

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего образования  
«Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет (СибАДИ)»

Н.Н. Разливкина,  
Л.В. Красотина

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ  
МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ  
МНОГОЭТАЖНОГО  
ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ**

Учебно-методическое пособие

Омск • 2019

УДК 725:624.014  
ББК 38.54  
Р17

Согласно 436-ФЗ от 29.12.2010 «О защите детей от информации, причиняющей вред их здоровью и развитию», данная продукция маркировке не подлежит.

*Рецензенты:*

д-р техн. наук, проф. Е.А. Галдин (СибАДИ);  
д-р техн. наук, проф. П.Д. Балакин (ОГТУ)

Работа утверждена редакционно-издательским советом СибАДИ в качестве учебного пособия.

**Разливкина, Надежда Николаевна.**

**Р17 Проектирование металлических конструкций многоэтажного производственного здания [Электронный ресурс] : учебно-методическое пособие / Н.Н. Разливкина, Л.В. Красотина. – Электрон. дан. – Омск : СибАДИ, 2019. – Режим доступа:....., свободный после авторизации, – Загл. с экрана.**

Рассмотрены рекомендации по проектированию несущих конструкций зданий производственного назначения согласно СП16.13330-2017 «Стальные конструкции». Приведен алгоритм расчета и необходимые данные для назначения геометрических параметров несущих конструкций.

Имеет интерактивное оглавление в виде закладок.

Рекомендовано обучающимся всех форм обучения направления «Строительство» профиля «Промышленное и гражданское строительство» и специальности «Строительство уникальных зданий и сооружений» при выполнении курсового проекта по курсу «Металлические конструкции, включая сварку».

Подготовлено на кафедре «Строительные конструкции».

Текстовое (символьное) издание (4,6 МБ)

Системные требования: Intel, 3,4 GHz; 150 Мб; Windows XP/Vista/7;  
DVD-ROM; 1 Гб свободного места на жестком диске; программа для чтения pdf-файлов: Adobe Acrobat Reader; Foxit Reader

Редактор Н.И. Косенкова  
Техническая подготовка Н.В. Кенжалинова

Издание первое. Дата подписания к использованию  
Издательско-полиграфический комплекс СибАДИ. 644080. г. Омск, пр. Мира, 5  
РИО ИПК СибАДИ. 64408. г. Омск, ул. 2-я Поселковая, 1

© ФГБОУ ВО «СибАДИ», 2019

## ВВЕДЕНИЕ

В данной работе рассматриваются вопросы проектирования и расчета балочной клетки перекрытия и колонны многоэтажного здания производственного назначения в соответствии с современными нормами проектирования стальных конструкций, в частности свода правил СП16.13330.2017 «Стальные конструкции». Приводится методика подбора сечений элементов, конструирование узлов и сопряжений элементов.

Балочные перекрытия применяют в гражданском и промышленном строительстве в основном для междуэтажных перекрытий, а также покрытий небольших пролетов, при которых балочные перекрытия могут конкурировать по экономичности с перекрытиями из ферм.

По сравнению с фермами балки имеют меньшую строительную высоту и значительно проще в изготовлении, но при больших пролетах обладают большим весом. Меньшая строительная высота балочных перекрытий позволяет более экономично использовать объем помещения, чем и объясняется широкое применение балочных перекрытий в многоэтажных зданиях.

*Балочные перекрытия* обычно состоят из главных и второстепенных балок. Главные балки перекрывают весь пролет здания, а при больших пролетах опираются на промежуточные колонны. В плане главные балки располагаются довольно редко, а на них опираются более часто расположенные второстепенные балки.

Балки (элементы, работающие на изгиб) обычно используются двутаврового сечения, так как они удобны в компоновке, технологичны и экономичны по расходу металла.

В курсовом проекте (курсовой работе) рассматривается расчет второстепенных балок – прокатных, главных балок – составных сварных. Колонны (элементы, работающие на центральное сжатие) проектируются двутаврового составного сварного сечения.

Расчет конструкций на силовые воздействия, определяющие их напряженное состояние и деформации, производится по методу предельных состояний.

Целью метода является не допускать с определенной обеспеченностью наступления предельных состояний при эксплуатации в течение всего заданного срока службы конструкции здания или сооружения, а также при производстве работ.

В расчетах конструкций на действие статических и динамических нагрузок и воздействий, которым они могут подвергаться в течение строительства и заданного срока службы, учитываются следующие предельные состояния:

- *первой группы* – по потере несущей способности и (или) полной непригодности к эксплуатации конструкций;
- *второй группы* – по затруднению нормальной эксплуатации сооружений.

К предельным состояниям первой группы относятся: общая потеря устойчивости формы; потеря устойчивости положения; разрушение любого характера; переход конструкции в изменяемую систему; качественное изменение конфигурации; состояния, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации в результате текучести материала, сдвигов в соединениях, ползучести, недопустимых остаточных или полных перемещений или чрезмерного раскрытия трещин.

К предельным состояниям второй группы относятся состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию или снижающие долговечность вследствие появления недопустимых перемещений (прогибов, осадок, углов поворота, колебаний, трещин и т.п.).

Предельные состояния первой группы проверяются расчетом на максимальные (расчетные) нагрузки и воздействия, возможные при нарушении нормальной эксплуатации; предельные состояния второй группы – на эксплуатационные (нормативные) нагрузки и воздействия, отвечающие нормальной эксплуатации конструкций.

Нормативные нагрузки принимаются на основе статистических данных или по номинальному значению.

*Постоянные* нагрузки от массы конструкций определяются по данным стандартов и заводов-изготовителей или по размерам, установленным в процессе проектирования на основе предыдущих проектировок и справочных материалов.

*Временные* нагрузки и воздействия на перекрытия принимают по СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» в зависимости от назначения помещений. Вес оборудования – по стандартам, каталогам или по проектному заданию в зависимости от производственных процессов. Снеговые, ветровые, гололедные нагрузки, температурные воздействия устанавливаются по соответствующим главам СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».

Расчетные нагрузки – нагрузки, которые обладают определенной изменчивостью и могут отличаться от значений, установленных нормами.

Возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от их нормативных значений вследствие изменчивости нагрузок или отступлений от условий нормальной эксплуатации учитывается коэффициентами надежности по нагрузке (перегрузки)  $\gamma_f$ , устанавливаемыми с учетом назначения зданий и сооружений и условий их эксплуатации по СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Расчетные нагрузки для расчета конструкций на прочность и устойчивость (по первой группе предельных состояний) определяют умножением нормативных нагрузок на коэффициент перегрузки  $\gamma_f$  (обычно больший единицы, за исключением специально оговоренных случаев).

Расчет конструкций в курсовом проекте (курсовой работе) выполняется на основе исходных данных по заданию (прил. 1).

## ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА КУРСОВОГО ПРОЕКТА (КУРСОВОЙ РАБОТЫ)

Исходные данные принимаются по трехзначному шифру задания (см. прил. 1).

По первым двум цифрам шифра назначаются:

$L_1$  x  $L_2$  – размеры ячейки балочной клетки перекрытия по внутренним граням стен:  $L_1$  – вдоль главных и  $L_2$  – вдоль второстепенных балок, м.

По третьей цифре шифра назначаются:

–  $q_{пост}^n, q_{вр}^n$  – постоянная и временная нормативные нагрузки на междуэтажное перекрытие, кН/м<sup>2</sup>;

–  $q_{чп}$  – расчетная нагрузка от чердачного перекрытия, кН/м<sup>2</sup>;

–  $q_{кр}^n$  – нормативная нагрузка от покрытия и веса кровли, кН/м<sup>2</sup>;

–  $n_э$  – число этажей;

–  $h_э$  – высота этажа от пола до низа главной балки, м;

–  $h_к$  – конструктивная высота междуэтажного перекрытия, м;

– район проектирования.

Исходные данные по материалу:

– материал несущих конструкций балочной клетки и колонны принимается из стали марки С 245;

– бетон фундамента – класс В 12,5;

– настил из сборных железобетонных (нетиповых) плит толщиной 0,3 м (вместе с конструкцией пола).

В курсовом проекте рассматривается компоновка междуэтажного балочного перекрытия, представленная на рис. 1. Главные балки опираются одним концом на полку колонны, а другим – на наружную несущую кирпичную стену. Второстепенные балки одним концом опираются на главную балку, а другим – на наружную несущую кирпичную стену.

Шаг второстепенных балок  $a$  принимается в пределах 2...5 м (рекомендовано  $a \approx 3$  м).

Значение шага второстепенных балок должно укладываться целое число раз ( $n$ ) по длине  $L_1$ :  $a = L_1/n$ , м.

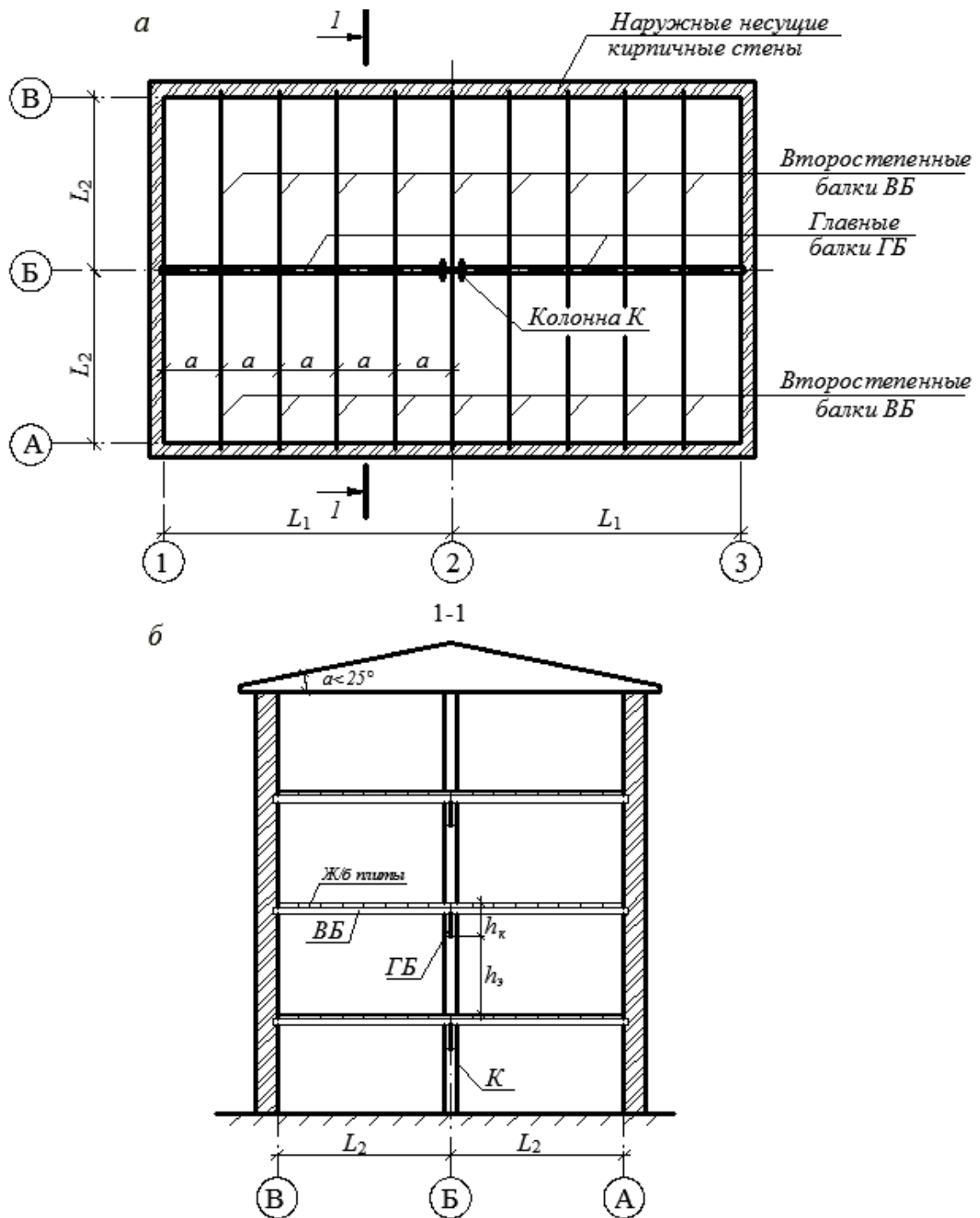


Рис. 1. Компоновка междуэтажного перекрытия:  
 а – план перекрытия (ж/б плиты условно не показаны);  
 б – разрез здания

# 1. РАСЧЕТ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ ПЕРЕКРЫТИЯ

## 1.1. Определение нагрузок, действующих на второстепенную балку

На рис. 2 приведен фрагмент плана здания для назначения шага второстепенных балок и их грузовой площади.

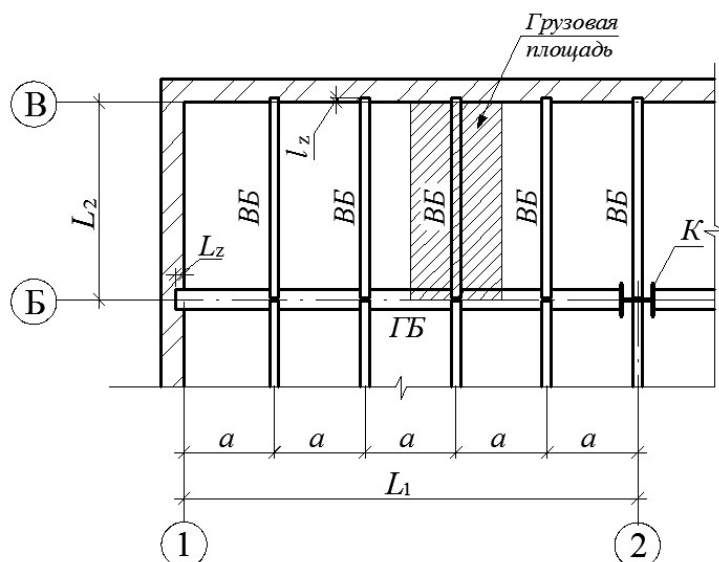


Рис. 2. Фрагмент плана здания

На второстепенную балку перекрытия действуют два типа нагрузок:

- постоянные: от собственного веса балки и вышележащих конструкций (плит перекрытия, пола),  $\text{кН/м}^2$ ;
- временные: нагрузки, зависящие от назначения помещения,  $\text{кН/м}^2$ .

Для расчёта второстепенной балки постоянную и временную нагрузки необходимо привести к равномерно распределенной погонной, с учетом ширины грузовой площади (см. рис. 2).

Нормативная погонная нагрузка на единицу длины второстепенной балки с учетом собственного веса второстепенной балки,  $\text{кН/м}$ :

$$q_{вб}^n = (q_{пост}^n + q_{вр}^n) \cdot a \cdot \psi, \quad (1)$$

где  $q_{пост}^n$  и  $q_{вр}^n$  – нормативные постоянная и временная нагрузки в соответствии с заданием,  $\text{кН/м}^2$ ;  $a$  – ширина грузовой площади, м



(см. рис. 2);  $\psi = 1,05$  – коэффициент, введён для предварительного учета собственного веса второстепенной балки.

Расчетная погонная нагрузка на единицу длины второстепенной балки с предварительным учетом собственного веса второстепенной балки, кН/м:

$$q_{\text{вб}} = (q_{\text{норм}}^{\text{н}} \cdot \gamma_{f,\text{норм}} + q_{\text{вр}}^{\text{н}} \cdot \gamma_{f,\text{вр}}) \cdot a \cdot \psi, \quad (2)$$

где  $\gamma_{f,\text{норм}}$  – коэффициент надежности по нагрузке для веса строительных конструкций [2, п. 7.2, табл. 7.1];  $\gamma_{f,\text{вр}}$  – коэффициент надежности по нагрузке для равномерно распределенных временных нагрузок [2, пп. 8.2.2].

## 1.2. Определение расчетной длины второстепенной балки

На рис. 3 приведена конструктивная схема для определения расчетной и конструктивной длин второстепенной балки. На схеме приняты следующие обозначения:

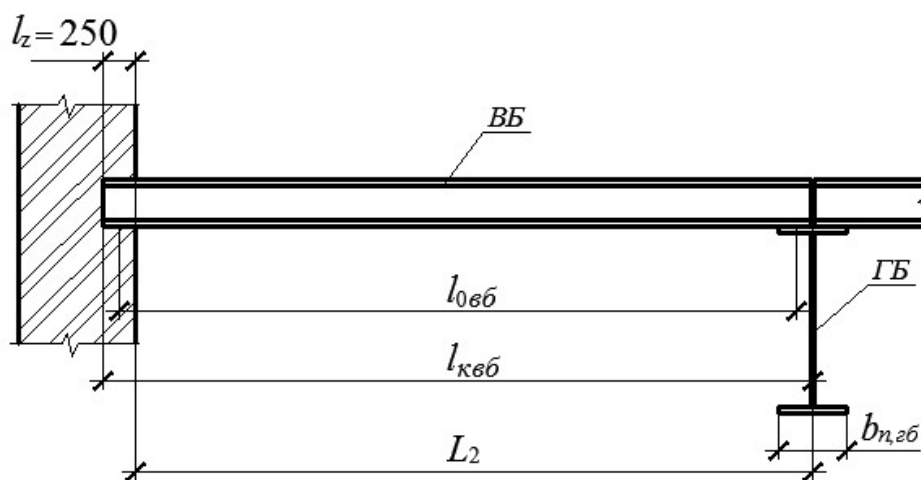


Рис. 3. Конструктивная схема второстепенной балки

$L_2$  – размер ячейки поперек здания (см. задание);  $l_z = 250$  мм – глубина заделки второстепенной балки в стену;  $l_{0\text{вб}}$  – расчетная длина второстепенной балки;  $l_{\text{квб}}$  – конструктивная длина второстепенной балки;  $b_{\text{н,зб}}$  – ширина полки главной балки, для предварительных расчетов принимается равной 400 мм.

Конструктивную длину второстепенной балки, м, можно определить как

$$l_{квб} = L_2 + l_z. \quad (3)$$

Расчетная длина (расчетный полет) второстепенной балки равна расстоянию между серединами площадок опирания. В соответствии с рис. 3 расчетная длина второстепенной балки, м, может быть определена

$$l_{0вб} = L_2 + 0,5 \cdot l_z - \frac{b_{n,зб}}{4}. \quad (4)$$

### 1.3. Статический расчет второстепенной балки

Расчетная схема второстепенной балки и эпюры внутренних усилий (изгибающего момента и поперечной силы) даны на рис. 4.

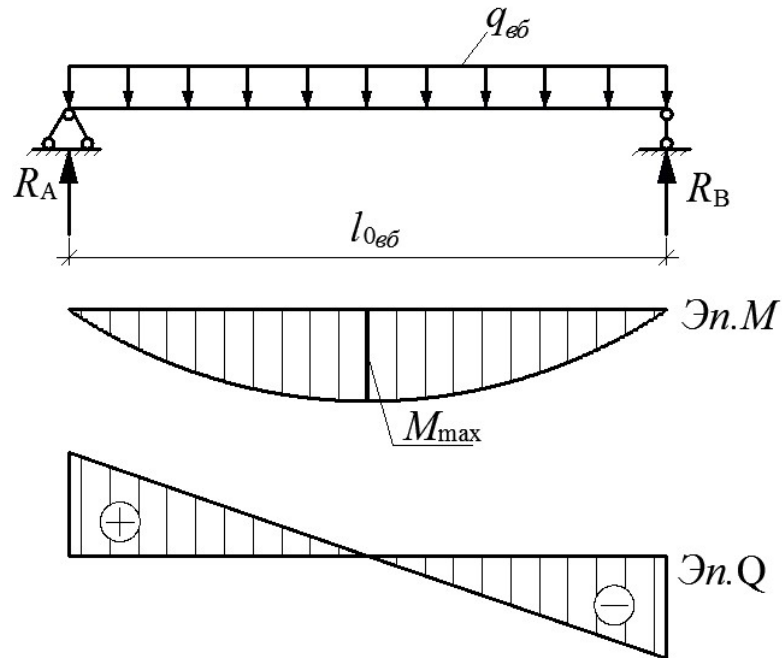


Рис. 4. Расчетная схема второстепенной балки.  
Эпюры  $M$  и  $Q$

Максимальный изгибающий момент от расчетной нагрузки определяется по формуле, кН·м:

$$M_{\max} = \frac{q_{вб} \cdot l_{0вб}^2}{8}. \quad (5)$$

Максимальное значение поперечной силы от расчетной нагрузки, кН:

$$Q_{\max} = \frac{q_{вб} \cdot l_{0вб}}{2}. \quad (6)$$

## 1.4. Расчет второстепенной балки по первой группе предельных состояний

Второстепенная балка перекрытия является разрезной, симметричного прокатного двутаврового сечения и загружена статической нагрузкой, приложенной в плоскости стенки балки. Расчет второстепенной балки производится как для конструкции 2-го класса (упруго-пластическое состояние сечения) [1, пп. 4.2.7]. По первой группе предельных состояний расчет прокатных балок производят по прочности по нормальным напряжениям при действии момента. Вследствие большой толщины стенок прокатных сечений расчет их по прочности по касательным напряжениям при действии поперечной силы не производится. Расчет второстепенной балки на общую устойчивость не производится, т.к. наличие жесткого настила, связанного со сжатым поясом балок, является достаточным закреплением балок от потери устойчивости.

### 1.4.1. Определение поперечного сечения второстепенной балки из условия прочности по нормальным напряжениям

Расчетное сечение второстепенной балки находится в середине ее пролета в месте действия максимального изгибающего момента. Максимальное нормальное напряжение, которое возникает в этом сечении, не должно превышать расчетного сопротивления стали по пределу текучести:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (7)$$

Определение поперечного сечения второстепенной балки производится из условия прочности по нормальным напряжениям [1, пп. 8.2.3]:

$$\frac{M_{\max}}{c_x \cdot \beta \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (8)$$

где  $M_{\max}$  – максимальное значение изгибающего момента (см. статический расчет), кН·см;  $W_x$  – момент сопротивления сечения относительно оси  $x$ , см<sup>4</sup>;  $R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести, кН/см<sup>2</sup> [1, табл. П.В.5];  $\gamma_c$  – коэффициент условия работы [1, табл. 1];  $c_x$  – коэффициент, который учитывает возможность развития пластических деформаций

в разрезной балке сплошного сечения. Значение коэффициента  $c_x$  зависит от отношения площади полки к площади стенки второстепенной балки  $\alpha_f = A_f/A_w$  [1, табл. П.Е.1]). В предварительных расчетах рекомендовано принять  $\alpha_f = A_f/A_w = 1$ ;  $\beta$  – коэффициент, учитывающий действие касательных напряжений,  $\beta = 1$  при  $Q = 0$  (см. рис. 4).

Требуемый момент сопротивления поперечного сечения балки относительно оси  $x$  определяется из условия (8),  $\text{см}^3$ ,

$$W_x^{mp} = \frac{M_{\max}}{c_x \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (9)$$

По сортаменту прокатных балок (прил. 2) необходимо подобрать двутавровое поперечное сечение второстепенной балки (рис. 5) таким образом, чтобы выполнялись условия

$$\begin{cases} W_x \geq W_x^{mp} \\ b \geq 120 \end{cases} \quad (10)$$

где  $W_x$  – фактический момент сопротивления второстепенной балки;  $b$  – ширина пояса второстепенной балки, которая должна быть не менее 120 мм для опирания вышележащих конструкций (конструктивные требования).

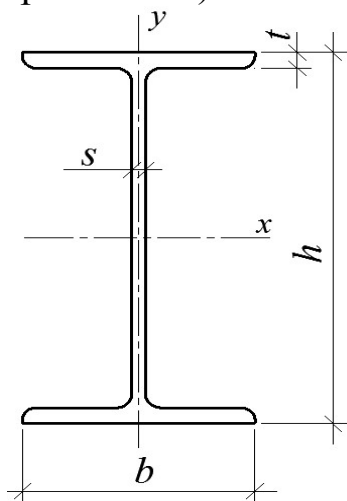


Рис. 5. Поперечное сечение второстепенной балки

Из сортамента (см. прил. 1) необходимо выписать:

$h$  – высоту поперечного сечения второстепенной балки, мм;  $b$  – ширину полки двутавра, мм;  $s$  – толщину стенки двутавра, мм;  $t$  – толщину полки двутавра, мм;  $\rho_{об}$  – линейную плотность (вес 1 п.м двутавра), кН/м;  $W_x$  – момент сопротивления поперечного сечения второстепенной балки,  $\text{см}^3$ ;  $J_x$  – момент инерции поперечного сечения второстепенной балки,  $\text{см}^4$ .

### 1.4.2. Проверка прочности принятого поперечного сечения второстепенной балки по нормальным напряжениям

Проверка прочности принятого поперечного сечения второстепенной балки по нормальным напряжениям выполняется по формуле

$$\frac{M_{\max}^*}{c_x \cdot \beta \cdot W_x^{\text{факт}} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (11)$$

где  $M_{\max}^*$  – уточненный максимальный момент от расчетной нагрузки (с учетом определенного по сортаменту реального собственного веса балки), кН·см.

Для проверки условия (11) необходимо определить следующие параметры:

– уточненное значение расчетной нагрузки с учетом фактического веса балки, кН/м:

$$q_{\text{вб}}^* = (q_{\text{норм}} \cdot \gamma_{f,\text{норм}} + q_{\text{вп}} \cdot \gamma_{f,\text{вп}}) \cdot a + \rho_{\text{вб}} \cdot \gamma_{f,\text{норм}}; \quad (12)$$

– уточненное значение максимального изгибающего момента, кН·м, при подстановке в формулу (11) результат переводится в кН·см:

$$M_{\max}^* = \frac{q_{\text{вб}}^* \cdot l_{0\text{вб}}^2}{8}; \quad (13)$$

– отношение площади полки двутавра к площади стенки  $\alpha_f = A_f / A_w$  для выбранного по сортаменту профиля;

– значение коэффициента  $c_x$  (по интерполяции) [1, табл. П.Е.1];

– коэффициент  $\beta = 1$ .

После определения всех указанных параметров необходимо произвести проверку прочности принятого сечения второстепенной балки по нормальным напряжениям по формуле (11) и оценить запас (резерв) прочности принятого сечения в процентах.

### 1.5. Расчет второстепенной балки по второй группе предельных состояний

Расчет по второй группе предельных состояний (или жесткости) заключается в определении относительного прогиба (прогиба в долях пролета) второстепенной балки и сравнении его с предельно допустимым:

$$\frac{f}{l_{0\text{вб}}} \leq \left[ \frac{f}{l_{0\text{вб}}} \right], \quad (14)$$

где  $f$  – прогиб определяется по известной из сопромата формуле, см,

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{вб}}^{H*} \cdot l_{0\text{вб}}^4}{E \cdot J_x}, \quad (15)$$

здесь  $q_{\text{вб}}^{H*}$  – уточненное значение нормативной погонной нагрузки рассчитывается в кН/м, в формулу (15) подставляется в кН/см:

$$q_{\text{вб}}^{H*} = (q_{\text{норм}}^H + q_{\text{сп}}^H) \cdot a + \rho_{\text{вб}}; \quad (16)$$

$l_{0\text{вб}}$  – расчетный пролет второстепенной балки, см;  $E$  – модуль упругости стали [1, табл. П.Г.10], кН/см<sup>2</sup>.

$\left[ \frac{f}{l_{0\text{вб}}} \right] = \frac{1}{250}$  – предельное значение относительного прогиба второстепенной балки [2, табл. П.Е.1].

Если условие (14) не выполняется, необходимо увеличить поперечное сечение второстепенной балки и повторить расчет.

**Пример расчета.** Требуется выполнить подбор сечения второстепенной балки из условия обеспечения прочности и жесткости.

Исходные данные:  $L_2 \times L_1 = 7,4 \times 14,0$  (м);  $q_{\text{норм}}^H = 2,8$  кН/м<sup>2</sup>;  $q_{\text{сп}}^H = 7,1$  кН/м<sup>2</sup>; шаг второстепенных балок  $a = L_1/n = 14\,000/5 = 2800$  мм; марка стали С245;  $R_y = 23,5$  кН/см<sup>2</sup>,  $E = 20\,600$  кН/см<sup>2</sup>.

Решение:

Нормативная погонная нагрузка на второстепенную балку

$$q_{\text{вб}}^H = (q_{\text{норм}}^H + q_{\text{сп}}^H) \cdot a \cdot \psi = (2,8 + 7,1) \cdot 2,8 \cdot 1,05 = 29,11 \text{ кН/м}.$$

Расчетная погонная нагрузка на второстепенную балку

$$q_{\text{вб}} = (q_{\text{норм}}^H \cdot \gamma_{f,\text{норм}} + q_{\text{сп}}^H \cdot \gamma_{f,\text{сп}}) \cdot a \cdot \psi = (2,8 \cdot 1,2 + 7,1 \cdot 1,2) \cdot 2,8 \cdot 1,05 = 34,93 \text{ кН/м}.$$

Конструктивная длина второстепенной балки

$$l_{\text{квб}} = L_2 + l_z = 7,4 + 0,25 = 7,65 \text{ м}.$$

Расчетная длина балки

$$l_{0\text{вб}} = L_2 + 0,5 \cdot l_z - \frac{b_{n,\text{вб}}}{4} = 7,4 + 0,5 \cdot 0,25 - \frac{0,4}{4} = 7,425 \text{ м}.$$

Максимальный изгибающий момент

$$M_{\text{max}} = \frac{q_{\text{вб}} \cdot l_{0\text{вб}}^2}{8} = \frac{34,93 \cdot 7,425^2}{8} = 240,71 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_x^{mp} = \frac{M_{\text{max}}}{c_x \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{24\,071}{1,07 \cdot 1 \cdot 23,5 \cdot 1} = 957,3 \text{ см}^3.$$

По ГОСТ 8239 – 89 принимаем двутавр №45:

$h = 450$  мм;  $b = 160$  мм;  $t = 14,2$  мм;  $s = 9,0$  мм;  $\rho_{\text{вб}} = 66,5$  кг/м (0,665 кН/м);  $W_x = 1231$  см<sup>3</sup>;  $I_x = 27\,696$  см<sup>4</sup>.

Расчетная погонная нагрузка с учетом собственного веса второстепенной балки

$$q_{вб}^* = (q_{норм} \cdot \gamma_{f,норм} + q_{сп} \cdot \gamma_{f,сп}) \cdot a + \rho_{вб} \cdot \gamma_{f,норм} = (2,8 \cdot 1,2 + 7,1 \cdot 1,2) \cdot 2,8 + 0,665 \cdot 1,05 = 34,0 \text{ кН/м.}$$

Максимальный изгибающий момент с учетом собственного веса второстепенной балки

$$M_{\max}^* = \frac{q_{вб}^* \cdot l_{0вб}^2}{8} = \frac{34,0 \cdot 7,425^2}{8} = 234,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Отношение площади полки двутавра к площади стенки  $\alpha_f = A_f/A_w = (14,2 \cdot 160)/(9,0 \cdot 421,6) = 0,6$ , соответственно  $c_x = 1,11$ .

Проверка прочности среднего сечения по нормальным напряжениям

$$\frac{M_{\max}^*}{c_x \cdot \beta \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{23430}{1,11 \cdot 1 \cdot 1231 \cdot 23,5 \cdot 1} = 0,73 \leq 1.$$

Прочность обеспечена. Запас прочности составляет 27%.

Уточненное значение нормативной погонной распределённой нагрузки

$$q_{вб}^{н*} = (q_{норм}^н + q_{сп}^н) \cdot a + \rho_{вб} = (2,8 + 7,1) \cdot 2,8 + 0,665 = 28,39 \text{ кН/м} = 0,2839 \text{ кН/см}.$$

$$\text{Прогиб } f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{вб}^{н*} \cdot l_{0вб}^4}{E \cdot J_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,2839 \cdot 742,5^4}{20\,600 \cdot 27\,696} = 1,97 \text{ см}.$$

Проверка жесткости второстепенной балки:

$$\frac{f}{l_{0вб}} = \frac{1,97}{742,5} = 0,0026 \leq \left[ \frac{f}{l_{0вб}} \right] = \frac{1}{250} = 0,004.$$

Жесткость обеспечена.

### **Контрольные вопросы**

1. Какова конструктивная схема второстепенной балки?
2. Что такое расчетная длина (или расчетный пролет)? Как определяется расчетный пролет для второстепенной балки?
3. Какие нагрузки действуют на второстепенную балку?
4. Чем расчетные нагрузки отличаются от нормативных?
5. Какие усилия возникают в балке от нагрузки?
6. Что подразумевается под предельным состоянием?
7. Какие известны расчетные группы предельных состояний?
8. Из какого условия производится подбор сечения второстепенной балки?
9. По каким критериям второстепенная балка назначается по сортаменту (ГОСТу)?
10. Какое условие жесткости должно выполняться для второстепенной балки?

## 2. РАСЧЕТ ГЛАВНОЙ БАЛКИ ПЕРЕКРЫТИЯ

Главная балка перекрытия является разрезной, симметричного сварного двутаврового сечения и загружена статической нагрузкой, приложенной в плоскости стенки балки. Исходными данными для расчета является статический расчет балки (эпюра моментов, эпюра поперечной силы, опорные реакции).

Расчет сварных балок производят на прочность по нормальным напряжениям при действии момента, по касательным напряжениям при действии поперечной силы, приведенным напряжениям при совместном действии момента и поперечной силы, а также на общую устойчивость балки и местную устойчивость элементов балки. Для экономии материала в составных балках изменяют сечения по длине в соответствии с эпюрой изгибающих моментов. Упруго-пластическая работа материала в таких балках недопустима вследствие возможности одновременного образования нескольких шарниров пластичности в одном пролете (в местах наибольшего изгибающего момента и изменения сечения). Расчет главной балки производится как для конструкции 1-го класса (упругое состояние сечения) [1, пп. 4.2.7].

### 2.1. Исходные данные для расчета главной балки

#### 2.1.1. Расчетная длина главной балки

Конструктивная и расчетная схемы главной балки приведены на рис. 6. Одним концом главная балка заделана в кирпичную стену, а другим – примыкает к полке колонны. Расчетная схема главной балки – шарнирно опертая однопролетная балка.

Конструктивная длина главной балки, м,

$$l_{кзб} = L_1 + L_z - \frac{h_k}{2}. \quad (17)$$

Расчетная длина главной балки, м, определяется как расстояние от середины площадки опирания на кирпичную стену до грани колонны:

$$l_{0зб} = L_1 + \frac{L_z}{2} - \frac{h_k}{2}, \quad (18)$$

где  $L_z$  – глубина заделки главной балки в кирпичную стену,  $L_z = 0,4$  м;  $h_k$  – высота поперечного сечения колонны. Для предварительных расчетов рекомендуется принять  $h_k = 0,4$  м.



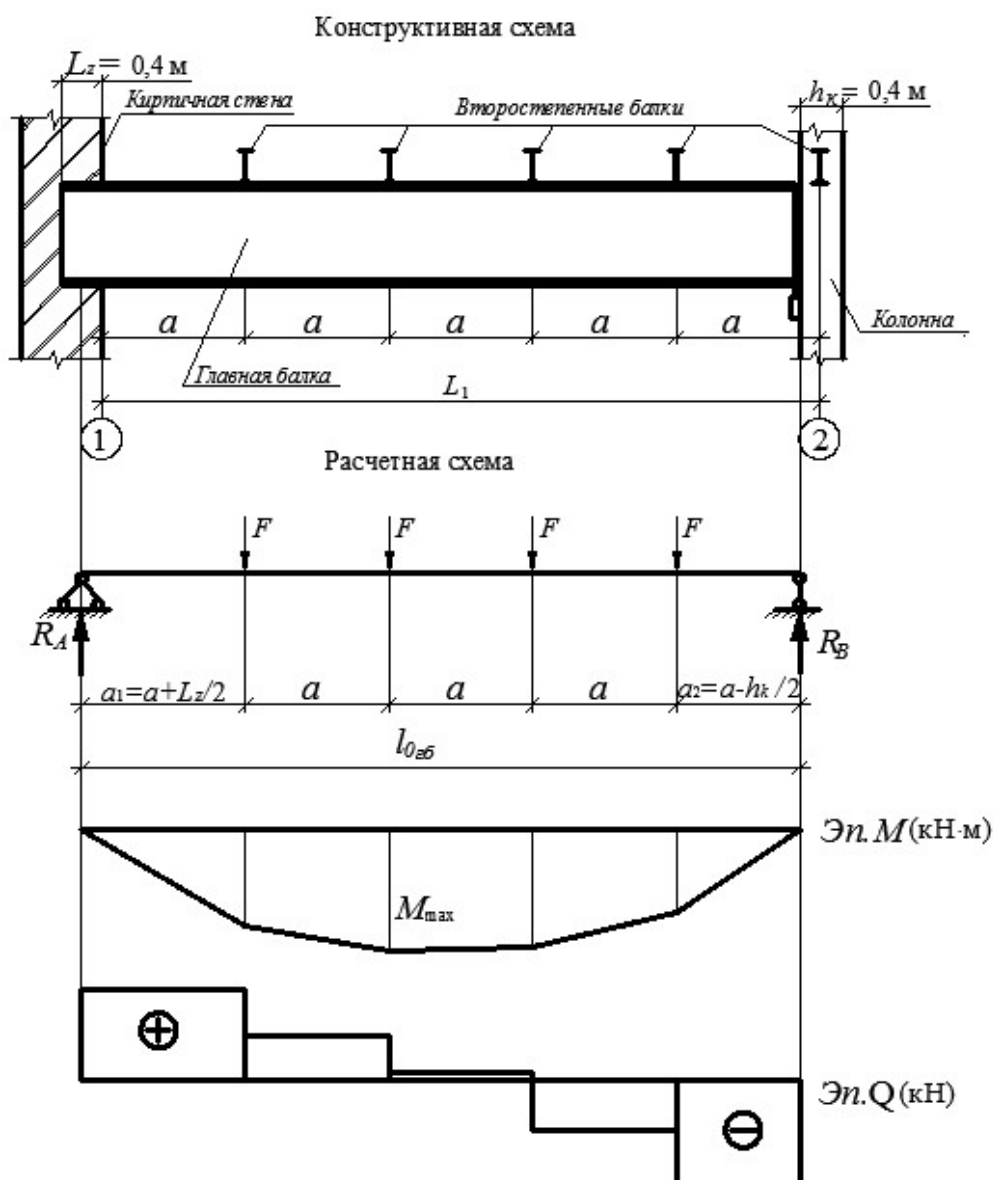


Рис. 6. Конструктивная и расчетная схемы главной балки

Расстояние от левой опоры до первой второстепенной балки в соответствии с конструктивной схемой (см. рис. 6):  $a_1 = a + L_z/2$ , м.

Расстояние от правой опоры до ближайшей от нее второстепенной балки:  $a_2 = a + h_k/2$ , м.

### 2.1.2. Нагрузки, действующие на главную балку

Второстепенные балки передают нагрузку от вышележащих конструкций (их собственный вес и временную нагрузку) на главную балку в местах их сопряжения. Схема для определения грузовой площади на один узел главной балки приведена на рис. 7.

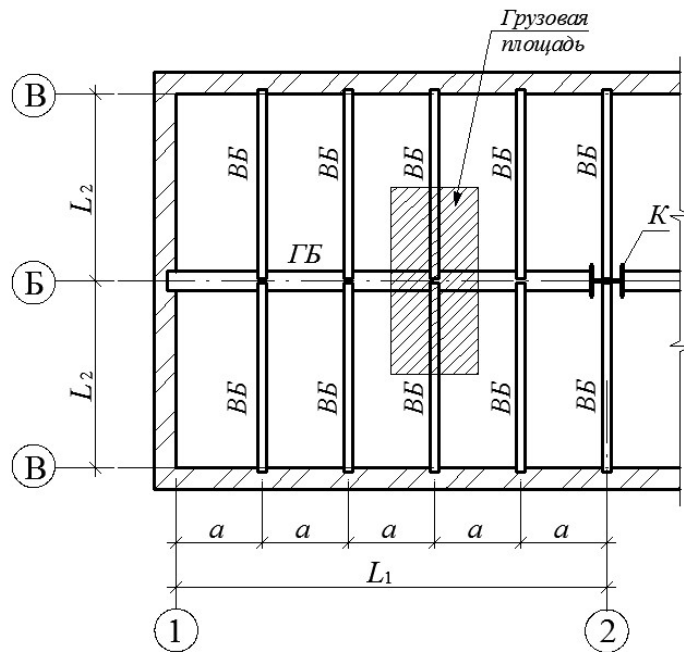


Рис. 7. Схема для определения грузовой площади на один узел главной балки

Сосредоточенная нагрузка  $F$ , кН, в узлах расчетной схемы определяется по формуле (собственный вес главной балки на предварительном этапе рекомендуется принять 1 кН/м):

$$F = A_{гр} \cdot (q_{пост}^н \cdot \gamma_{f,пост} + q_{вр}^н \cdot \gamma_{f,вр}) + l_{квб} \cdot \rho_{вб} \cdot \gamma_{f,пост} + a \cdot 1(\text{кН/м}) \cdot \gamma_{f,пост}, \quad (19)$$

где  $A_{гр}$  – грузовая площадь,  $\text{м}^2$ ,  $A_{гр} = L_2 \cdot a$ .

### 2.1.3. Статический расчет главной балки

Для выполнения статического расчета главной балки можно воспользоваться одним из двух способов: определить усилия и построить эпюры внутренних силовых факторов в ПК «ЛИРА САПР» или воспользоваться методами строительной механики.

Если статический расчёт главной балки выполняется в ПК «ЛИРА», необходимо полученные результаты расчетов поместить в пояснительную записку в указанном ниже порядке.

Визуализация результатов статического расчета в ПК «ЛИРА»:

1. Схема нумерации элементов.
2. Схема нумерации узлов.
3. Схема типов жесткостей.
4. Схема загрузки балки с подписями значений сил.

5. Эпюры (на схеме нумерации элементов) с подписями ординат.
6. Таблица «Усилия (стержни)».

**Пример расчета.** Требуется выполнить статический расчет главной балки методом строительной механики.

Исходные данные:

Конструктивная длина главной балки

$$l_{квб} = L_1 + L_2 - \frac{h_{\kappa}}{2} = 14,0 + 0,4 - \frac{0,4}{2} = 14,2 \text{ м.}$$

Расчетная длина главной балки

$$l_{0зб} = L_1 + \frac{L_2}{2} - \frac{h_{\kappa}}{2} = 14,0 + \frac{0,4}{2} + \frac{0,4}{2} = 14,0 \text{ м.}$$

Расстояние от левой опоры до первой второстепенной балки  $a_1 = a + L_2/2 = 2,8 + 0,4/2 = 3,0 \text{ м.}$

Расстояние от правой опоры до ближайшей от нее второстепенной балки  $a_2 = a + h_{\kappa}/2 = 2,8 + 0,4/2 = 2,6 \text{ м.}$

Грузовая площадь  $A_{cp} = L_2 \cdot a = 7,4 \cdot 2,8 = 20,72 \text{ м}^2$ .

Решение:

Сосредоточенная сила  $F$ , приложенная в местах опирания второстепенных балок с шагом  $a = 2,8 \text{ м}$  (вес главной балки ориентировочно равен  $1 \text{ кН/м}$ ):

$$\begin{aligned} F &= A_{cp} \cdot (q_{норм}^H \cdot \gamma_{f,норм} + q_{вр}^H \cdot \gamma_{f,вр}) + l_{квб} \rho_{вб} \cdot \gamma_{f,норм} + a \cdot 1 \cdot \gamma_{f,норм} = \\ &= 20,72 \cdot (2,8 \cdot 1,2 + 7,1 \cdot 1,2) + 7,65 \cdot 0,665 \cdot 1,05 + 2,8 \cdot 1 \cdot 1,05 = 255 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Реакции опор:

$$R_B = \frac{255 \cdot 3,0 + 255 \cdot (3,0 + 2,8) + 255 \cdot (3,0 + 2 \cdot 2,8) + 255 \cdot (3,0 + 3 \cdot 2,8)}{14,0} = 524,6 \text{ кН;}$$

$$R_A = \frac{255 \cdot 2,6 + 255 \cdot (2,6 + 2,8) + 255 \cdot (2,6 + 2 \cdot 2,8) + 255 \cdot (2,6 + 3 \cdot 2,8)}{14,0} = 495,4 \text{ кН.}$$

Расчетные изгибающие моменты и поперечные силы:

Сечение I-I

$$0 \leq x \leq a_1; \quad M_{1-1} = R_A \cdot x / a_1;$$

$$M_0 = 0;$$

$$M_{a_1} = 495,4 \cdot 3,0 = 1486 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$Q_{1-1} = R_A = 495,4 \text{ кН.}$$

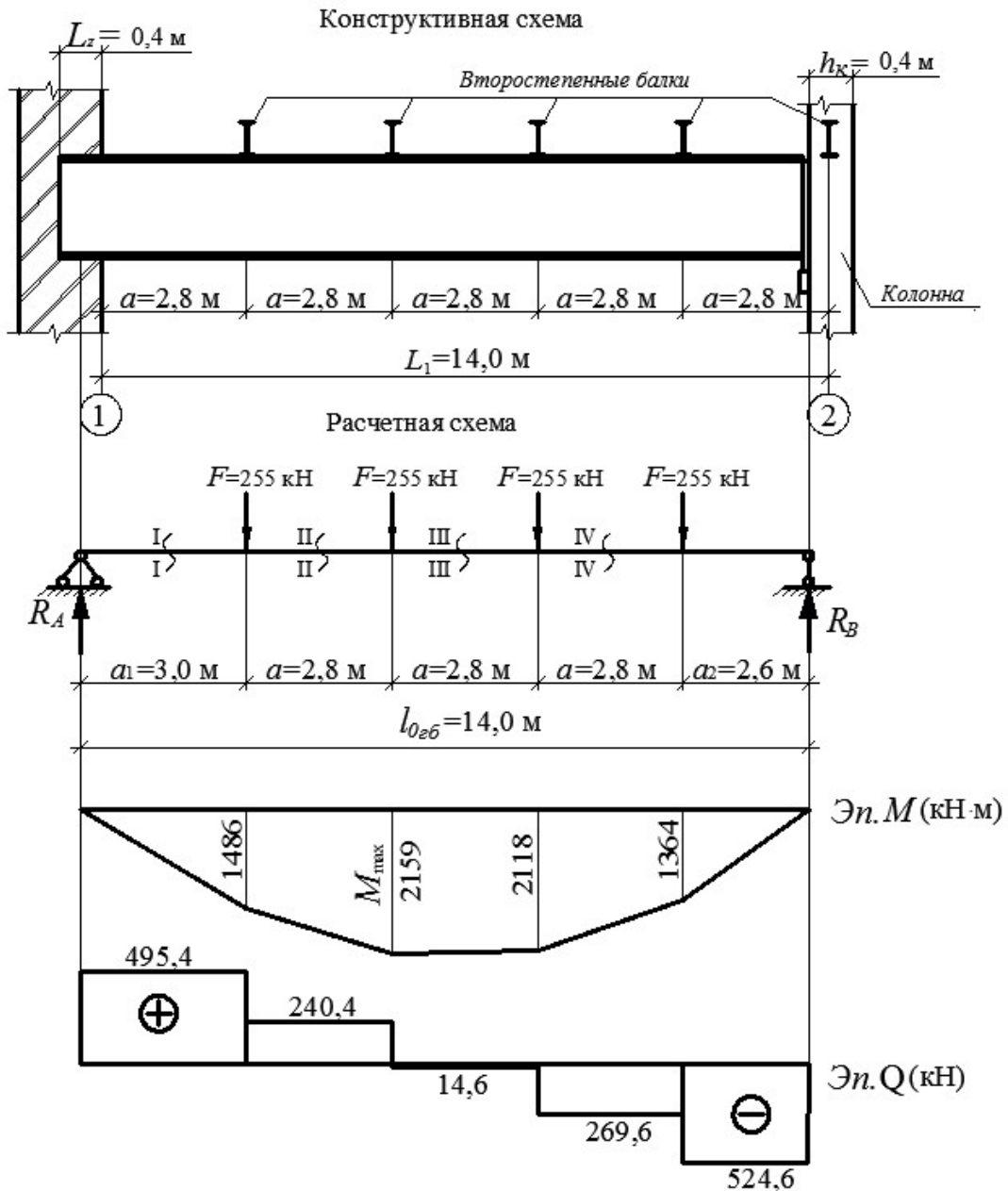
Сечение II-II

$$0 \leq x \leq a; \quad M_{2-2} = R_A (a_1 + x) - Fx / a;$$

$$M_0 = 1486 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$M_a = 495,4 \cdot (3,0 + 2,8) - 255 \cdot 2,8 = 2159 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$Q_{2-2} = R_A - F = 495,4 - 255 = 240,4 \text{ кН.}$$



Сечение III-III

$$0 \leq x \leq a; \quad M_{3-3} = R_A(a_1 + a + x) - F(a + x) - Fx / a^0;$$

$$M_0 = 2159 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_a = 495,4 \cdot (3,0 + 2,8 + 2,8) - 255 \cdot (2,8 + 2,8) - 255 \cdot 2,8 = 2118 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{3-3} = R_A - 2F = 495,4 - 2 \cdot 255 = -14,6 \text{ кН}.$$

Сечение IV-IV

$$0 \leq x \leq a; \quad M_{4-4} = R_A(a_1 + a + a + x) - F(a + a + a) - F(a + a) - Fx / a^0;$$

$$M_0 = 2118 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_a = 495,4 \cdot (3,0 + 2,8 + 2,8 + 2,8) - 255 \cdot (2,8 + 2,8 + 2,8) - 255 \cdot (2,8 + 2,8) - 255 \cdot 2,8 = 1364 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{4-4} = R_A - 3F = 495,4 - 3 \cdot 255 = -269,6 \text{ кН}.$$

Проверка:

$$\sum M_A = 255 \cdot 3,0 + 255 \cdot (3,0 + 2,8) + 255 \cdot (3,0 + 2 \cdot 2,8) + 255 \cdot (3,0 + 3 \cdot 2,8) - 524,6 \cdot 14 = 0;$$

$$\sum M_B = 255 \cdot 2,6 + 255 \cdot (2,6 + 3,0) + 255 \cdot (2,6 + 2 \cdot 3,0) + 255 \cdot (2,6 + 3 \cdot 3,0) - 495,4 \cdot 14 = 0;$$

$$\sum Y = 4F_1 - R_A - R_B = 4 \cdot 255 - 495,4 - 524,6 = 0.$$

## 2.2. Определение геометрических размеров и характеристик главной балки

Поперечное сечение главной балки – двутавровое составное сварное, симметричное относительно осей  $x$  и  $y$ . Сечение состоит из трех листов: вертикального – стенки и двух горизонтальных – полок, которые сваривают на заводе автоматической сваркой. Расчетное поперечное сечение главной балки приведено на рис. 9.

Задача компоновки сечения составных балок вариантна, и от ее правильного решения во многом зависит экономичность и технологичность балок. Начинать компоновку сечения надо с определения высоты балки, от которой зависят все остальные параметры.

### *Определение высоты стенки*

1. Наименьшее рекомендуемое значение высоты стенки, см, при котором будут одновременно использованы предельные несущие способности балки по условиям прочности и прогиба, определяется по формуле

$$h_w^{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot l_{0z\delta}}{E \cdot \gamma_{fcp} \cdot [f/l_{0z\delta}]}, \quad (20)$$

где  $R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести,  $\text{кН/см}^2$  [1, табл. П.В.3];  $l_{0z\delta}$  – расчетный пролет главной балки, см;  $\gamma_{fcp}$  – среднее значение коэффициента надежности по нагрузке,  $\gamma_{fcp} \approx 1,15$ ;  $[f/l_{0z\delta}] = 1/400$  – величина предельно допустимого относительного прогиба главной балки [2, табл. П.Е.1, п. 1].

2. Наибольшее (оптимальное) рекомендуемое значение высоты стенки балки, см, определяется из условия минимального расхода стали:

$$h_w^{\text{opt}} = k \sqrt{W_{z\delta}^{\text{mp}} / t_w}, \quad (21)$$

где  $k = 1,15 \dots 1,2$  – конструктивный коэффициент для сварной балки;

$W_{z\delta}^{\text{mp}} = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c}$  – требуемый момент сопротивления,  $\text{см}^3$ ;  $t_w$  – толщина

стенки, рассчитанная по эмпирической формуле (22) и принятая по ГОСТ, см.

3. Высота балки принимается близкой к  $h_w^{onm}$ , определенной из экономических соображений, и не меньше  $h_w^{\min}$ , установленной из условия допустимого прогиба балки

$$h_w^{\min} \leq h_w \approx h_w^{onm}.$$

#### *Определение толщины стенки*

1. Рациональное значение толщины стенки для балок высотой 1 ... 2 м определяется по эмпирической формуле:

$$t_w = 7 + 3h_w^{\min}, \text{ мм}, \quad (22)$$

где  $h_w^{\min}$  – минимальная высота стенки, м.

2. По конструктивным требованиям толщина стенки принимается в пределах:  $t_w = 8 \dots 16$  мм.

Размеры высоты  $h_w$  и толщины  $t_w$  стенки назначаются в соответствии с ГОСТ 19903–74\* на листовую сталь (прил. 3).

#### *Определение размеров полок балки*

Толщина полок  $t_f$  принимается из условия развития усадочных растягивающих напряжений в сварных швах в пределах:  $t_w \leq t_f \leq 3t_w$  и не более 30 мм.

Ширина полок  $b_f$  принимается по следующим конструктивным требованиям:

- из условия закрепления второстепенных балок  $b_f \geq 180$  мм;
- из условия обеспечения общей устойчивости балки

$$b_f = (1/3 \dots 1/5)h_w; \quad (23)$$

– из условия обеспечения местной устойчивости сжатого пояса балки ширина полки не должна превышать

$$b_f^{\max} = t_f \sqrt{E/R_y}; \quad (24)$$

– из условия равномерного распределения напряжений по ширине растянутой полки  $b_f < 30t_f$ .

Размеры ширины  $b_f$  и толщины  $t_f$  полок назначаются в соответствии с ГОСТ 82–70\* на листовую сталь.

Необходимо начертить сечение балки и указать принятые размеры в сантиметрах.

Для принятого поперечного сечения главной балки (см. рис. 9) определяются геометрические характеристики относительно оси  $x$ .

Момент инерции поперечного сечения главной балки относительно оси  $x$  находится по формуле, см<sup>4</sup>,

$$I_x = I_w + 2 \cdot (I_{of} + I_f),$$

где  $I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}$  – момент инерции стенки;  $I_f = b_f \cdot t_f \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2$  – момент

инерции полки;  $I_{of} = \frac{b_f \cdot t_f^3}{12}$  – собственный момент инерции полки

является величиной незначительной по сравнению с общим моментом инерции балки, поэтому его величиной можно пренебречь.

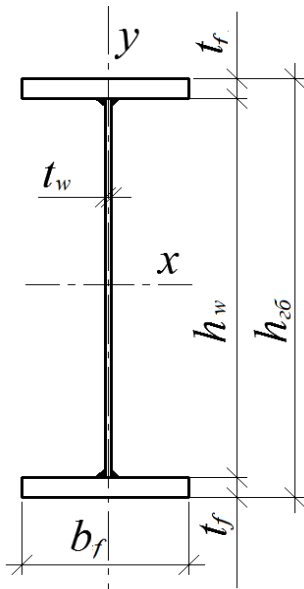


Рис. 9. Поперечное сечение главной балки

Общий момент инерции балки можно записать,

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2. \quad (25)$$

Момент сопротивления поперечного сечения главной балки относительно оси  $x$ , см<sup>3</sup>,

$$W_x = \frac{I_x}{y_{цм}}, \quad (26)$$

где  $y_{цм}$  – положение центра тяжести сечения главной балки относительно оси  $x$ , см:

$$y_{цм} = \frac{h_w + 2t_f}{2}. \quad (27)$$

### 2.3. Проверка прочности принятого сечения главной балки по нормальным напряжениям

Исходя из условия (7) проверка прочности принятого поперечного сечения главной балки по нормальным напряжениям выполняется по формуле [1, пп. 8.2.1]:

$$\frac{M_{\max}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (28)$$

Сечение подобрано удовлетворительно, если резерв надежности (недонапряжение) не превышает 5%. В противном случае необходимо изменить размеры сечения, а именно размеры полок, и повторить проверку.

**Пример расчета.** Требуется выполнить подбор сечения главной балки и произвести проверку прочности по нормальным напряжениям.

Решение:

Назначение размеров стенки.

Минимальная высота стенки

$$h_w^{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot l_{0z\delta}}{E \cdot \gamma_{fcp} \cdot [f/l_{0z\delta}]} = \frac{5}{24} \cdot \frac{23,5 \cdot 1400}{20\,600 \cdot 1,15 \cdot [1/400]} = 116 \text{ см.}$$

$$\text{Толщина стенки } t_w = 7 + 3h_w^{\min} = 7 + 3 \cdot 1,16 = 10,48 \text{ мм.}$$

Принимаем толщину стенки  $t_w = 11$  мм по ГОСТ 19903–74\*.

Максимальная высота стенки

$$h_w^{\text{onm}} = \kappa \sqrt{W_{z\delta}^{mp} / t_w} = 1,2 \sqrt{9187,23 / 1,1} = 110 \text{ см,}$$

при требуемом моменте сопротивления  $W_{z\delta}^{mp} = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c} = \frac{215900}{23,5 \cdot 1} = 9187,23 \text{ см}^3$ .

Принимаем высоту стенки  $h_w = 1250$  мм по ГОСТ 19903–74\*.

Назначение размеров полки.

Толщину полки принимаем  $t_f = 18$  мм по ГОСТ 82–70\*.

Ширина полки:

– из условия обеспечения общей устойчивости балки

$$b_f = (1/3 \dots 1/5)h_w = 1250/4 = 320 \text{ мм} < 30t_f = 30 \cdot 18 = 540 \text{ мм;}$$

– из условия обеспечения местной устойчивости сжатого пояса балки

$$b_f^{\max} = t_f \sqrt{E/R_y} = 18 \sqrt{20\,600/23,5} = 533 \text{ мм.}$$

Ширину полки принимаем  $b_f = 320$  мм по ГОСТ 82–70\*.

Момент инерции главной балки относительно оси  $x$

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = \frac{1,1 \cdot 125^3}{12} + 2 \cdot 32 \cdot 1,8 \cdot \left( \frac{125 + 1,8}{2} \right)^2 = 642\,090 \text{ см}^4.$$

Положение центра тяжести сечения главной балки относительно оси  $x$

$$y_{um} = \frac{h_w + 2t_f}{2} = \frac{125 + 2 \cdot 1,8}{2} = 64,3 \text{ см.}$$

Момент сопротивления главной балки относительно оси  $x$

$$W_x = \frac{I_x}{y_{um}} = \frac{642\,090}{64,3} = 9986 \text{ см}^3.$$



Проверка прочности принятого поперечного сечения главной балки по нормальным напряжениям:

$$\frac{M_{\max}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{215\,900}{9986 \cdot 23,5 \cdot 1} = 0,92 \leq 1.$$

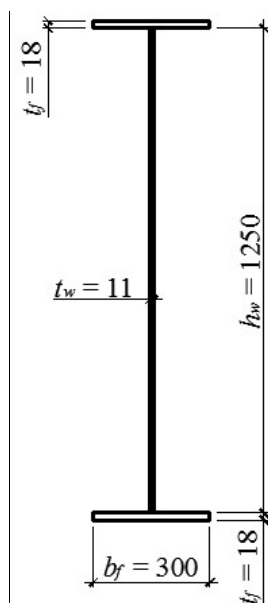
Прочность обеспечена. Недонапряжение составляет 8%, что больше 5%.

Принимаем ширину полки  $b_f = 30$  см и производим перерасчет.

Момент инерции главной балки относительно оси  $x$

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

$$= \frac{1,1 \cdot 125^3}{12} + 2 \cdot 30 \cdot 1,8 \cdot \left( \frac{125 + 1,8}{2} \right)^2 = 613\,149 \text{ см}^4.$$



Момент сопротивления главной балки относительно оси  $x$

$$W_x = \frac{I_x}{y_{\text{цт}}} = \frac{613\,149}{64,3} = 9536 \text{ см}^3.$$

Проверка прочности принятого поперечного сечения главной балки по нормальным напряжениям

$$\frac{M_{\max}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{215\,900}{9536 \cdot 23,5 \cdot 1} = 0,96 \leq 1.$$

Прочность обеспечена. Недонапряжение составляет 4%.

## 2.4. Конструирование балки переменного сечения. Построение эпюры материалов

Сечение составной балки, подобранное по максимальному изгибающему моменту, можно уменьшить в местах снижения моментов (в разрезных балках – у опор). Экономически целесообразно изменение сечения для балок пролетом 10 м и более.

Изменить сечение балки можно, уменьшив ее высоту или сечение поясов (полки). Изменение сечения уменьшением высоты стенки балки более сложно, может потребовать увеличения толщины стенки для восприятия касательных напряжений, а потому применяется очень редко.

Сечение балки можно изменить уменьшением ширины или толщины полки.

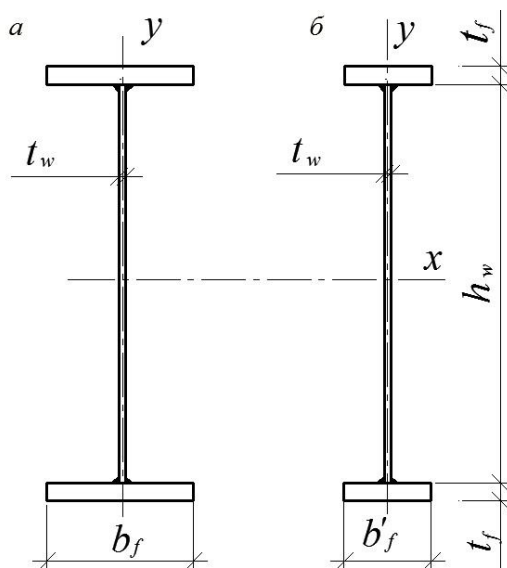


Рис. 10. Поперечное сечение балки:  
*a* – до изменения; *б* – после изменения

Ширина полок уменьшенного сечения принимается  $b'_f \approx (0,5 \dots 0,6) \cdot b_f$  и в соответствии с ГОСТ 82–70\* или ГОСТ 103–2006 на листовую сталь, но не менее 180 мм.

Строится эпюра материалов (рис. 11) для определения мест перехода от полной ширины полки к уменьшенной.

Для этого определяется несущая способность полного и уменьшенного сечений:

– несущая способность полного сечения  $M_1 = W_x R_y \gamma_c$ , кН·см;

– несущая способность уменьшенного сечения  $M_2 = W'_x R_y \gamma_c$ , кН·см,

где  $W_x$  – момент сопротивления полного сечения балки, определенно-го по формуле (26);  $W'_x$  – момент сопротивления уменьшенного сечения, см<sup>3</sup>,

$$W'_x = I'_x / y_{\text{цм}}, \quad (29)$$

здесь  $I'_x$  – момент инерции уменьшенного сечения балки, см<sup>4</sup>,

$$I'_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b'_f \cdot t_f \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2. \quad (30)$$

Значения  $M_1$  и  $M_2$  наносятся на эпюру моментов в масштабе (см. рис. 11).

В сварных балках распространено изменение ширины полки, высота балки при этом сохраняется постоянной; менее удобно изменять толщину полки, так как балка оказывается неодинаковой по высоте, при этом усложняется заказ стали.

В данной работе в целях экономии стали выполняется изменение сечения балки по длине путем уменьшения ширины полок на опорных участках (рис. 10), где изгибающие моменты невелики.

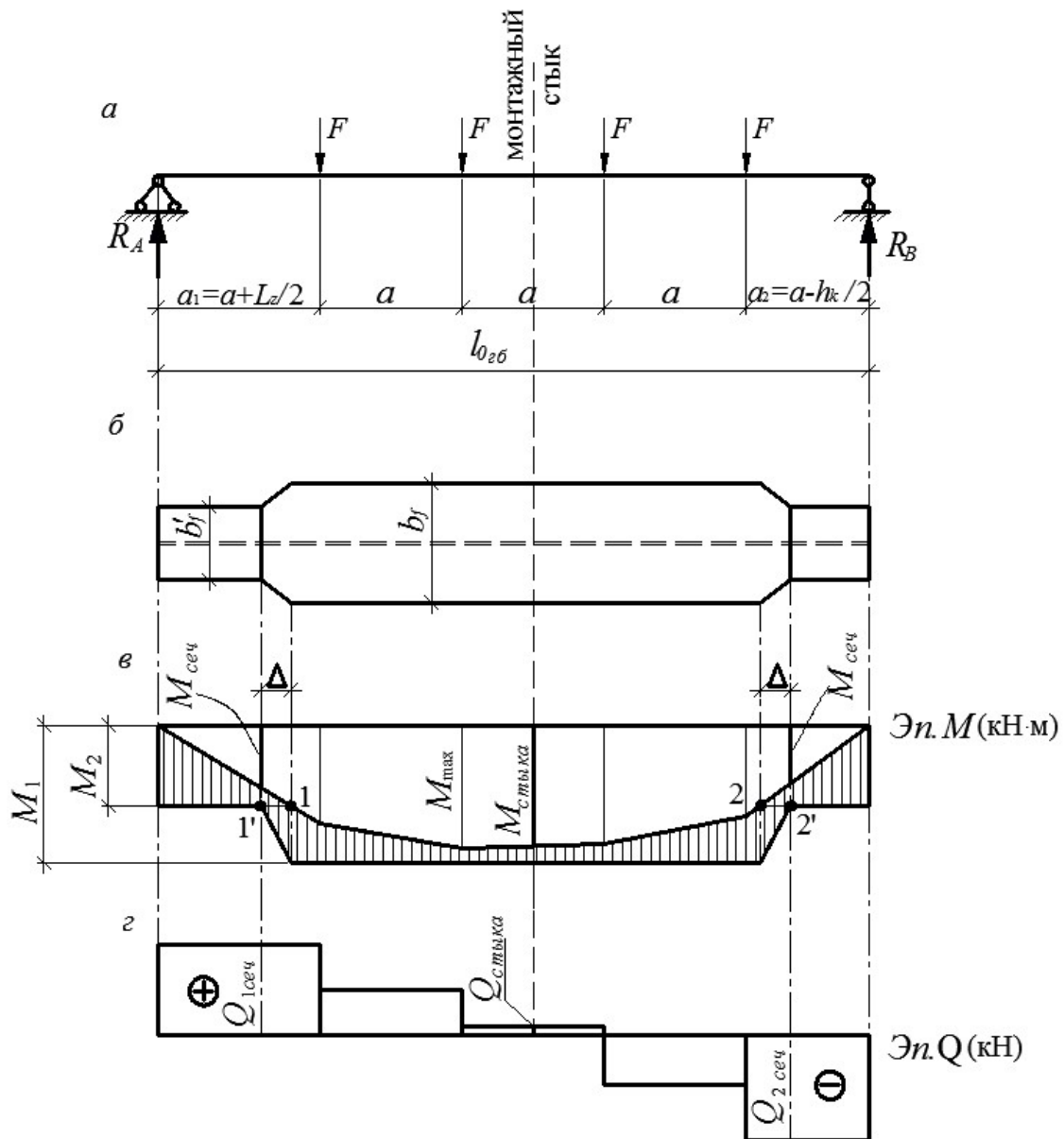


Рис. 11. Построение эпюры материалов: а – расчетная схема;  
 б – план балки; в – эпюры моментов и материалов;  
 г – эпюра поперечных сил

Точки 1 и 2 являются точками пересечения эпюры  $M$  с  $M_2$  – это места теоретического изменения ширины полки.

С целью уменьшения концентрации напряжений переход от широкой полки к узкой выполняется с уклоном 1 : 5.

Величина перехода определяется по формуле, см,

$$\Delta \geq \frac{5 \cdot (b_f - b'_f)}{2}.$$

При наложении  $\Delta$  на рис. 11, в определяется положение точек 1' и 2'.

Строится эпюра материалов по рис. 11, в.

Сварные швы стыка полок балки в месте изменения сечения не должны попадать под место опирания второстепенной балки.

## 2.5. Проверка прочности уменьшенного сечения балки по касательным и приведенным напряжениям

Для выполнения данных проверок прочности определяются геометрические характеристики уменьшенного сечения балки относительно оси  $x$ :

1. Момент инерции сечения с уменьшенной полкой  $I'_x$ , определенный по формуле (30),  $\text{см}^4$ .

2. Статический момент полусечения с уменьшенной полкой,  $\text{см}^3$ ,

$$S'_{xnc} = \frac{t_w \cdot h_w^2}{8} + b'_f t_f \frac{h_w + t_f}{2}. \quad (31)$$

3. Статический момент полки уменьшенного сечения,  $\text{см}^3$ ,

$$S'_{xполки} = b'_f t_f \frac{h_w + t_f}{2}. \quad (32)$$

### 2.5.1. Проверка прочности по касательным напряжениям

Расчетное сечение главной балки (рис. 12) принимается в опорной зоне, в месте действия максимальной поперечной силы  $Q_{\max}$ .

Максимальные касательные напряжения, возникающие на нейтральной оси балки, не должны превышать расчетного сопротивления стали сдвигу

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} S'_{xnc}}{I'_x t_w} \leq R_s \gamma_c. \quad (33)$$

Проверка прочности главной балки по касательным напряжениям при действии максимальной поперечной силы в опорном сечении выполняется по формуле [1, пп. 8.2.1]:

$$\frac{Q_{\max} S'_{xnc}}{I'_x t_w R_s \gamma_c} \leq 1, \quad (34)$$

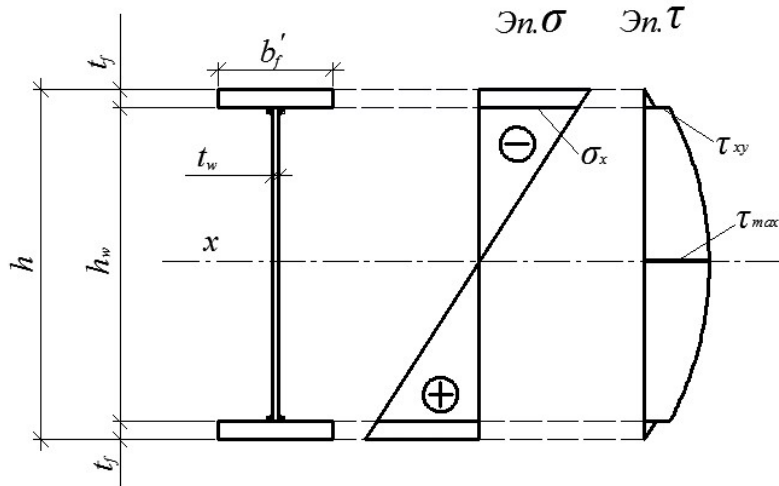


Рис. 12. Схема поперечного сечения балки и эпюры напряжений

где  $R_s$  – расчетное сопротивление стали сдвигу [1, п.1, табл.2],  $\text{кН/см}^2$ :

$$R_s = 0,58R_{yn} / \gamma_m,$$

здесь  $R_{yn}$  – нормативное сопротивление стали проката [1, табл. П.В.5],  $\text{кН/см}^2$ ;  $\gamma_m$  – коэффициент надежности по материалу [1, табл. 3].

### 2.5.2. Проверка прочности по приведенным напряжениям

Проверка прочности по *приведенным* напряжениям проводится для наиболее опасных сечений, определяемых положением точек  $I'$  и  $2'$ , т. е. уменьшенном сечении с наибольшим значением изгибающего момента  $M_{сеч}$ ,  $\text{кН}\cdot\text{см}$ , и соответствующей поперечной силе  $Q_{сеч}$ ,  $\text{кН}$  (см. рис. 11, в и з), на уровне поясных сварных угловых швов. Проверка выполняется по формуле [1, пп. 8.2.1]:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1, \quad (35)$$

где  $\sigma_x = \frac{M_{сеч} h_w}{2J'_x}$  и  $\tau_{xy} = \frac{Q_{сеч} S'_{x \text{ полки}}}{J'_x t_w}$  – нормальные и касательные напряжения,  $\text{кН/см}^2$ , в стенке балки на уровне поясных швов (см. рис. 12), при этом  $\tau_{xy} / R_s \gamma_c \leq 1$ .

Если сечение полки не изменяется, то проверку прочности по касательным и приведенным напряжениям производят в опорной зоне с максимальной поперечной силой и средним изгибающим моментом в соответствующей зоне.

**Пример расчета.** Требуется выполнить изменение сечения балки по длине путем уменьшения ширины полок на приопорных участках главной балки и произвести проверку прочности по касательным и приведенным напряжениям.

Решение:

Ширина полок уменьшенного сечения принимается

$$b'_f = 0,6b_f = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ см}.$$

Момент инерции сечения с уменьшенной полкой,  $\text{см}^4$ ,

$$I'_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b'_f \cdot t_f \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = \frac{1,1 \cdot 125^3}{12} + 2 \cdot 18 \cdot 1,8 \cdot \left( \frac{125 + 1,8}{2} \right)^2 = 439\,504 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления уменьшенного сечения

$$W'_x = I'_x / y_{um} = 439\,504 / 64,3 = 6835 \text{ см}^3.$$

Несущая способность полного сечения

$$M_1 = W_x R_y \gamma_c = 9536 \cdot 23,5 \cdot 1 = 224\,100 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Несущая способность уменьшенного сечения

$$M_2 = W'_x R_y \gamma_c = 6814 \cdot 23,5 \cdot 1 = 160\,620 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Величина перехода от полной ширины полки к уменьшенной

$$\Delta = \frac{5 \cdot (b_f - b'_f)}{2} = \frac{5 \cdot (30 - 18)}{2} = 30 \text{ см}.$$

Определение геометрических характеристик уменьшенного сечения балки относительно оси  $x$ :

1. Момент инерции сечения с уменьшенной полкой

$$I'_x = 439\,504 \text{ см}^4.$$

2. Статический момент полусечения с уменьшенной полкой

$$S'_{xnc} = \frac{t_w \cdot h_w^2}{8} + b'_f t_f \frac{h_w + t_f}{2} = \frac{1,1 \cdot 125^2}{8} + 18 \cdot 1,8 \frac{125 + 1,8}{2} = 4203 \text{ см}^3.$$

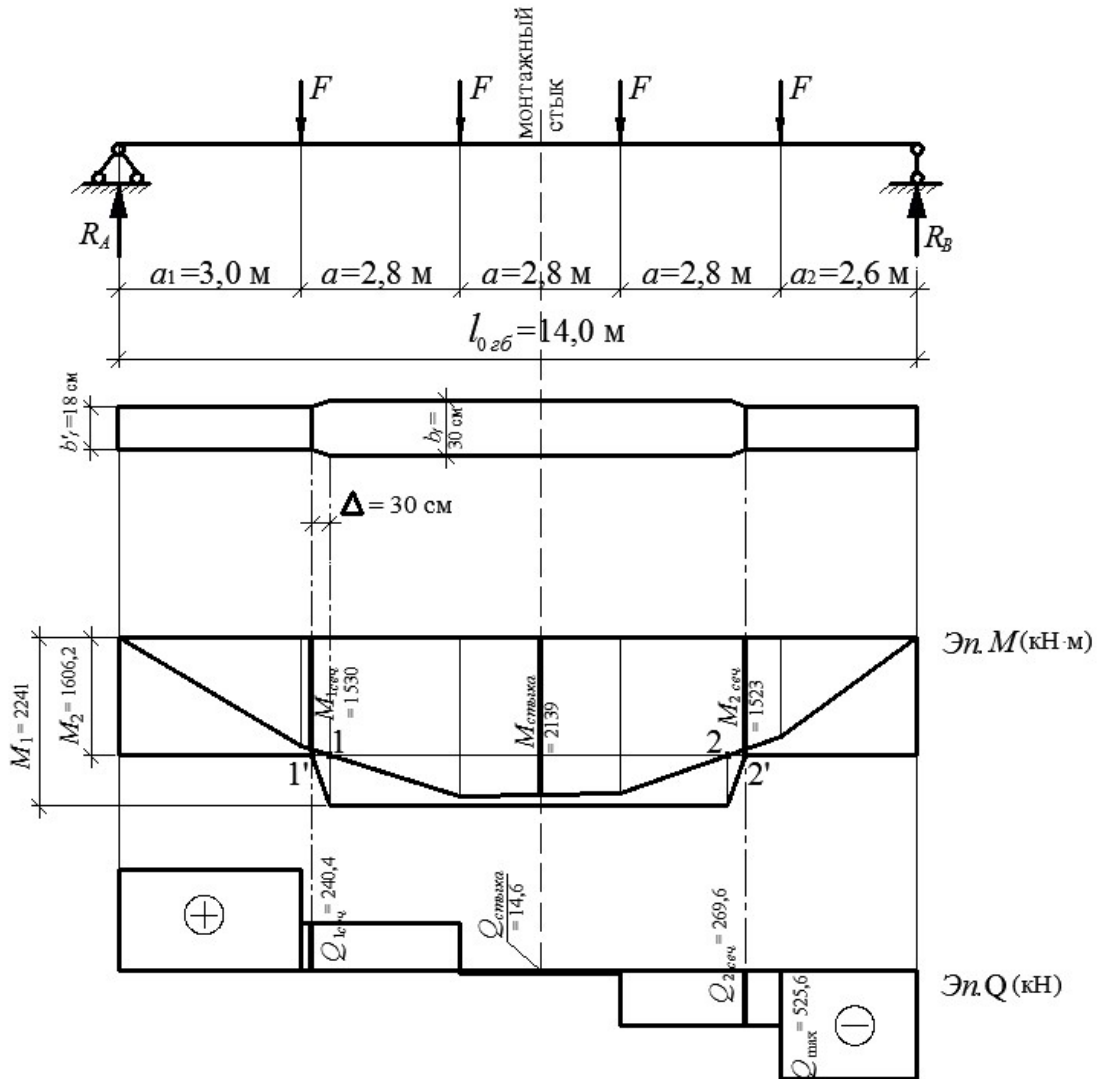
3. Статический момент полки уменьшенного сечения,  $\text{см}^3$ ,

$$S'_{xполки} = b'_f t_f \frac{h_w + t_f}{2} = 18 \cdot 1,8 \frac{125 + 1,8}{2} = 2054 \text{ см}^3.$$

Проверка прочности главной балки по *касательным* напряжениям при действии максимальной поперечной силы в опорном сечении

$$\frac{Q_{\max} S'_{xnc}}{I'_x t_w R_s \gamma_c} = \frac{524,6 \cdot 4203}{439\,504 \cdot 1,1 \cdot 13,86 \cdot 1} = 0,33 \leq 1.$$

$R_s = 0,58 R_{ym} / \gamma_m = 0,58 \cdot 24,5 / 1,025 = 13,86 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление стали сдвигу. Прочность по касательным напряжениям обеспечена.



Проверка прочности по *приведенным* напряжениям выполняется для наиболее опасного сечения в точке  $1'$ , т. е. уменьшенном сечении с наибольшим значением изгибающего момента  $M_{сеч} = 153\,000$  кН·см и соответствующей поперечной силе  $Q_{сеч} = 240,4$  кН, на уровне поясных сварных угловых швов.

Нормальные напряжения в стенке балки на уровне поясных швов:

$$\sigma_x = \frac{M_{сеч} h_w}{2J'_x} = \frac{153\,000 \cdot 125}{2 \cdot 439\,504} = 21,8 \text{ кН/см}^2.$$

Касательные напряжения в стенке балки на уровне поясных швов:

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{сеч} S'_{x\text{полки}}}{J'_x t_w} = \frac{240,4 \cdot 2054}{439\,504 \cdot 1,1} = 1,02 \text{ кН/см}^2.$$

$$\tau_{xy} / R_s \gamma_c = 1,02 / (13,53 \cdot 1) = 0,08 < 1.$$

Проверка прочности по *приведенным* напряжениям:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \frac{0,87}{23,5 \cdot 1} \cdot \sqrt{21,8^2 + 3 \cdot 1,02^2} = 0,8 \leq 1.$$

Прочность по *приведенным* напряжениям обеспечена.

## 2.6. Расчет сварных швов, прикрепляющих полки к стенке

Если бы полки и стенки балки не были между собой связаны, то при изгибе каждый элемент балки изгибался самостоятельно. При этом произошел бы сдвиг элементов по плоскости их соприкосновения (рис.13, а).

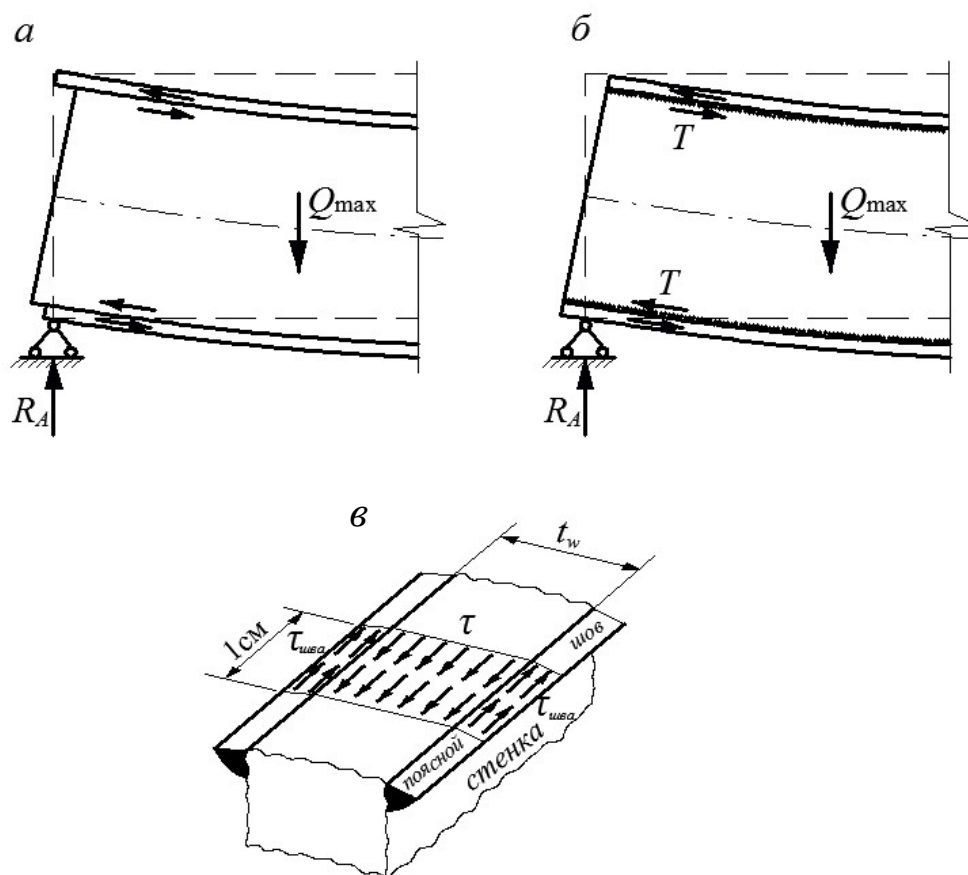


Рис. 13. Напряжения в поясных швах

Соединение полок составной балки со стенкой осуществляют в сварных балках поясными швами. Это соединение предотвращает при изгибе балки сдвиг полок относительно стенки балки. Расчет соединений ведется на силу сдвига полки относительно стенки (рис.13, б).

В сварных балках сдвигающую силу  $T$ , кН/см, приходящуюся на 1 см длины балки, определяют через касательные напряжения (рис. 13, в)

$$T = \tau \cdot t_w = \frac{Q_{\max} S'_x \text{ полки}}{I'_x} \quad (36)$$



Расчет сварных угловых швов, приваривающих полки к стенке (рис. 14), производится на условный срез по двум сечениям [1, пп. 14.1.16].

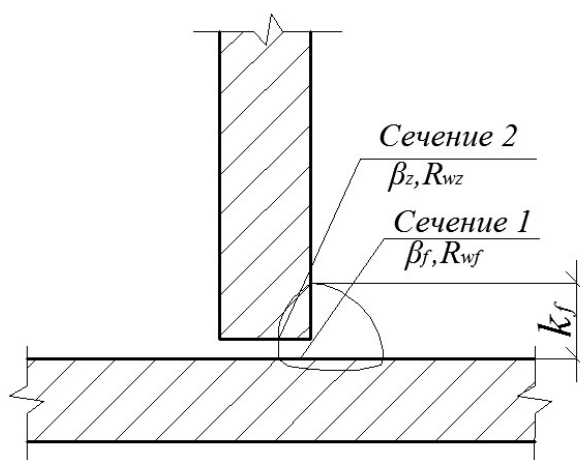


Рис. 14. Схема расчетных сечений сварного соединения с угловым швом

Катет одностороннего шва, см, определяется из условий:

1) среза по металлу шва (сечение 1) (см. рис. 14):

$$k_f \geq \frac{T}{\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c}; \quad (37)$$

2) среза по металлу границы сплавления (сечение 2) (см. рис. 14):

$$k_f \geq \frac{T}{\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c}, \quad (38)$$

где  $\beta_f$  и  $\beta_z$  – коэффициенты, учитывающие вид сварки [1, табл. 39];  $R_{wf}$  – расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва, кН/см<sup>2</sup> [1, табл. П.Г.2];  $R_{wz}$  – расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу границы сплавления, кН/см<sup>2</sup> [1, табл. 4],  $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un}$ ;  $R_{un}$  – временное сопротивление стали разрыву, кН/см<sup>2</sup> [1, табл. П.В.5];  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы элемента.

При двусторонних швах размер катета шва уменьшается вдвое.

Расчетный катет шва должен удовлетворять конструктивным требованиям [1, пп. 14.1.7]:

$$k_{f \min} \leq k_f \leq 1,2 t_{\min},$$

где  $k_{f \min}$  – минимальный катет шва [1, табл. 38];  $t_{\min}$  – минимальная толщина одного из двух свариваемых элементов.

После определения катета шва указать вид сварки (автоматическая), электроды (Э42 по ГОСТ 9467), положение шва при сварке (в лодочку).

**Пример расчета.** Требуется выполнить расчет катета поясного шва.

Исходные данные: вид сварки – автоматическая; электрод – Э42 по ГОСТ 9467; положение шва – в лодочку;  $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$ ;  $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$ ;  $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$ ;  $\beta_f = 0,9$ ;  $\beta_z = 1,05$ .

Решение:

Сдвигающая сила  $T$ , приходящаяся на 1 см длины балки,

$$T = \tau \cdot t_w = \frac{Q_{\max} S'_{x \text{пол}}}{I'_x} = \frac{524,6 \cdot 2054}{439\,504} = 2,45 \text{ кН/см.}$$

Катет двухстороннего шва определяется из условий:

- 1) среза по металлу шва:  $k_f = \frac{T}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{2,45}{2 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1} = 0,08 \text{ см};$
- 2) среза по металлу границы сплавления:

$$k_f = \frac{T}{2 \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{2,45}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1} = 0,07 \text{ см.}$$

Принимаем катет шва  $k_f = k_{f \min} = 4 \text{ мм.}$

## 2.7. Проверка устойчивости балки

### 2.7.1. Проверка и обеспечение общей устойчивости балки

Потеря общей устойчивости балки заключается в скручивании балки под нагрузкой, при котором плоскость наибольшей жесткости балки выходит из плоскости действия сил (плоскости изгиба) (рис. 15).

Потеря общей устойчивости может произойти только в балках, момент инерции сечения которых в плоскости изгиба значительно превосходит момент инерции из плоскости изгиба. Такое соотношение распространено в двутавровых и швеллерных сечениях, т.к. соответствует наиболее рациональному использованию материала изгибаемого элемента.

Возможна потеря устойчивости балками, и проверка ее необходима в следующих случаях:

1. В свободно лежащих на опорах отдельных балках, не закрепленных настилом или связями, при нагрузке по верхнему (наиболее неблагоприятный случай) или по нижнему поясу.

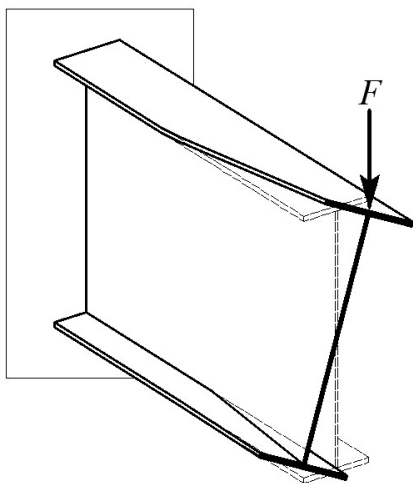


Рис. 15. Потеря общей устойчивости балки при изгибе

Для таких балок свободной (расчетной) длиной является пролет балки. Основное мероприятие, повышающее устойчивость таких балок, увеличение ширины (а если нужно, то и толщины) сжатого пояса – увеличение поперечной жесткости балки.

2. В балках, находящихся в системе балочной клетки и связанных между собой поперечными балками или связями. Свободная длина таких балок равна расстоянию между точками закрепления балок от закручивания или горизонтального смещения сжатого пояса.

Наиболее опасны для таких балок средние панели, на протяжении которых момент имеет наибольшее значение и мало меняется; поэтому можно считать, что такие балки теряют устойчивость от действия чистого изгиба.

С увеличением ширины сечения (точнее – ширины сжатой полки балки, т.к. причиной потери устойчивости балки является потеря устойчивости ее сжатого пояса) возможность потери устойчивости балки уменьшается, а с увеличением свободной длины балки – увеличивается. Поэтому мерой возможной потери общей устойчивости балки является отношение свободной (не закрепленной связями) длины сжатого пояса к его ширине  $l_{ef}/b_f$ .

Проверку *общей устойчивости* балок двутаврового симметричного сечения на участке между горизонтальными связями, которыми являются второстепенные балки (рис. 16), не требуется производить, если условная гибкость сжатого пояса не превышает его предельной гибкости [1, пп. 8.4.4, б]:

$$\bar{\lambda}_b \leq \bar{\lambda}_{ub}, \quad (39)$$

где  $\bar{\lambda}_b = (l_{ef}/b_f) \sqrt{R_y/E}$  – условная гибкость сжатого пояса (полки) балки;  $l_{ef}$  – наибольшая свободная длина между точками закреплений сжатой полки от поперечных смещений;  $\bar{\lambda}_{ub}$  – предельное значение условной гибкости сжатого пояса определяется по формуле [1, табл. 11]:

$$\bar{\lambda}_{ub} = 0,41 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left( 0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_0}; \quad (40)$$

$h_0$  – расстояние между осями поясных листов,  $h_0 = h_w + t_f$ .

В курсовом проекте проверка условия (39) выполняется для участка с наибольшей свободной длиной  $l_{ef}$ , равной  $a_1$ , и уменьшенной шириной полки  $b_f = b'_f$  (рис. 16).

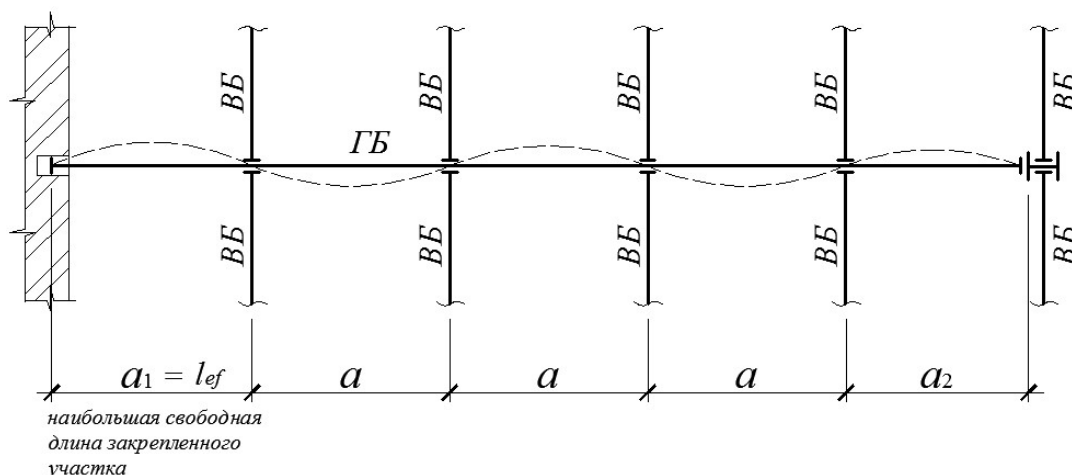


Рис. 16. Схема раскрепления главной балки

Если условие (39) не выполняется, то расчет на устойчивость балки, изгибаемой в плоскости стенки, следует выполнять по формуле [1, пп. 8.4.1]:

$$\frac{M_x}{\varphi_b \cdot W_{cx} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (41)$$

где  $M_x$  – максимальный изгибающий момент на проверяемом участке;  $W_{cx}$  – момент сопротивления сечения относительно оси  $x$ , вычисленный для сжатого пояса (при симметричном сечении балки принимается равным  $W'_x$ );  $\varphi_b$  – коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый для балок с опорными сечениями, закрепленными от боковых смещений и поворота по формулам [1, П. Ж, п. 1, ф.(1),(2)]:

$\varphi_b = \varphi_1$  при  $\varphi_1 \leq 0,85$ ;

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

здесь значение  $\varphi_1$  следует вычислять по формуле [1, П. Ж, п. 1]:

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left( \frac{h_{\text{сб}}}{l_{\text{ef}}} \right)^2 \frac{E}{R_y}, \quad (42)$$

здесь  $\psi = 2,25 + 0,07\alpha$  – коэффициент [1, П. Ж, п. 3, табл. П.Ж.1], вычисляемый в зависимости от коэффициента  $\alpha$  [1, П. Ж, п. 2, ф. (5)]

$$\alpha = 8 \cdot \left( \frac{l_{\text{ef}} \cdot t_f}{h_0 \cdot b_f} \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{0,5 \cdot h_0 \cdot t_w^3}{b_f \cdot t_f^3} \right); \quad (43)$$

$l_{\text{ef}}$  – свободная длина между точками закреплений сжатой полки от поперечных смещений, равная  $a_1$ ,  $b_f = b'_f$  – ширина полки на проверяемом участке.

При невыполнении условия (41) необходимо увеличить ширину полки и повторить расчет.

### **2.7.2. Проверка и обеспечение местной устойчивости элементов балки**

Потеря местной устойчивости характеризуется выпучиванием отдельных элементов конструкции под действием нормальных или касательных напряжений.

В балках потерять устойчивость могут: сжатый пояс от действия нормальных напряжений и стенка от действия касательных или нормальных напряжений, а также от их совместного действия. Потеря устойчивости одним из элементов балки полностью или частично выводит его из работы, рабочее сечение балки уменьшается, часто становится несимметричным, центр изгиба смещается, и это может привести к преждевременной потере несущей способности всей балки.

Устойчивости сжатого пояса (полки) и стенки рассматриваются отдельно.

#### *Устойчивость сжатого пояса (полки) балки*

Сжатый пояс представляет собой длинную пластинку, прикрепленную к стенке балки и нагруженную равномерно распределенным по сечению пластины нормальным напряжением, действующим вдоль стороны пластины.

Потеря устойчивости такой пластины может выразиться волнообразным выпучиванием ее свободных краев (рис. 17).

Устойчивость сжатых поясов следует считать обеспеченной, если выполняется условие [1, пп. 8.5.18]

(44)

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

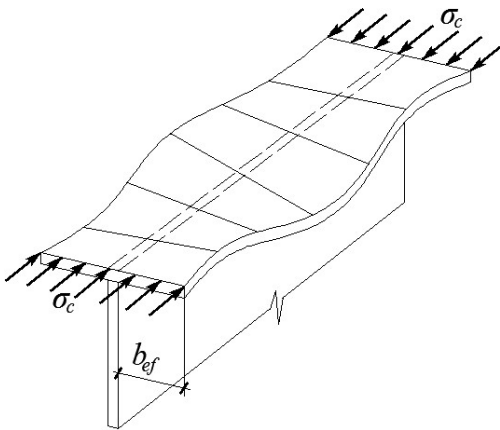


Рис. 17. Потеря местной устойчивости поясом балки

где  $\bar{\lambda}_f = (b_{ef}/t_f)\sqrt{R_y/E}$  – условная гибкость свеса сжатого пояса;  $\bar{\lambda}_{uf}$  – предельное значение условной гибкости свеса сжатого пояса определяется по формуле

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5\sqrt{R_y/\sigma_c}, \quad (45)$$

здесь  $\sigma_c$  – напряжение в сжатом поясе, определяется по формуле

$$\sigma_c = M/(W_{cx} \cdot \gamma_c).$$

В курсовом проекте проверка местной устойчивости выполняется

для сжатой полки с шириной свеса  $b_{ef} = b_f/2 - t_w/2$  в месте действия максимального изгибающего момента  $M = M_{max}$  ( $W_{cx} = W_x$  – при симметричном сечении).

### *Устойчивость стенки балки*

Стенка представляет собой пластину, испытывающую действие касательных и нормальных напряжений. Касательные напряжения, действующие по контуру вырезанной из стенки пластинки и приведенные к двум сжимающим и двум растягивающим напряжениям, направлены по диагонали и стремятся придать пластинке волнообразную форму с волнами, расположенными по диагонали (рис. 18, а).

При действии нормальных напряжений стенка выпучивается, образуя в сжатой зоне балки волны, перпендикулярные оси балки (рис. 18, б).

Устойчивости стенки обычно добиваются не увеличением ее толщины (из-за большого перерасхода материала), а укреплением ее специальными ребрами жесткости, расположенными нормально к поверхности выпучивания листа и увеличивающими жесткость стенки.

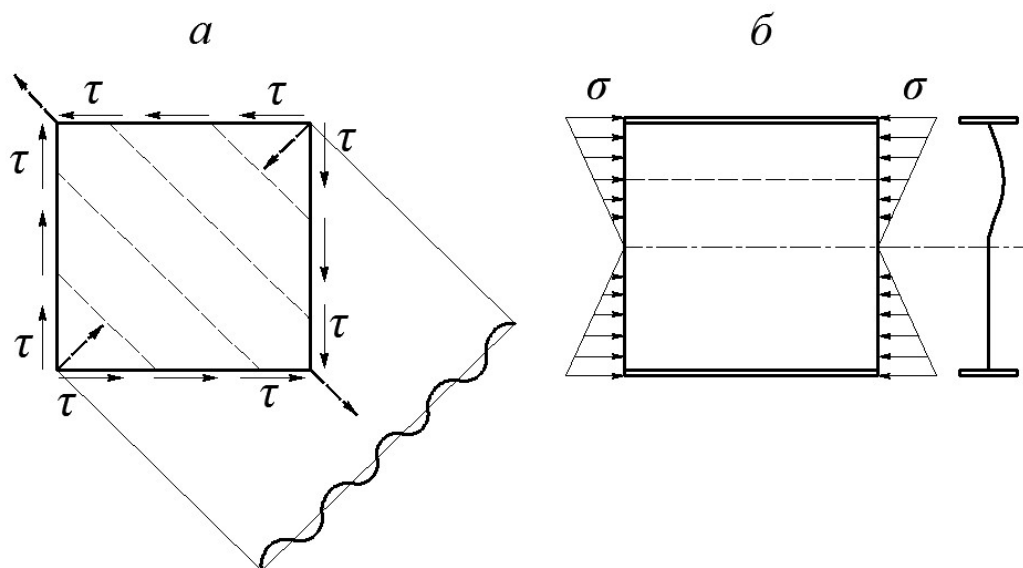


Рис. 18. Потеря устойчивости стенки при действии касательных и нормальных напряжений

В данной работе для обеспечения *местной устойчивости* стенки главной балки устанавливаются парные поперечные ребра жесткости на всю высоту стенки балки в местах опирания второстепенных балок (рис. 19, а) и назначаются их размеры [1, пп. 8.5.9].

Ширина ребра принимается из условия устойчивости самого ребра  $b_r$ , мм,

$$b_r \geq \frac{h_w}{30} + 40,$$

где  $h_w$  – высота стенки, мм.

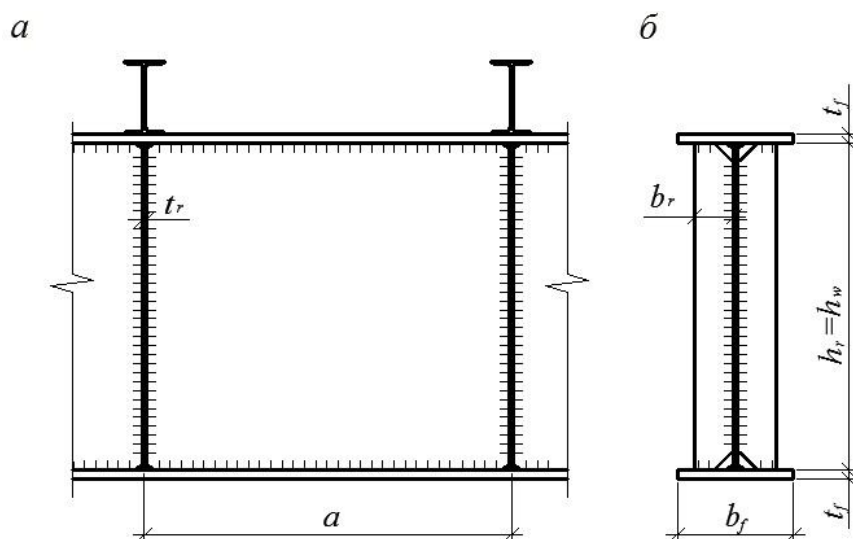


Рис. 19. Схема расположения ребер жесткости в главной балке

Толщина ребра  $t_r$ , мм, принимается из условий

$$1) t_r \geq 2b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

$$2) t_r \geq t_r^{\min} = 4 \text{ мм.}$$

Окончательные размеры ребра принимаются в соответствии с ГОСТ 103–2006 на листовую сталь. Внутренние углы ребер жесткости у соединения полки со стенкой срезают под  $45^\circ$  на 15...20 мм, чтобы пропустить швы прикрепления полки к стенке (рис. 19, б).

Ребра жесткости делят стенку на отсеки, которые теряют устойчивость независимо один от другого. Проверку устойчивости стенки балки проводят для каждого отсека отдельно (рис. 20).

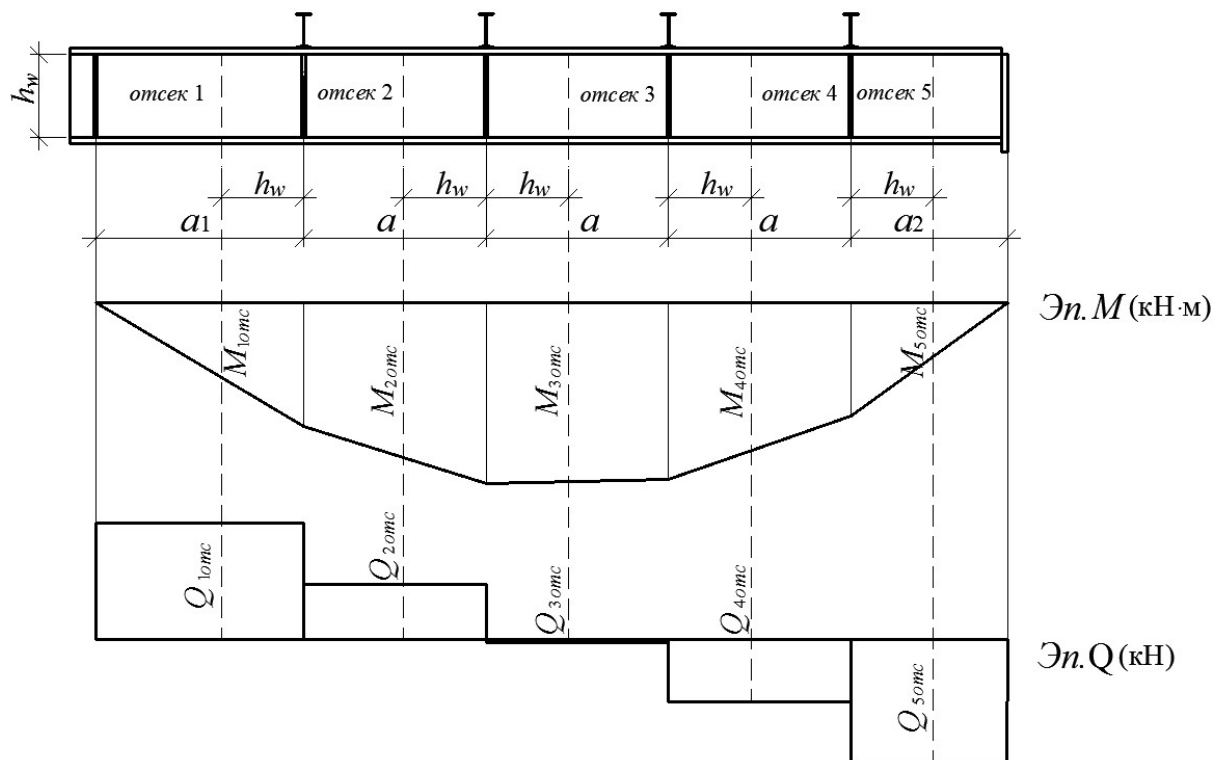


Рис. 20. Схема балки с основными поперечными ребрами жесткости к расчету местной устойчивости стенки

Устойчивость стенки балки 1-го класса следует считать обеспеченной, если условная гибкость стенки  $\bar{\lambda}_w = (h_w/t_w) \sqrt{R_y/E}$  не превы-



шает предельного значения  $\bar{\lambda}_{uw} = 3,5$  (при отсутствии местного напряжения в балке с двусторонними поясными швами) [1, пп. 8.5.1]:

$$\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{uw}. \quad (46)$$

При невыполнении условия (46) устойчивость стенки балки симметричного сечения, укрепленной только поперечными ребрами жесткости, при условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_w \leq 6$  следует выполнять для каждого отсека отдельно по формуле [1, пп. 8.5.3]:

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} / \gamma_c \leq 1, \quad (47)$$

где  $\sigma$  – сжимающее напряжение у расчетной границы стенки, вычисляемое по формуле

$$\sigma = M \cdot y / I_x, \quad (48)$$

здесь  $y = h_w/2$  – расстояние от оси балки до крайнего сжатого волокна стенки;

$\tau$  – среднее касательное напряжение, определяемое по формуле

$$\tau = Q / (t_w \cdot h_w), \quad (49)$$

здесь  $M$  и  $Q$  – средние значения соответственно моментов и поперечной силы в пределах отсека; если длина отсека  $a$  (см. рис. 20) больше его высоты  $h_w$ , то значения  $M$  и  $Q$  следует вычислять как средние для более напряженного участка с длиной, равной  $h_w$ ;

$\sigma_{cr}$  – критическое напряжение, вычисляемое по формуле

$$\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \bar{\lambda}_w^2, \quad (50)$$

здесь  $c_{cr}$  – коэффициент, определяемый в зависимости от вида поясных соединений и значения коэффициента  $\delta = 0,8(b_f/h_w)(t_f/t_w)^3$  [1, пп. 8.5.4, табл. 12],  $b_f$  – ширина полки в рассматриваемом отсеке;

$\tau_{cr}$  – критическое напряжение, вычисляемое по формуле

$$\tau_{cr} = 10,3(1 + 0,7/\mu^2) R_s / \bar{\lambda}_d^2, \quad (51)$$

здесь  $\mu$  – отношение большей стороны отсека  $a$  к меньшей  $t_w$ ;  $\bar{\lambda}_d = (d/t_w) \sqrt{R_y/E}$  – условная гибкость стенки в отсеке;  $d$  – меньшая из сторон отсека стенки, равная  $h_w$ .

**Пример расчета.** Требуется выполнить проверку общей устойчивости главной балки и местной устойчивости полки и стенки.

Исходные данные: наибольшая свободная длина  $l_{ef} = a_1 = 3,0 \text{ м} = 300 \text{ см}$ ;  
 $b'_f = 18 \text{ см}$ ;  $t_f = 1,8 \text{ см}$ ;  $h_0 = h_w + t_f = 125 + 1,8 = 126,8 \text{ см}$ .

Решение:

Условная гибкость сжатого пояса в левой опорной зоне

$$\bar{\lambda}_b = (l_{ef}/b'_f) \sqrt{R_y/E} = (300/18) \sqrt{23,5/20\,600} = 0,563.$$

Предельное значение условной гибкости сжатого пояса:

$$\bar{\lambda}_{ub} = 0,41 + 0,0032 \frac{b'_f}{t_f} + \left( 0,73 - 0,016 \frac{b'_f}{t_f} \right) \frac{b'_f}{h_0} = 0,41 + 0,0032 \frac{18}{1,8} + \left( 0,73 - 0,016 \frac{18}{1,8} \right) \frac{18}{126,8} = 0,523.$$

$$\bar{\lambda}_b = 0,563 > \bar{\lambda}_{ub} = 0,523.$$

Так как условие не выполняется, то проводится проверка общей устойчивости.

Расчетные параметры:  $M_x = 148\,600 \text{ кН}\cdot\text{см}$ ;  $W'_x = 6835 \text{ см}^3$ ;

$$I'_x = 439\,504 \text{ см}^4; I_y = \frac{t_f \cdot b_f^3}{6} = \frac{1,8 \cdot 18^3}{6} = 1750 \text{ см}^4;$$

$$\alpha = 8 \cdot \left( \frac{l_{ef} \cdot t_f}{h_0 \cdot b_f} \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{a \cdot t_w^3}{b_f \cdot t_f^3} \right) = 8 \cdot \left( \frac{300 \cdot 1,8}{126,8 \cdot 18} \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{0,5 \cdot 126,8 \cdot 1,1^3}{18 \cdot 1,8^3} \right) = 0,81;$$

$$\psi = 2,25 + 0,07\alpha = 2,25 + 0,07 \cdot 0,81 = 2,31;$$

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left( \frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y} = 2,31 \cdot \frac{1750}{439\,504} \cdot \left( \frac{128,8}{300} \right)^2 \cdot \frac{20\,600}{23,5} = 1,49 \geq 0,85;$$

$$\varphi_b = 0,68 + 0,21 \cdot \varphi_1 = 0,68 + 0,21 \cdot 1,49 = 0,99 \leq 1.$$

Проверка общей устойчивости балки:

$$\frac{M_x}{\varphi_b \cdot W_{cx} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{148\,600}{0,99 \cdot 6835 \cdot 23,5 \cdot 1} = 0,93 \leq 1.$$

Условие выполняется. Общая устойчивость балки обеспечена.

Проверка местной устойчивости сжатой полки с шириной свеса

$$b_{ef} = (b_f - t_w)/2 = (30 - 1,1)/2 = 14,45 \text{ см} \text{ и } M_{\max} = 215\,900 \text{ Н}\cdot\text{см}.$$

Условная гибкость сжатой полки

$$\bar{\lambda}_f = (b_{ef}/t_f) \sqrt{R_y/E} = (14,45/1,8) \sqrt{23,5/20\,600} = 0,27.$$

Предельное значение условной гибкости свеса сжатой полки

$$\bar{\lambda}_{ub} = 0,5 \sqrt{R_y/\sigma_c} = 0,5 \sqrt{23,5/22,71} = 0,509$$

при напряжении в сжатой полке

$$\sigma_c = M_{\max}/(W_{cx} \cdot \gamma_c) = 215\,900/(9536 \cdot 1) = 22,64 \text{ Н/см}^2.$$

$$\bar{\lambda}_f = 0,27 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,509.$$

Местная устойчивость сжатой полки обеспечена.

Для обеспечения местной устойчивости стенки балки в местах опирания второстепенных балок устанавливаются парные поперечные ребра жесткости на всю высоту стенки балки и назначаются их размеры:

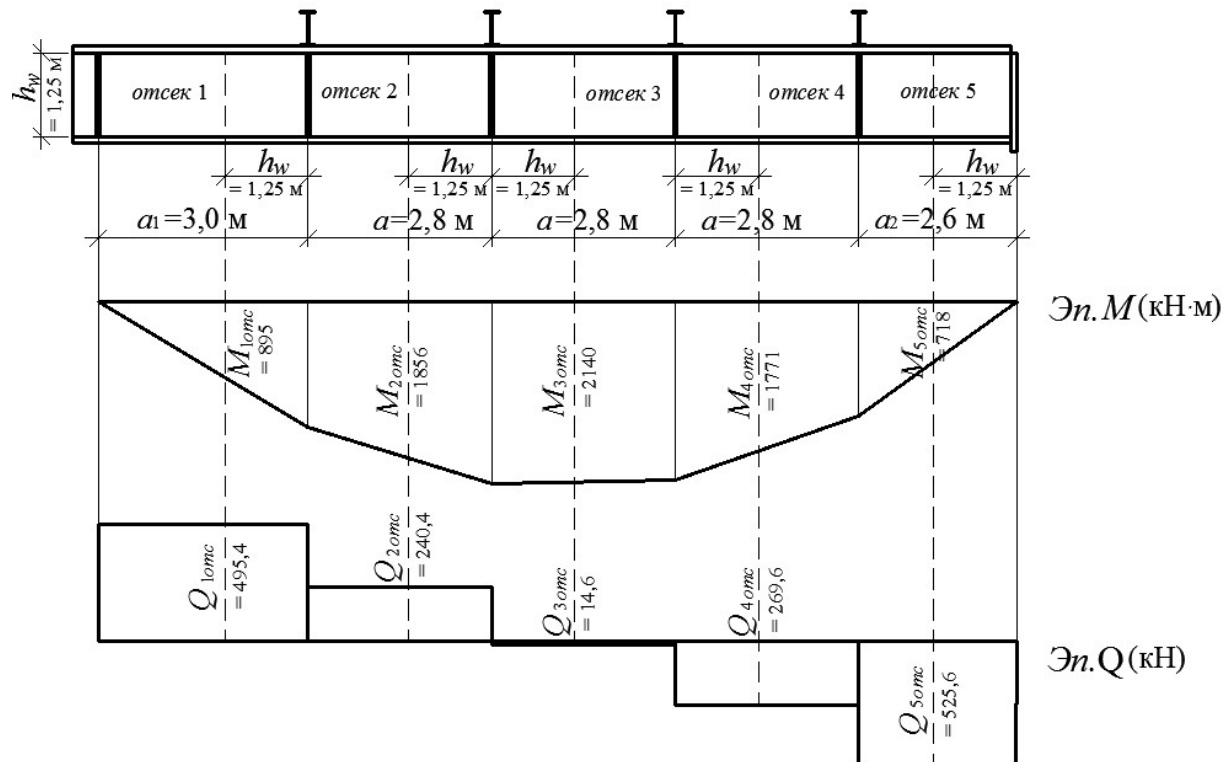
Ширина ребра:  $b_r = \frac{h_{ef}}{30} + 40 = \frac{1250}{30} + 40 = 81,6 \text{ мм}$ .  $b_r = 85 \text{ мм}$  по ГОСТ 103.

Толщина ребра:  $t_r = 2b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 85 \cdot \sqrt{\frac{23,5}{20600}} = 5,8 \text{ мм}$ .  $t_r = 6 \text{ мм}$  по ГОСТ 103.

Условная гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_w = (h_w/t_w) \sqrt{R_y/E} = (125/1,1) \sqrt{23,5/20600} = 3,84 > 3,5, \text{ но } < 6.$$

Местная устойчивость стенки проверяется для отсеков 1, 2, 3.



Отсек 1

$$\sigma = M_{1\text{омс}} \cdot y / I_x = 80\,500 \cdot 62,5 / 439\,504 = 11,45 \text{ кН/см}^2.$$

$$\tau = Q_{1\text{омс}} / (t_w \cdot h_w) = 495,4 / (1,1 \cdot 125) = 3,6 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \bar{\lambda}_w^2 = 30 \cdot 23,5 / 3,84^2 = 47,81 \text{ кН/см}^2$$

$$\text{при } \delta = 0,8 (b_f/h_w) (t_f/t_w)^3 = 0,8 (18/125) (1,8/1,1)^3 = 0,5 \text{ и } c_{cr} = 30.$$

$$\tau_{cr} = 10,3 (1 + 0,7/\mu^2) R_s / \bar{\lambda}_d^2 = 10,3 (1 + 0,7/2,4^2) \cdot 13,53 / 3,84^2 = 10,6 \text{ кН/см}^2$$

$$\text{при } \mu = 3/1,25 = 2,4.$$

Проверка местной устойчивости стенки отсека 1.

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} / \gamma_c = \sqrt{(11,45/47,81)^2 + (3,6/10,6)^2} / 1 = 0,42 \leq 1.$$

Устойчивость стенки обеспечена.

Отсек 2

$$\sigma = M_{2\text{омс}} \cdot y / I_x = 156\,800 \cdot 62,5 / 613\,149 = 18,92 \text{ кН/см}^2.$$

$$\tau = Q_{2\text{омс}} / (t_w \cdot h_w) = 240,4 / (1,1 \cdot 125) = 1,75 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \lambda^2_w = 30 \cdot 23,5 / 3,84^2 = 47,81 \text{ кН/см}^2$$

при  $\delta = 0,8(b_{fl}/h_w)(t_{fl}/t_w)^3 = 0,8(30/125)(1,8/1,1)^3 = 0,84$  и  $c_{cr} = 30$ .

$$\tau_{cr} = 10,3(1 + 0,7/\mu^2) R_s / \lambda^2_d = 10,3 \cdot (1 + 0,7/2,24^2) \cdot 13,53 / 3,84^2 = 10,8 \text{ кН/см}^2$$

при  $\mu = 2,8/1,25 = 2,24$ .

Проверка местной устойчивости стенки отсека 2.

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} / \gamma_c = \sqrt{(18,92/47,81)^2 + (1,75/10,8)^2} / 1 = 0,43 \leq 1.$$

Устойчивость стенки обеспечена.

Отсек 3

$$\sigma = M_{3omc} \cdot y / I_x = 214\,000 \cdot 62,5 / 613\,149 = 21,81 \text{ кН/см}^2.$$

$$\tau = Q_{3omc} / (t_w \cdot h_w) = 14,6 / (1,1 \cdot 125) = 0,11 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка местной устойчивости стенки отсека 3.

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} / \gamma_c = \sqrt{(21,81/47,81)^2 + (0,11/10,8)^2} / 1 = 0,46 \leq 1.$$

Устойчивость стенки обеспечена.

## 2.8. Расчет опорного ребра главной балки

Конец балки в месте опирания ее на колонну укрепляют опорным ребром, считая при этом, что вся опорная реакция передается с балки на опору через это ребро жесткости. Ребра жесткости для передачи опорной реакции надежно прикрепляют к балке сварными швами.

Выступающая вниз часть опорного ребра в месте примыкания к колонне не должна превышать  $a \leq 1,5t_{or}$  и обычно принимается 15...20 мм (рис. 21). Нижний торец опорного ребра должен быть отфрезерован.

Размеры опорного ребра определяются из расчета на смятие торца ребра [1, пп. 8.5.17].

Напряжение в сечении при действии опорной реакции не должно превышать расчетного сопротивления смятию:

$$\sigma_p = \frac{Q_{\max}}{A_{or}^{mp}} \leq R_p \cdot \gamma_c, \quad (52)$$

где  $A_{or}^{mp} = b_{or} \cdot t_{or}$  – требуемая площадь поперечного сечения опорного ребра из условия смятия, см<sup>2</sup>;  $R_p$  – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки), кН/см<sup>2</sup> [1, табл. 2], кН/см<sup>2</sup>:

$$R_p = R_{un} / \gamma_m,$$

здесь  $R_{un}$  – нормативное сопротивление стали проката [1, табл. П.В.5], кН/см<sup>2</sup>;  $\gamma_m$  – коэффициент надежности по материалу [1, табл. 3].

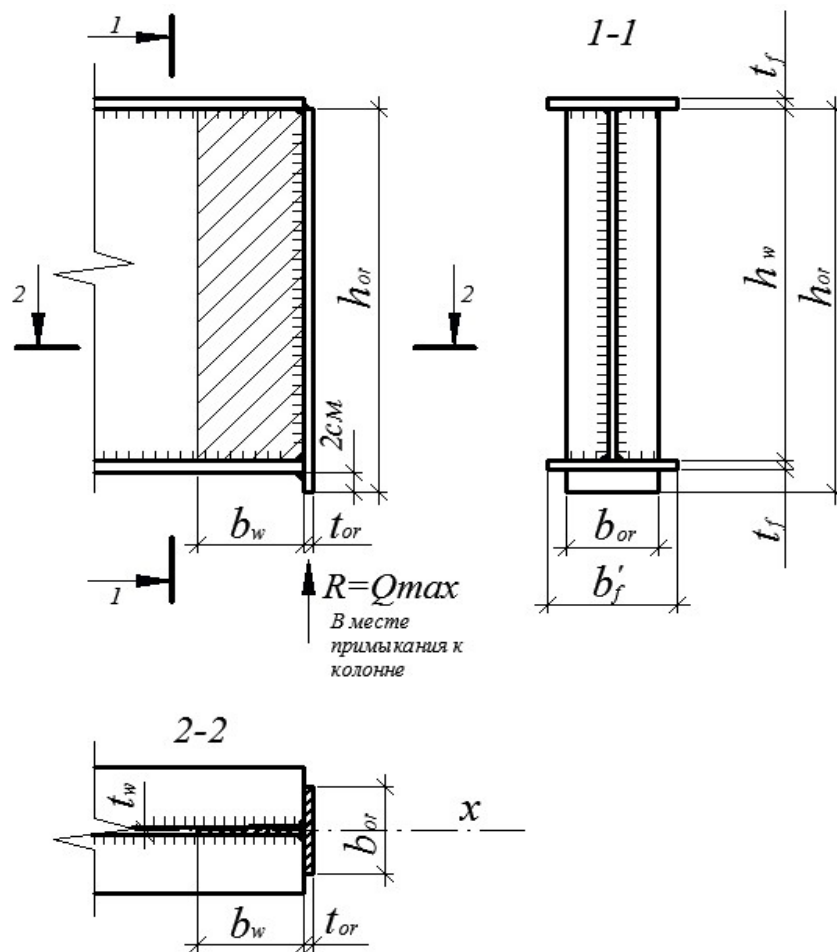


Рис. 21. Схема к расчету опорного ребра

Ширина опорного ребра назначается:  $b_{or} = 2b_r + t_w$ ,  $b_{or} \leq b'_f$  и принимается по ГОСТ 82–70\* или ГОСТ 103–2006 на листовую сталь.

Высота опорного ребра  $h_{or} = h_w + t_f + 2,0$  см.

Толщина опорного ребра определяется из условия (52):

$$t_{or} \geq \frac{Q_{\max}}{b_{or} R_p \gamma_c}, \quad (53)$$

при этом  $t_{or} \geq t_w$  и принимается по ГОСТ 82–70\* или ГОСТ 103–2006 на листовую сталь.

Принятое сечение опорного ребра балки проверяется на устойчивость относительно оси  $x$  как условного опорного стержня. В расчетное сечение этого стержня следует включать сечение опорного ребра и полосы стенки шириной  $b_w = 0,65t_w \sqrt{E/R_y}$  [1, пп. 8.5.17], см (см. рис. 21).

Напряжение в сечении при действии опорной реакции не должно превышать расчетного сопротивления сжатию:

$$\sigma = \frac{Q_{\max}}{\varphi \cdot A_{\text{усл}}} \leq R_y \gamma_c, \quad (54)$$

где  $A_{\text{усл}} = A_{\text{ор}} + b_w \cdot t_w$  – площадь сечения условного опорного стержня,  $\text{см}^2$ ;  $A_{\text{ор}} = b_{\text{ор}} \cdot t_{\text{ор}}$  – площадь сечения опорного ребра,  $\text{см}^2$ ;  $\varphi$  – коэффициент устойчивости принимается в зависимости от условной гибкости стержня  $\bar{\lambda}$  [1, табл. П.Д.1].

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E},$$

здесь  $\lambda = \frac{h_{\text{ор}}}{i_x}$  – гибкость опорного стержня, при этом  $h_{\text{ор}} = h_w$ ;

$i_x = \sqrt{\frac{I_{\text{усл.}x}}{A_{\text{усл}}}}$  – радиус инерции условного опорного стержня относительно оси  $x$ ,  $\text{см}$ ;

$I_{\text{усл.}x}$  – момент инерции условного опорного стержня относительно оси  $x$

$$I_{\text{усл.}x} = \frac{b_w t_w^3}{12} + \frac{t_{\text{ор}} b_{\text{ор}}^3}{12}, \text{ см}^4.$$

Если условие (54) не выполняется, необходимо увеличить размеры опорного ребра.

В месте опирания главной балки на кирпичную стену устанавливаются парные опорные ребра на всю высоту стенки балки, по центру площадки опирания. Ширина ребер принимается по ширине промежуточных ребер жесткости, толщина ребер – по толщине опорного ребра.

**Пример расчета.** Требуется определить размеры опорного ребра главной балки.

Решение:

Ширина опорного ребра назначается  $b_{\text{ор}} = 2b_r + t_w = 2 \cdot 85 + 9 = 179 \text{ мм}$ ,  
 $b_{\text{ор}} = 180 \text{ мм}$  по ГОСТ 103–2006.

Высота опорного ребра  $h_{\text{ор}} = h_w + t_f + 2,0 = 1250 + 18 + 20 \approx 1285 \text{ мм}$ .

Толщина опорного ребра

$$t_{\text{ор}} = \frac{Q_{\max}}{b_{\text{ор}} R_p \gamma_c} = \frac{524,6}{18 \cdot 35,24 \cdot 1} = 0,83 \text{ см},$$

принимаем  $t_{\text{ор}} = t_w = 11 \text{ мм}$  по ГОСТ 103–2006.

Принятое сечение опорного ребра балки проверяется на устойчивость относительно оси  $x$  как условного опорного стержня.

Ширина стенки  $b_w = 0,65 \cdot t_w \sqrt{E/R_y} = 0,65 \cdot 1,1 \cdot \sqrt{20\,600/23,5} = 21,17$  см .

Площадь условного опорного стержня

$$A_{усл} = A_{ор} + b_w \cdot t_w = 18 \cdot 1,1 + 21,17 \cdot 1,1 = 43,1 \text{ см}^2.$$

Момент инерции условного опорного стержня относительно оси  $x$

$$I_{усл.x} = \frac{b_w t_w^3}{12} + \frac{t_w b_w^3}{12} = \frac{21,17 \cdot 1,1^3}{12} + \frac{1,1 \cdot 21,17^3}{12} = 537 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции условного опорного стержня относительно оси  $x$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_{усл.x}}{A_{усл}}} = \sqrt{\frac{537}{43,1}} = 3,53 \text{ см}.$$

Гибкость опорного стержня  $\lambda = \frac{h_{ор}}{i_x} = \frac{125}{3,53} = 35,4$ .

Условная гибкость опорного стержня

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E} = 35,4 \sqrt{23,5/20\,600} = 1,2.$$

Коэффициент устойчивости  $\varphi = 0,927$ .

Проверка на устойчивость условного опорного стержня

$$\sigma = \frac{Q_{\max}}{\varphi \cdot A_{усл}} = \frac{524,6}{0,927 \cdot 43,1} = 13,13 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \gamma_c = 23,5 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость обеспечена.

## 2.9. Расчет и конструирование монтажного стыка

Монтажные стыки выполняются при монтаже на стройплощадке и предназначены для сопряжения отдельных отправочных элементов в готовую конструкцию балки.

В данной работе предлагается запроектировать один монтажный стык на высокопрочных болтах.

Располагается стык в средней трети балки на равном расстоянии от смежных ребер (в зависимости от расчетной схемы балки, см. рис. 11).

Монтажный стык выполняется с накладками на высокопрочных болтах диаметром 20 мм (рис. 22).

Суммарная площадь поперечного сечения накладок должна быть не менее площади поперечного сечения перекрываемых элементов.

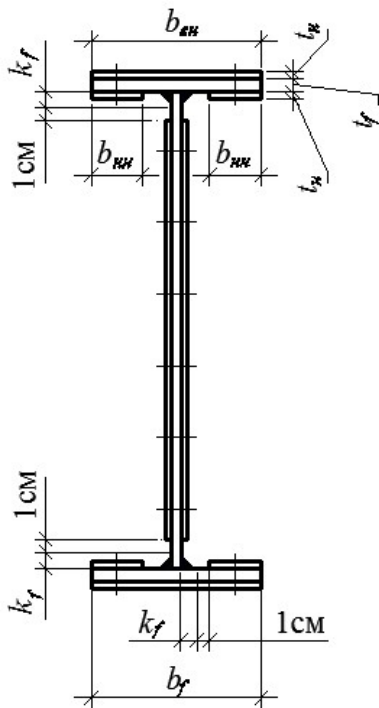


Рис. 22. Схема расположения накладок монтажного стыка

где  $I_x$  балки – момент инерции главной балки, определяемый по формуле (25),  $\text{см}^4$ ;  $I_{x \text{ полок}}$ ,  $I_{x \text{ стенки}}$  – моменты инерции соответственно полок и стенки,  $\text{см}^4$ , определяемые по формулам

$$I_{x \text{ полок}} = 2 \cdot b_f \cdot t_f \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2;$$

$$I_{x \text{ стенки}} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}.$$

Расчеты стыков полок и стенки выполняются отдельно.

### Расчет стыка полок

Полка балки перекрывается тремя накладками: одна верхняя и две нижние, ширина которых определяется по рис. 22.

Ширина верхней накладки  $b_{вн} = b_f$ .

Ширина нижней накладки  $b_{нн} = (b_f - t_w - 2k_f - 2 \text{ см})/2$ .

Толщина накладок определяется из условия равенства площадей перекрываемых и перекрывающих элементов:

$$b_f \cdot t_f \leq (b_{вн} \cdot t_n + 2b_{нн} \cdot t_n),$$

Изгибающий момент, действующий в стыке  $M_{стыка}$  (см. рис. 11), распределяется между полками и стенкой пропорционально их моментам инерции.

Поперечная сила  $Q_{стыка}$  полностью передается через стенку.

Изгибающий момент, воспринимаемый полками,  $\text{кН} \cdot \text{см}$ ,

$$M_{\text{полок}} = \frac{M_{\text{стыка}} \cdot I_{x \text{ полок}}}{I_{x \text{ балки}}}. \quad (55)$$

Изгибающий момент, воспринимаемый стенкой,  $\text{кН} \cdot \text{см}$ ,

$$M_{\text{стенки}} = \frac{M_{\text{стыка}} \cdot I_{x \text{ стенки}}}{I_{x \text{ балки}}} \quad (56)$$

или

$$M_{\text{стенки}} = M_{\text{стыка}} - M_{\text{полок}},$$

где  $I_{x \text{ балки}}$  – момент инерции главной балки, определяемый по

формуле (25),  $\text{см}^4$ ;  $I_{x \text{ полок}}$ ,  $I_{x \text{ стенки}}$  – моменты инерции соответственно полок и стенки,  $\text{см}^4$ , определяемые по формулам



отсюда  $t_n = \frac{b_f \cdot t_f}{b_{вн} + 2b_{ин}}$  и принимается по ГОСТу на листовую сталь.

Осевое продольное усилие, кН, передающееся через полку балки (рис. 23):

$$N_n = \frac{M_{полк}}{h_w + t_f}, \text{ кН.} \quad (57)$$

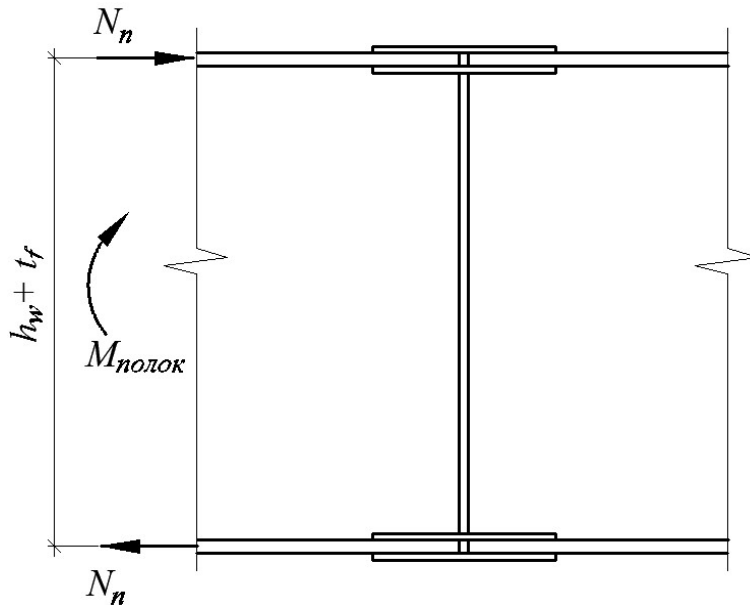


Рис. 23. Схема к расчету усилий в полке

Количество  $n$  высокопрочных болтов определяется для полунакладки и должно быть округлено в большую сторону до четного значения [1, пп. 14.3.4] (рис. 24):

$$n = \frac{N_n}{k \cdot Q_{bh} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c}, \quad (58)$$

где  $k$  – количество плоскостей трения,  $k = 2$ ;  $\gamma_b$  – коэффициент условий работы соединения, зависящий от количества  $n$  болтов, необходимых для восприятия расчетного усилия, принимаемый равным:

$$\begin{aligned} &0,8 \text{ при } n < 5; \\ &0,9 \text{ при } 5 \leq n \leq 10; \\ &1,0 \text{ при } n > 10. \end{aligned}$$

$Q_{bh}$  – расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой плоскостью трения элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, определяется по формуле [1, пп. 14.3.3, ф. (191)], кН;

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_h}, \quad (59)$$

здесь  $R_{bh}$  – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта,  $\text{кН/см}^2$ ,  $R_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun}$  [1, п. 6.7];  $R_{bun}$  – нормативное сопротивление стали болтов [1, табл. П.Г.8],  $\text{кН/см}^2$ ;  $\mu$  – коэффициент трения [1, табл.42], принимается в зависимости от способа обработки соединяемых поверхностей;  $\gamma_h$  – коэффициент надежности [1, табл.42];  $A_{bn}$  – площадь сечения болта нетто [1, табл. П.Г.9].

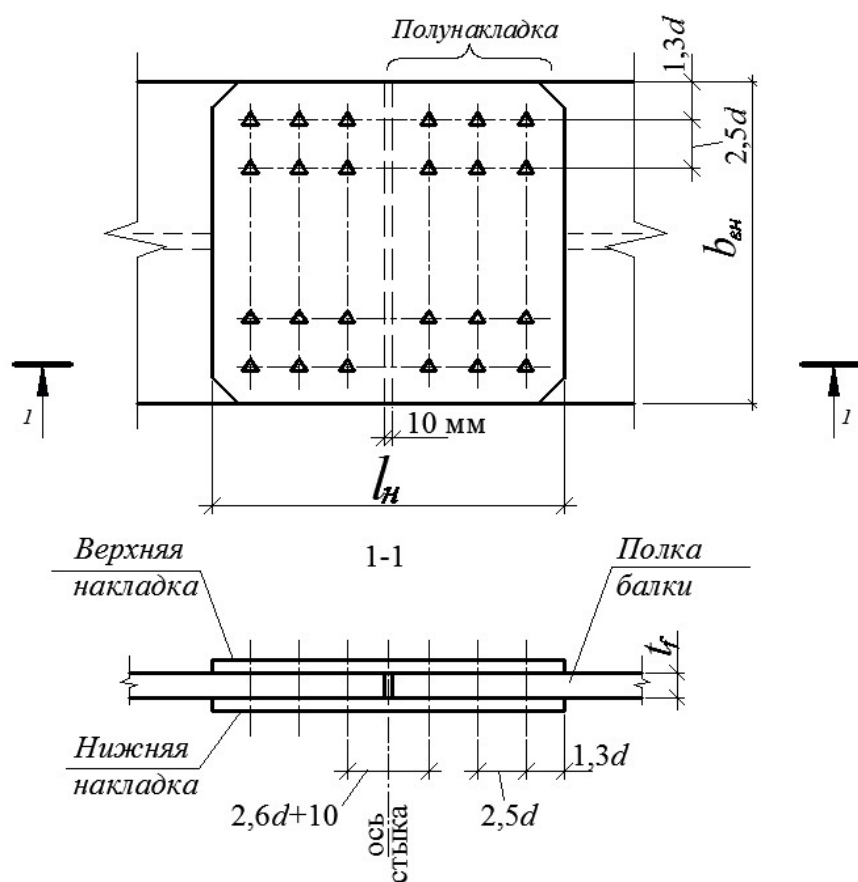


Рис. 24. Размещение болтов в стыке полки  
( $d$  – диаметр отверстия для болтов)

Длина накладок на полку  $l_n$  определяется исходя из условия размещения болтов.

Расстояния между центрами болтов и до краев элементов назначаются в зависимости от отверстия для болтов, которое принимается на 2 мм больше диаметра самого болта [1, табл. 40]. Размещаются болты в рядовом или шахматном порядке на минимальных расстояниях (см. рис. 24).

### Расчет стыка стенки

Стенка перекрывается вертикальными накладками с двух сторон (рис. 22, 25).

Высота накладки равна  $h_n = h_w - 2k_f - 2$  см.

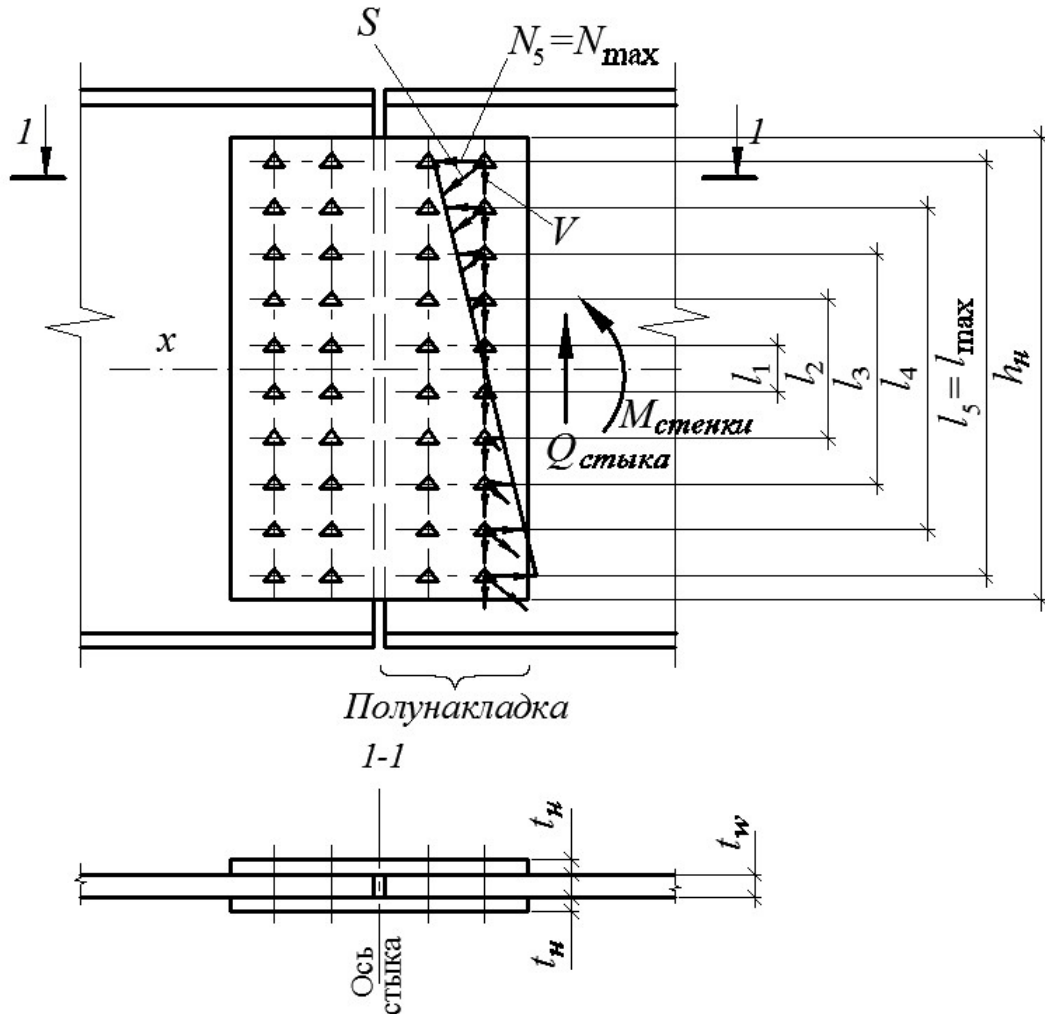


Рис. 25. Размещение болтов в стыке стенки и схема усилий

Толщина накладок стенки  $t_n$  определяется так же, как толщина накладок полки, т.е. из условия равенства площадей, перекрываемых и перекрывающих элементов:  $h_w \cdot t_w = 2 \cdot h_n \cdot t_n$ , откуда  $t_n = \frac{h_w \cdot t_w}{2 \cdot h_n}$  и назначается по ГОСТ 82–70\* или ГОСТ 103–2006.

Болты расставляются по высоте стенки симметрично относительно нейтральной оси  $x$  исходя из условия размещения болтов [1, табл. 40]. Число болтов должно быть четное, а шагов – нечетное.

Шаг болтов по ширине накладки принимается минимальным.

После расстановки болтов стык стенки проверяют на совместное действие изгибающего момента и поперечной силы, действующих в сечении стыка.

Изгибающий момент, приходящийся на стенку  $M_{стенки}$ , уравнивается суммой внутренних пар усилий, действующих на болты, расположенные на полунакладке:

$$M_{стенки} = \sum N_i \cdot l_i = m(N_1 l_1 + N_2 l_2 + \dots),$$

где  $m$  – число вертикальных рядов болтов на полунакладке;  $l_1, l_2$  и т.д. – расстояние между парами болтов, расположенных симметрично относительно оси  $x$  (см. рис. 25).

Выражая все усилия  $N_i$  через максимальное усилие  $N_{\max}$ ,

$$N_1 = N_{\max} \frac{l_1}{l_{\max}}; N_2 = N_{\max} \frac{l_2}{l_{\max}} \text{ и т.д.}$$

получим

$$M_{стенки} = \frac{N_{\max} m}{l_{\max}} (l_1^2 + l_2^2 + \dots).$$

Отсюда максимальное горизонтальное усилие от изгибающего момента, действующее на каждый крайний наиболее нагруженный болт,

$$N_{\max} = \frac{M_{стенки} l_{\max}}{m \sum l_i^2}, \quad (60)$$

где  $m$  – количество вертикальных рядов болтов в полунакладке;  $l_{\max}$  – максимальное расстояние между крайними симметрично расположенными болтами, см;  $l_i$  – расстояние между парами болтов, расположенных симметрично относительно оси  $x$ , см;  $\sum l_i^2$  – сумма квадратов шагов болтов.

Кроме изгибающего балку момента в стыке действует поперечная сила  $Q_{стыка}$ , которая условно полностью передается на стенку и принимается равномерно распределенной на все болты, расположенные на полунакладке.

Вертикальное усилие от поперечной силы, приходящееся на один болт, равно

$$V = \frac{Q_{стыка}}{n}, \quad (61)$$

где  $n$  – число болтов на полунакладке, определяемое после конструирования стыка;  $Q_{стыка}$  – поперечная сила в месте выполнения стыка (см. рис. 11, з).

Проверка прочности для крайнего наиболее загруженного болта от изгибающего момента и поперечной силы выполняется по формуле

$$S = \sqrt{N_{\max}^2 + V^2} \leq Q_{bh}, \quad (62)$$

где  $S$  – равнодействующая усилий в болте от момента и поперечной силы.

Если условие (62) не выполняется, необходимо увеличить количество вертикальных рядов болтов  $m$  и повторить расчет.

**Пример расчета.** Требуется выполнить расчет монтажного стыка главной балки.

Исходные данные: стык выполняется на высокопрочных болтах диаметром 20 мм из стали 40Х по ГОСТ Р 52643 в месте, где  $M_{стыка} = 2139$  кН·м;  $Q_{стыка} = 14,6$  кН.

Характеристики сечения балки в месте стыка:  $I_{x\text{ балки}} = 613\,149$  см<sup>4</sup>;

$$I_{x\text{ полок}} = 2 \cdot b_f \cdot t_f \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = 2 \cdot 30 \cdot 1,8 \cdot \left( \frac{125 + 1,8}{2} \right)^2 = 434\,113 \text{ см}^4;$$

$$I_{x\text{ стенки}} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1,1 \cdot 125^3}{12} = 179\,036 \text{ см}^4.$$

Решение:

Изгибающий момент, воспринимаемый полками,

$$M_{\text{полок}} = \frac{M_{\text{стыка}} \cdot I_{x\text{ полок}}}{I_{x\text{ балки}}} = \frac{213\,900 \cdot 434\,113}{613\,149} = 151\,442 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Изгибающий момент, воспринимаемый стенкой,

$$M_{\text{стенки}} = \frac{M_{\text{стыка}} \cdot I_{x\text{ стенки}}}{I_{x\text{ балки}}} = \frac{213\,900 \cdot 179\,036}{613\,149} = 62\,458 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

#### Расчет стыка полок

Полка балки перекрывается тремя накладками: одна верхняя и две нижние.

Ширина верхней накладки  $b_{\text{вн}} = b_f = 300$  мм.

Ширина нижней накладки

$$b_{\text{нн}} = (b_f - t_w - 2k_f - 2)/2 = (30 - 1,1 - 2 \cdot 0,4 - 2)/2 = 13,05 \text{ см}.$$

Принимаем  $b_{\text{нн}} = 130$  мм по ГОСТ 103–2006.

Толщина накладок определяется из условия равенства площадей перекрываемых и перекрывающих элементов:

$$t_n = \frac{b_f \cdot t_f}{b_{\text{вн}} + 2b_{\text{нн}}} = \frac{30 \cdot 1,8}{30 + 2 \cdot 13} = 0,96 \text{ см}.$$

Принимаем  $t_n = 10$  мм по ГОСТ 103–2006.

Осевое продольное усилие, передающееся через полку балки,

$$N_n = \frac{M_{\text{полок}}}{h_w + t_f} = \frac{151\,442}{125 + 1,8} = 1194 \text{ кН}.$$

Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой плоскостью трения элементов, стянутых одним высокопрочным болтом,

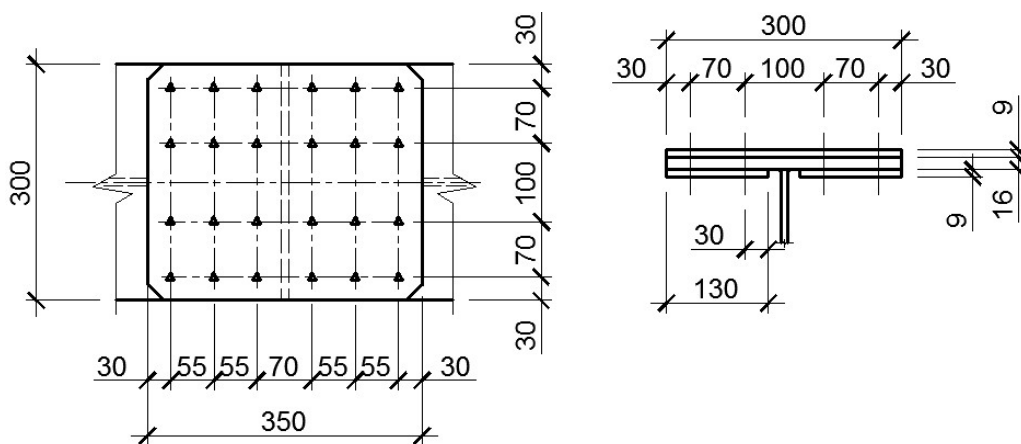
$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_h} = \frac{75,46 \cdot 2,45 \cdot 0,42}{1,12} = 69,33 \text{ кН}.$$

где  $R_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun} = 0,7 \cdot 107,8 = 75,46 \text{ кН/см}^2$ ;  $A_{bn} = 2,45 \text{ см}^2$ ;  $\mu = 0,42$ ;  $\gamma_h = 1,12$ ; способ обработки соединяемых поверхностей: газопламенный двух поверхностей без консервации.

Количество  $n$  высокопрочных болтов на полунакладку

$$n = \frac{N_n}{k \cdot Q_{bh} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c} = \frac{1194}{2 \cdot 69,33 \cdot 0,9 \cdot 1} = 10,56 \text{ шт. Принимаем } n = 12 \text{ шт.}$$

Размещение болтов в стыке полок (размеры в мм).



Минимальное расстояние между центрами болтов:  $2,5 \cdot d = 2,5 \cdot 22 = 55 \text{ мм}$ .

Минимальное расстояние до краев элементов:  $1,3d = 1,3 \cdot 22 = 28,6 \text{ мм}$ , принимаем 30 мм.

Длина накладок на полку  $l_n = 2 \cdot 30 + 4 \cdot 55 + 70 = 350 \text{ мм}$ .

#### Расчет стыка стенки

Стенка перекрывается двумя вертикальными накладками.

Высота накладки равна  $h_n = h_w - 2k_f - 2 = 125 - 2 \cdot 0,4 - 2 = 122,2 \text{ см}$ . Принимаем 1200 мм.

Толщина накладок стенки  $t_n$

$$t_n = \frac{h_w \cdot t_w}{2 \cdot h_n} = \frac{125 \cdot 1,1}{2 \cdot 120} = 0,57 \text{ см и принимаем } t_n = 6 \text{ мм по ГОСТ 82-70*}.$$

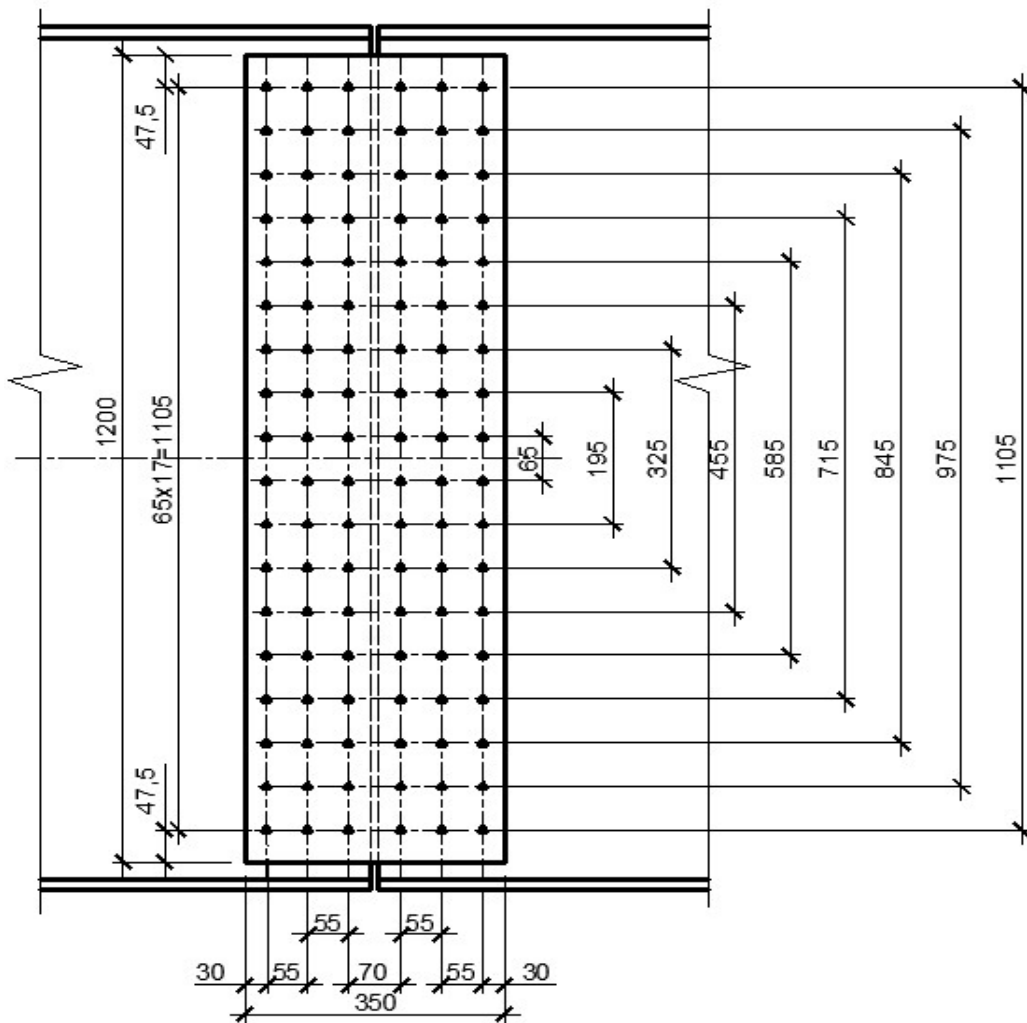
Размещение болтов в стыке стенки (размеры в мм).

Минимальное расстояние между центрами болтов:  $2,5 \cdot d = 2,5 \cdot 22 = 55 \text{ мм}$ .

Максимальное расстояние между центрами болтов: не более  $8 \cdot d = 8 \cdot 22 = 176 \text{ мм}$  и не более  $12 \cdot t = 12 \cdot 6 = 72 \text{ мм}$ , принимаем 65 мм.

Минимальное расстояние от центра отверстия до края элемента:  $1,3d = 1,3 \cdot 22 = 28,6 \text{ мм}$ , принимаем 30 мм.

Максимальное расстояние от центра отверстия до края элемента: не более  $4d = 4 \cdot 22 = 88 \text{ мм}$  и не более  $8 \cdot t = 8 \cdot 6 = 48 \text{ мм}$ , принимаем 48 мм.



Длина накладок на стенку:  $2 \cdot 30 + 4 \cdot 55 + 70 = 350$  мм.

Максимальное горизонтальное усилие от изгибающего момента, действующее на каждый крайний наиболее нагруженный болт

$$N_{\max} = \frac{M_{\text{стенки}} l_{\max}}{m \sum l_i^2}$$

$$N_{\max} = \frac{62458 \cdot 110,5}{3 \cdot (6,5^2 + 19,5^2 + 32,5^2 + 45,5^2 + 58,5^2 + 71,5^2 + 84,5^2 + 97,5^2 + 110,5^2)} = 56,19 \text{ кН.}$$

Вертикальное усилие от поперечной силы, приходящееся на один болт, равно

$$V = \frac{Q_{\text{стыка}}}{n} = \frac{14,6}{54} = 0,27 \text{ кН.}$$

Равнодействующая усилий в крайнем наиболее нагруженном болте от момента и поперечной силы

$$S = \sqrt{N_{\max}^2 + V^2} = \sqrt{56,19^2 + 0,27^2} = 56,19 \text{ кН.}$$

$$S = 56,19 \text{ кН} < Q_{bh} = 69,33 \text{ кН.}$$

Прочность болтового соединения обеспечена.

### ***Контрольные вопросы***

1. Какова конструктивная схема главной балки?
2. Как определяется расчетный пролет для главной балки?
3. Как определяется сосредоточенная сила  $F$  на главную балку? Как определяется грузовая площадь?
4. Из каких элементов состоит главная балка?
5. Как рекомендуется назначать параметры элементов сварной балки?
6. В каком месте главной балки по длине возникают максимальные нормальные, касательные и приведенные напряжения?
7. По какой формуле проводится проверка прочности главной балки по нормальным напряжениям?
8. По какой формуле проводится проверка прочности главной балки по касательным напряжениям?
9. По какой формуле проводится проверка прочности главной балки по приведенным напряжениям?
10. На какое усилие проводится расчет поясных сварных швов?
11. По каким условиям (сечениям) проводится расчет сварных швов?
12. Какие конструктивные требования предъявляются к сварному шву?
13. В чем заключается потеря общей устойчивости балки?
14. В каком случае не требуется производить проверку общей устойчивости балки?
15. Чем характеризуется потеря местной устойчивости элементами балки?
16. В каком случае устойчивость сжатой полки балки следует считать обеспеченной?
17. Чем обеспечивается местная устойчивость стенки балки?
18. Из какого условия определяется размер опорного ребра главной балки?
19. По какому условию проводится проверка устойчивости опорного ребра главной балки?
20. Для чего и в каком месте выполняется монтажный стык в главной балке?
21. На какие усилия рассчитывается стык полок и стенки?
22. От чего зависит расчетное усилие, воспринимаемое каждой плоскостью трения элементов, стянутых одним высокопрочным болтом?
23. Какие конструктивные требования предъявляются к размещению болтов?



### 3. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ

Колонны можно различать по характеру работы и по конструкции. По характеру работы различают колонны, работающие на центральное сжатие, когда линия действия силы совпадает с осью колонны, и работающие на внецентренное сжатие или сжатие с изгибом, когда линия действия силы не совпадает с осью колонны или когда, помимо осевой силы, на колонну действует еще изгибающий момент или перерезывающая сила.

В металлических конструкциях широко применяются колонны или стержни, входящие в состав конструктивных комплексов и работающие на центральное сжатие.

Центрально-сжатые колонны применяются для поддержания междуэтажных перекрытий и покрытий зданий, в рабочих площадках, путепроводах, эстакадах и т.п.

Колонны передают нагрузку от вышележащих конструкций на фундаменты.

Колонна состоит из трех частей, определяемых их назначением:

- а) оголовок, на который опирается вышележащая конструкция покрытия;
- б) стержень – основной конструктивный элемент, передающий нагрузку от перекрытий к базе;
- в) база, передающая нагрузку от стержня на фундамент.

#### 3.1. Конструктивная и расчетная схемы колонны

В данной работе требуется запроектировать и рассчитать колонну нижнего этажа многоэтажного производственного здания. Предполагается, что колонна работает на центральное сжатие, а горизонтальные нагрузки воспринимаются системой связей. Кровля здания является малоуклонной с углом  $\alpha < 25^\circ$  (см. рис. 1).

На рис. 26 представлены конструктивная и расчетная схемы колонны.

Геометрическая длина колонны первого этажа, м,

$$l_k = h_3 + h_э + 0,5h_{сб},$$

где  $h_3 = 0,7 \dots 1$  м – расстояние от нулевой отметки до обреза фундамента;  $h_э$  – высота этажа, м (см. задание);  $h_{сб}$  – высота сечения главной балки, м.

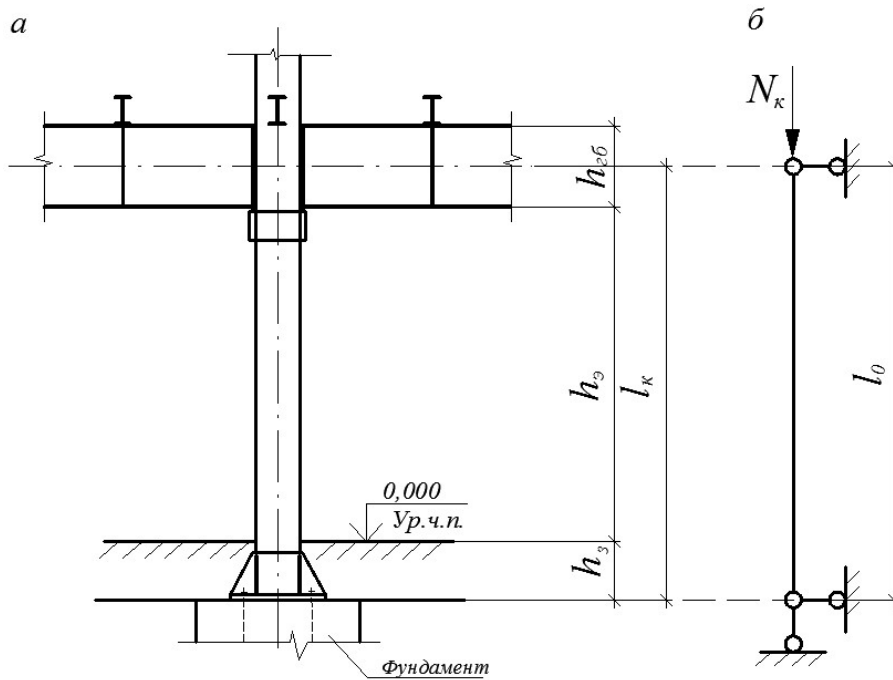


Рис. 26. Схемы к расчету колонны: *а* – конструктивная схема; *б* – расчетная схема;  $N_k$  – расчетная нагрузка на колонну 1-го этажа

Расчетная длина стержня колонны, м,

$$l_0 = l_k \cdot \mu,$$

где  $\mu$  – коэффициент расчетной длины колонны, зависящий от условий закрепления концов стержня [1, табл. П.И.1].

### 3.2. Определение расчетной нагрузки на колонну 1-го этажа

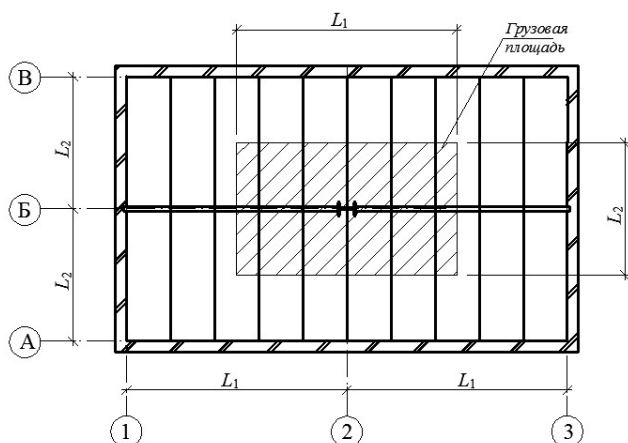


Рис. 27. План перекрытия к расчету грузовой площади на колонну

Для определения расчетной продольной силы в наиболее нагруженном сечении колонны  $N_k$  определяется грузовая площадь  $A_{gp}$  с учетом расположения колонны в плане (рис. 27): нагрузка собирается с половины продольного и поперечного пролетов.  $A_{gp} = L_1 \cdot L_2$ , где  $L_1, L_2$  – по заданию.

Расчетная продольная сила

$$N_k = [A_{зр} \cdot (q_{н\text{ост}}^h \cdot \gamma_{f,н\text{ост}} + q_{вр}^h \cdot \gamma_{f,вр}) + l_{кзб} \cdot A_{сеч} \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_{f,н\text{ост}} + (\rho/a) \cdot A_{зр} \cdot \gamma_f \cdot n_{\text{э}}] \cdot (n_{\text{э}} - 1) + A_{зр} \cdot (q_{ч.н} + q_{кр}^h \cdot \gamma_{f,н\text{ост}} + q_{сн}) + H_{ср} \cdot (1 \text{ кН/м}) \cdot \gamma_{f,н\text{ост}} \cdot n_{\text{э}}, \quad (63)$$

где  $A_{зр}$  – грузовая площадь, м<sup>2</sup>;  $q_{н\text{ост}}^h \cdot \gamma_{f,н\text{ост}} + q_{вр}^h \cdot \gamma_{f,вр}$  – см. расчет второстепенной балки, кН/м;  $l_{кзб}$  – конструктивная длина главной балки, м;  $A_{сеч} = 2 \cdot b_f \cdot t_f + t_w \cdot h_w$  – площадь сечения главной балки, м<sup>2</sup>;  $\gamma_0$  – объемный вес металла, равный 78,5 кН/м<sup>3</sup>;  $\rho$  – линейная плотность или вес 1 п. м металла второстепенной балки по сортаменту, кН/м;  $\gamma_f$  – коэффициенты надежности по нагрузке;  $n_{\text{э}}$  – количество этажей по заданию;  $q_{ч.н}$  – расчетная нагрузка от чердачного перекрытия (по заданию), кН/м<sup>2</sup>;  $q_{кр}^h$  – нормативная нагрузка от кровли (по заданию), кН/м<sup>2</sup>;  $q_{сн}$  – полное расчетное значение снеговой нагрузки принимается в зависимости от района проектирования [2], кН/м<sup>2</sup>;  $H_{ср}$  – средняя высота колонны в пределах одного этажа,  $H_{ср} = h_{\text{э}} + h_{\text{зб}}$ , м; 1 кН/м – ориентировочный вес погонного метра стержня колонны.

### 3.3. Определение размеров поперечного сечения колонны

Обычно сечение сплошной колонны проектируют в виде широкополочного двутавра, наиболее удобного в изготовлении при помощи автоматической сварки и позволяющего просто осуществлять примыкание поддерживаемых конструкций.

В курсовом проекте рассматривается поперечное сечение колонны: двутавровое составное сварное симметричное относительно осей  $x$  и  $y$  (рис. 28).

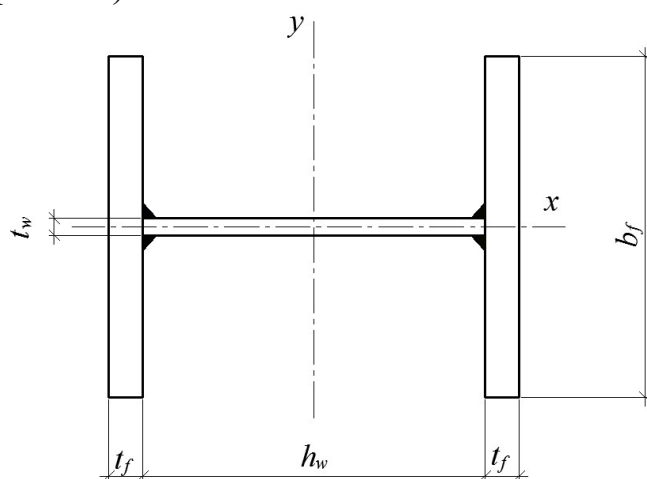


Рис. 28. Поперечное сечение колонны

Максимальное нормальное напряжение, возникающее в сечении центрально-сжатой колонны, не должно превышать расчетного сопротивления стали по пределу текучести с учетом коэффициента устойчивости, т.к. в реальных конструкциях всегда есть причины, вызывающие кроме осевого сжатия еще и изгиб,

$$\sigma = \frac{N_{\kappa}}{A} \leq \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad \text{или} \quad \sigma = \frac{N_{\kappa}}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (64)$$

Площадь поперечного сечения колонны определяется из условия устойчивости центрально-сжатого стержня [1, пп. 7.1.3, ф.(7)]:

$$\frac{N_{\kappa}}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (65)$$

где  $\varphi$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, для предварительного расчета принимается по условной гибкости  $\bar{\lambda} = 3,2$  и типу сечения  $b$  [1, табл. П.Д.1];  $A$  – площадь поперечного сечения колонны,  $\text{см}^2$ .

Требуемая площадь сечения колонны определяется из условия (65),  $\text{см}^2$ :

$$A_{mp} \geq \frac{N_{\kappa}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}. \quad (66)$$

Подбор сварных двутавровых сечений из листов производят, распределяя площадь сечения между полками и стенкой. При этом нужно стремиться к тому, чтобы площадь сечения полок составляла около 80% общей площади, а площадь стенки – соответственно 20%, т.к. с увеличением площади полок увеличиваются радиусы инерции сечения. Двутавровое сечение конструируют обычно близким к квадрату, т.е. с высотой сечения, равной примерно ширине, так как при таком соотношении размеров поясные швы легко доступны для сварки автоматом.

Размеры полок и стенки должны отвечать следующим конструктивным требованиям:

- 1)  $A_f \approx 0,4A_{mp}$  – площадь сечения одной полки,  $\text{см}^2$ ;
- 2)  $A_w \approx 0,2A_{mp}$  – площадь сечения стенки,  $\text{см}^2$ ;
- 3)  $b_f \approx h_w$ ; 4)  $t_w = 8 \dots 16$  мм; 5)  $t_w \leq t_f \leq 3t_w$ ; 6)  $t_f \leq 30$  мм;
- 7)  $h_w = (1/20 \dots 1/15)l_0$ ; 8)  $h_w = \frac{A_w}{t_w}$ ; 9)  $h_w^{\min} = 300$  мм.

Исходя из этих требований размеры сечения назначаются в соответствии с ГОСТ 82–70\* на листовую сталь.

### 3.4. Проверка общей устойчивости колонны

Для проверки общей устойчивости стержня колонны необходимо определить следующие параметры:

– площадь сечения колонны,  $\text{см}^2$ ,  $A = 2b_f t_f + t_w h_w$ ;

– момент инерции сечения относительно оси  $x$ ,  $\text{см}^4$ ,  $I_x = 2 \frac{t_f \cdot b_f^3}{12}$ ;

– момент инерции сечения относительно оси  $y$ ,  $\text{см}^4$ ,

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

– из двух моментов инерции в расчет принимается наименьший  $I_{\min}$ ;

– радиус инерции сечения,  $\text{см}$ ,  $i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$ ;

– гибкость стержня максимальная  $\lambda = \frac{l_0}{i_{\min}}$ , но не более 120;

– условная гибкость стержня  $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}$ ;

– коэффициент устойчивости  $\varphi$  принимается в зависимости от условной гибкости стержня колонны [1, табл. П.Д.1].

Проверка общей устойчивости стержня колонны выполняется по формуле (65).

Сечение колонны подобрано удовлетворительно, если резерв надежности (недонапряжение) не превышает 5%. В противном случае необходимо изменить размеры сечения.

**Пример расчета.** Требуется определить расчетную продольную силу в сечении колонны нижнего этажа, произвести подбор сечения и выполнить проверку общей устойчивости стержня колонны.

Исходные данные: грузовая площадь  $A_{gp} = 7,4 \cdot 14 = 103,6 \text{ м}^2$ ; площадь сечения главной балки  $A_{сеч} = 2 \cdot b_f \cdot t_f + t_w \cdot h_w = 2 \cdot 0,3 \cdot 0,011 + 0,018 \cdot 1,25 = 0,0291 \text{ м}^2$ ; количество этажей  $n_э = 4$ ; расчетная нагрузка от чердачного перекрытия  $q_{ч.п.} = 3,6 \text{ кН/м}^2$ ; нормативная нагрузка от покрытия и веса кровли  $q_{кр}^н = 0,85 \text{ кН/м}^2$ ; расчетная снеговая нагрузка  $q_{сн} = 2,1 \text{ кН/м}^2$  для III района проектирования. Высота этажа  $h_э = 4,8 \text{ м}$ . Геометрическая длина колонны первого этажа  $l_k = h_э + h_э + 0,5h_{эб} = 0,7 + 4,8 + 0,5 \cdot 1,286 = 6,143 \text{ м}$ . Средняя высота колонны в пределах одного этажа  $H_{cp} = h_э + h_{эб} = 4,8 + 1,286 = 6,086 \text{ м}$ .

Решение:

Расчетная продольная сила

$$N_{\kappa} = [A_{\text{сп}} \cdot (q_{\text{норм}}^{\text{н}} \cdot \gamma_f^{\text{норм}} + q_{\text{сп}}^{\text{н}} \cdot \gamma_f^{\text{сп}}) + l_{\text{кзб}} \cdot A_{\text{сеч}} \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_f + (\rho/a) \cdot A_{\text{сп}} \cdot \gamma_f] \cdot (n_3 - 1) + A_{\text{сп}} \cdot (q_{\text{ч.н}} + q_{\text{кр}}^{\text{н}} \cdot \gamma_f + q_{\text{сн}}) + H_{\text{сп}} \cdot (1 \text{ кН/м}) \cdot \gamma_f \cdot n_3 = [103,6 \cdot (2,8 \cdot 1,2 + 7,1 \cdot 1,2) + 14,2 \cdot 0,0291 \cdot 78,5 \cdot 1,05 + (0,665/2,8) \cdot 103,6 \cdot 1,05] \cdot (4 - 1) + 103,6 \cdot (3,6 + 0,85 \cdot 1,2 + 2,1) + 6,086 \cdot 1 \cdot 1,05 \cdot 4 = 4594 \text{ кН.}$$

Требуемая площадь сечения колонны из условия устойчивости, см<sup>2</sup>,

$$A_{\text{мп}} = \frac{N_{\kappa}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{4594}{0,602 \cdot 23,5 \cdot 1} = 325 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения одной полки  $A_f = 0,4A_{\text{мп}} = 0,4 \cdot 325 = 130 \text{ см}^2$ .

Площадь сечения стенки  $A_w = 0,2A_{\text{мп}} = 0,2 \cdot 325 = 65 \text{ см}^2$ .

Размеры стенки:

– толщина стенки  $t_w = 16 \text{ мм}$ ;

– высота стенки  $h_w = \frac{A_w}{t_w} = \frac{65}{1,6} = 40,625 \text{ см}$ , принимаем  $h_w = 400 \text{ мм}$ .

Размеры полки:

– ширина полки  $b_f = 400 \text{ мм}$ ;

– толщина полки  $t_f = 28 \text{ мм}$ .

Расчетные параметры для проверки общей устойчивости колонны:

– площадь сечения колонны

$$A = 2b_f t_f + t_w h_w = 2 \cdot 40 \cdot 2,8 + 1,6 \cdot 40 = 288 \text{ см}^2;$$

– момент инерции сечения относительно оси  $x$

$$I_x = 2 \frac{t_n b_n^3}{12} = 2 \frac{2,8 \cdot 40^3}{12} = 29 \ 867 \text{ см}^4;$$

– момент инерции сечения относительно оси  $y$

$$I_y = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2b_f \cdot t_f \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = \frac{1,6 \cdot 40^3}{12} + 2 \cdot 40 \cdot 2,8 \left( \frac{40 + 2,8}{2} \right)^2 = 111 \ 116 \text{ см}^4;$$

– наименьший момент инерции  $I_{\text{min}} = I_x = 29 \ 867 \text{ см}^4$ ;

– радиус инерции сечения, см,  $i_{\text{min}} = \sqrt{\frac{I_{\text{min}}}{A}} = \sqrt{\frac{29 \ 867}{288}} = 10,18 \text{ см}$ ;

– гибкость стержня максимальная,  $\lambda = \frac{l_0}{i_{\text{min}}} = \frac{614,3 \cdot 1}{10,18} = 60,34$ ;

– условная гибкость стержня  $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E} = 60,34 \sqrt{23,5/20 \ 600} = 2,04$ ;

– коэффициент устойчивости  $\varphi = 0,826$ .

Проверка устойчивости

$$\frac{N_{\kappa}}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{4595}{0,826 \cdot 288 \cdot 23,5 \cdot 1} = 0,82 \leq 1.$$

Недонапряжение составляет  $18\% > 5\%$ .

Уточняются размеры и характеристики сечения колонны:

– толщина стенки  $t_w = 16 \text{ мм}$ ;

– высота стенки  $t_w = 360 \text{ мм}$ ;

– ширина полки  $b_f = 360 \text{ мм}$ ;

– толщина полки  $t_f = 28$  мм;

– площадь сечения колонны

$$A = 2b_f t_f + t_w h_w = 2 \cdot 36 \cdot 2,8 + 1,6 \cdot 36 = 259,2 \text{ см}^2;$$

– момент инерции сечения относительно оси  $x$

$$I_x = \frac{t_n b_n^3}{6} = \frac{2,8 \cdot 36^3}{6} = 21\,773 \text{ см}^4;$$

– момент инерции сечения относительно оси  $y$

$$I_y = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + b_f \cdot t_f \frac{(h_w + t_f)^2}{2} = \frac{1,6 \cdot 36^3}{12} + 36 \cdot 2,8 \frac{(36 + 2,8)^2}{2} = 82\,095 \text{ см}^4;$$

– наименьший момент инерции  $I_{\min} = I_x = 21\,773 \text{ см}^4$ ;

– радиус инерции сечения, см,  $i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}} = \sqrt{\frac{21\,773}{259,2}} = 9,17 \text{ см}$ ;

– гибкость стержня максимальная,  $\lambda = \frac{l_0}{i_{\min}} = \frac{614,3 \cdot 1}{9,17} = 67,0$ ;

– условная гибкость стержня  $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E} = 67,0 \sqrt{23,5/20\,600} = 2,26$ ;

– коэффициент устойчивости  $\varphi = 0,777$ .

Проверка устойчивости

$$\frac{N_k}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{4594}{0,777 \cdot 259,2 \cdot 23,5 \cdot 1} = 0,97 \leq 1.$$

Недонапряжение составляет 3%.

### 3.5. Проверка местной устойчивости элементов колонны

Потеря местной устойчивости каким-либо элементом колонны (полок и стенки) и выход его из работы резко ослабляют стержень, часто делая недеформированную часть сечения несимметричной; центр изгиба при этом перемещается, стержень начинает закручиваться и быстро теряет устойчивость (рис. 29, а).

#### *Местная устойчивость стенки*

Устойчивость стенки центрально-сжатых элементов сплошного сечения следует считать обеспеченной, если выполняется условие [1, пп. 7.3.2]

$$\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{uw}, \quad (67)$$

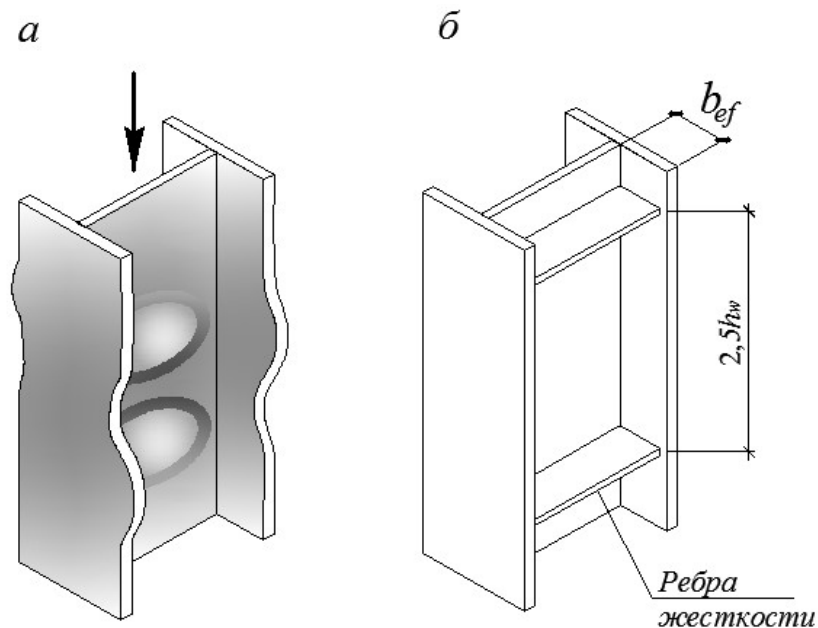


Рис. 29. Местная потеря устойчивости поясами и стенкой

где  $\bar{\lambda}_w = (h_w/t_w)\sqrt{R_y/E}$  – условная гибкость стенки;  $\bar{\lambda}_{uw}$  – предельная условная гибкость стенки определяется в зависимости от условной гибкости стержня колонны  $\bar{\lambda}$  [1, табл. 9, ф. (23), (24)]:

$$\text{при } \bar{\lambda} \leq 2,0 \quad \bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}^2;$$

$$\text{при } \bar{\lambda} > 2,0 \quad \bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}, \text{ но не более } 2,3.$$

При невыполнении условия (67) необходимо изменить размеры стенки и повторить расчет.

Стенки сплошных колонн при  $h_{cm}/t_{cm} \geq 2,3\sqrt{E/R_y}$  следует укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии  $2,5h_{cm}$  одно от другого (рис. 29, б) [1, пп. 7.3.3].

Ширина ребер принимается  $b_r \geq \frac{h_{cm}}{30} + 40$  мм, но не менее 90 мм.

$$\text{Толщина ребер } t_r = \frac{b_r}{15} \geq 4 \text{ мм.}$$

### Местная устойчивость полки

При проверке устойчивости полки в сварных элементах в качестве расчетной ширины свеса принимается расстояние от грани стенки до края полки:  $b_{ef} = b_f/2 - t_w/2$  [1, пп. 7.3.7].



Устойчивость полок центрально-сжатых элементов сплошного сечения следует считать обеспеченной, если выполняется условие [1, пп. 7.3.8]

$$\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf}, \quad (68)$$

где  $\bar{\lambda}_f = (b_{ef}/t_f)\sqrt{R_y/E}$  – условная гибкость свеса полки;  $\bar{\lambda}_{uf}$  – предельная условная гибкость свеса полки определяется в зависимости от условной гибкости стержня колонны  $\bar{\lambda}$  [1, табл. 10, ф. (37)]:

$$\text{при } 0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4 \quad \bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10 \cdot \bar{\lambda}.$$

При значениях  $\bar{\lambda} < 0,8$  или  $\bar{\lambda} > 4$  следует принимать соответственно  $\bar{\lambda} = 0,8$  или  $\bar{\lambda} = 4$ .

При невыполнении условия (68) необходимо изменить размеры полки и повторить расчет.

**Пример расчета.** Требуется выполнить проверку местной устойчивости элементов колонны.

Решение:

Проверка устойчивости стенки

Условная гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_w = (h_w/t_w)\sqrt{R_y/E} = (36/1,6)\sqrt{23,5/20\,600} = 0,76.$$

Предельная условная гибкость стенки при  $\bar{\lambda} = 2,26 > 2,0$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}^2 = 1,2 + 0,35 \cdot 2,26^2 = 2,99.$$

Проверка устойчивости стенки.

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \leq \bar{\lambda}_{uw} = 2,99.$$

Условие устойчивости стенки выполняется.

Проверка устойчивости свеса полки  $b_{ef} = b_f/2 - t_w/2 = 36/2 - 1,6/2 = 17,2$  см.

Условная гибкость свеса полки

$$\bar{\lambda}_f = (b_{ef}/t_f)\sqrt{R_y/E} = (17,2/2,8)\sqrt{23,5/20\,600} = 0,21.$$

Предельная условная гибкость свеса полки при  $\bar{\lambda} = 2,26$ .

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10\bar{\lambda} = 0,36 + 0,10 \cdot 2,26 = 0,59.$$

Проверка устойчивости свеса полки

$$\bar{\lambda}_f = 0,21 \leq \bar{\lambda}_{uf} = 0,59.$$

Условие устойчивости свеса полки выполняется.

### 3.6. База колонны с траверсами

Конструкция базы должна отвечать принятому в расчетной схеме колонны способу сопряжения ее с основанием (см. рис. 26). При шарнирном сопряжении колонны с фундаментом анкерные болты ставят лишь для фиксации проектного положения колонны и закрепления ее в процессе монтажа. Анкеры в этом случае прикрепляют непосредственно к опорной плите базы, и благодаря гибкости плиты обеспечивается необходимая податливость сопряжения при действии случайных моментов. Диаметр анкерных болтов принимают равным 20...30 мм, а отверстия для анкерных болтов принимают в 1,5...2 раза больше диаметра анкеров. На анкерные болты надевают шайбы с отверстием, которое на 3 мм больше диаметра болта, и после натяжения болта гайкой шайбу приваривают к базе.

При сравнительно небольших расчетных усилиях в колоннах (4000...5000 кН) применяются базы с траверсами. Траверса воспринимает нагрузку со стержня колонны и передает ее на опорную плиту. Чтобы увеличить равномерную передачу давления с плиты на фундамент, жесткость плиты увеличивают дополнительными ребрами (рис. 30).

Таким образом, база колонны выполняет две функции – распределяет усилие, передаваемое колонной на фундамент, снижая напряжение до расчетного сопротивления бетона фундамента, и обеспечивает прикрепление к нему колонны с помощью анкерных болтов.

#### 3.6.1. Определение размеров опорной плиты

Расчет базы начинается с определения площади опорной плиты и ее размеров в плане.

Площадь опорной плиты  $A_{on}$  рассчитывается из условия прочности бетона фундамента

$$\frac{N_k}{A_{on}} \leq R_b \gamma_\phi; \quad (69)$$

$$A_{on} = \frac{N_k}{R_b \gamma_\phi}, \quad (70)$$

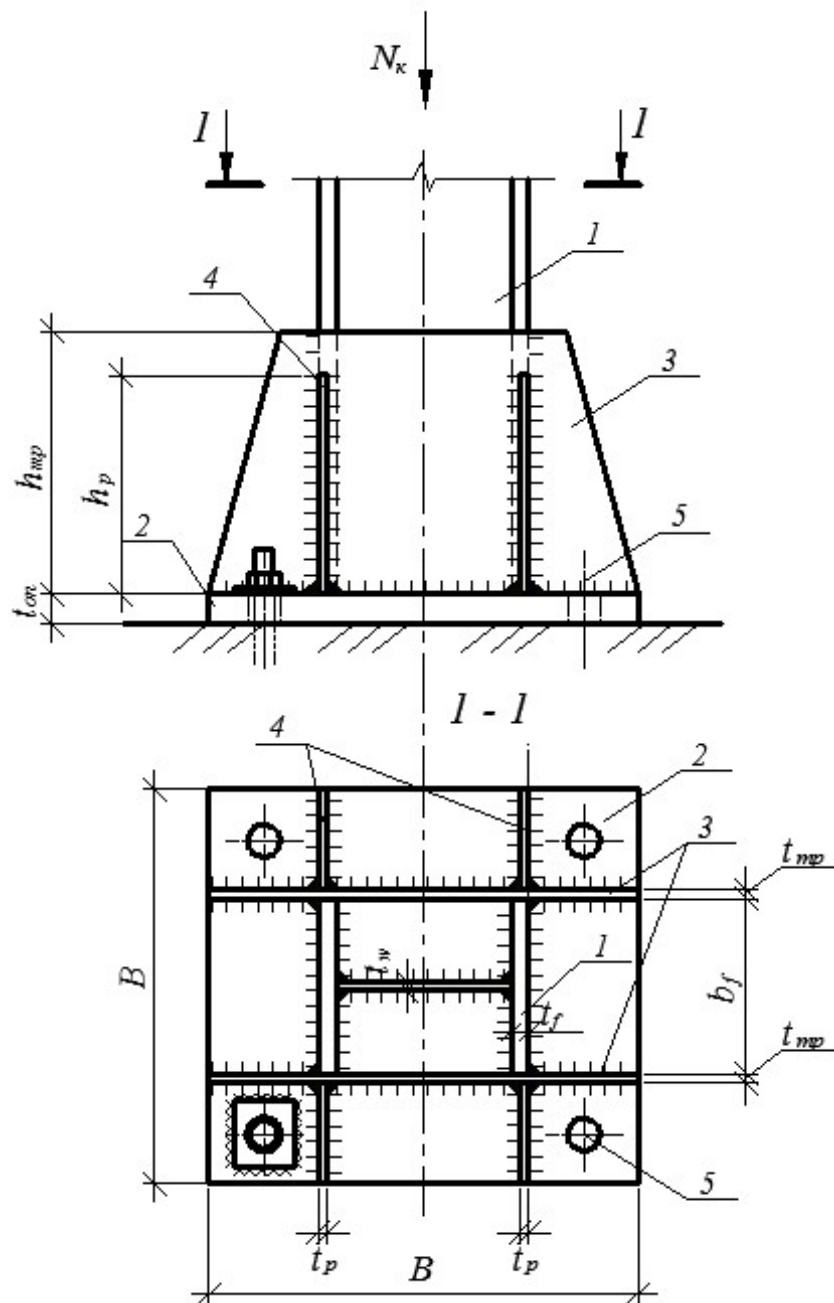


Рис. 30. Конструктивная схема базы колонны:

1 – стержень колонны; 2 – опорная плита; 3 – траверсы;  
 4 – ребра жесткости; 5 – оси анкерных болтов;  $h_{mp}$  – высота траверсы;  
 $t_{mp}$  – толщина траверсы;  $h_p$  – высота ребра жесткости;  
 $t_p$  – толщина ребра жесткости;  $t_{on}$  – толщина опорной плиты

где  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию (прил. 4),  $\text{кН/см}^2$ ;  $\gamma_\phi$  – коэффициент увеличения  $R_b$  в зависимости от соотношения площадей верхнего обреза фундамента  $A_\phi$  и опорной плиты  $A_{on}$  при  $\frac{A_\phi}{A_{on}} = 2$ ,

$$\gamma_\phi = \sqrt[3]{(A_\phi / A_{on})} = \sqrt[3]{2} = 1,26.$$

Так как габаритные размеры колонны приближены к квадрату,  $b_f \approx h_w$ , то и опорная плита принимается квадратной в плане со стороной  $B = \sqrt{A_{on}}$  по ГОСТ 82–70\* на листовую сталь.

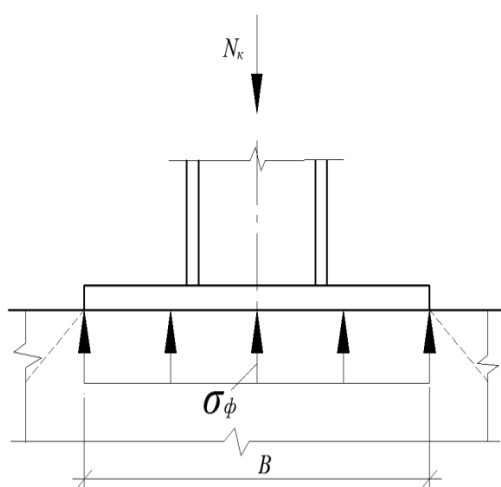


Рис. 31. Схема к расчету опорной плиты

Напряжение смятия в фундаменте под опорной плитой  $\sigma_\phi$ ,  $\text{кН/см}^2$ , (рис. 31) считается распределенным равномерно и является фактическим реактивным давлением на опорную плиту,  $\text{кН/см}^2$ . Проверка прочности бетона фундамента выполняется по формуле

$$\sigma_\phi = \frac{N_k}{B^2} \leq R_b \cdot \gamma_\phi. \quad (71)$$

Толщина опорной плиты рассчитывается после конструирования базы.

### 3.6.2. Определение размеров траверс и ребер базы колонны

Траверсы и ребра жесткости предназначены для равномерного распределения нагрузки от стержня колонны по площади опорной плиты.

Следующие размеры траверс и ребер принимаются по конструктивным требованиям:

$$t_{mp} = 10...14 \text{ мм} - \text{толщина траверсы};$$

$$t_p = t_{mp} - 2 \text{ мм} - \text{толщина ребра жесткости};$$

$$h_p = 0,8h_{mp} - \text{высота ребра жесткости}.$$

Если торец колонны не фрезерован, то передача усилия от колонны к опорной плите происходит через траверсу – вертикальные

опорные листы. В этом случае усилие от колонны передается через вертикальные швы на траверсу и от траверсы через горизонтальные швы на опорную плиту.

Поэтому высота траверсы  $h_{mp}$  определяется из условия прочности сварных швов, приваривающих траверсы к стержню колонны. Количество вертикальных швов принимается четыре (см. рис. 29).

Расчет сварных угловых швов производится на условный срез:

1) при срезе по металлу шва

$$\frac{N_{\kappa}}{4\beta_f k_f h_{mp} R_{wf} \gamma_c} \leq 1, \quad (72)$$

$$\text{отсюда } h_{mp} \geq \frac{N_{\kappa}}{4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 2 \text{ см}; \quad (73)$$

2) при срезе по металлу границы сплавления

$$\frac{N_{\kappa}}{4\beta_z k_f h_{mp} R_{wz} \gamma_c} \leq 1, \quad (74)$$

$$\text{отсюда } h_{mp} \geq \frac{N_{\kappa}}{4\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 2 \text{ см}. \quad (75)$$

Все обозначения в формулах – см. п. 2.6 данного пособия, при этом катет шва  $k_f$  принимается  $k_{f \min} \leq k_f \leq 1,2 t_{\min}$ .

Полученная высота траверсы не должна превышать отметку пола 1-го этажа  $h_{mp} \leq h_3 - 100$  мм, что регулируется изменением катета шва.

Размеры траверс и ребер принимаются в соответствии с ГОСТом на листовую сталь.

### 3.6.3. Определение толщины опорной плиты

Плиту рассчитывают как пластинку, нагруженную (снизу) равномерно распределенным давлением фундамента и опертую на элементы стержня и базы колонны (траверсы и ребра).

Для расчета вырезают из плиты полосу шириной 1 см в направлении наименее благоприятной работы плиты.

Равномерно распределенное реактивное давление со стороны фундамента  $\sigma_{\phi}$  на полосе шириной 1 см определяется по формуле

$$q_{\phi} = \sigma_{\phi} \cdot 1 \text{ см, кН/см}. \quad (76)$$



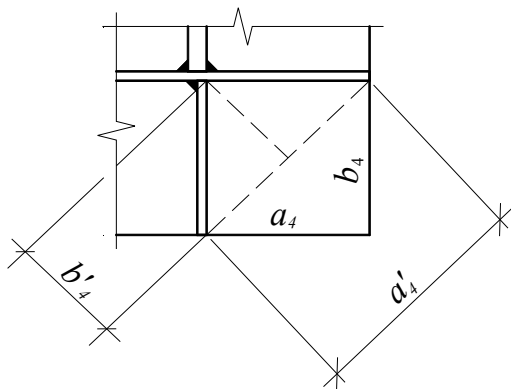
$$M_2 = \alpha_3 q_\phi a_2^2; \quad (78)$$

$$M_3 = \alpha_3 q_\phi a_3^2, \quad (79)$$

где  $\alpha_3$  – коэффициент, зависящий от отношения закрепленной стороны пластины  $b_i$  к свободной  $a_i$ :  $b_i / a_i$  (см. прил. 5).

При отношении сторон  $a_i / b_i > 2$  пластина может быть рассчитана как консоль и изгибающий момент определяется по формуле

$$M_i = \frac{q_\phi \cdot b_i^2}{2}. \quad (80)$$



Участок 4 опирается по двум сторонам (рис. 33). Изгибающий момент  $M_4$ , кН·см, определяется как для пластины, опертой по трем сторонам, с условными размерами  $a'_4$  (диагональ прямоугольника) и  $b'_4$  (расстояние от вершины угла до диагонали) по формуле

Рис. 33. Схема к расчету участка 4

$$M_4 = \alpha_3 q_\phi a_4'^2. \quad (81)$$

Толщина опорной плиты находится из условия прочности участка пластины с максимальным изгибающим моментом  $M_{\max}$ :

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{nl}} \leq R_y \gamma_c, \quad (82)$$

где  $W_{nl}$  – момент сопротивления, см<sup>3</sup>, плиты шириной 1 см,

$$W_{nl} = \frac{1 \text{ см} \cdot t_{nl}^2}{6} = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c}. \quad (83)$$

По равенству (83) определяется требуемая толщина опорной плиты, см,

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{M_{\max} \cdot 6}{R_y \gamma_c \cdot 1}}, \quad (84)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условия работы опорной плиты,  $\gamma_c = 1,2$  [1, п. 4.3, табл. 1, поз. 9].

Толщина плиты принимается в соответствии с ГОСТом на листовую сталь и не должна превышать 40 мм.

Если  $t_{nl} > 40$  мм, необходимо уменьшить  $M_{\max}$  путем постановки дополнительных ребер жесткости на наиболее загруженных участках и повторить расчет.

**Пример расчета.** Требуется выполнить расчет элементов базы колонны.

Исходные данные:  $N_{\kappa} = 4594$  кН; класс бетона фундамента В12,5; расчетное сопротивление бетона осевому сжатию  $R_b = 0,75$  кН/см<sup>2</sup>.

Решение:

$$\text{Площадь опорной плиты } A_{on} = \frac{N_{\kappa}}{R_b \gamma_{\phi}} = \frac{4594}{0,75 \cdot 1,26} = 4861 \text{ см}^2.$$

Принимаем размеры опорной плиты  $B = 70$  см.

Фактическое реактивное давление на опорную плиту:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N_{\kappa}}{B^2} = \frac{4594}{70^2} = 0,94 \text{ кН/см}^2 \leq R_b \cdot \gamma_{\phi} = 0,75 \cdot 1,26 = 0,95 \text{ кН/см}^2.$$

Высота траверсы определяется из условия прочности сварных швов, приваривающих траверсы к стержню колонны при  $k_f = 1,2$  см. Количество швов – четыре.

1) при срезе по металлу шва

$$h_{mp} = \frac{N_{\kappa}}{4 \beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{4594}{4 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot 18 \cdot 1} + 2 = 61 \text{ см};$$

2) при срезе по металлу границы сплавления

$$h_{mp} = \frac{N_{\kappa}}{4 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} = \frac{4594}{4 \cdot 1,05 \cdot 1,2 \cdot 16,65 \cdot 1} + 2 = 58 \text{ см}.$$

Высота траверсы  $h_{mp} = 610$  мм.

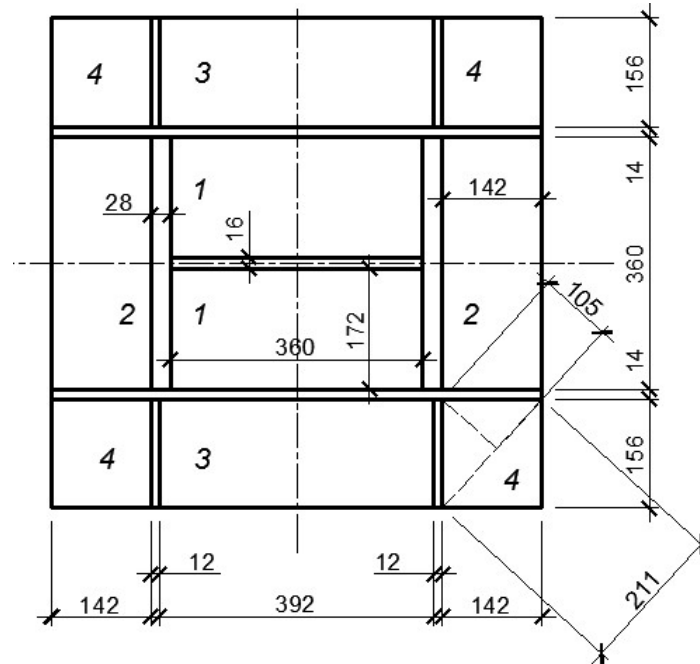
Толщина траверсы  $t_{mp} = 14$  мм.

Толщина ребра жесткости  $t_p = t_{mp} - 2 = 14 - 2 = 12$  мм.

Высота ребра жесткости  $h_p = 0,8 h_{mp} = 0,8 \cdot 610 = 490$  мм.



Схема расположения элементов базы, участков опорной плиты и их размеров в мм



Определение толщины опорной плиты.

Равномерно распределенное реактивное давление со стороны фундамента  $\sigma_\phi$  на полосе шириной 1 см:

$$q_\phi = \sigma_\phi \cdot 1 = 0,93 \text{ кН/см.}$$

Участок 1 работает на изгиб как пластина, опертая по четырем сторонам:  $b_1 = 36 \text{ см}$ ;  $a_1 = 17,2 \text{ см}$ ;  $b_1 / a_1 = 36/17,2 = 2,09$ ;  $\alpha_1 = 0,125$ ;  $\alpha_2 = 0,037$ .

$$\text{Изгибающий момент } M_{1a} = \alpha_1 q_\phi a_1^2 = 0,125 \cdot 0,93 \cdot 17,2^2 = 34,4 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

$$\text{Изгибающий момент } M_{1b} = \alpha_2 q_\phi b_1^2 = 0,037 \cdot 0,93 \cdot 36^2 = 44,6 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Участок 2 работает на изгиб как пластина, опертая по трем сторонам:  $b_2 = 14,2 \text{ см}$ ;  $a_2 = 36 \text{ см}$ ; при  $a_2 / b_2 = 36/14,2 = 2,5 > 2$  пластина рассчитывается как консоль.

$$\text{Изгибающий момент } M_2 = \frac{q_\phi \cdot b_2^2}{2} = \frac{0,93 \cdot 14,2^2}{2} = 93,76 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Участок 3 работает на изгиб как пластина, опертая по трем сторонам:  $b_3 = 15,6 \text{ см}$ ;  $a_2 = 39,2 \text{ см}$ ; при  $a_2 / b_2 = 39,2/15,6 = 2,5 > 2$  пластина рассчитывается как консоль.

$$\text{Изгибающий момент } M_3 = \frac{q_\phi \cdot b_3^2}{2} = \frac{0,93 \cdot 15,6^2}{2} = 113,16 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Участок 4 опирается по двум сторонам. Изгибающий момент  $M_4$  определяется как для пластины, опертая по трем сторонам, с условными размерами  $a'_4 = 21,1 \text{ см}$  и  $b'_4 = 10,5 \text{ см}$ ,  $b'_4 / a'_4 = 10,5/21,1 = 0,5$ ;  $\alpha_3 = 0,06$ .

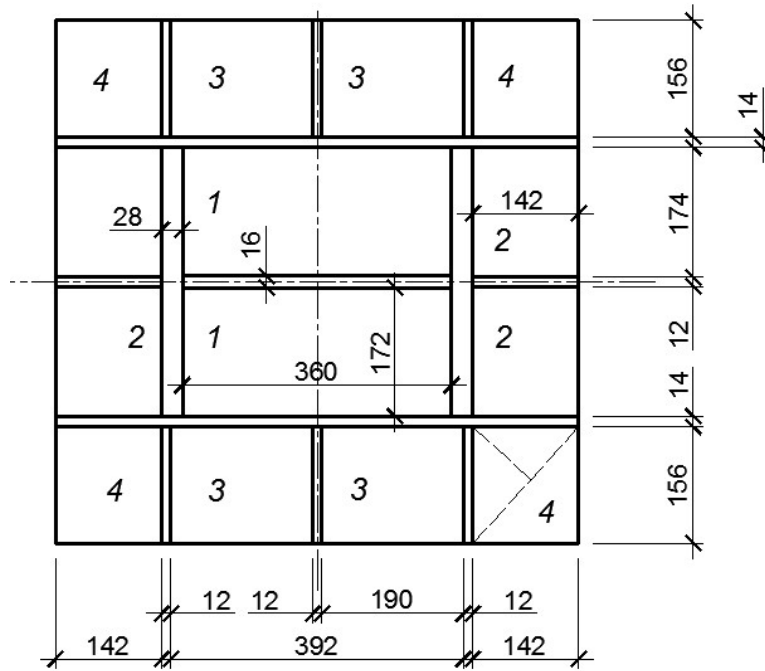
$$\text{Изгибающий момент } M_4 = \alpha_3 q_\phi a_4'^2 = 0,06 \cdot 0,93 \cdot 21,1^2 = 24,8 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Требуемая толщина опорной плиты определяется по максимальному изгибающему моменту в третьем участке  $M_{\max} = M_3 = 113,16 \text{ кН}\cdot\text{см}$ .

$$\text{Толщина опорной плиты } t_{nl} = \sqrt{\frac{M_{\max} \cdot 6}{R_y \gamma_c \cdot 1}} = \sqrt{\frac{113,16 \cdot 6}{23,5 \cdot 1,2 \cdot 1}} = 4,9 \text{ см} > 4 \text{ см}.$$

Для уменьшения толщины опорной плиты во втором и третьем участках устанавливаются дополнительные ребра жесткости и производится перерасчет.

Схема расположения элементов базы с дополнительными ребрами жесткости и их размеров в мм



Участок 2:  $b_2 = 14,2 \text{ см}$ ;  $a_2 = 17,4 \text{ см}$ ;  $b_2 / a_2 = 14,2 / 17,4 = 0,82$ ;  $\alpha_3 = 0,107$ .

Изгибающий момент  $M_2 = \alpha_3 q_\phi a_2^2 = 0,097 \cdot 0,93 \cdot 17,4^2 = 27,31 \text{ кН}\cdot\text{см}$ .

Участок 3:  $b_3 = 15,6 \text{ см}$ ;  $a_3 = 19,0 \text{ см}$ ;  $b_2 / a_2 = 15,6 / 19,0 = 0,82$ ;  $\alpha_3 = 0,097$ .

Изгибающий момент  $M_3 = \alpha_3 q_\phi a_3^2 = 0,097 \cdot 0,93 \cdot 19,0^2 = 32,56 \text{ кН}\cdot\text{см}$ .

Требуемая толщина опорной плиты определяется по максимальному изгибающему моменту в третьем участке  $M_{\max} = M_{1\theta} = 44,6 \text{ кН}\cdot\text{см}$ .

$$\text{Толщина опорной плиты } t_{nl} = \sqrt{\frac{M_{\max} \cdot 6}{R_y \gamma_c \cdot 1}} = \sqrt{\frac{44,6 \cdot 6}{23,5 \cdot 1,2 \cdot 1}} = 3,08 \text{ см}.$$

Принимаем толщину опорной плиты  $t_{nl} = 32 \text{ мм}$ .

### ***Контрольные вопросы***

1. Какова конструктивная и расчетная схемы колонны?
2. Какие нагрузки действуют на колонну? Как определяется грузовая площадь для колонны?
3. Какая часть колонны является самой нагруженной?
4. Как определяется расчетная продольная сила  $N$  для колонны?
5. Из каких элементов состоит колонна?
6. Из какого условия устойчивости центрально-сжатого стержня определяется требуемая площадь сечения колонны?
7. Как определяется гибкость стержня колонны?
8. От чего зависит коэффициент устойчивости?
9. Чем характеризуется потеря местной устойчивости элементами колонны?
10. Какие условия обеспечивают местную устойчивость элементов колонны?
11. Какую функцию выполняет база колонны?
12. Какую функцию выполняет опорная плита базы колонны?
13. Из какого условия определяется площадь опорной плиты базы колонны?
14. По какой формуле определяется фактическое реактивное давление со стороны фундамента?
15. Какую функцию выполняют траверса и ребра жесткости базы колонны?
16. Из какого условия прочности определяется высота траверсы?
17. Как определяется толщина опорной плиты исходя из характера ее работы?

## 4. ГРАФИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

### 4.1. Рабочие чертежи конструкций

После расчета конструкции (определения сечений всех ее элементов) приступают к конструированию. Под конструированием понимают составление рабочих чертежей конструкции с учетом всех конструктивных требований. Они могут быть общими, не зависящими от типа конструкции, и присущими определенному типу конструкции.

На рабочих чертежах конструкция изображается в виде отдельных отправочных элементов и в таком же виде выходит с завода-изготовителя. Разбивка конструкции на отправочные марки производится исходя из условий удобства погрузки, перевозки и изготовления отдельных элементов. При этом вес отправочных элементов не должен превышать грузоподъемность погрузо-разгрузочных механизмов, а их размеры при перевозке не должны выходить за пределы транспортных средств. Каждый отправочный элемент на рабочих чертежах изображается отдельно (на одном листе может помещаться несколько элементов) и ему присваивается определенная марка. Если один и тот же элемент применяется в конструкции несколько раз, то его изображают только один раз, но указывают требуемое количество элементов.

Для того чтобы при монтаже можно было легко собрать конструкцию, в рабочие чертежи включают монтажную схему, показывающую разбивку конструкции на отдельные монтажные элементы. Для удобства пользования монтажной схемой однотипные отправочные элементы, помимо номера, обозначают еще общей буквой. Например, все колонны можно обозначить буквой «К», все балки – буквой «Б» и т.д.

Масштаб для изображения стальных конструкций на рабочих чертежах принимается в пределах 1:10 – 1:20. Иногда при изображении конструкции применяют смешанные масштабы: геометрическую схему конструкции изображают в одном, более мелком масштабе, а поперечные размеры элементов – в другом, более крупном масштабе. При этом изображение конструкции получается несколько искаженным, но тем не менее это удобно для показания в более крупном масштабе узлов конструкции, когда изображение всей конструкции в крупном масштабе требует слишком больших размеров чертежа.

На рабочих чертежах конструкций, помимо их изображения в необходимом количестве видов и разрезов, дают еще спецификацию,

таблицу количества отправочных марок, таблицу заводских сварных швов или заклепок, условные обозначения, принятые на чертеже, и примечания. В спецификации дается перечень всех деталей, входящих в данную отправочную марку, причем каждой детали присваивают свой номер (позицию). Одинаковые детали отправочной марки обозначают одним номером, а в спецификации дают их общее количество. Если две детали являются зеркальным отображением одна другой, то такие детали обозначают одним номером, но деталь, изготовляемая «наоборот», дополнительно имеет индекс «'». Например, позиция 5 и 5'.

Вес прокатных деталей определяют по сортаменту. Вес листовой стали принимается  $7,85 \text{ т/м}^3$ , что соответствует весу  $78,5 \text{ кг 1 м}^2$  листа толщиной 10 мм. В листах небольших размеров многоугольного очертания (фасонки ферм, связей и пр.) площадь подсчитывают как для прямоугольника. Для определения общего веса отправочного элемента к весу всех деталей добавляют вес наплавленного металла для сварных конструкций или вес заклепочных головок для клепаных конструкций. Вес сварных швов берут приближенно около 1,5% от веса конструкции. Вес заклепочных головок берут в размере 2% от веса конструкции.

## 4.2. Требования к чертежам курсового проекта

Чертежи графической части курсового проекта (курсовой работы) выполняются на листах формата А3 (прил. 6):

1. Главная балка в масштабе 1:20, два сечения в масштабе 1:5.
2. Болтовой монтажный стык главной балки в масштабе 1:10 в трех проекциях.
3. База колонны в трех проекциях в масштабе 1:10.
4. Стык второстепенной балки с главной балкой в двух проекциях в масштабе 1:10.

По взаимному расположению главных и второстепенных балок по высоте различают расположение балок *этажное*, *в одном уровне* и *пониженное* в зависимости от конструктивной высоты перекрытия  $h_k$  (см. задание). При *этажном* расположении второстепенные балки укладывают поверх главных балок и для устойчивости крепят к ним болтами или сваркой. При расположении балок *в одном уровне* верхние полки главных балок и второстепенных балок располагаются в одной плоскости. При *пониженном* расположении второстепенные балки выполняются с подрезкой, при этом высота стенки на опоре не

должна быть меньше  $1/3$  высоты самой балки. Примыкание второстепенных балок к главным рекомендуется осуществлять на черных болтах или на сварке.

5. Стык второстепенных и главных балок с колонной в двух проекциях в масштабе 1:10.

Главные балки опираются на монтажные столики, приваренные к полкам колонны. Монтажный столик принимается конструктивно из листовой стали толщиной 40 мм и высотой 200 мм. На колонне в месте расположения монтажного столика привариваются дополнительные ребра жесткости. Главные балки дополнительно крепятся к полке колонны болтами через опорное ребро главной балки на высоте примерно  $1/3$  от высоты балки. Второстепенные балки, расположенные на одной оси с колонной, крепятся к колонне с помощью дополнительно приваренных к стенке колонны уголков. Примыкание второстепенных балок к уголкам осуществляется на болтах.

#### Библиографический список

1. СП 16.13330.2017. Актуализированная редакция «СНиП II-23-81\* Стальные конструкции». – М., 2017.
2. СП 20.13330.2016. Актуализированная редакция «СНиП 2.01.07-85\* Нагрузки и воздействия». – М., 2016.
3. Металлические конструкции : в 3 т. Т.1. Элементы стальных конструкций : учеб. пособие для строительных вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Уваров и др. ; под ред. В.В. Горева. – М. : Высш. шк., 1997.
4. Металлические конструкции. Общий курс : учебник для вузов/ Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Ведеников и др. ; под общ. ред. Е.И. Беленя. – 6-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1986.
5. Металлические конструкции: в 3 т. Т.2. Конструкции зданий : учебник для строительных вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров и др. ; под ред. В.В. Горева. – М. : Высш. шк. 2002. – 528 с.

Задание на курсовой проект

Размеры ( $L_2 \times L_1$ ) ячейки балочной клетки (в метрах)

		Вторая цифра шифра									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Первая цифра шифра	1	6,9x12,0	6,1x16,0	6,4x10,0	4,9x19,6	7,1x15,0	5,2x14,5	5,9x18,0	5,4x15,6	6,7x10,0	6,4x11,6
	2	6,8x12,6	6,2x17,7	6,0x10,5	4,8x19,2	7,2x14,7	5,4x14,0	5,6x18,6	5,5x15,2	6,8x10,5	6,5x11,2
	3	6,7x13,2	6,3x17,4	7,0x11,0	4,7x18,6	7,3x14,4	5,5x13,5	5,7x19,2	5,6x14,8	6,0x11,0	6,6x10,8
	4	6,6x13,8	6,4x17,1	5,1x11,5	5,0x18,4	7,4x14,1	5,8x13,0	5,6x19,8	5,7x14,4	7,1x11,5	6,7x10,4
	5	6,5x14,4	6,5x16,8	6,9x12,0	5,1x18,0	7,5x13,8	5,8x12,5	5,5x20,4	5,8x14,0	7,2x12,0	6,8x10,0
	6	6,4x15,0	6,6x16,5	5,7x12,5	5,2x17,6	7,6x13,5	5,9x12,0	5,4x21,0	5,9x13,6	7,3x12,5	6,9x19,6
	7	6,3x15,6	6,7x16,2	6,8x13,0	5,3x17,2	7,7x13,2	6,1x11,5	5,3x21,6	6,0x13,2	7,4x13,0	7,0x19,2
	8	6,2x16,2	6,8x15,9	6,3x13,5	5,4x16,8	7,8x12,9	6,2x11,0	5,2x22,2	6,1x12,8	7,5x13,5	7,1x19,8
	9	6,1x16,8	6,9x15,6	6,0x14,0	5,5x16,4	7,9x12,6	6,5x10,5	5,1x22,8	6,2x12,4	7,6x14,0	7,2x18,4
	0	6,0x17,4	7,0x15,3	5,7x14,5	5,6x16,0	8,0x12,3	6,6x10,0	5,0x23,4	6,3x12,0	7,7x14,5	7,3x18,0

## Нагрузки и дополнительные данные

		Нормативная нагрузка на междуэтажное перекрытие, кН/м <sup>2</sup>		Расчетная нагрузка от чердачного перекрытия $q_{ч.п}$ , кН/м <sup>2</sup>	Нормативная нагрузка от покрытия и веса кровли $q_{кр}$ , кН/м <sup>2</sup>	Число этажей $n$	Высота этажа (от пола до низа главной балки) $h_э$ , м	Конструктивная высота перекрытия $h_k$	Район строительства
		постоянная $q_{пост}^н$	временная $q_{вр}^н$						
Третья цифра шифра	1	2,9	6,5	4,0	0,90	3	4,2	1,5	1
	2	2,8	5,0	3,0	0,60	4	5,4	1,8	2
	3	3,2	5,5	3,8	0,75	5	6,0	1,4	3
	4	2,5	6,0	4,2	0,50	3	4,8	1,8	4
	5	2,0	6,5	3,6	1,00	4	4,6	1,4	5
	6	2,6	7,0	3,2	0,85	5	4,2	1,7	1
	7	2,4	7,5	3,4	0,70	5	5,4	1,9	2
	8	3,0	5,0	4,4	0,95	3	6,0	2,0	3
	9	2,2	5,5	4,5	0,60	4	5,4	1,6	4
	0	2,7	6,0	3,5	0,65	5	6,0	1,5	5



Сталь горячекатаная, балки двутавровые по ГОСТ 8239 – 89

Но- мер балки	Размеры, мм						Линейная плотность $\rho$ , кгс/м	Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Геометрическая характеристика сечения						
									x - x				y - y		
	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>s</i>	<i>t</i>	<i>R</i>	<i>r</i>			$I_x$ , см <sup>4</sup>	$W_x$ , см <sup>3</sup>	$i_x$ , см	$S_x$ , см <sup>3</sup>	$I_y$ , см <sup>4</sup>	$W_y$ , см <sup>3</sup>	$i_y$ , см
10	100	55	4,5	7,2	7	2,5	9,48	12	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22
12	120	65	4,8	7,3	7,5	3	11,5	14,7	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8,0	3	13,7	17,4	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,50	1,55
16	160	81	5	7,8	6,5	3,5	15,9	20,2	873	109	6,57	62,3	58,6	14,50	1,70
18	180	90	5,1	8,1	9	3,5	18,4	23,4	1290	143	7,42	81,4	82,6	18,40	1,88
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4	21	26,8	1840	184	8,28	104	115	23,10	2,07
22	220	110	5,4	8,7	10	4	24	30,6	2550	232	9,13	131	157	28,60	2,27
24	240	115	5,6	9,5	10,5	4	27,3	34,8	3460	289	9,97	163	198	34,50	2,37
27	270	125	6	9,8	11	4,5	31,5	40,2	5010	371	11,2	210	260	51,50	2,54
30	300	135	6,5	10,2	12	5	36,5	46,5	7080	472	12,3	268	337	49,90	2,69
33	330	140	7	11,2	13	5	42,2	53,8	9840	597	13,5	339	419	59,90	2,79
36	360	145	7,5	12,3	14	6	48,6	61,9	13380	743	14,7	423	516	81,10	2,89
40	400	155	8,3	13	15	6	57	72,6	19062	953	16,2	545	667	86,10	3,03
45	450	160	9	14,2	16	7	66,5	84,7	27696	1232	18,1	708	808	101	3,09
50	500	170	10	15,2	17	7	78,5	100	39727	1589	19,9	919	1043	123	3,23
55	550	180	11	16,5	18	7	92,6	118	55962	2035	21,8	1181	1356	151	3,39
60	600	190	12	17,8	20	8	108	138	78806	2560	23,6	1491	1725	182	3,54

**Прокат листовой горячекатаный, ГОСТ 19903 – 74\***

Толщина, мм	Ширина, мм
6, 7	700, 710, 750, 800, 900, 1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000
8, 9, 10	700, 710, 750, 800, 900, 950, 1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300
11, 12	1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300, 2400, 2500
13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20	1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 2200, 2300, 2400, 2500, 2600, 2700
21, 22, 24	1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100
26, 28, 30, 32	1250, 1400, 1420
34, 36, 38, 40	1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100

**Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный, ГОСТ 82 – 70\***

Толщина, мм	Ширина, мм
6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 480, 500, 530, 560, 600, 630, 650, 670, 700, 750, 800, 850, 900, 1000, 1050

Широкополосная сталь поставляется длиной от 5...12 м, возможно до 18 м.

**Прокат сортовой стальной горячекатаный полосовой, ГОСТ 103 – 2006**

Толщина, мм	Ширина, мм
4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 15, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 35, 36, 40	50, 56, 60, 63, 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95, 100, 105, 110, 120, 125, 130, 140, 150, 160, 170, 180, 190, 200

*Приложение 4*

**Расчетное сопротивление бетона сжатию  $R_b$**

Класс бетона	B7,5	B10	B12,5	B15	B20
Расчетное сопротивление бетона сжатию, кН/см <sup>2</sup>	0,45	0,60	0,75	0,85	1,15

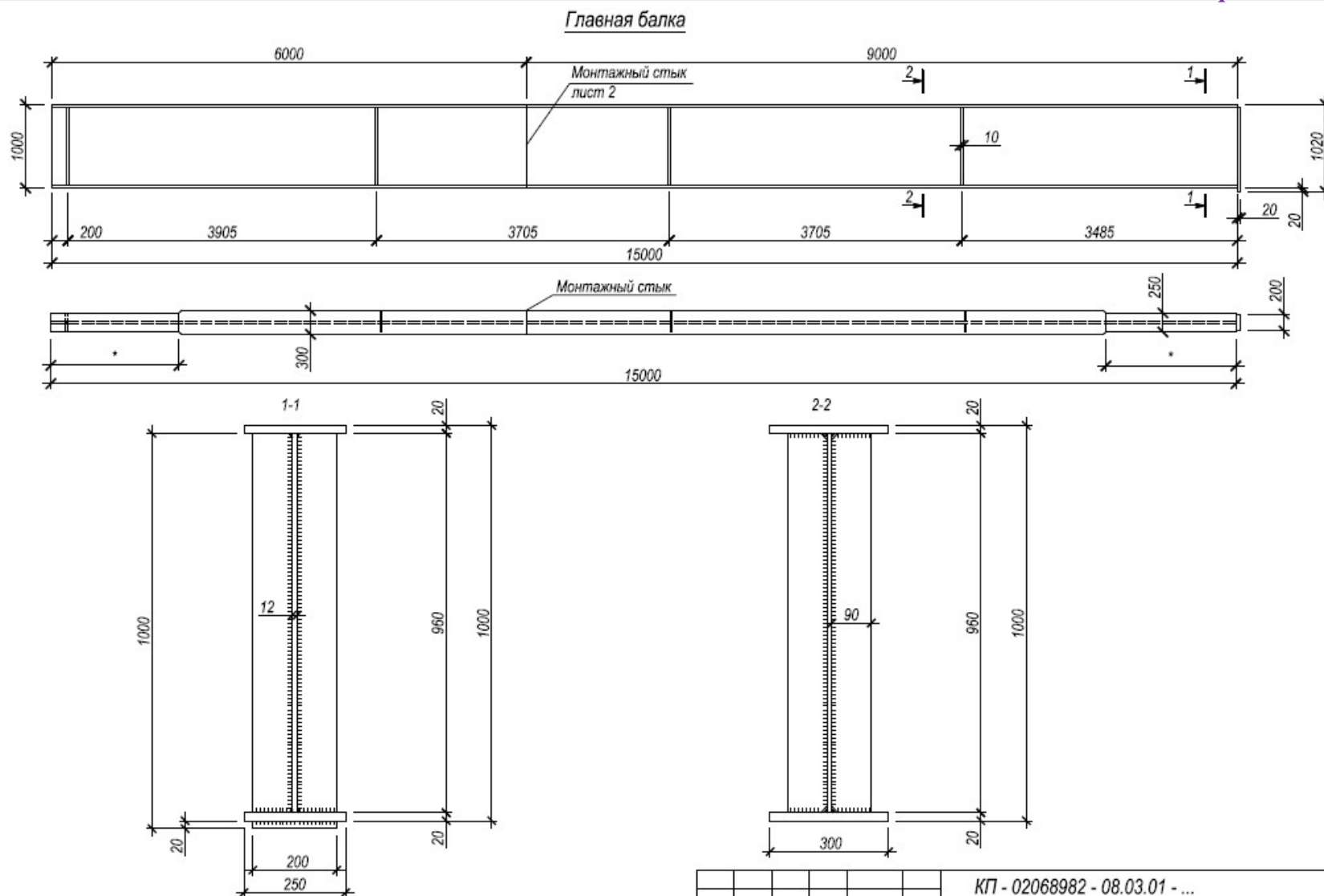
*Приложение 5*

**Коэффициенты  $\alpha_1, \alpha_2$**

$b/a$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	$\geq 2,0$
$\alpha_1$	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125
$\alpha_2$	0,048	0,049	0,050	0,050	0,050	0,050	0,049	0,048	0,048	0,047	0,046	0,037

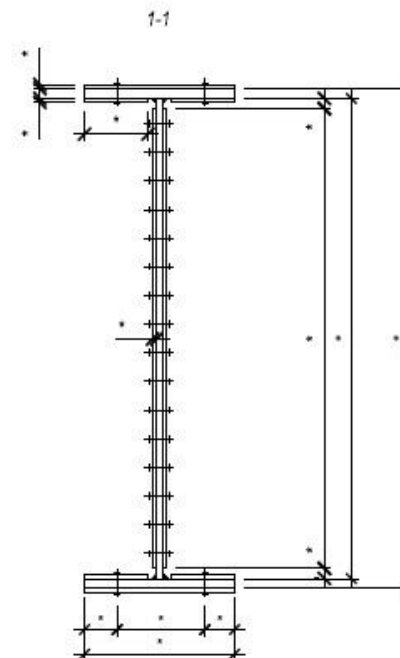
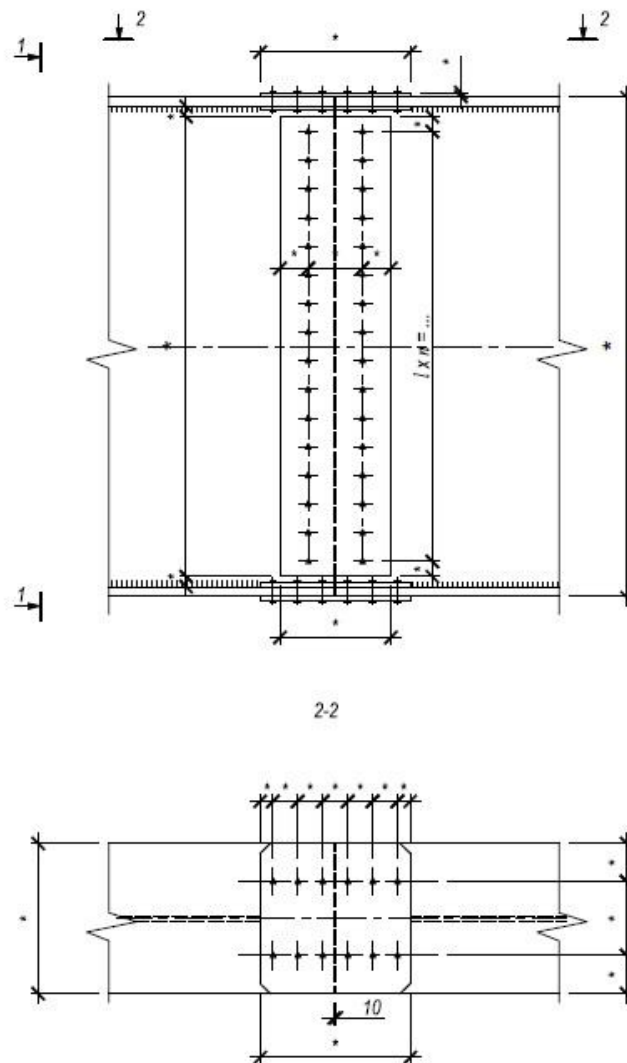
**Коэффициент  $\alpha_3$**

$b/a$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	$>2$
$\alpha_3$	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133



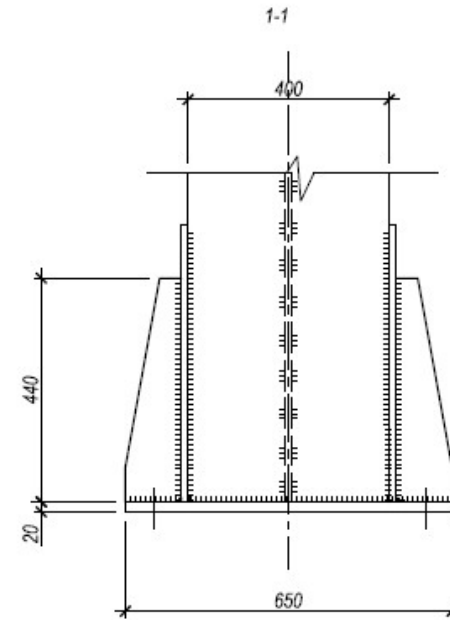
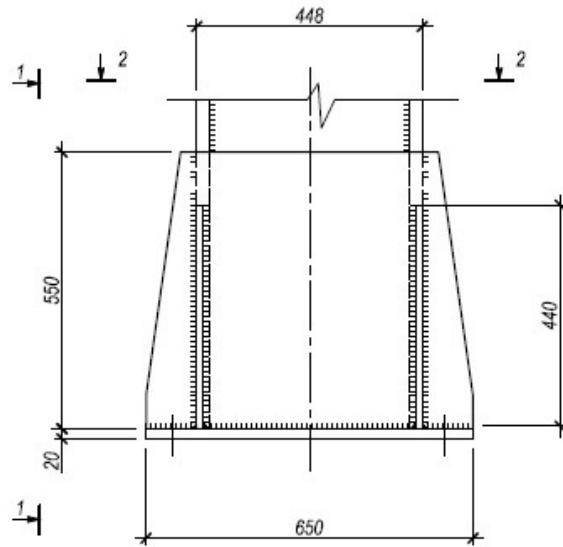
						КП - 02068982 - 08.03.01 - ...		
						Проектирование балочной клетки перекрытия и колонны		
Изм.	Код. уч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Стадия	Лист	Листов
						у	1	
Выполнил						Главная балка		
Проверил								
						СиБАДИ кафедра СК		

Монтажный стык главной балки



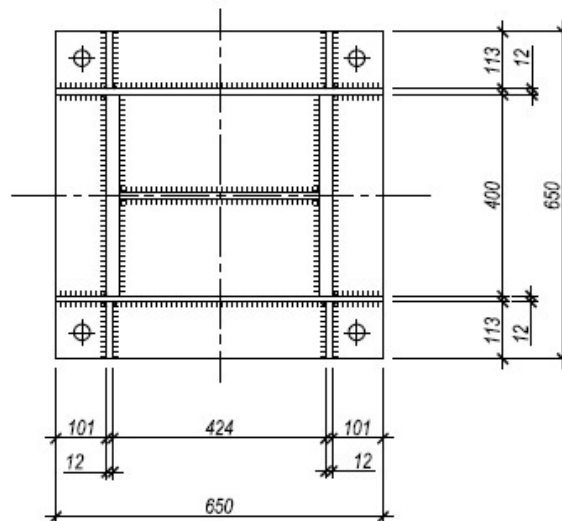
						КП - 02068982 - 08.03.01 - ...		
						Проектирование балочной клетки перекрытия и колонны		
Изм.	Код. уч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Стадия	Лист	Листов
						у	1	
Выполнил						Монтажный стык главной балки		
Проверил								
						СибАДИ кафедра СК		

База колонны

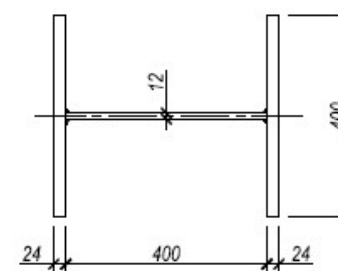


2

2-2

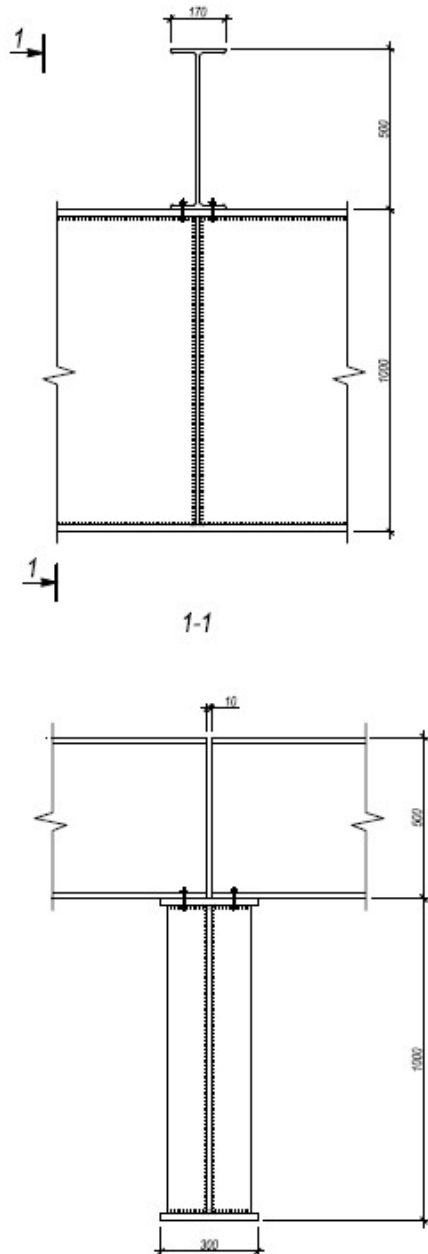


Сечение колонны

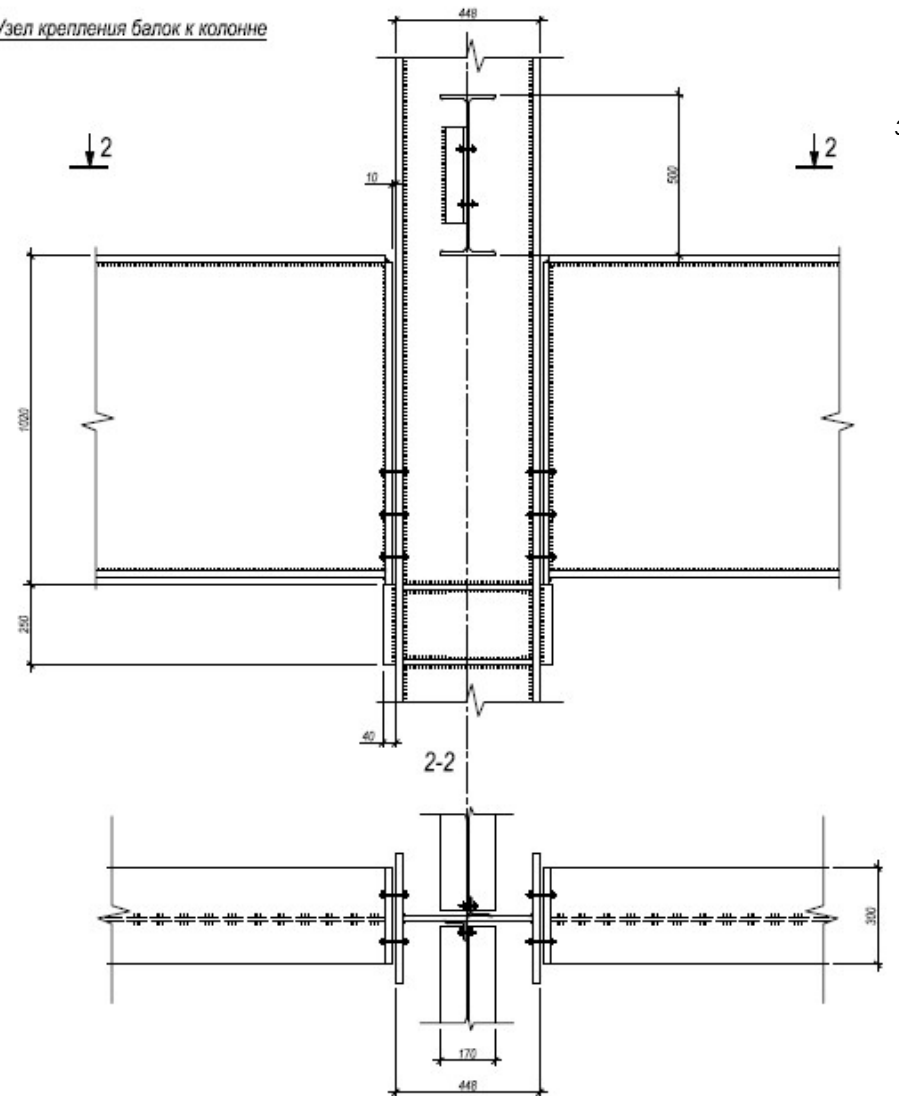


						КП - 02068982 - 08.03.01 - ...		
						Проектирование балочной клетки перекрытия и колонны		
Изм.	Код. уч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Стадия	Лист	Листов
						У	1	
Выполнил						База колонны. Сечение колонны		СИБАДИ кафедра СК
Проверил								

Узел крепления второстепенной балки к главной

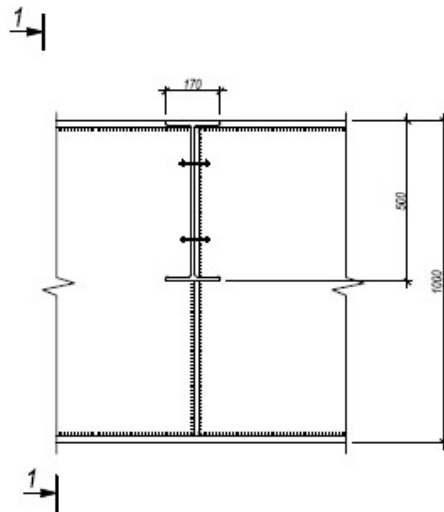


Узел крепления балок к колонне

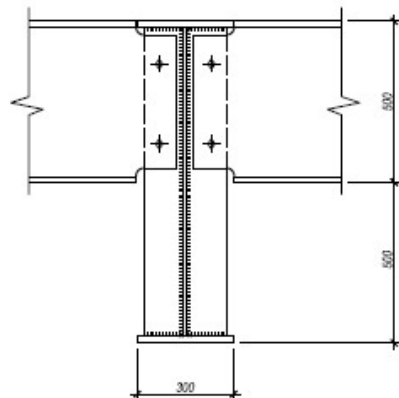


						КП - 02068982 - 08.03.01 - ...		
						Проектирование балочной клетки перекрытия и колонны		
Изм.	Код. уч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Стадия	Лист	Листов
						У	1	
Выполнил						СибАДИ кафедра СК		
Проверил								
						Узлы крепления		

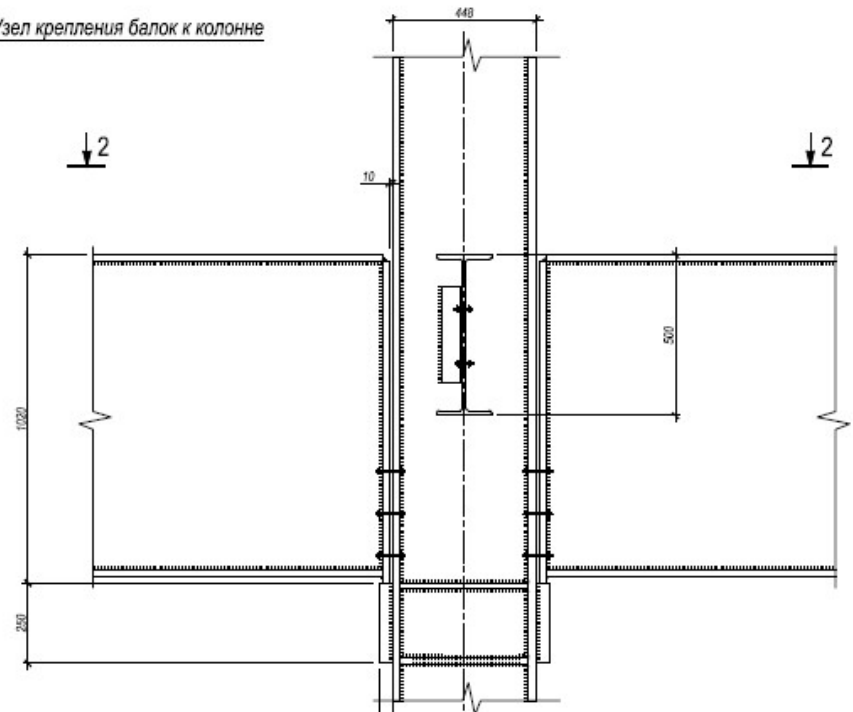
Узел крепления второстепенной балки к главной



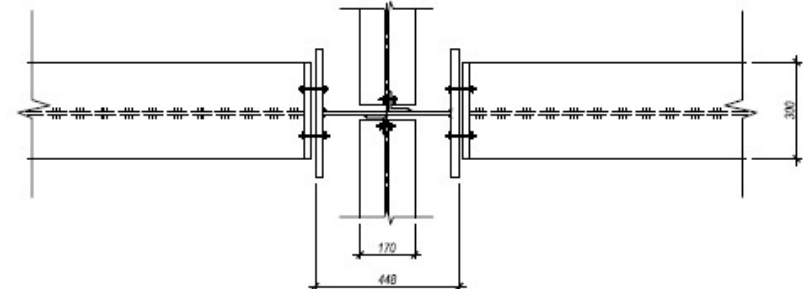
1-1



Узел крепления балок к колонне



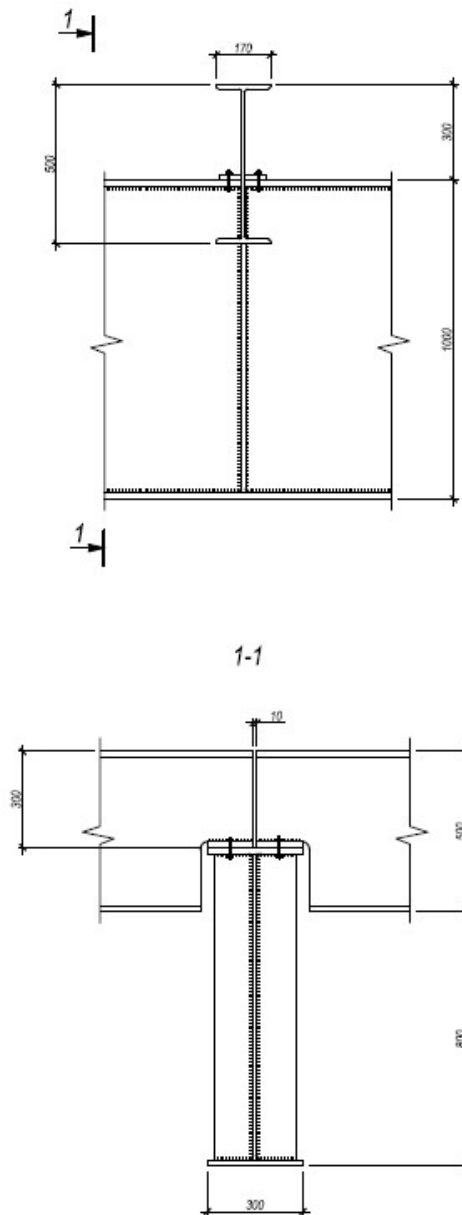
2-2



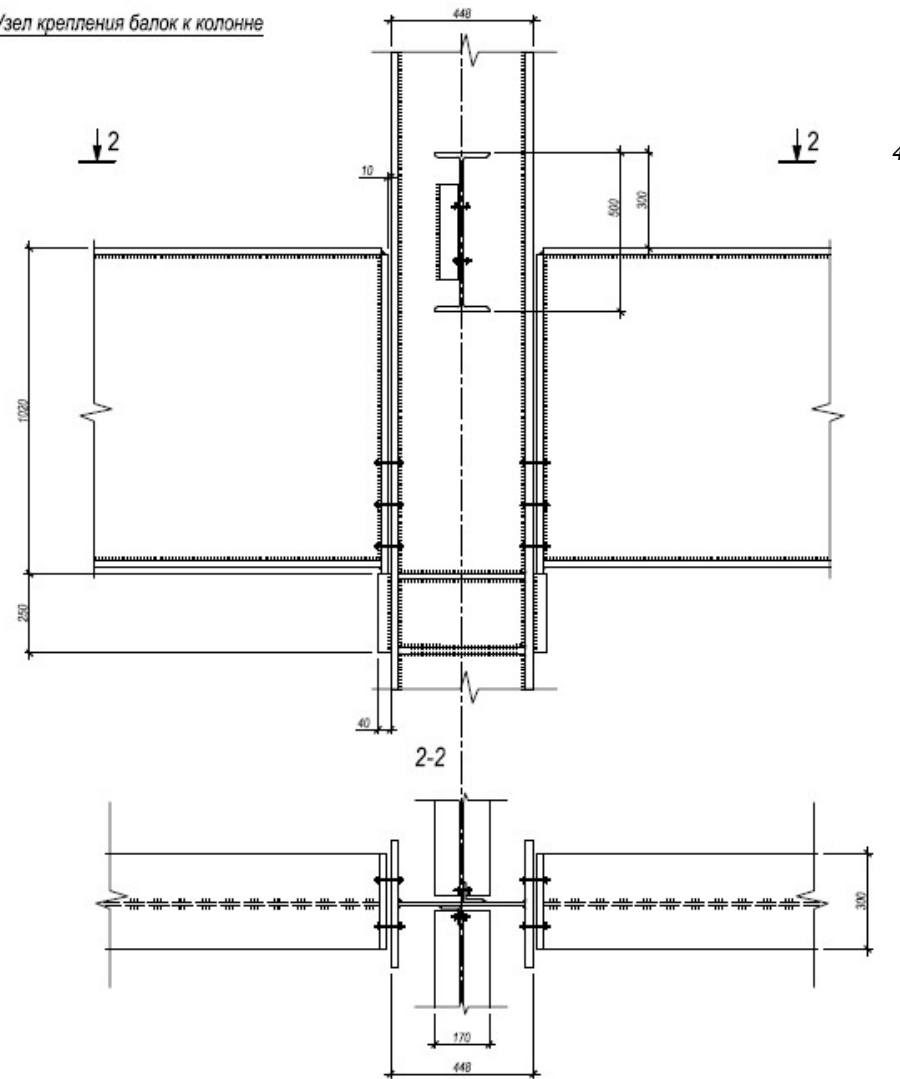
						КП - 02068982 - 08.03.01 - ...		
						Проектирование балочной клетки перекрытия и колонны		
Изм.	Код. уч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Стадия	Лист	Листов
						У	1	
Выполнил						Узлы крепления		
Проверил								
						СИБАДИ кафедра СК		



Узел крепления второстепенной балки к главной



Узел крепления балок к колонне



						КП - 02068982 - 08.03.01 - ...		
						Проектирование балочной клетки перекрытия и колонны		
Изм.	Код. уч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Стадия	Лист	Листов
						у	4	
Выполнил						Узлы крепления		
Проверил								
						СибАДИ кафедра СК		