибкость  $\lambda_{ef}$ , учитывающая влияние соединительной решетки на устойчивость колонны относительно свободной оси. Таким образом, должно выполняться условие  $\lambda_{ef} \leq \lambda_y$ .

Подробно алгоритм определения требуемого расстояния между ветвями описан в [9, разд. 3.3.2.2], в соответствии с которым величина  $a$ , обозначенная на сечении 13-13 рис. 3.8 и представляющая собой расстояние между центрами тяжести сечения отдельной ветви и сечения колонны, может быть определена

$$\text{выражением [9, формула (139)] } a = \sqrt{\frac{I_x^2}{\lambda_y^2 - \lambda_1^2} - i_1^2}. \quad (3.1)$$

Здесь  $\lambda_1$  – гибкость ветви относительно центральной оси  $I$  ее сечения (см. рис. 14) на участке между планками «в свету» длиной  $l_1$ ;  $i_1$  – радиус инерции сечения ветви относительно оси  $I$ , по сортаменту [5] или [9, прил. 3] для двутавра № 30Б1  $i_1 = 4,16 \text{ см}$ . Следует отметить, что главная центральная ось  $I$  в сортаменте обозначена буквой  $y$ .



В соответствии с [1, п. 5.6] эта гибкость не должна превышать 40, то есть  $\lambda_1 \leq 40$ . Так как  $\lambda_1 = \frac{l_1}{i_1}$ , то для обеспечения устойчивости отдельной ветви относительно оси  $I$  расстояние между планками «в свету» не должно превышать  $l_1 \leq 40i_1 = 40 \cdot 4,16 = 166,4 \text{ см}$ .

Приняв в формуле (3.1)  $\lambda_1 = 40$ , определим требуемое расстояние между осями  $I$  и  $Y$   $a = \sqrt{\frac{l_x^2}{\lambda_y^2 - \lambda_1^2} - i_1^2} = \sqrt{\frac{1311,1^2}{65,59^2 - 40^2} - 4,16^2} = 24,9 \text{ см}$ .

Приняв  $a = 25 \text{ см}$ , назовем расстояние между осями ветвей, обеспечивающее устойчивость относительно свободной оси  $Y$ , адекватную устойчивости относительно материальной оси  $X$ :  $b_1 = 2a = 500 \text{ мм}$ . При этом расстояние между соединительными планками в свету можно назначить 1660 мм или несколько меньше.

На рис. 3.9 изображены фрагмент стержня сквозной колонны с безраскосной решеткой и ее сечение, составленное из двух ветвей, с принятыми значениями основных параметров.

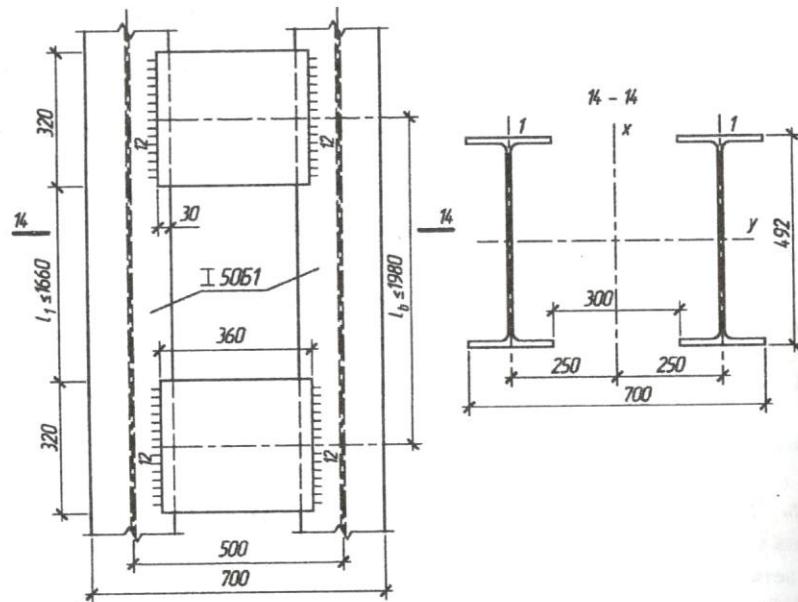


Рис. 3.9. Фрагмент сквозной колонны и ее сечение с принятыми значениями основных параметров

Расстояние между ветвями  $c = 300 \text{ мм} \geq 100 \text{ мм}$  отвечает технологическим и эксплуатационным требованиям (сечение 13-13, рис.3.8), обеспечивающим беспрепятственное обслуживание внутренних поверхностей стержня колонны, включая их очистку и окраску.

### 3.3.1.3. Расчет соединительных планок колонны

На рис. 3.9 изображены соединительные планки колонны как элементы безраскосной решетки. Ширина планки в соответствии с выражением [9, формула (142)]  $b_{pl} = c + (40 \div 60) \text{ мм}$  принята равной зазору между ветвями колонны 300 мм с напуском по 30 мм на каждую ветвь:  $b_{pl} = 360 \text{ мм}$ . Высота планки  $h_{pl}$  обычно принимается в пределах  $0,5 \div 0,75$  от ширины колонны. Под шириной следует принимать расстояние между осями ветвей. При этом в колоннах с ветвями из швеллеров это расстояние  $b_1$  близко к ее габаритной ширине  $b$  и высота назначается равной  $h_{pl} = (0,5 \div 0,75)b$ . Для колонн с ветвями из двутавров расстояние  $b_1$  заметно меньше габаритной ширины  $b$ , поэтому целесообразно высоту планок назначать равной  $h_{pl} = (0,5 \div 0,75)b_1$ . В рассматриваемом примере принято  $h_{pl} = 32 \text{ см}$ , что соответствует  $h_{pl} = 0,64b_1$ .

Таким образом, расстояние между центрами планок в дальнейших расчетах в соответствии с выражением [9, формула (143)] может быть принято равным  $l_b = l_1 + h_{pl} = 166 + 32 = 198 \text{ см}$ . При окончательном конструировании стержня колонны это расстояние в запас несущей способности может быть уменьшено.

Определившись с высотой планок и шагом расположения вдоль стержня колонны, находят толщину планок и параметры сварных швов их крепления к ветвям. При расчете планок и швов их крепления к ветвям используется условная поперечная сила  $Q_{fic}$ .

В соответствии с [1, п. 5.8\*] или выражением [9, формула (144)] условная поперечная сила принимает значение

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) N / \varphi_y = \\ = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - 2,06 \cdot 10^5 / 240) \frac{3950,17}{0,776} = 53,56 \text{ кН}$$

В учебной и справочной технической литературе предлагается определять  $Q_{fic}$  в зависимости от площади сечения колонны  $A (\text{см}^2)$  и наименования стали. В соответствии с [9, табл.2]  $Q_{fic} = 0,3A = 0,3 \cdot 226,74 = 68,02 \text{ кН}$ .

Примем для дальнейшего расчета значение, предусмотренное нормативными требованиями, то есть  $Q_{fic} = 53,56$ .

На планки, расположенные в одной плоскости действует поперечная сила  $Q_s = Q_{fic} / 2 = 53,56 / 2 = 26,78 \text{ кН}$ .

Как это показано на схемах [9, рис. 22-23], на планку в узле ее крепления ветви действует сдвигающая сила  $F_s$  и крутящий момент  $M_s$ , определяемые выражениями [9, формулы (146-147)]

$$F_s = Q_s l_b / b_1 = 26,78 \cdot 198 / 50 = 106,1 \text{ кН};$$

$$M_s = F_s b_1 / 2 = 106,05 \cdot 50 / 2 = 2651,3 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Момент  $M_s$  и сила  $F_s$  воспринимаются угловым сварным швом Ш2 (рис. 3.8), крепящим планку к ветви колонны. Если этот вертикальный шов завести на горизонтальные кромки планки на 20 мм, то его расчетная длина может быть принята равной высоте планки, то есть  $l_w = h_{pl}$ . В рассматриваемом случае будем считать, что шов выполнен только вдоль вертикальной кромки планки, как это показано на рис. 3.7, и тогда расчетная длина сварного шва в соответствии с выражением [9, формула (148)] окажется равной

$$l_w = h_{pl} - 20 \text{ мм} = 32 \text{ см} - 2 \text{ см} = 30 \text{ см}.$$

Приняв параметры сварки, принятые в разд. 3.2.2, определим требуемый катет шва, обеспечивающий его требуемую прочность, с помощью выражения [9, формула (149)]

$$k_{f,req} \geq \sqrt{\left(\frac{F_s}{l_w}\right)^2 + \left(\frac{6M_s}{l_w^2}\right)^2} / \min\left\{\frac{\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}{\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c}\right\} =$$

$$= \sqrt{\left(\frac{106,1}{30}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot 2651,3}{30^2}\right)^2} / \min\left\{\frac{0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1}{1,05 \cdot 16,2 \cdot 1 \cdot 1}\right\} =$$

$$= \sqrt{3,54^2 + 17,68^2} / \min\left\{\frac{16,2}{17,01}\right\} = 18,0 / 16,2 = 1,11 \text{ см}.$$

Назначаем катет шва  $k_f = 12 \text{ мм}$ , а саму планку принимаем толщиной несколько больше катета шва, а именно:  $t_{pl} = 14 \text{ мм}$ .

Здесь более тонким из свариваемых элементов является полка двутавровой ветви колонны, которая согласно сортаменту [5] или [9, прил. 3] для двутавра № 50Б1 имеет толщину  $t = 1,2 \text{ см}$ , а максимально допустимый катет шва  $k_{f,max} = 1,2 t_{min} = 1,2 \cdot 1,2 = 14,4 \text{ мм}$ . Таким образом, конструктивное требование [1, п. 12.8,а] выполняется:  $k_f = 12 \text{ мм} \leq k_{f,max} = 14,4 \text{ мм}$ .

### 3.3.2. Оголовок сквозной центрально сжатой колонны

Расчет и конструирование оголовка сквозной центрально сжатой колонны выполним в соответствии с [9, разд. 3.3.4], включая систему обозначений и компоновку, представленную на [9, рис. 25]. Также изображение оголовка колонны с обозначением основных параметров представлено на рис. 3.10.

Примем плиту оголовка размерами в плане  $750 \times 550 \text{ мм}$  толщиной  $t_{pl,top} = 20 \text{ мм}$ .

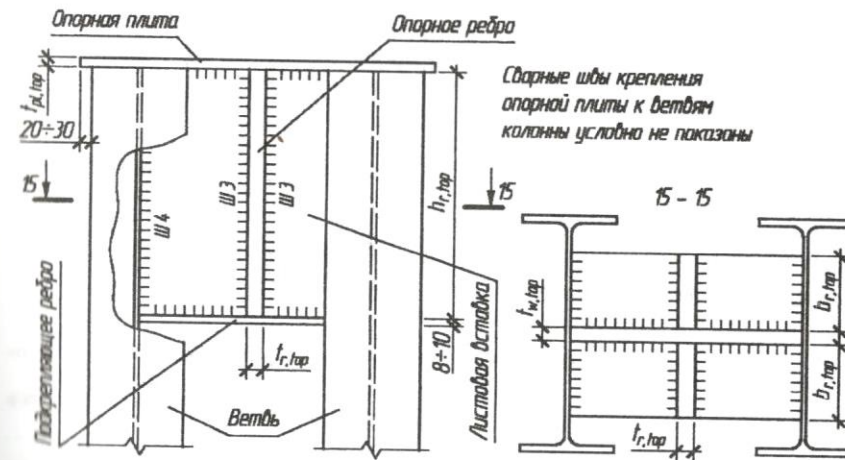


Рис. 3.10. Оголовок сквозной колонны с обозначением основных параметров

Требуемая ширина опорного ребра, подкрепляющего плиту оголовка, определяется выражением [9, формула (152)]

$$b_{r,top,req} = (b_r + 2t_{pl,top}) / 2 = (28 + 2 \cdot 2) / 2 = 16 \text{ см}.$$

Именно этот размер и назначим, то есть  $b_{r,top} = 16 \text{ см}$ .

Толщина листовой вставки  $t_{w,top}$  на данном этапе расчета пока не известна. Примем предварительно  $t_{w,top} = 2,0 \text{ см}$ .

С учетом толщины листовой вставки и суммарной ширины опорных ребер, определяемой выражением [9, формула (153)], длина сминаемой поверхности составит  $l_p = 2t_{r,top} + t_{w,top} = 2 \cdot 16 + 2 = 34 \text{ см}$ . Толщина опорных ребер найдется из условия [9, формула (154)]  $t_{r,top} \geq \frac{N^*}{l_p R_p \gamma_c} = \frac{3938,28}{34 \cdot 33,6 \cdot 1} = 3,45 \text{ см}$ .

Назначаем  $t_{r,top} = 3,6 \text{ см}$ .

Определение значения  $R_p = 33,6 \text{ кН/см}^2$  изложено в разд. 2.7.1.

Опорные ребра крепятся к листовой вставке между ветвями колонны четырьмя угловыми сварными швами Ш3. Высота опорных ребер принимается равной длине каждого из этих швов, обеспечивающей прочность крепления к стенке. Приняв предпосылки, принятые для расчета сварных швов в разд. 2.7.1, и назначив катет сварных швов  $k_f = 12 \text{ мм}$ , определим требуемую высоту опорных ребер из выражения [9, формула (155)]

$$h_{r,top} \geq \frac{N^*}{4k_f \min \left\{ \begin{array}{l} \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \\ \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \end{array} \right\}} = \frac{3938,28}{4 \cdot 1,2 \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1 \\ 1,05 \cdot 16,2 \cdot 1 \cdot 1 \end{array} \right\}} =$$

$$= \frac{3938,28}{4 \cdot 1,2 \min \left\{ \begin{array}{l} 16,2 \\ 17,01 \end{array} \right\}} = \frac{3938,28}{4 \cdot 1,2 \cdot 16,2} = 50,6 \text{ см.}$$

Примем высоту опорных ребер  $h_{r,top} = 52 \text{ см}$ , что не превышает предельно допустимую длину, определяемую условием [9, формула (156)]

$$h_{r,top} = 52 \leq 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 1,2 = 91,8 \text{ см.}$$

Прочность опорного ребра на срез обеспечена, так как выполняется условие [9, формула (157)]  $\frac{N^*}{2h_{r,top} \cdot t_{r,top}} = \frac{3938,28}{2 \cdot 52 \cdot 3,6} = 10,52 \leq R_s \gamma_c = 13,52$ . Здесь

$$R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Листовая вставка поддерживает опорные ребра, выполняя функцию вваренного участка стенки сплошной колонны, и передает упорное усилие с них на ветви колонны. Высота листовой вставки, которая крепится к ветвям колонны четырьмя угловыми сварными швами Ш4, принимается равной длине каждого из этих швов, обеспечивающей прочность крепления. Параметры швов Ш4 полностью совпадают с параметрами швов Ш3, поэтому высота листовой вставки принимается равной  $h_{r,top}$ , а ее толщина  $t_{w,top}$  определяется прочностью на срез выражением [9, формула (159)]

$$t_{w,top} \geq \frac{N^*}{2h_{r,top} R_s \gamma_c} = \frac{3938,28}{2 \cdot 52 \cdot 13,92} = 2,72 \text{ см.}$$

Принимаем толщину листовой вставки  $t_{w,top} = 28 \text{ мм}$ .

На рис. 3.11 представлено изображение оголовка сквозной колонны с принятыми значениями основных параметров

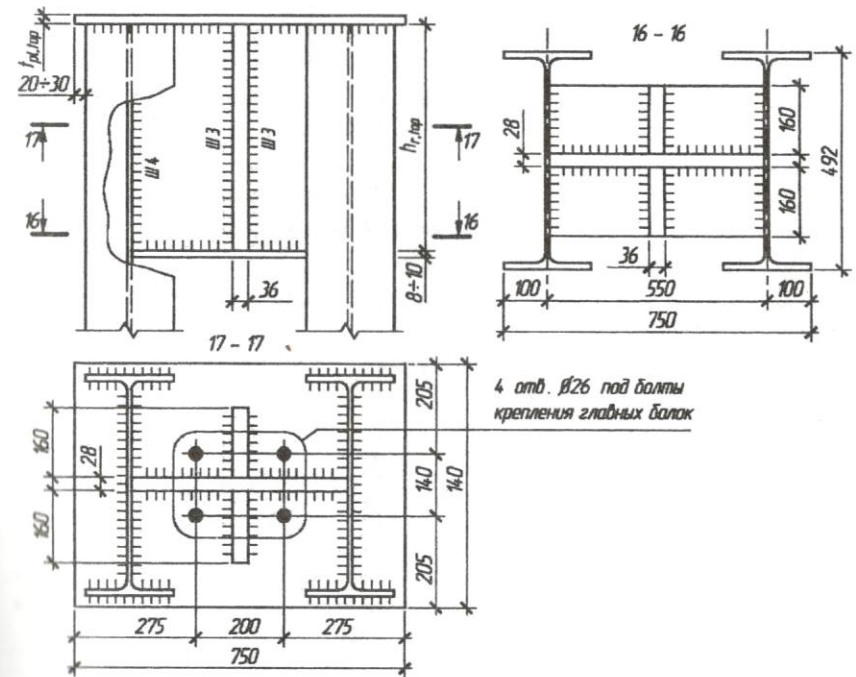


Рис. 3.11. Оголовки сплошной колонны с принятыми значениями параметров

### 3.3.3. База сквозной центрально сжатой колонны

Расчет и конструирование базы сквозной центрально сжатой колонны выполним в соответствии с [9, разд. 3.3.5], включая систему обозначений и компоновку, представленную на [9, рис. 26-27]. Также изображение базы колонны с обозначением основных параметров представлено на рис. 3.12.

Высота траверсы определяется прочностью четырех швов Ш5 ее крепления к ветвям колонны, расчет которых аналогичен расчету швов крепления опорных ребер в оголовке колонны. Примем те же предпосылки, что и для расчета сварных швов в разд. 2.7.1, назначив катет каждого из четырех швов  $k_f = 12 \text{ мм}$ . Требуемая высота траверсы определяется выражением [9, формула (160)]

$$h_{tr, req} \geq \frac{N^*}{4k_f \min \left\{ \frac{\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}{\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} \right\}} = \frac{3950,17}{4 \cdot 1,2 \cdot \min \left\{ \frac{0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1}{1,05 \cdot 16,2 \cdot 1 \cdot 1} \right\}} =$$

$$= \frac{3950,17}{4 \cdot 1,2 \cdot \min \left\{ \frac{16,2}{17,01} \right\}} = \frac{3950,17}{4 \cdot 1,2 \cdot 16,2} = 50,8 \text{ см.}$$

Примем высоту траверсы базы  $h_{tr} = 52 \text{ см}$ , что не превышает предельно допустимую длину, определяемую условием [9, формула (156)]

$$h_{tr} = 52 \leq 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 1,2 = 91,8 \text{ см.}$$

Исходя из назначенной величины катета швов, примем толщину траверсы не менее  $k_f$ , а именно:  $t_{tr} = 12 \text{ мм}$ .

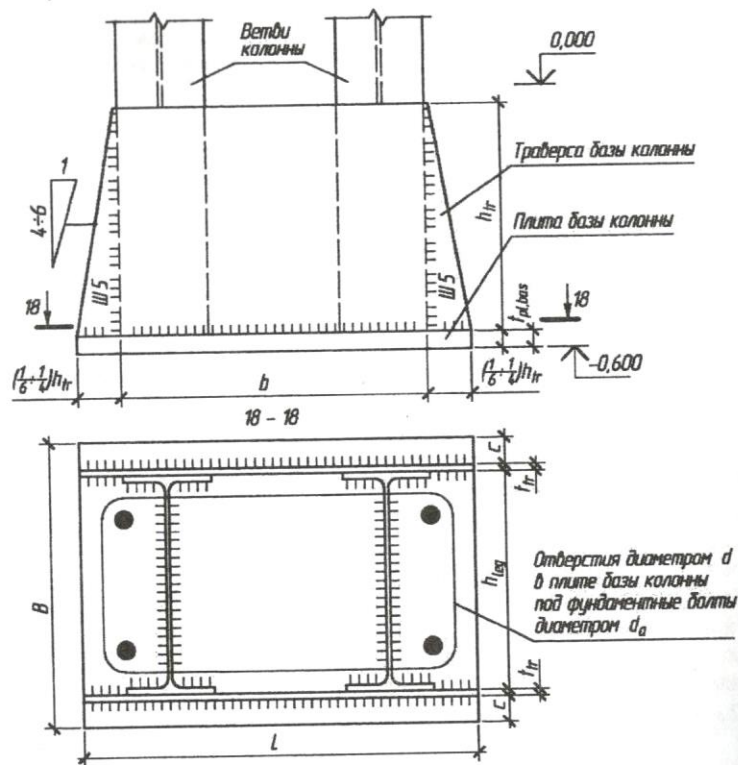


Рис. 3.12. База сквозной колонны с обозначением основных параметров

Продольное усилие в колонне  $N$  равномерно распределяется под плитой базы колонны в виде напряжений в бетоне фундамента, который при недостаточной прочности может разрушиться. Расчетное сопротивление  $R_{b, loc}$  материала фундамента определяется выражением

$$R_{b, loc} = R_b \sqrt[3]{A_{f2}/A_{f1}} = 0,6 \cdot \sqrt[3]{2} = 0,76 \text{ кН/см}^2.$$

Здесь  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, которое для бетона класса прочности В10 в соответствии с [9, табл. 3] принимает значение  $R_b = 6 \text{ МПа} = 0,6 \text{ кН/см}^2$ .

Кроме этого предполагается, что площадь  $A_{f2}$  верхнего обреза фундамента будет принята в два раза больше площади  $A_{f1}$  плиты базы, то есть  $A_{f2}/A_{f1} = 2$ .

Требуемая площадь плиты базы  $A_{f1, req}$  определяется выражением [9, формула (164)]  $A_{f1, req} = N/R_{b, loc} = 3950,17/0,76 = 5197,6 \text{ см}^2$ .

Задав ширину  $B$  плиты базы, из выражения  $A_{f1} = L \times B$  определим размер ее длинной стороны  $L$ .

Ширину  $B$  плиты базы примем из конструктивных соображений в соответствии со схемой, представленной на разрезе 18-18 рис. 3.12, то есть требуемое значение ширины может быть найдено из условия

$$B_{req} \geq h_{leg} + 2t_{tr} + 2c = 49,2 + 2 \cdot 1,2 + 2 \cdot 5 = 61,4 \text{ см.}$$

Назначим  $B = 650 \text{ мм}$ , при этом свес плиты оказывается равным  $e = (B - h_{leg} - 2t_{tr})/2 = (65 - 49,2 - 2 \cdot 1,2)/2 = 6,7 \text{ см}$ . Тогда требуемую длину плиты найдем из условия [9, формула (165)]

$$L_{req, 1} \geq A_{f1, req}/B = 5197,6/65 = 79,96 \text{ см.}$$

Из конструктивных соображений ясно, что длинная сторона плиты должна иметь размер не менее ширины  $b$  сечения колонны с припусками не менее

$$\left(\frac{1}{6} + \frac{1}{4}\right)h_{tr} = \left(\frac{1}{6} + \frac{1}{4}\right) \cdot 52 = (8,7 + 13) \text{ см с каждой стороны. Эти припуски обеспечивают определенный уклон боковых ребер траверсы и, соответственно, более плавную передачу усилий от ветвей колонны через траверсы на опорную плиту.}$$

Также эти припуски необходимы для размещения отверстий под фундаментные (анкерные) болты. Обычно отверстия выполняются диаметром в  $1,5 \div 2$  раза больше номинального диаметра анкерного болта. В свою очередь расстояние от центра отверстия до кромки плиты или стенки ветви колонны, из условия возможности размещения гаек с шайбами, принимается не менее полуторного диаметра отверстия. Таким образом, расстояние от стенки ветви до кромки опорной плиты составляет не менее трех диаметров отверстий.

Предположим, что диаметр фундаментного болта  $d_a = 24 \text{ мм}$ . Тогда диаметр отверстия в плите может быть принят  $d_{a, \text{hole}} = 2d_a = 2 \cdot 24 = 48 \text{ мм}$ , а расстояние от стенки ветви до кромки опорной плиты составит не менее  $3d_{a, \text{hole}} = 3 \cdot 48 = 144 \text{ мм}$ . В нашем случае ширина сечения колонны  $b = 70 \text{ см}$ . Следовательно, из конструктивных соображений требуемая длина плиты должна быть не менее  $L_{\text{req}, 2} \geq b + 2 \left( \frac{1}{6} + \frac{1}{4} \right) h_{tr} = 70 + 2(8,7 + 13) = (87,4 + 96) \text{ см}$ . Примем  $L_{\text{req}, 2} = 90 \text{ см}$ .

Из двух требуемых значений выберем большее и окончательно назначим  $L = 90 \text{ см}$ . При этом расстояние от стенки ветви до кромки опорной плиты составляет  $(L - b_1 - s)/2 = (90 - 50 - 0,88)/2 = 19,56 \text{ см} > 3d_{a, \text{hole}} = 144 \text{ мм}$ . В последнем выражении  $b_1$  — расстояние между осями ветвей колонны (рис. 3.8-3.9);  $s$  — толщина стенки ветви, равная 8,8 мм для двутавра № 50Б1 в соответствии с сортаментом [5] или [9, прил. 3].

На рис. 3.13 представлено изображение базы колонны с принятыми значениями основных параметров.

Равномерно распределенное напряжение в бетоне фундамента под базой колонны действует снизу на плиту базы в виде равномерно распределенной нагрузки  $q_f$ , величина которой определяется выражением [9, формула (166.1)]

$$q_{f,1} = N / (L \cdot B) = 3950,17 / (90 \cdot 65) = 0,68 \text{ кН/см}^2.$$

С другой стороны, так как напряжение в бетоне не может превышать его прочности, то в запас расчета равномерно распределенная нагрузка на плиту в соответствии с выражением [9, формула (166.2)] может быть принята равной расчетному сопротивлению материала фундамента

$$q_{f,2} = R_{b, \text{loc}} = 0,76 \text{ кН/см}^2.$$

Примем для дальнейшего расчета  $q_f = q_{f,2} = 0,76 \text{ кН/см}^2$

Толщина плиты базы определяется исходя из ее прочности при изгибе под действием нагрузки  $q_f$ . Для этого с помощью выражения [9, формула (167)] вычисляются максимальные изгибающие моменты в пределах каждого участка плиты, на которые она условно расчленяется нижними кромками элементов стержня колонны и траверс.

На разрезе 19-19 рис. 3.13 пронумерованы три характерных участка плиты. Рассмотрим отдельно каждый участок.

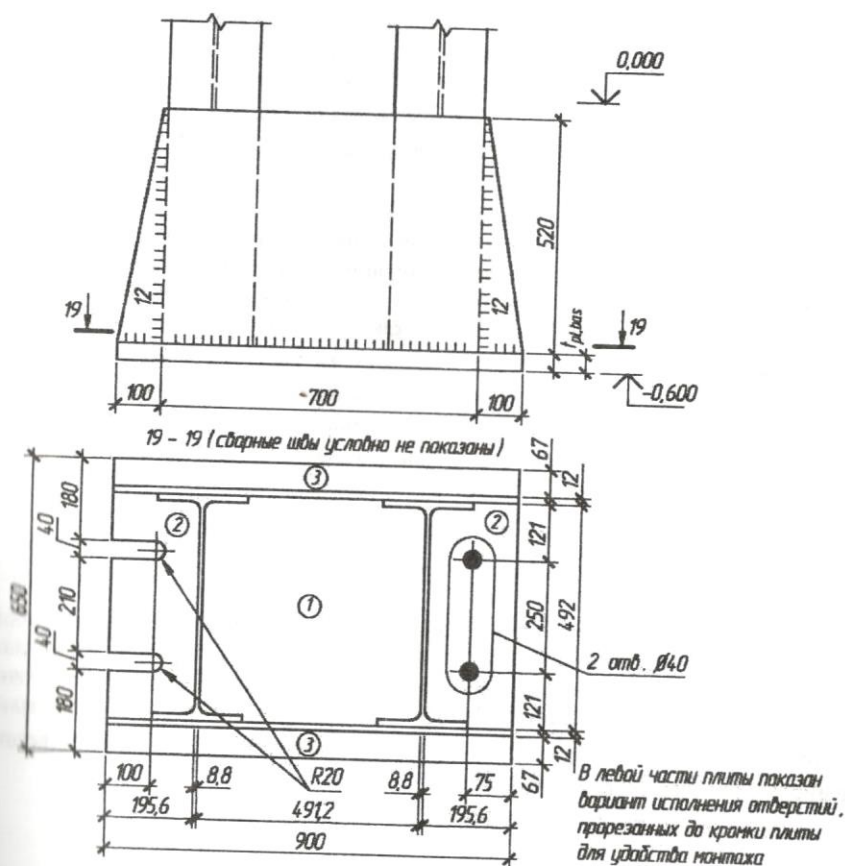


Рис. 3.13. База сквозной колонны с принятыми значениями параметров

#### Участок 1

Участок в средней части плиты базы представляет собой прямоугольную пластинку, имеющую полное опирание по всему периметру, то есть по четырем кромкам. В обозначениях, принятых в [9, табл. 4, п. 3], величина короткой стороны равна  $a_1 = 491,2 \text{ мм}$ , длинной —  $b_1 = 492 \text{ мм}$ . При их соотношении  $b_1/a_1 = 492/491,2 = 1,0$  коэффициент  $\alpha_1 = 0,048$ . В соответствии с выражением [9, формула (167)]

$$M_1 = \alpha_1 \cdot q_f \cdot a_1^2 = 0,048 \cdot 0,76 \cdot 491,2^2 = 88,02 \text{ кН} \cdot \text{см/см}.$$

Следует обратить внимание на необычную для изгибающего момента размерность. Дело в том, что найденный изгибающий момент величиной  $78,75 \text{ кН} \cdot \text{см}$  действует на полосе плиты единичной ширины, то есть в пределах некой условной балочки прямоугольного сечения шириной 1 см и высотой, равной пока еще неизвестной толщине плиты  $t_{pl, bas}$ .

#### Участок 2

Участок, примыкающий к короткой стороне плиты, представляет собой прямоугольную пластинку, имеющую опирание по трем кромкам и одну свободную кромку. В обозначениях, принятых в [9, табл. 4, п. 1], величина свободной стороны равна  $a_2 = 492 \text{ мм}$ , а примыкающей к свободной —  $b_2 = 195,6 \text{ мм}$ . При их соотношении  $b_2/a_2 = 195,6/492 = 0,4 < 0,5$  участок рассматривается как консольный со свесом, равным величине стороны, примыкающей к свободной, то есть  $c = 195,6 \text{ мм}$ . В этом случае длина свободной стороны игнорируется и принимается  $a_2 = c = 195,6 \text{ мм}$ , а коэффициент  $\alpha_2 = 0,5$ . В соответствии с выражением [9, формула (167)]

$$M_2 = \alpha_2 \cdot q_f \cdot a_2^2 = 0,5 \cdot 0,76 \cdot 19,56^2 = 145,39 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см}.$$

#### Участок 3

Участок, примыкающий к длинной стороне плиты, представляет собой прямоугольную пластинку, имеющую опирание по одной кромке с тремя свободными кромками. Это консольный участок со свесом  $c = 67 \text{ мм}$ . В обозначениях, принятых в выражении [9, формула (167)],  $a_3$  представляет собой вылет консоли или ее свес, то есть  $a_3 = c = 67 \text{ мм}$ . Коэффициент  $\alpha_3 = 0,5$ . В соответствии с выражением [9, формула (167)]

$$M_3 = \alpha_3 \cdot q_f \cdot a_3^2 = 0,5 \cdot 0,76 \cdot 6,7^2 = 17,06 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см}.$$

Из трех найденных моментов в качестве расчетного принимается максимальный, то есть

$$M_{\max} = \max\{M_1 \ M_2 \ M_3\} = \max\{88,02 \ 145,39 \ 17,06\} = 145,39 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см}$$

Требуемая толщина плиты базы определяется выражением

$$t_{pl, bas, req} = \sqrt{6M_{\max} / (R_y \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 145,39 / (23 \cdot 1)} = 6,16 \text{ см}.$$

Назначать толщину плиты базы больше 40 мм не рекомендуется. Поэтому для уменьшения требуемой толщины плиты внутри участков 2 введем вертикальные ребра, уменьшающие каждый участок вдвое, что автоматически приведет к снижению изгибающего момента  $M_2$ .

Если толщину плиты определять по значению момента на участке 1  $M_1 = 88,02 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см}$ , то ее требуемая величина примет значение  $t_{pl, bas, req} = \sqrt{6M_{\max} / (R_y \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 88,02 / (23 \cdot 1)} = 4,79 \text{ см}$ , что также превышает 40 мм. Введем вертикальное траверсное ребро, разделяющее участок 1 на две равные части, что приведет к снижению изгибающего момента  $M_1$ .

На рис. 3.7 представлено изображение базы колонны в плане с дополнительными промежуточными траверсными ребрами.

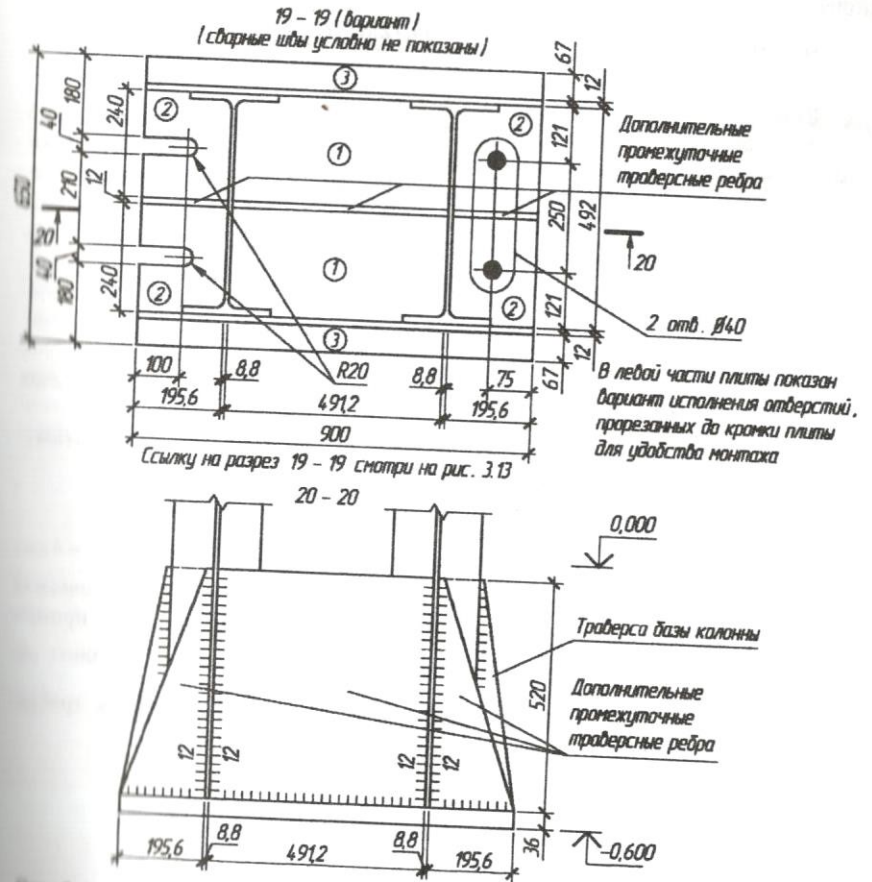


Рис. 3.14. База сквозной колонны с дополнительными траверсными ребрами

С учетом внесенных конструктивных изменений найдем новые значения изгибающих моментов на измененных участках 1 и 2.

#### Измененный участок 1

Участок представляет собой прямоугольную пластинку, имеющую полное опирание по всему периметру, то есть по четырем кромкам. В обозначениях, принятых в [9, табл. 4, п. 3], величина короткой стороны равна  $a_1 = 240 \text{ мм}$ , длиной —  $b_1 = 491,2 \text{ мм}$ . При их соотношении  $b_1/a_1 = 491,2/240 = 2,05$  коэффициент  $\alpha_1 = 0,125$ . В соответствии с выражением [9, формула (167)]

$$M_1 = \alpha_1 \cdot q_f \cdot a_1^2 = 0,125 \cdot 0,76 \cdot 24^2 = 54,72 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см}.$$

#### Измененный участок 2

Участок, примыкающий к короткой стороне плиты, представляет собой прямоугольную пластинку, имеющую опирание по трем кромкам и одну свободную кромку. В обозначениях, принятых в [9, табл. 4, п. 1], величина свободной стороны равна  $a_2 = 240 \text{ мм}$ , а стороны, примыкающей к свободной остается равной —  $b_2 = 195,6 \text{ мм}$ . При их соотношении  $b_2/a_2 = 195,6/240 = 0,82$  а коэффициент  $\alpha_2 = 0,1$ . В соответствии с выражением [9, формула (167)]

$$M_2 = \alpha_2 \cdot q_f \cdot a_2^2 = 0,1 \cdot 0,76 \cdot 24^2 = 43,78 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см}.$$

Из трех вновь найденных моментов в качестве расчетного принимается максимальный, то есть

$$M_{\max} = \max\{M_1 \quad M_2 \quad M_3\} = \max\{54,72 \quad 43,78 \quad 17,06\} = 54,72 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см}.$$

Требуемая толщина плиты базы определяется выражением

$$t_{pl, bas, req} = \sqrt{6M_{\max} / (R_y \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 54,72 / (23 \cdot 1)} = 3,78 \text{ см}.$$

Таким образом, можно назначить толщину опорной плиты  $t_{pl, bas} = 4 \text{ см}$ .

Тем не менее, пересчитаем изгибающий момент для участка 1 при фактической величине нагрузки на плиту со стороны фундамента, то есть примем

$q_f = q_{f,1} = 0,68 \text{ кН} / \text{см}^2$ . Тогда максимальный изгибающий момент в плите составит  $M_{\max} = M_1 = \alpha_1 \cdot q_f \cdot a_1^2 = 0,125 \cdot 0,68 \cdot 24^2 = 48,96 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см}$ , а требуемая толщина плиты базы окажется равной

$$t_{pl, bas, req} = \sqrt{6M_{\max} / (R_y \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 48,96 / (23 \cdot 1)} = 3,57 \text{ см}.$$

Окончательно принимаем плиту базы толщиной  $t_{pl, bas} = 36 \text{ мм}$ .

## 4. СОПРЯЖЕНИЕ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ С ГЛАВНОЙ

### 4.1. Способы и виды сопряжения второстепенных балок с главной

Возможны два способа сопряжения второстепенных балок с главной: шарнирное и жесткое.

Различают три вида сопряжения балок: этажное, в одном уровне и пониженное.

В настоящем пособии рассмотрены исключительно шарнирные сопряжения первых двух видов, как наиболее часто встречающихся.

### 4.2. Этажное сопряжение второстепенных балок с главной

При этажном сопряжении, ссылка на которое обозначена как узел 1 на рис. 1, г, обычно ограничиваются конструированием без выполнения расчета болтовых или сварных соединений.

Конструктивное оформление шарнирного узла сопряжения второстепенных балок с главной, изображенное на рис. 4.1, выполнено на основе типового решения [10, узел. 2]. Так как в рассматриваемом случае стенка главной балки в месте опирания на нее второстепенных балок укреплена поперечными ребрами жесткости, приваренными к верхнему поясу, то проверку этого пояса на отгиб выполнять не требуется. Также нет необходимости рассчитывать болты крепления второстепенных балок к верхнему поясу, как не нагруженные. Болты принимают класса прочности 5.6 или 5.8. Диаметр болтов назначают конструктивно в пределах 14÷30 мм в зависимости от номера прокатного профиля второстепенной балки.

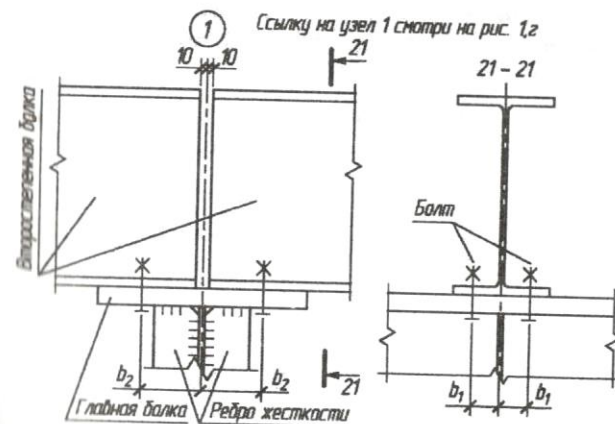


Рис. 4.1. Узел этажного соединения второстепенных балок с главной

Расстояния вдоль второстепенной балки от оси стенки главной балки до болтов (на рис. 4.1 расстояния  $b_2$ ) назначаются конструктивно. Расстояние же между болтами в направлении ширины полки второстепенной балки (на рис. 4.1 расстояние  $2b_1$ ) следует принимать в соответствии с требованием нормалей, представленным в [11, разд. 17.2.2] или прил. 2.

В рассматриваемом примере назначим  $2b_1 = a_1 = 130 \text{ мм}$ ,  $ab_2 = 100 \text{ мм}$ , где  $a_1$  принято для двутавра № 55Б1 по [11, табл. 17.22] или прил. 2.

#### 4.3. Сопряжение второстепенных балок с главной в одном уровне

Возможны различные конструктивные способы шарнирного опирания одних балок на другие в одном уровне, как с использованием опорных столиков, так и без них. Опорные столики применяются при значительных опорных усилиях, когда оказывается невозможным разместить болты или сварные швы, воспринимающие опорные усилия, в пределах габарита второстепенной балки по высоте ее сечения.

При выполнении учебного курсового проекта можно ограничиться упрощенным подходом, в соответствии с которым при сопряжении в одном уровне, ссылка на которое обозначена как узел 2 на рис. 1, д, выполняется расчет соединения на восприятие опорной реакции второстепенной балки, увеличенной на 20 % из-за незначительного защемления и внецентренности передачи усилия на стенку главной балки.

В рассматриваемом примере опорная реакция второстепенной балки

$$Q_{sb} = \frac{q_{sb} \cdot b}{2} = \frac{111,42 \cdot 5,8}{2} = 323,12 \text{ кН}.$$

Болты крепления второстепенной балки к ребру жесткости главной в этом случае рассчитываются на срез и смятие для восприятия опорного усилия  $N_{sup} = 1,2Q_{sb} = 1,2 \cdot 323,12 = 387,74 \text{ кН}$ . Задаются классом прочности и диаметром болта, определяют его несущую способность  $N_b$  в соответствии с [9, разд. 2.10.2.1] и определяют требуемое число болтов  $n_{req} = N_{sup} / N_b$ .

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП П-23-81\*. Стальные конструкции / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2003. – 90 с.
2. Металлические конструкции: учебник для студ. высш. учеб. заведений / Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.; под ред. Ю.И. Кудишина. – 8-е изд., перераб. и доп. – М.: Издательский центр «Академия», 2006. – 688 с.
3. СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 44 с.
4. ГОСТ 8240-97. Швеллеры стальные горячекатаные. Сортамент. – М.: Стандартиформ, 2008. – 11 с.
5. ГОСТ 26020-83. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент. – М.: Изд-во стандартов, 1983.
6. ГОСТ 19903-74\*. Прокат листовой горячекатаный. Сортамент. – М.: Изд-во стандартов, 2003.
7. ГОСТ 82-70\*. Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный. Сортамент. – М.: Изд-во стандартов, 2003.
8. ГОСТ Р 21.1101-2009. СПДС. Основные требования к проектной и рабочей документации. – М.: Стандартиформ, 2010. – 53 с.
9. Колодёжнов, С.П. Проектирование металлических конструкций рабочей площадки: учеб.-метод. Пособие / С.Н. Колодёжнов; Воронеж. гос. арх.-строит. ун-т. – Воронеж, 2011. – 76 с.
10. Серия 2.440-2. Узлы стальных конструкций производственных зданий промышленных предприятий. Выпуск 1. Шарнирные узлы балочных клеток и рамные узлы примыкания ригелей к колоннам. Чертежи КМ / ЦНИИпроектстальконструкция, ГПИ Ленпроектстальконструкция, ВНИПИ. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
11. Металлические конструкции. В 3 т. Т.1. Общая часть. (Справочник проектировщика) / Под общ. Ред. ВВ Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П.Мельникова) – М.: изд-во АСВ, 1998. – 576 с.



Извлечение из табл. 52\* СНиП II-23-81\*

Расчетные сопротивления проката смятию торцевой поверхности, местному смятию в цилиндрических шарнирах, диаметральному сжатию катков

Временное сопротивление проката, МПа (кгс/мм <sup>2</sup> )	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )		
	смятию		диаметральному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)
	торцевой поверхности (при наличии пригонки)	местному в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	
360 (37)	327 (3340)	164 (1660)	8 (80)
365 (37)	332 (3360)	166 (1680)	8 (80)
370 (38)	336 (3460)	168 (1730)	8 (80)
380 (39)	346 (3550)	173 (1780)	9 (90)
390 (40)	355 (3640)	178 (1820)	9 (90)
400 (41)	364 (3720)	182 (1860)	10 (100)
430 (44)	391 (4000)	196 (2000)	10 (100)
440 (45)	400 (4090)	200 (2050)	10 (100)
450 (46)	409 (4180)	205 (2090)	10 (100)
460 (47)	418 (4270)	209 (2140)	10 (100)
470 (48)	427 (4360)	214 (2180)	11 (110)
480 (49)	436 (4450)	218 (2230)	11 (110)
490 (50)	445 (4550)	223 (2280)	11 (110)
500 (51)	455 (4640)	228 (2320)	11 (110)
510 (52)	464 (4730)	232 (2370)	12 (120)
520 (53)	473 (4820)	237 (2410)	12 (120)
530 (54)	473 (4820)	237 (2410)	12 (120)
540 (55)	482 (4910)	241 (2460)	12 (120)
570 (58)	504 (5130)	252 (2570)	13 (130)
590 (60)	522 (5310)	261 (2660)	13 (130)
635 (65)	578 (5870)	289 (2940)	14 (140)

Примечание. Значения расчетных сопротивлений получены по формулам разд. 3 настоящих норм при  $\gamma_m = 1,1$ .

Риски отверстий в двутаврах стальных по ГОСТ 26020-83\*

Риски отверстий следует размещать на расстояниях, обозначенных на рис. П.2.1. Значения расстояний  $a_1$  и  $a_2$ , а также максимальные значения диаметров отверстий  $d_1$  и  $d_2$  представлены в табл. П.2.1.

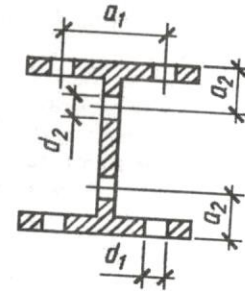


Рис. П.2.1. Схема однорядного расположения отверстий в двутавре

Размещение отверстий в двутаврах с параллельными гранями полок

Таблица П.2.1

Номер профиля	В полке		В стенке	
	$a_1$ , мм	$d_1$ , мм	$a_2$ , мм	$d_2$ , мм
20Б1	60	15	50	28
23Б1	65			
26Б1; 26Б2	70	19	60	33
30Б1; 30Б2	80			
35Б1; 35Б2	90	23	70	33
40Б1; 40Б2	100			
45Б1; 45Б2	110	28	80	33
50Б1; 50Б2	130			
55Б1; 55Б2	140	33	90	33
60Б1; 60Б2	140			
70Б1; 70Б2	150	33	100	33
80Б1; 80Б2	150			
90Б1; 90Б2	160	33	100	33
100Б1; 100Б2	160			

Примечание. Таблица составлена на основе данных [11, табл. 17.22].

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение .....	3
Задание на проектирование .....	4
Компоновка рабочей площадки .....	4
1. Второстепенная балка .....	9
2. Главная балка .....	11
2.1. Подбор сечения главной балки .....	11
2.2. Проверка несущей способности главной балки .....	14
2.3. Изменения сечения главной балки .....	15
2.4. Расстановка поперечных ребер жесткости .....	17
2.5. Проверка местной устойчивости элементов балки .....	18
2.5.1. Проверка местной устойчивости сжатой полки .....	18
2.5.2. Проверка местной устойчивости стенки .....	18
2.5.2.1. Общий подход к проверке местной устойчивости стенки .....	18
2.5.2.2. Проверка местной устойчивости в отсеке 1 .....	20
2.5.2.3. Проверка местной устойчивости в отсеке 2 .....	21
2.5.2.4. Проверка местной устойчивости в отсеке 3 .....	22
2.5.2.5. Проверка местной устойчивости в отсеке 4 .....	24
2.5.2.6. Повышение местной устойчивости в стенке .....	25
2.6. Расчет поясных сварных швов .....	26
2.7. Укрепление стенки над опорой .....	27
2.7.1. Конструкция и расчет узла опирания балки на колонну среднего ряда .....	27
2.7.1. Конструкция и расчет узла опирания балки на колонну крайнего ряда .....	31
2.8. Монтажный стык главной балки .....	35
2.8.1. Определение параметров накладок .....	35
2.8.2. Определение силовых факторов в элементах балки в месте стыка .....	36
2.8.3. Расчет стыка балки на болтах без контролируемого натяжения .....	37
2.8.3.1. Расчет стыка полки на болтах без контролируемого натяжения .....	37
2.8.3.2. Расчет стыка стенки на болтах без контролируемого натяжения .....	39
2.8.4. Расчет стыка балки на высокопрочных болтах .....	41
2.8.4.1. Расчет стыка стенки на высокопрочных болтах .....	41
2.8.4.2. Расчет стыка полки на высокопрочных болтах .....	44
3. Колонна .....	43
3.1. Расчетная схема колонны .....	43
3.1.1. Определение нагрузки на колонну .....	43

3.1.2. Определение высоты и расчетных длин колонны .....	45
3.2. Сплошная центрально сжатая колонна .....	46
3.2.1. Сечение сплошной центрально сжатой колонны .....	46
3.2.1.1. Подбор сечения сплошной центрально сжатой колонны .....	46
3.2.1.2. Проверка сечения сплошной центрально сжатой колонны .....	47
3.2.1.3. Проверка гибкости сплошной центрально сжатой колонны .....	48
3.2.1.4. Проверка местной устойчивости полки .....	49
3.2.1.5. Проверка местной устойчивости стенки .....	49
3.2.2. Оголовок сплошной центрально сжатой колонны .....	50
3.2.3. База сплошной центрально сжатой колонны .....	52
3.3. Сквозная центрально сжатая колонна .....	59
3.3.1. Стержень сквозной центрально сжатой колонны .....	59
3.3.1.1. Подбор и проверка сечения относительно материальной оси .....	59
3.3.1.2. Подбор сечения относительно свободной оси .....	61
3.3.1.3. Расчет соединительных планок колонны .....	63
3.3.2. Оголовок сквозной центрально сжатой колонны .....	65
3.3.3. База сквозной центрально сжатой колонны .....	67
4. Сопряжение второстепенной балки с главной .....	75
4.1. Способы и виды сопряжения второстепенных балок с главной .....	75
4.2. Этажное сопряжение второстепенных балок с главной .....	75
4.3. Сопряжение второстепенных балок с главной в одном уровне .....	76
Библиографический список .....	77
Приложение 1. Извлечение из табл. 51* СНиП II-23-81* .....	78
Приложение 2. Извлечение из табл. 66 СНиП II-23-81* .....	79

Учебное издание

**Колодѣжнов Сергей Николаевич**

**МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ  
В ПРИМЕРАХ**

*Учебно-методическое пособие  
к выполнению курсового проекта  
по металлическим конструкциям для студентов  
бакалавриата и специалитета, обучающихся по направлениям  
«Строительство» и «Строительство уникальных зданий и сооружений»*

Отпечатано в авторской редакции

Подписано в печать 13.05.2015 г. Формат 60x84 1/16. Уч.- изд. л. 5.0.  
Усл.-печ. л. 5.1. Бумага писчая. Тираж 380 экз. Заказ № 217.

Отпечатано: отдел оперативной полиграфии издательства учебной литературы  
и учебно-методических пособий Воронежского ГАСУ  
394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84