

# **МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ**

*Методические указания по курсовому проектированию  
для студентов бакалавриата направления 08.03.01*

**САНКТ-ПЕТЕРБУРГ  
2017**

Министерство образования и науки Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное образовательное  
учреждение высшего образования  
Санкт-Петербургский горный университет

Кафедра строительства горных предприятий  
и подземных сооружений

# МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

*Методические указания по курсовому проектированию  
для студентов бакалавриата направления 08.03.01*

САНКТ-ПЕТЕРБУРГ  
2017

УДК 624.012.45 (073)

**МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ:** Методические указания по курсовому проектированию / Санкт-Петербургский горный университет. Сост. *П.А. Деменков*. СПб, 2017. 44 с.

Приведены необходимые исходные и справочные данные. Дан порядок расчета и конструирования одноэтажного промышленного здания.

Предназначены для студентов бакалавриата всех форм обучения направления 08.03.01 «Строительство» профиля подготовки «Промышленное и гражданское строительство».

Научный редактор проф. *А.Г. Протосеня*

© Санкт-Петербургский горный университет, 2017

## **МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ**

*Методические указания по курсовому проектированию  
для студентов бакалавриата направления 08.03.01*

Составитель *П.А. Деменков*

Печатается с оригинал-макета, подготовленного кафедрой строительства горных предприятий и подземных сооружений

Ответственный за выпуск *П.А. Деменков*

Лицензия ИД № 06517 от 09.01.2002

Подписано к печати 07.04.2017. Формат 60×84/16.

Усл. печ. л. 2,6. Усл.кр.-отт. 2,6. Уч.-изд.л. 1,8. Тираж 50 экз. Заказ 282. С 74.

Санкт-Петербургский горный университет  
РИЦ Санкт-Петербургского горного университета  
Адрес университета и РИЦ: 199106 Санкт-Петербург, 21-я линия, 2

## **1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ**

### **1.1. Общая характеристика балочных конструкций. Типы балочных клеток и их компоновка**

Балки – наиболее распространенные строительные конструкции. Они нашли широкое применение в строительстве самых различных сооружений: в общественных, гражданских и промышленных зданиях, мостах, эстакадах, гидротехнических сооружениях и т.д. Балки просты по конструкции, недороги в изготовлении и надежны в работе. Они предназначены для восприятия нагрузок, приложенных в пролете, передачи их на опоры и работают, в основном, на поперечный изгиб. По статической схеме балки разделяют на разрезные, неразрезные и консольные. С точки зрения расхода материала наиболее эффективна двутавровая форма сечения балок.

Стальные балки бывают прокатными и составными. Прокатные балки, чаще всего, имеют двутавровое сечение с параллельными или наклонными гранями полок, реже применяют горячекатаные или холодногнутые швеллеры. Такие балки менее трудоемки в изготовлении, чем составные, но ограниченность сортамента делает невозможным их применение при больших изгибающих моментах. Составные балки изготавливают сварными, реже болтовыми и клепаными. Основной тип сечения составных балок – двутавровое из трех листов: вертикального – стенки и двух горизонтальных – поясов.

Балочная клетка представляет собой конструктивный комплекс, образованный системой балок одного или нескольких направлений, предназначенный для восприятия нагрузок и передачи их на колонны или стены. Балочные клетки применяют в рабочих площадках, покрытиях и перекрытиях зданий, в пролетных строениях мостов, в затворах гидротехнических сооружений и т.д. На балочную клетку укладывают несущий настил (стальной или железобетонный).

В зависимости от назначения, габаритных размеров, значения и схемы расположения нагрузок, типа настила выбирают

схему балочной клетки. При этом рассматривают разные типы балочных клеток и выбирают наилучший, исходя из наименьших затрат металла и труда на изготовление и монтаж конструкций. Сравнение вариантов производится на основании эскизного проектирования и приближенных расчетов нескольких вариантов.

По схеме компоновки в плане различают три типа балочных клеток: упрощенный, нормальный и усложненный.

Упрощенный тип основан на использовании балок одного направления, передающих нагрузку на опоры (рис. 1.1). Балки опираются на стены и расположены с шагом  $a$ .

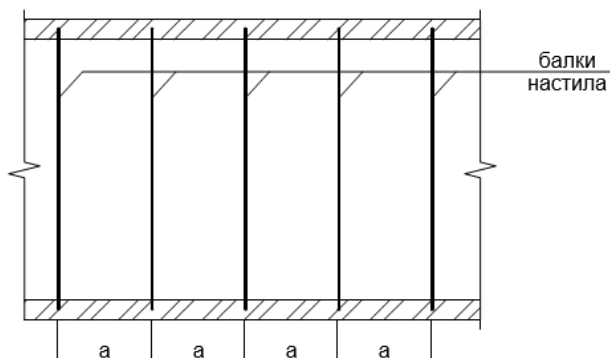


Рис. 1.1. Упрощенная балочная клетка

Нормальный тип (рис. 1.2) состоит из главных балок и балок настила, по которым укладывают настил. В балочной клетке нормального типа нагрузка с настила передается последовательно на балки настила, на главные балки, а затем на колонны.

В усложненном типе (рис. 1.3) балочной клетки имеется три вида балок – главные, вспомогательные, воспринимающие нагрузку от балок настила, и балки настила. Усложненный тип целесообразно использовать, когда необходимо перекрыть сравнительно большие пролеты, а число внутренних колонн свести к минимуму.

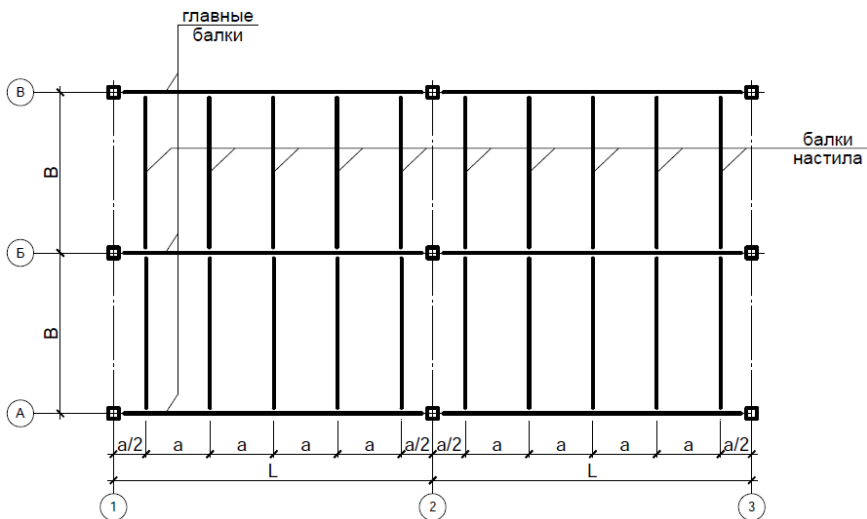


Рис. 1.2. Нормальная балочная клетка

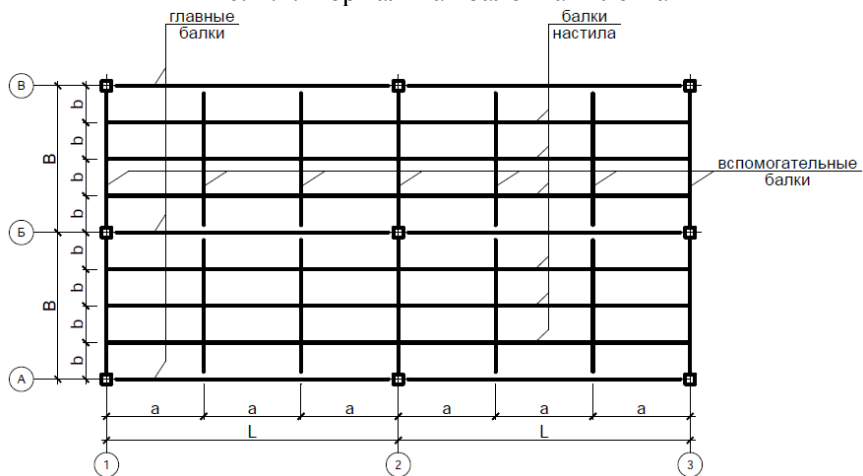


Рис. 1.3. Усложненная балочная клетка

Главные балки проектируют, как правило, составными, а вспомогательные балки и балки настила – прокатными. Главные балки ориентируют вдоль большей стороны ячейки (часть балочной

клетки в пределах четырех соседних колонн), размер которой является пролетом главных балок  $L$ .

Расстояние между колоннами в перпендикулярном направлении представляет собой шаг балок  $B$ . Расстояние между балками настила и вспомогательными балками (шаг балок  $a$  и  $b$  соответственно) назначают оптимальными, исходя из наименьшей стоимости конструкций балочной клетки «в деле». Балки настила раскладываем по длине главных балок с одинаковым шагом в пределах 0,6...1,6 м при стальном и 2...3,5 м при железобетонном настиле. При этом возможно смещение балок настила на половину их шага с оси колонн (рис. 1.2).

Расстояние между вспомогательными балками назначают 2...5 м, и оно должно быть кратно пролету главной балки. ВБ также могут смещаться с оси колонн на половину их шага (рис. 1.2). Устанавливая шаг балок, необходимо соблюдать условие: ни одна из балок не должна опираться на главную в месте ее монтажного (укрупнительного) стыка.

Размеры балочной клетки в плане и по высоте увязывают с требованиями технологической части проекта (габаритом). Если такие требования отсутствуют, то все размеры, в том числе и строительную высоту, назначают из экономических соображений. Строительная высота перекрытия (покрытия) включает высоту главных балок, балок настила (при их этажном сопряжении с главными балками (рис. 1.4, *a*), толщину рабочего настила и конструктивный зазор (15...50 мм).

Рациональность выбора типа балочной конструкции зависит от принятого способа сопряжения главных и вспомогательных балок.

Возможны три варианта сопряжений балок: этажное, в одном уровне и пониженное (рис. 1.4). Конструкция этажного сопряжения (рис. 1.4, *a*) наиболее проста, но ведет к увеличению строительной высоты. Такое сопряжение следует применять, когда позволяет строительная высота покрытия (перекрытия) площадки. Сопряжение в одном уровне (рис. 1.4, *б*) и пониженное (рис. 1.4, *в*) рекомендуется применять в случае ограничения строительной высоты покрытия (перекрытия): первое – в

нормальном типе балочной клетки, второе – только в усложненном типе балочной клетки.

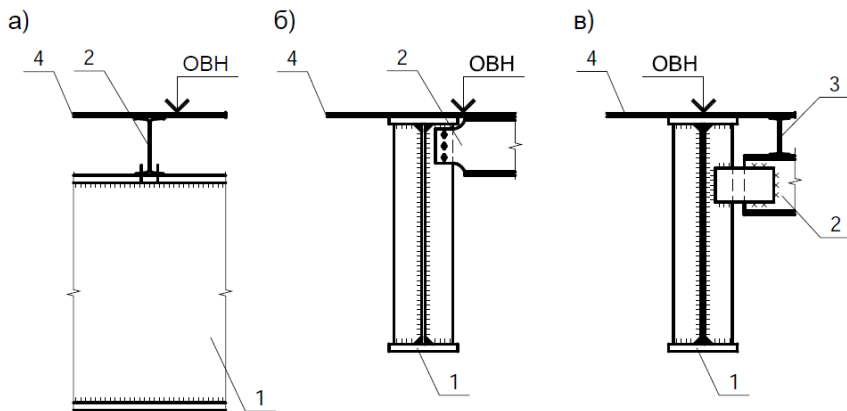


Рис. 1.4. Сопряжения балок:

*a* – этажное; *б* – в одном уровне; *в* – пониженное

*1* – главная балка; *2* – балки настила;

*3* – вспомогательная балка; *4* – настил

Таким образом, выбор рационального типа балочной клетки, типа сопряжения балок зависит от многих факторов, и целесообразность выбора для заданных условий может быть установлена только сравнением вариантов конструктивного решения.

## 1.2. Настил

Настилы балочных клеток бывают весьма разнообразными в зависимости от назначения и конструктивного решения перекрытия. Из различных типов настилов, применяемых в рабочих площадках промышленных зданий, наиболее распространенными являются стальные сплошные настилы из плоского или рифленого листа, железобетонные из сборных плит или монолитной плиты и сталежелезобетонные. Часто поверх несущего настила устраивают защитный настил (асфальтовый или бетонный пол толщиной



40...60 мм на железобетонном настиле, деревянный из торцевых брусков – на стальном).

Выбор материала настила и его конструктивное решение зависит от многих факторов (технологическое назначение площадки, характер и величина нагрузки, температурно-влажностный режим эксплуатации, агрессивность среды, экономический фактор).

Для стального настила применяют плоские листы толщиной 6...16 мм из стали класса С235, привариваемые к поясам балок.

В конструктивном отношении стальной настил представляет собой пластину, приваренную по двум, трем или четырем сторонам к балкам и нагруженную вертикальной нагрузкой. Приварка настила к балке делает невозможным сближение опор настила при его прогибе под нагрузкой и вызывает в нем растягивающие цепные усилия  $H$  (распор), улучшающие работу настила.

Расчет настила при равномерно распределенной нагрузке зависит от отношения размеров большей стороны пластины к меньшей. При отношении меньшем или равном двум, пластина считается "короткой", в противном случае, что встречается в большинстве случаев, "длинной".

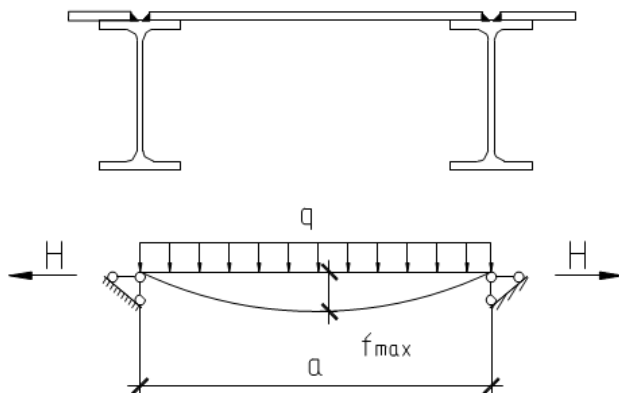


Рис. 1.5. Стальной приваренный настил и расчетная схема настила

Для "длинных" пластин можно считать, что настил работает в условиях цилиндрического изгиба только вдоль короткой стороны.

Для расчета из пластины вырезается полоса шириной 1 м (1 см) вдоль короткой стороны настила и рассчитывается как балка на двух опорах (рис. 1.5), нагруженная равномерно распределенной нагрузкой. За расчетный пролет настила следует принимать расстояние между швами, однако на практике обычно принимают шаг балок, на которые он опирается (рис. 1.6).

Толщина настила обычно диктуется условием жесткости, т.е. его прогибом от нормативных нагрузок, и реже – условием прочности.

Требуемая толщина настила  $t_n$  из условия жесткости при шаге балок настила  $a$ :

$$t_n = \frac{3,75a}{n_0 + 72 \frac{E_1}{n_0^3 \cdot p^n}},$$

где  $n_0$  – величина обратная предельному прогибу, принимаемому согласно табл. Е.1 [2];  $E_1 = \frac{E}{1 - \mu^2}$  – цилиндрический модуль упругости;  $p^n$  – нормативная временная нагрузка.

Распор приваренного настила определяется по формуле:

$$H = \gamma_f \frac{\pi^2}{4} \left[ \frac{1}{n_0} \right]^2 E_1 t_n.$$

Настил приваривается ручной дуговой сваркой электродами, подобранными согласно [1].

В зоне шва действует усилие распора в настиле. Расчет сварного соединения выполняют на срез в сечении:

по металлу шва [1]:

$$\frac{H}{k_f \beta_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1;$$

по металлу границы сплавления [1]:

$$\frac{H}{k_f \beta_z l_w R_{wz} \gamma_c} \leq 1.$$

Катет шва  $k_f$  принимаем согласно требованиям п.14.1.7 [1].

### 1.3. Балка настила

Балки настила опираются на главные балки и рассчитываются как однопролетные шарнирно опертые балки (рис. 1.7). Балки настила проектируем из прокатного двутавра. Согласно п. 4.2.7 [1] балки настила относятся ко второму классу конструкций.

На балку действует нагрузка от настила с грузовой площади равной шагу балок настила (рис. 1.6).

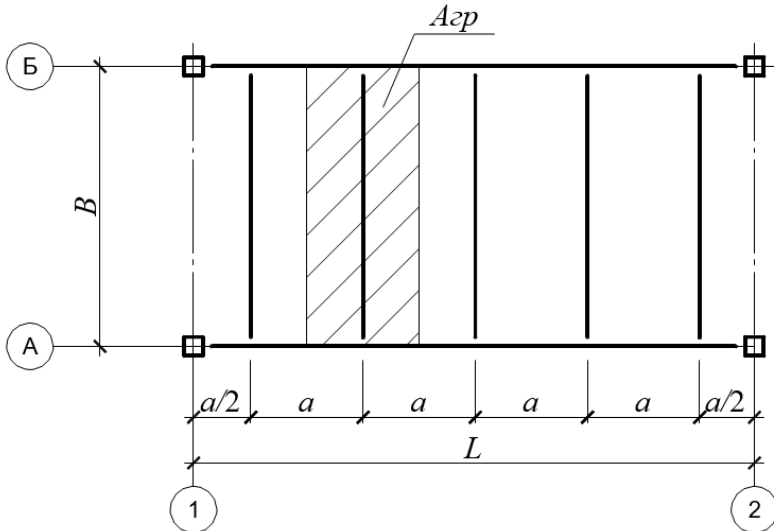


Рис. 1.6. Определение грузовой площади для балки настила

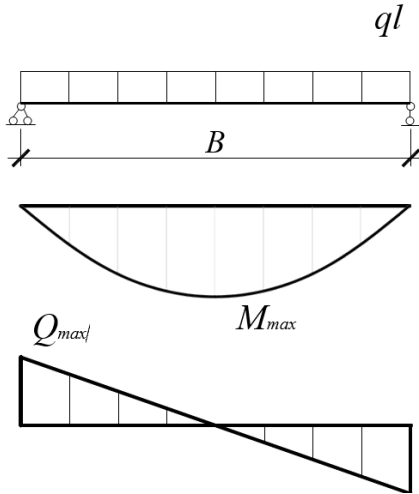


Рис. 1.7. Расчетная схема и усилия в балке (максимальный момент и поперечная сила на опоре)

Усилия в балке настила определяются по формулам:

$$M_{\max} = \frac{q_1 B^2}{8},$$

$$Q_{\max} = \frac{q_1 B}{2}.$$

Для подбора сечения балки определяем требуемый момент сопротивления:

$$W_x = \frac{M_{\max} \gamma_n}{c_x \beta R_y \gamma_c},$$

где  $\gamma_n = 0,95$  – коэффициент надежности по классу ответственности сооружений [2];  $c_x = 1,12$  – коэффициент учитывающий пластические деформации табл. Е1 [1];  $\beta = 1$  при  $\tau \leq 0,5R_S$ .

По сортаменту [4] определяется двутавр и выполняется проверка прочности принятого сечения в зоне чистого изгиба по формуле (50) [1]:

$$\frac{M}{c_x \beta W_x R_y \gamma_c} \leq 1,$$

и в приопорной зоне по формуле (54) [1]:

$$\frac{Q \gamma_n}{A_w R_s \gamma_c} \leq 1.$$

Проверка жесткости сечения балки выполняется на действие нормативной нагрузки:

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_1^n B^3}{EI_x} \leq f_u.$$

где  $f_u$  - предельный прогиб, принимаемый согласно табл. Е.1 [2].

Общая устойчивость балок обеспечена, если выполняются условия п.8.4.4 [2]. На балки настила по всей длине опирается стальной настил, следовательно, общая устойчивость балок обеспечена.

Местная устойчивость элементов сечения балки не проверяется, т.к. используется прокатный профиль. Вспомогательная балка рассчитывается аналогично балке настила. Расчетная схема – как шарнирно опертая балка. На балку опираются балки настила и, следовательно, нагрузка на вспомогательную балку будет передаваться в виде сосредоточенных сил.

#### 1.4. Главная балка

На главную балку нагрузка от балок настила передается в виде сосредоточенных сил. При частом расположении сосредоточенных сил, когда их в пролете не менее пяти, они могут быть заменены эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой (см. рис. 1.7).

Нормативная эквивалентная нагрузка на главную балку определяется по формуле:

$$q_{экс}^n = 1,03 \left( p^n + g_n^n + \frac{g_1}{a} \right) B,$$

где 1,03 – коэффициент учета собственного веса балки;  $p^n$  – нормативная временная нагрузка;  $g_n^n$  – нормативная нагрузка от стального настила;  $g_l$  – вес погонного метра (двутавра) балки настила.

Расчетная эквивалентная нагрузка на главную балку определяется по формуле:

$$q_{\text{экв}} = 1,03 \left( p^n \gamma_f + g_n^n \gamma_f + \frac{g_l \gamma_f}{a} \right) B,$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке согласно [2].

Максимальный изгибающий момент и поперечная сила на опоре балки:

$$M_{\text{max}} = \frac{q_{\text{экв}} L^2}{8},$$

$$Q_{\text{max}} = \frac{q_{\text{экв}} L}{2}.$$

### Подбор сечения главной балки составного сечения

Компоновку составного двутаврового сечения начинаем с определения высоты балки, которая зависит от жесткости балки и строительной высоты перекрытия и принимается в соответствии с нормами [5] (рис. 1.8).

Минимальная высота балки из условия жесткости равна:

$$h_{\omega, \text{min}} = \frac{5}{24} \frac{R_y L}{E [1/n_0]} \frac{q_{\text{экв}}^n}{q_{\text{экв}}}.$$

Оптимальная высота балки из условия экономичности равна:

$$h_{\text{opt}} = k \sqrt{\frac{W^{mp}}{t_w}},$$

где  $k = 1,15$  для сварных балок;  $W^{mp} = \frac{M_{\max} \gamma_n}{R_y \gamma_c}$  – требуемый момент

сопротивления сечения из условия прочности;  $t_w = 7 + \frac{0,3L}{1000}$  –

толщина стенки, принимаемая в соответствии с [5].

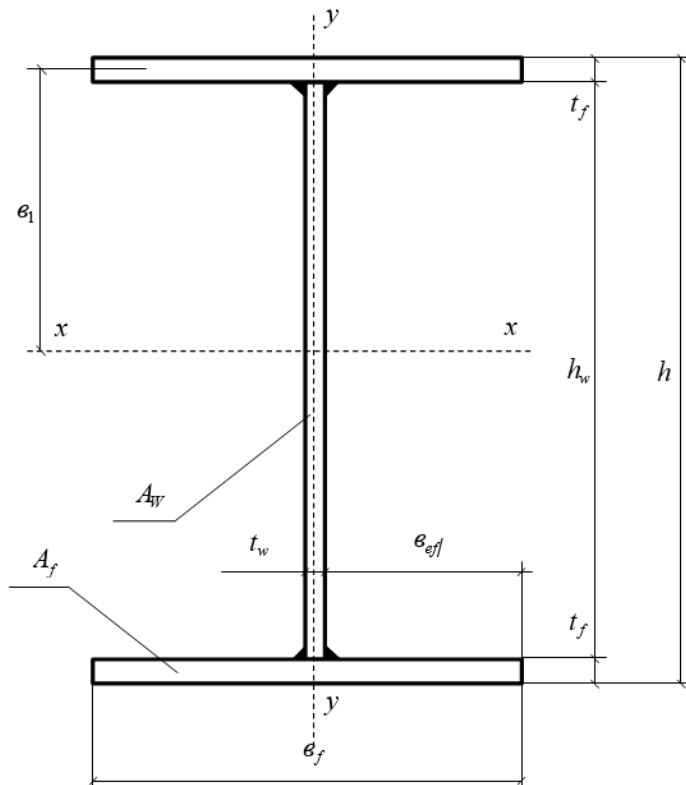


Рис. 1.8. Составное сечение главной балки

При этом минимальная толщина стенки из условия среза:

$$t_{w,\min} = \frac{1,5Q_{\max}}{h_w R_s}$$

Толщина поясного листа принимается  $t_f = (2...3)t_w$  в соответствии с [5].

Полная высота главной балки составного сечения будет равна:  $h = h_w + 2t_f$ .

Требуемая площадь сечения одного поясного листа определяется:

$$b_f^{mp} = \frac{A_f^{mp}}{t_f},$$

где  $A_f^{mp} = 2 \frac{I_f^{mp}}{h_0^2}$  – требуемая площадь пояса;  $I_f^{mp} = \frac{W^{mp} h}{2}$  –

требуемый момент инерции сечения;  $I_f^{mp} = I^{mp} - I_w^{mp}$  – требуемый момент инерции пояса;  $h_0 = 2b_1$  – расстояние между центрами тяжести полков.

Ширина поясного листа назначают в пределах  $(1/3...1/5) h$  в соответствии с [5], но не менее 180 мм, чтобы можно было выполнить узлы опирания вышележащих конструкций.

### **Проверка прочности сечения главной балки**

Условие прочности балки согласно формуле (50) [1]:

$$\frac{M}{c_x \beta W_x R_y \gamma_c} \leq 1,$$

Устойчивость стенки главной балки проверяется по п.8.5.8 [1]:

$$\frac{M}{R_y \gamma_c h_w^2 t_w (r\alpha_f + \alpha)} \leq 1.$$

Проверка местной устойчивости сжатого пояса по п.8.5.19 [1]:

$$\bar{\lambda}_f < \bar{\lambda}_{uf}.$$

### **Проверка жесткости сечения**

Прогиб для балки определяется по формуле:



$$f = \frac{5}{384} \frac{q_{\text{экр}}^n L^4}{EI_x} \leq f_u,$$

где  $f_u$  – предельный прогиб, принимаемый согласно табл. Е.1 [2].

### Проверка общей устойчивости главной балки

Устойчивость главной балки обеспечивают балки настила. Принимаем за расчетную длину  $l_{ef}$  при потере устойчивости шаг балки настила  $a$  (рис. 1.6).

Проверка общей устойчивости балки по п.8.4.6 [1]:

$$\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{ub} \cdot \delta.$$

### Расчет соединений поясов со стенкой

Считаем, что сварка ведется автоматическим методом, тогда согласно таблице Г1[2] принимаем материал для сварки.

Усилие сдвига на 1 см сварного шва равно:

$$T = \frac{Q_{\max} S_f}{I_x},$$

где  $S_f = A_f \cdot h_0 / 2$  – статический момент полки относительно оси  $x$ .

Величина требуемого катета сварного шва, необходимого для восприятия усилия сдвига:

$$k_f^{mp} = \frac{T}{2\beta_f R_{wf} \gamma_c}.$$

Катет шва назначаем с учетом требований таблицы 38 и пункта 14.1.7 [1].

Проверка прочности шва в околошовной зоне выполняется по формуле:

$$\frac{T}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} \leq 1,$$

## Расчет и конструирование ребер жесткости и опорного ребра балки

Ребра жесткости для балок 2-го класса устанавливаются с 2-х сторон стенки балки в местах опирания балок настила согласно требованиям, п. 8.5.9 [1] приваривают сплошным односторонним швом катетом  $k_f = t_r$ :

а) ширина ребра принимается не менее

$$b_r \geq \frac{h_w}{30} + 25 \text{ мм};$$

б) толщина ребра принимается не менее

$$t_r \geq 2b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Назначаем ширину ребер  $b_r$  из условия оптимального расположения в сечении (рис. 1.9), а толщину ребра  $t_r$  согласно [5].

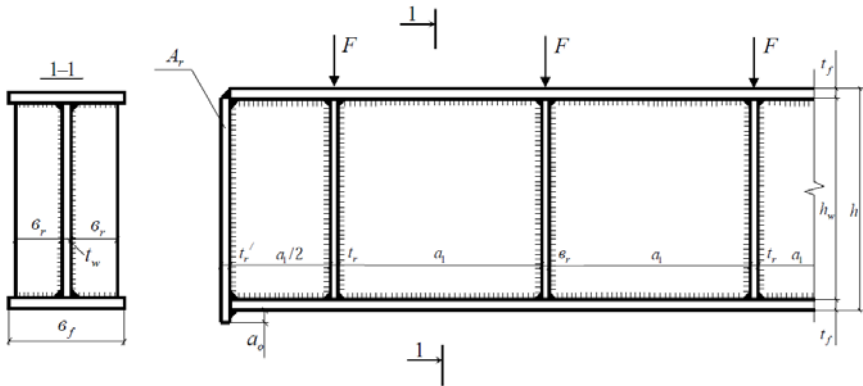


Рис. 1.9. Расположение опорного ребра и ребер жесткости

Расстояние между ребрами должно быть не более  $2,5 h_w$ . Ребра жесткости устанавливаются в местах опирания балок настила.

Опорное ребро балки нагружено опорной реакцией  $Q_{max}$  и рассчитывается по п.8.5.17 [1].

Толщина ребра принимается не менее

$$t_r^1 \geq 3b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Если нижние края ребра выпущены на расстояние  $a \leq 1,5t_r^1$ , тогда выпуск работает на смятие и условие прочности опорного ребра имеет вид:

$$\frac{Q}{b_f t_r^1} \leq R_p,$$

где  $R_p$  – расчетное сопротивление проката смятию (табл. 2 [1]).

### **Расчет стыка балки на высокопрочных болтах**

Принимаем размещение стыка в середине пролета главной балки, где момент максимальный, а поперечная сила равна нулю.

Стык балки (стенки и поясов) выполняется на высокопрочных болтах марки 40Х, при этом используется типовой кондуктор, у которого расстояние между осями болтов 80 мм, а до края накладки 60 мм (рис. 1.10).

Толщины накладок стенок и поясов принимаются равными толщине соединяемых элементов.

Для стыка стенки принимаем число вертикальных рядов балки с одной стороны накладки равным двум. Исходя из геометрических размеров сечения назначаем число рядов болтов четное число, так как распределение усилий момента пропорционально плечу между рядами.

Величина изгибающего момента приходящейся на стенку балки определяем по формуле:

$$M_w = \frac{M_{\max} I_w}{I_x}.$$

Усилия в соединении для крайних болтов будут максимальными и равными:

$$N_b = \frac{M_w h_{\max}}{m \sum h_i^2},$$

где  $m = 2$  – число вертикальных рядов болтов с одной стороны накладки;  $\sum h_i = (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5)$  – сумма расстояний между симметричными осями болтов.

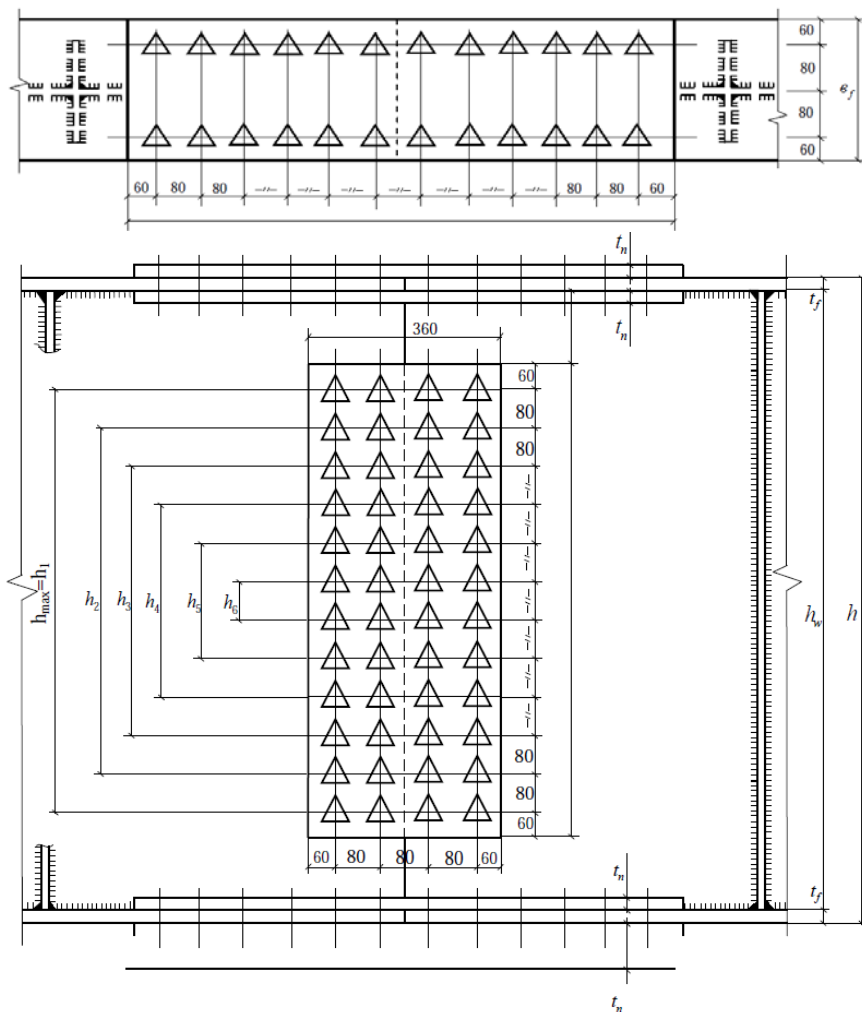


Рис. 1.10. Размещение высокопрочных болтов

Требуемая площадь сечения одного болта «нетто» равна:

$$A_{bn}^{mp} = \frac{N_b \gamma_h}{2R_{bh}\mu}.$$

Диаметр болта принимаем по таблице Г.9 [1]. Такие же болты принимаются для соединения поясов балки.

Несущая способность одной поверхности трения при соединении высокопрочными болтами равна:

$$Q_{bn} = \frac{R_{bn}\mu A_{bn}}{\gamma_n}.$$

Количество болтов в стыке поясов с одной стороны накладки при двухрядном расположении:

$$n = \frac{N_p}{2Q_{bn}},$$

где  $N_p = \frac{MI_f}{h_{ef}I_x}$  – усилие, воспринимаемое поясом.

## 2. ПОДБОР СЕЧЕНИЯ СТАЛЬНОЙ ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ

### 2.1. Расчет давления на подкрановую балку, передаваемого ходовой частью крана

Мостовой кран перемещается по двум подкрановым балкам, расположенным параллельно на расстоянии  $L_{кр}$  друг от друга (рис. 2.1). Расстояние  $L_{кр}$  будем называть расчетным пролетом крана (крановой балки).

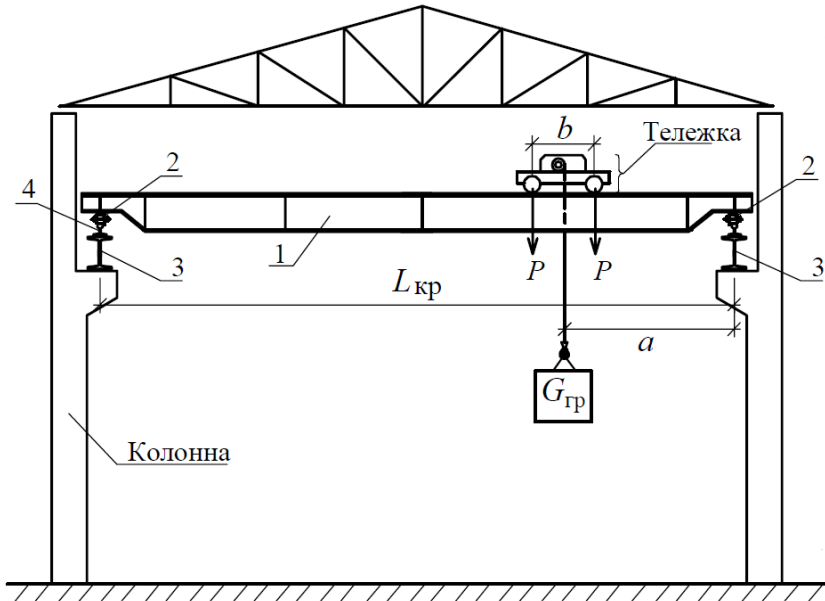


Рис. 2.1. Поперечное сечение мостового крана:

1 – крановая балка; 2 – ходовая часть крана; 3 – подкрановая балка; 4 – крановый рельс

Подкрановая балка будет испытывать максимальное давление от колес крана при ближайшем к ней расположении тележки с грузом, характеризуемом расстоянием  $a$  – параметром крайнего положения тележки крана, рисунок. При этом величина максимального давления на подкрановую балку составит (рис. 2.2)

$$R_2 = 2N,$$

где  $N$  – давление от одного колеса ходовой части крана.

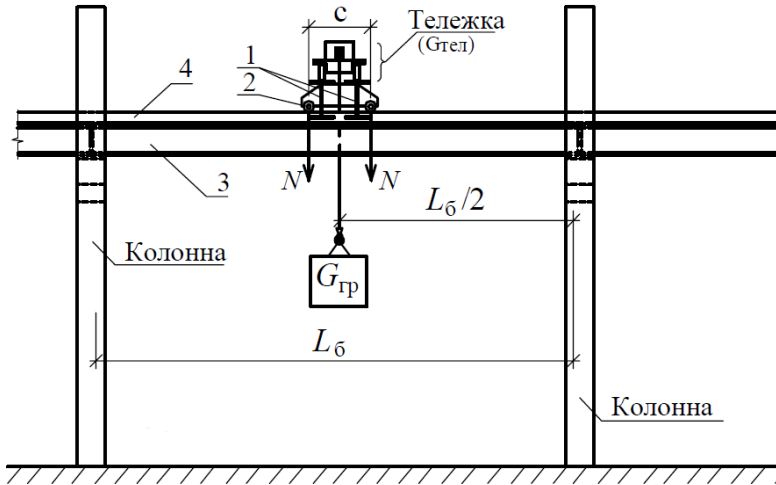


Рис. 2.2. Продольный разрез мостового крана:

1 – крановая балка; 2 – ходовая часть крана; 3 – подкрановая балка;  
4 – крановый рельс

Величину  $2N$  можно определить, используя расчетную схему крана в виде однопролетной балки с расчетным пролетом  $L_{кр}$ , нагруженной распределенной нагрузкой интенсивностью  $q_{кр}$  от веса конструкции крана и сосредоточенными силами  $P$  давления колес тележки с грузом, приближенной на расстояние  $a$  к подкрановой балке (рис. 2.3).

Нормативное значение  $P$  равно половине веса тележки и подвешенного на ней груза.

$$P^н = \frac{G_{тел} + G_{гр}}{2},$$

где  $P^н$  – нормативное значение силы давления, т;  $G_{тел}$  – вес тележки крана, т;  $G_{гр}$  – вес поднимаемого груза, т.

Нормативную интенсивность  $q_{кр}$  от веса конструкции крана принимаем равномерно распределенной по длине его расчетного пролета.

$$q_{кр}^н = \frac{G_{кр}}{L_{кр}},$$

где  $q_{кр}$  – нормативная интенсивность нагрузки от веса крана, т/м;  $G_{кр}$  – вес конструкции крана, т;  $L_{кр}$  – расчетный пролет крана.

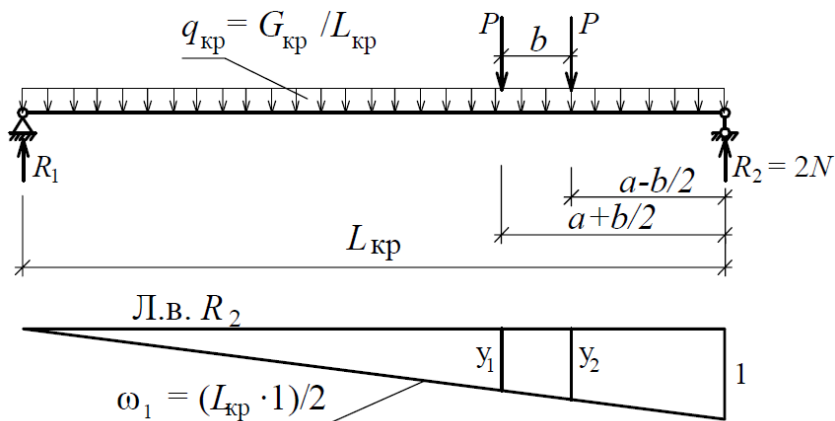


Рис. 2.3. Расчетная схема для определения максимального опорного давления  $2N$  мостового крана (давления на подкрановую балку)

Для определения расчетных параметров нагрузки необходимо учесть коэффициенты: надежности по нагрузке  $\gamma_t$ , дополнительный  $\gamma_{II}$  в зависимости от режима работы крана, динамический  $\gamma_d$ , которые могут быть приняты по [1].

$$P^p = P^н \gamma_t \gamma_{II} \gamma_d; \quad q_{кр}^p = q_{кр}^н \gamma_t \gamma_{II} \gamma_d,$$

где  $P^p$  – расчетное значение сил давления, т;  $q_{кр}^p$  – расчетная интенсивность нагрузки от веса крана, т/м.

Для вычисления искомых нормативных и расчетных усилий  $N$  на подкрановую балку используем линию влияния опорного давления  $R_2 = 2N$  (рис. 2.3)



$$2N^H = q_{кр}^H \omega_1 + P^H (y_1 + y_2),$$

$$2N^P = q_{кр}^P \omega_1 + P^P (y_1 + y_2),$$

где  $\omega_1$  – площадь треугольной линии влияния опорного давления  $R_2$ ;  $y_1$  и  $y_2$  – ординаты линии влияния по осям действия сил  $P$ .

## 2.2. Составление расчетной схемы подкрановой балки с полной приложенной к ней нагрузкой

Подкрановая балка выполнена из стального прокатного двутавра, опирается на колонны и имеет расчетный пролет  $L_6$ , рис.14. Расчетная схема для подкрановой балки представляет собой однопролетную с шарнирным опиранием балку, рис. 2.4.

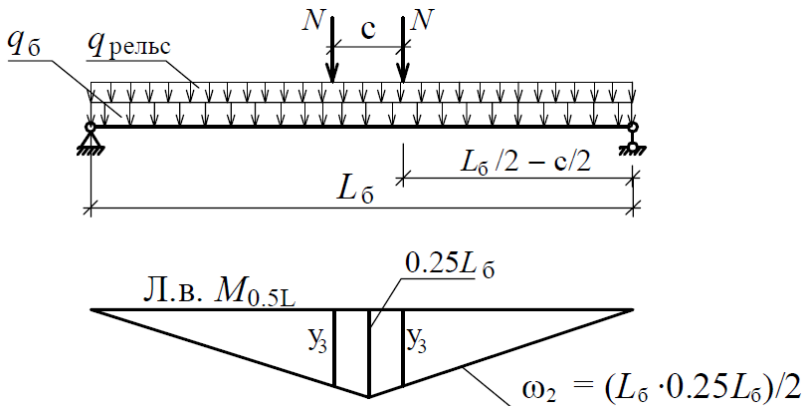


Рис. 2.4. Расчетная схема для определения максимального изгибающего момента  $M_{0,5L}$  в подкрановой балке

Кроме крановой нагрузки в виде двух сил  $N$ , на подкрановую балку действует распределенная постоянная нагрузка от веса самой балки  $q_6$  и лежащего на ней подкранового рельса  $q_{рельс}$  (рис. 2.4).

Для расчета на прочность подкрановой балки следует определить максимальный изгибающий момент в сечении середины ее пролета при расположении крана также в середине пролета подкрановой балки. Таким образом, расчетная схема

подкрановой балки будет загружена уже определенным ранее давлением колес крана в виде двух сил  $N$ , а также равномерно распределенной нагрузкой от собственного веса балки  $q_b$  и равномерно распределенной нагрузкой от веса подкранового рельса  $q_{\text{рельс}}$  (рис. 2.4).

Нормативные значения  $q_b$  и  $q_{\text{рельс}}$ :

$$q_b^H = m_b,$$

$$q_{\text{рельс}}^H = m_{\text{рельс}},$$

значения  $q_b$  и  $q_{\text{рельс}}$ :

$$q_b^P = q_b^H \gamma_{\text{пост}},$$

$$q_{\text{рельс}}^P = q_{\text{рельс}}^H \gamma_{\text{пост}},$$

где  $q_b^H$  – нормативное значение распределенной нагрузки от веса балки;  $q_{\text{рельс}}^H$  – нормативное значение распределенной нагрузки от веса рельса;  $q_b^P$  и  $q_{\text{рельс}}^P$  – расчетные значения распределенной нагрузки от веса балки и рельса соответственно;  $m_b$  – вес одного погонного метра подкрановой балки (прокатного двутавра), устанавливается по сортаменту для принятого номера двутавра;  $m_{\text{рельс}}$  – вес одного погонного метра подкранового рельса, устанавливается по сортаменту для типа рельса в соответствии с заданием;  $\gamma_{\text{пост}}$  – коэффициент надежности по нагрузке [2].

Особенностью данного этапа расчета является необходимость принятия величины погонной нагрузки от веса двутавра подкрановой балки  $m_b$ , для чего следует знать номер двутавра, в то время как именно номер двутавра является целью расчета и на данном этапе не установлен. Поэтому для продолжения расчета двутавр для подкрановой балки назначается предварительно исходя из опыта проектирования по сортаменту.

### 2.3. Расчет величины максимального изгибающего момента в подкрановой балке

Максимальный изгибающий момент в середине пролета подкрановой балки  $M_{0.5L}$  может быть определен с помощью линии влияния момента, рис. 2.4.

Нормативное значение изгибающего момента:

$$M_{0.5}^n = q_{\text{рельс}}^n 10^{-3} \omega_2 + q_6^n 10^{-3} \omega_2 + 2N^n y_3,$$

расчетное значение изгибающего момента:

$$M_{0.5}^p = q_{\text{рельс}}^p 10^{-3} \omega_2 + q_6^p 10^{-3} \omega_2 + 2N^p y_3,$$

где  $M_{0.5L}^n$ ,  $M_{0.5L}^p$  – нормативный и расчетный изгибающие моменты в середине пролета подкрановой балки, т/м;  $\omega_2$  – площадь треугольной линии влияния изгибающего момента в середине пролета балки, м<sup>2</sup>;  $y_3$  – ординаты линии влияния по осям действия сил  $N$ , м (рис. 2.4).

### 2.4. Подбор сечения подкрановой балки по условию прочности (по первому предельному состоянию)

Цель данного расчета – подбор сечения подкрановой балки из сортамента двутавров – осуществляется по условию его прочности при работе на изгиб под действием изгибающего момента  $M_{0.5L}^p$  с использованием расчетных нагрузок и расчетных усилий в балке.

Условие прочности сечения балки по нормальным напряжениям

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{0.5L}^p}{W_x} \leq R_y \gamma_C,$$

где  $W_x$  – момент сопротивления сечения двутавра, подбираемого по сортаменту;  $R_y$  – расчетное сопротивление (кг/см<sup>2</sup>) принятой марки стали в соответствии с заданием;  $\gamma_C = 1$  – коэффициент условий работы балки [1].

Если принять  $\sigma_{\max} = R_y$ , то условие можно представить в виде

$$W_x^{\text{треб}} = \frac{M_{0.5L}^p 10^5}{R_y}$$

где  $W_x^{\text{треб}}$  – требуемый момент сопротивления сечения двутавра, см<sup>3</sup>;  $M_{0.5L}^p$  – расчетный изгибающий момент, т/м;  $R_y$  – расчетное сопротивление принятой марки стали, кг/см<sup>2</sup>.

По полученному требуемому моменту сопротивления сечения двутавра подкрановой балки  $W_x^{\text{треб}}$  по сортаменту подбирают ближайший (с большей стороны) двутавр, и если он не соответствует принятому первоначально, то для вновь принятого из сортамента выписывают значение веса погонного метра  $m_6$  и принимают новые значения  $q_6^H$  и  $q_6^P$ , вновь определяют величины  $M_{0.5L}^H$  и  $M_{0.5L}^P$  далее из сортамента, для вновь принятого сечения двутавра берется, момент сопротивления  $W_x$  и все новые данные подставляют в условие прочности.

Если условие прочности не выполняется, то из сортамента следует принять следующий в большую сторону двутавр и повторить расчет начиная с расчета  $m_6$ .

Если условие прочности выполняется, то подбор сечения двутавра подкрановой балки можно считать завершенным, при этом допускается невыполнение условия прочности, т. е. перенапряжение, но не более чем на 5 % относительно  $R_y$ .

Делается вывод о принятом сечении подкрановой балки в виде двутавра по последнему принятому подбором варианту – указывается наименование и номер двутавра.

## **2.5. Проверка подкрановой балки на деформативность (по второму предельному состоянию)**

Подобранную подкрановую балку следует проверить на деформативность, выполнив расчет ее максимального прогиба  $f_{0.5L}^{\text{BP}}$

от нормативной временной нагрузки (от крана) и сравнив его с предельно допустимым прогибом  $f_u$ .

$$f_{0.5L}^{BP} \leq f_u.$$

Прогиб балки  $f_{0.5L}^{BP}$  можно определить следующим образом:

$$f_{0.5L}^{ep} = \frac{5}{48} \frac{M_{0.5L(Kp)}^H 10^5 L_6^2}{E_{ст} J_x},$$

где  $f_{0.5L}^{BP}$  – прогиб балки от временной нормативной нагрузки (крана), см;  $M_{0.5L(K.5)}^H$  – нормативный момент в балке от действия крана, тм;  $L_6$  – расчетный пролет подкрановой балки, см;  $E_{ст} = 2.1 \times 10^6$  кг/см<sup>2</sup> – модуль упругости стали;  $J_x$  – осевой момент инерции принятого сечения двутавра по сортаменту, см<sup>4</sup>.

Величина нормативного момента в подкрановой балке метрах от действия крана

$$M_{0.5L(Kp)}^H = 2N^H y_3,$$

где  $2N^H$  и  $y_3$  принимаются с теми же значениям, что и при расчетах моментов.

Предельный прогиб подкрановой балки  $f_u$  определяется по [2], выписка из которого приводится в табл.2.1.

Таблица 2.1

Предельные (допустимые) прогибы подкрановых балок

Балки крановых путей под мостовые краны режимов работы	Предельные прогибы $f_u$	Нагрузки для определения предельных прогибов
1К–6К	$L_6 / 400$	От одного крана
7К	$L_6 / 500$	
8К	$L_6 / 600$	

Если условие деформативности выполняется, то следует вывод об окончательном принятии для подкрановой балки двутавра.

### 3. ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

Колонна – это элемент сооружения, служащий опорой для вышерасположенных конструкций и передачи нагрузки от них на ниже расположенные конструкции или фундамент. В таких колоннах продольная сила приложена по оси стержня (т.е. в центре тяжести сечения) и вызывает в нем сжимающие напряжения, равномерно распределенные по всему поперечному сечению. Централь-но-сжатые колонны применяются для поддержания перекрытий и покрытий зданий, в рабочих площадках, эстакадах и т.п.

Стальные колонны состоят из трех основных частей: стержня колонны, который является основным несущим элементом; оголовка (верхней части), служащего для опирания и крепления вышележащих конструкций; базы – нижней части колонны.

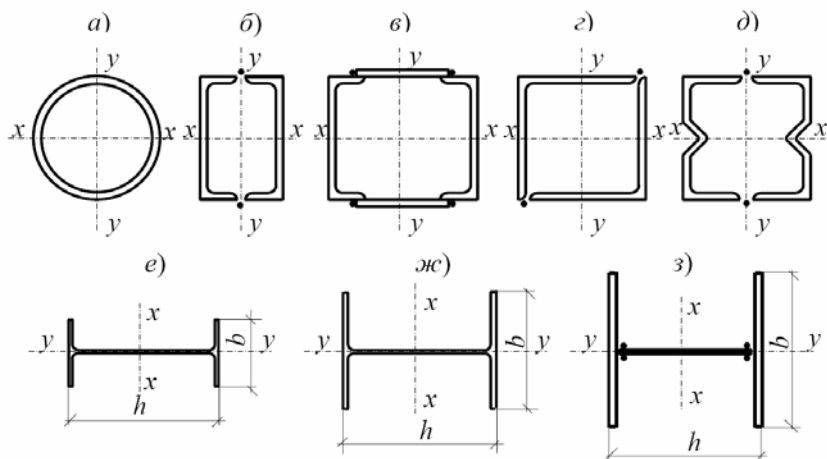


Рис. 3.1. Сечения сплошных колонн

По типу сечений различают сплошные колонны, состоящие из прокатных двутавров или труб или различных комбинаций открытых профилей (рис. 3.1) и сквозные, состоящие из двух или четырех ветвей (рис. 3.2), соединенных

между собой планками или решетками из уголков или швеллеров (рис. 3.3). Соединение ветвей на планках применяют тогда, когда расстояние между осями ветвей не превышает 500-600 мм. При больших расстояниях планки становятся тяжелыми, поэтому целесообразно применять решетку из одиночных уголков.

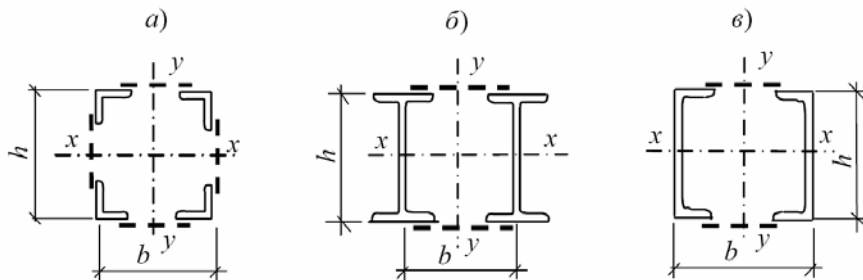


Рис. 3.2. Сечения сквозных колонн

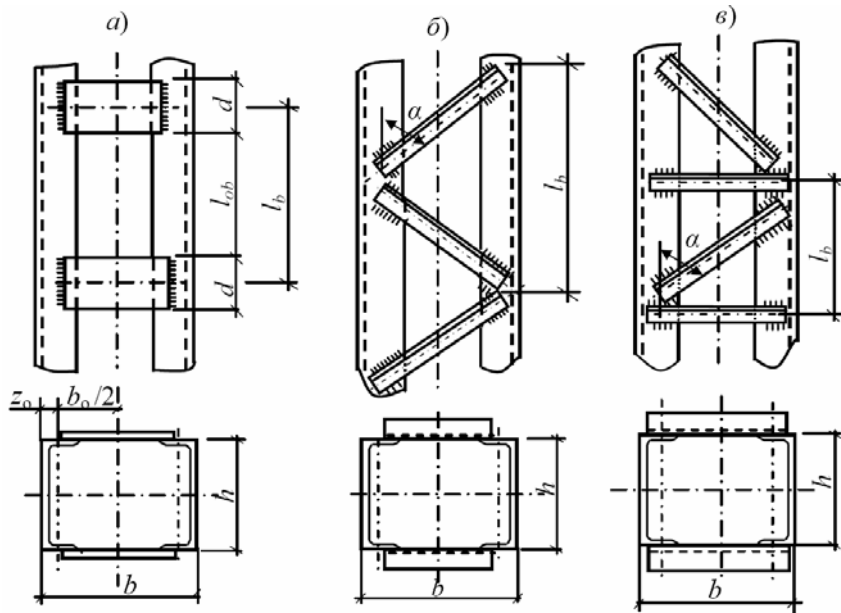


Рис. 3.3. Соединение ветвей сквозных колонн

При проектировании центрально-сжатых колонн, закрепленных только по концам, стремятся к обеспечению ее равноустойчивости относительно главных осей инерции сечения  $x-x$  и  $y-y$ . Исходя из этого наиболее рациональными типами сечений для сравнительно коротких колонн являются широкополочный двутавр, труба или сварное двутавровое сечение, составленное из трех листов. Равноустойчивость колонны в обеих плоскостях (по главным осям  $x-x$  и  $y-y$ ) можно достичь путем раздвижки ветвей на такое расстояние, чтобы приведенная гибкость  $\lambda_{ef}$  по свободной оси  $y-y$  была не более гибкости колонны  $\lambda_x$  по материальной оси  $x-x$  ( $\lambda_{ef} \leq \lambda_x$ ). При большой длине и небольших нагрузках сквозные колонны более эффективны по расходу материала, чем сплошные, но имеют трудности крепления примыкающих балок, особенно в случаях примыкания балок по длине стержня.

Планки и решетки сквозной колонны обеспечивают совместную работу всех ветвей и значительное увеличение жесткости стержня колонны в целом. При конструировании сквозных колонн с решетками гибкость отдельных ветвей между узлами принимают не более 80 и не более значения гибкости стержня в целом. В составных стержнях с планками гибкость отдельных ветвей на участке между планками не должна быть более 40.

Уголки и планки решетки заводят на ветви колонны из условия размещения сварных швов, которыми их крепят к полкам прокатных профилей. Для планок эта величина принимается не менее 20-30 мм.

База колонны является ее опорной частью, служащей для распределения нагрузки от стержня колонны на фундамент и обеспечивает прикрепление к нему стержня колонны с помощью анкерных болтов.

Конструктивное решение базы зависит от типа и высоты сечения колонны, способа ее сопряжения с фундаментом и принятого метода монтажа колонны. В зависимости от типа колонны, высоты ее сечения и способа сопряжения с фундаментом применяют базы без траверс (база с фрезерованным торцом) или



базы с траверсой. С помощью базы осуществляется жесткое или шарнирное сопряжение колонны с фундаментом.

### 3.1. Определение высоты колонны

Расчетная схема колонны представлена на рис. 3.4.

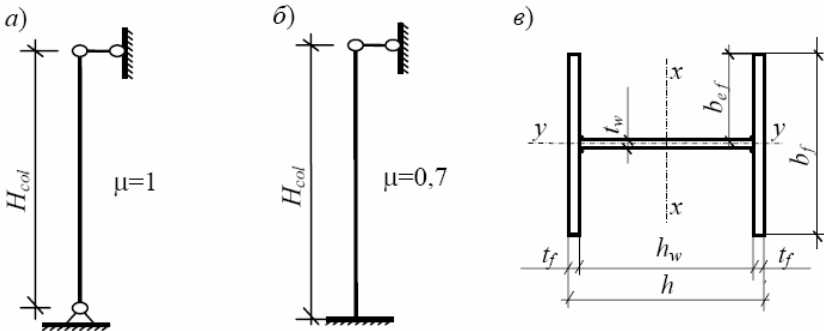


Рис. 3.4. Расчетная схема колонны

Нагрузка на колонну от двух главных балок равна:

$$N = 1,02 \cdot 2 \cdot Q_{\max}$$

Высота колонны принимается кратной 200 мм (рис. 3.5) и определяется по формуле:

$$h_k = H + h_b - h_{cmp}$$

где  $H$  – отметка верха настила О.В.Н (по заданию);  $h_b$  – заделка колонны ниже уровня пола, принимается в пределах 0,6-0,8 м;  $h_{cmp}$  – строительная высота перекрытия от верха настила до низа главной балки.

Расчетная длина колонны по формуле (140) [1]:

$$l_{ef} = \mu h_k$$

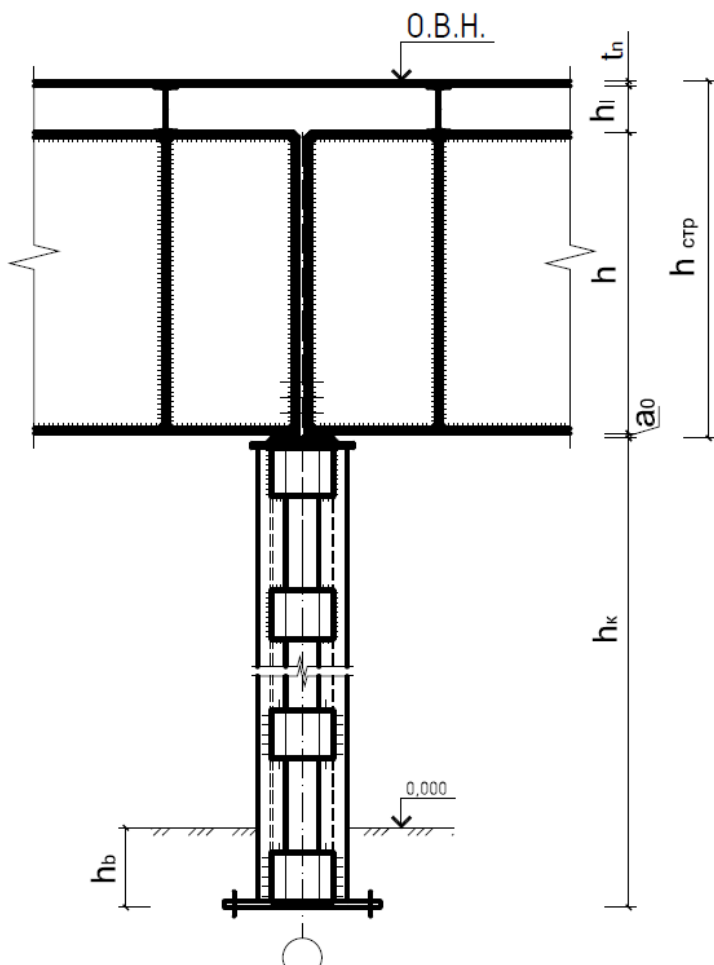


Рис. 3.5. Компоновка перекрытия

### 3.2. Подбор сечения стержня колонны

Требуемая площадь сечения колонны согласно формуле (7)

[1]:

$$A^{mp} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}.$$

Предварительно принимаем коэффициент продольного изгиба  $\varphi = 0,7$ .

Требуемая площадь сечения одной ветви колонны равна:

$$A_b^{mp} = \frac{A^{mp}}{2}.$$

По сортаменту [3] или [4] назначаем сечение ветви колонны.

### 3.3. Проверка устойчивости колонны относительно оси X

Проверку устойчивости колонны проводим по (7) [2]

$$\frac{N}{A\varphi_x R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. Д.1 [1] в зависимости от приведенной гибкости элемента:

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Гибкость стержня при этом согласно п. 10.4.1 [1] не должна превышать предельно допустимой по табл. 32 [1]:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} \leq \lambda_u.$$

### 3.4. Проверка устойчивости колонны относительно оси Y

Принимаем условную гибкость одной ветви колонны по п. 8.2.3 [2] равной 1,4, тогда гибкость ветви:

$$\lambda_{b1} \leq \frac{1,4}{\sqrt{R_y/E}} = 41.$$

Относительная гибкость ветви равна:

$$\lambda_{efy} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_{b1}^2}.$$

Требуемый радиус инерции сечения относительно оси Y:

$$i_y^{mp} = \frac{l_{ef}}{\lambda_y}.$$

По таблицам находим, что приближенное значение радиуса инерции сечения равно:  $i^{mp} = 0,52 \cdot b$  (для сечения, состоящего из двух двутавров), (рис. 3.6);  $i^{mp} = 0,44 \cdot b$  (для сечения, состоящего из двух швеллеров), (рис. 3.7).

Ширина колонны должна быть принята из двух условий:

а) не менее  $b \leq i_y^{mp} / 0,52$  или  $b \leq i_y^{mp} / 0,44$ ;

б) зазор  $b_1$  должен быть не менее 15 см для возможности осмотра конструкции.

Длина ветви принимается не более  $l_b \leq \lambda_{b1} i_{\min}$ .

Длина планки принимается для сечения из двутавров равной ширине колонны  $l_s = b$ ; для сечения из швеллеров  $l_s = b - 5$  см.

Ширина планки (п. 15.3.5 [1]) принимается в пределах  $b_s = (0,5 \dots 0,75) l_s$ .

Геометрические характеристики сечения определяем, как для составного сечения.

Из условия равноустойчивости по табл. 7[1] получаем относительную гибкость

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

Проверку устойчивости колонны проводим по (7) [1]

$$\frac{N}{A\varphi_y R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где  $\varphi_y$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. Д.1 [1] в зависимости от приведенной гибкости элемента:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

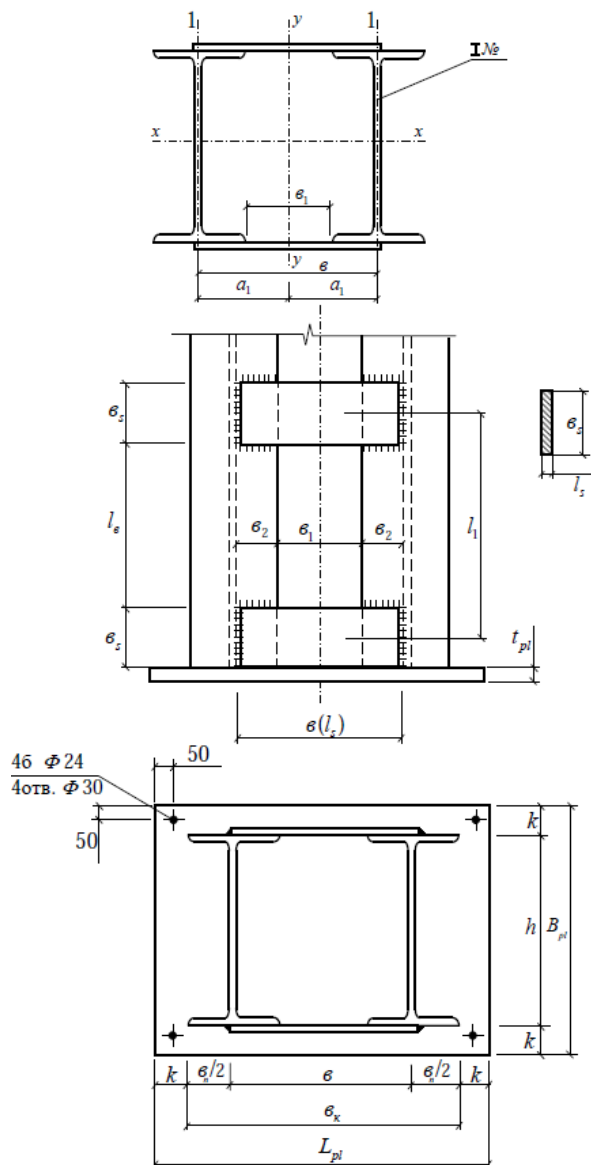


Рис. 3.6. Сквозное сечение колонны из двутавров

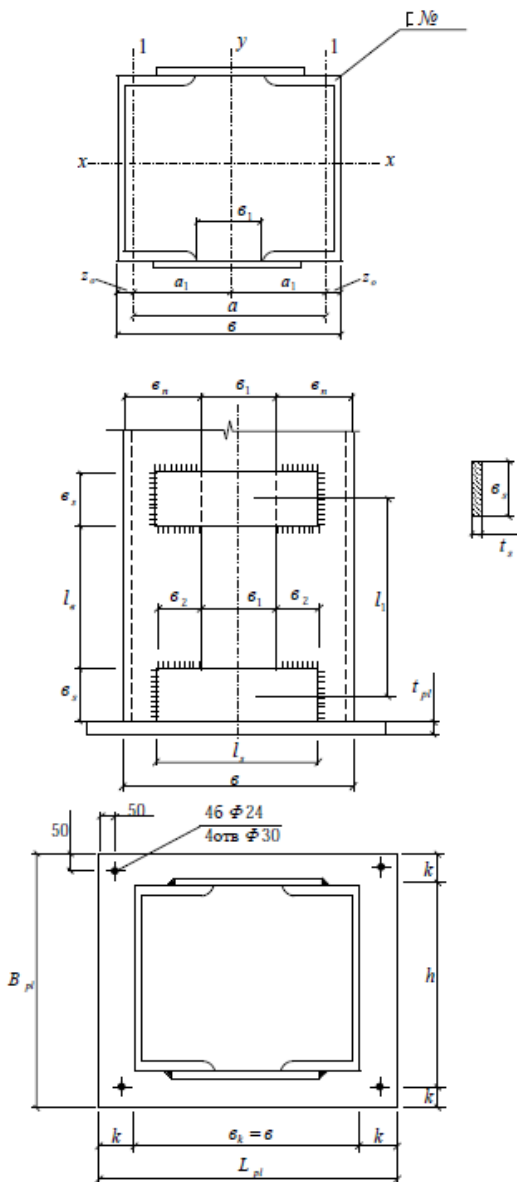


Рис. 3.7. Сквозное сечение колонны из швеллеров

### 3.5. Расчет и конструирование соединения ветвей колонны планками

Планки рассчитываются по п.7.2.7 [1] на условную поперечную силу равную:

$$Q_s = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) N/\varphi.$$

Расчет соединительных планок и их прикрепления должен выполняться на силу, срезающую планку (19) [1]

$$F_s = \frac{Q_s l_1}{b};$$

момент, изгибающий планку в ее плоскости (20) [1]

$$M_s = \frac{Q_s l_1^2}{2}.$$

Планки соединяются с ветвями ручной дуговой сваркой. Катет шва принимается равным толщине планки  $k_f = t_s$ , а длина шва равна ширине планки  $l_w = b_s$ .

Характеристики шва определяются по формулам:

$$A_w = \beta_f k_f l_w;$$

$$W_w = \frac{\beta_f k_f l_w^2}{6}.$$

Прочность сварных швов должна удовлетворять условию:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \leq R_{wf},$$

где  $\sigma_{ef} = \frac{M_s}{W_w}$  – нормальные напряжения в сварном шве;  $\tau_w = \frac{F_s}{A_w}$  – касательные напряжения в сварном шве.

### 3.6. Расчет базы колонны с фрезерованным торцом

Колонна устанавливается на железобетонный фундамент и крепится к нему фундаментными болтами. Класса бетона фундамента определяется по заданию. Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию  $R_b$  определяется по [6].

Требуемая площадь опорной плиты колонны из условия прочности фундамента равна:

$$A_{pl}^{mp} = \frac{N}{R_b}.$$

Размеры опорной плиты принимаются в соответствии с [5], при этом примерный вылет консоли (рис. 16 и 17) равен:

$$k^{np} = 0,35b_k.$$

Площадь опорной плиты колонны должна быть не менее требуемой:

$$A_{pl} = L_{pl}B_{pl} \geq A_{pl}^{mp}.$$

Напряжение в фундаменте под опорной плитой не должно превышать расчетного сопротивления бетона сжатию:

$$\sigma_f = \frac{N}{A_{pl}} \leq \gamma R_b.$$

Плита работает на изгиб от реактивного давления фундамента. Момент в консоли плиты для полосы шириной 1см:

$$M_k = \frac{\sigma_f k^2 1cm}{2}.$$

Толщина плиты определяется согласно п. 8.6.2 [1] и принимается по [5]

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_k}{R_y}}.$$

Толщина плиты не должна превышать 40 мм. В исключительных случаях допускается принимать толщину плиты более 40 мм.



#### 4. РАСЧЕТ СВЯЗЕЙ

Считается, что треугольные связи (рис. 4.1) работают на сжатие, а крестовые (рис. 4.2) - на растяжение. Поперечное сечение любой связи в курсовой работе подбирается по предельной гибкости.

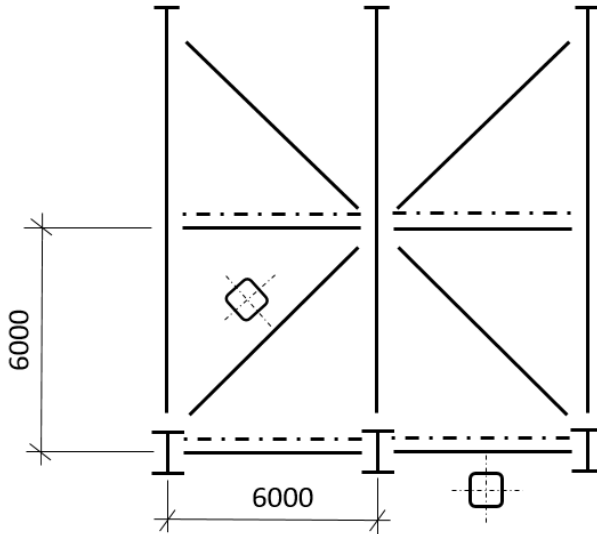


Рис. 4.1. К расчету треугольных связей

И для сжатых, и для растянутых связей назначается расчетная длина в плоскости и из плоскости.

Требуемые радиусы инерции:

$$i_{mp.x} = \frac{l_{ef.x}}{[\lambda]}$$

$$i_{mp.y} = \frac{l_{ef.y}}{[\lambda]}$$

где  $[\lambda]$  – предельная гибкость для связей по [СП 16.13330.2011, п.10.4].

Задавшись типом поперечного сечения связей, по сортаменту

выбирают необходимые профили:

$$i_x \geq i_{mp.x}; i_y \geq i_{mp.y}.$$

Для связей, как и для ферм, можно выполнить унификацию сечений.

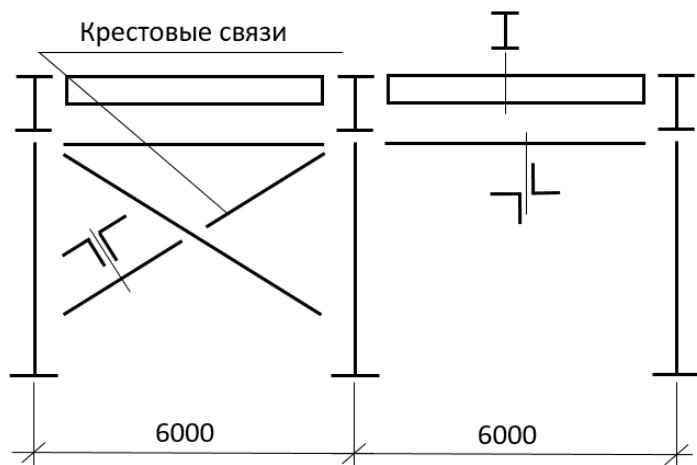


Рис. 4.2. К расчету крестовых связей. Расчетная длина в плоскости связей равна расстоянию от центра узла до точки пересечения элементов, а из плоскости – полной длине элементов

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции».
2. СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».
3. ГОСТ 8239–89. Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент / Госстандарт СССР. – М.: Изд-во стандартов, 1989. – 4 с.
4. ГОСТ 8240-97 «Швеллеры стальные горячекатаные».
5. ГОСТ 19903-74 «Прокат листовой горячекатаный».
6. ГОСТ 7174–75\*. Рельсы железнодорожные типа Р 50. Конструкция и размеры / Госстандарт СССР. – М.: Изд-во стандартов, 1988. – 7 с.

## СОДЕРЖАНИЕ

1. Проектирование балочной клетки .....	3
1.1. Общая характеристика балочных конструкций. Типы балочных клеток и их компоновка.....	3
1.2. Настил .....	7
1.3. Балка настила .....	10
1.4. Главная балка .....	12
Подбор сечения главной балки составного сечения .....	13
Проверка прочности сечения главной балки .....	15
Проверка жесткости сечения .....	15
Проверка общей устойчивости главной балки .....	16
Расчет соединений поясов со стенкой.....	16
Расчет и конструирование ребер жесткости и опорного ребра балки.....	17
Расчет стыка балки на высокопрочных болтах .....	18
2. Подбор сечения стальной подкрановой балки .....	21
2.1. Расчет давления на подкрановую балку, передаваемого ходовой частью крана.....	21
2.2. Составление расчетной схемы подкрановой балки с полной приложенной к ней нагрузкой.....	24
2.3. Расчет величины максимального изгибающего момента в подкрановой балке .....	26
2.4. Подбор сечения подкрановой балки по условию прочности (по первому предельному состоянию).....	26
2.5. Проверка подкрановой балки на деформативность (по второму предельному состоянию) .....	27
3. Центральные сжатые колонны .....	29

3.1. Определение высоты колонны .....	32
3.2. Подбор сечения стержня колонны .....	33
3.3. Проверка устойчивости колонны относительно оси X.....	34
3.4. Проверка устойчивости колонны относительно оси Y.....	34
3.5. Расчет и конструирование соединения ветвей колонны планками.....	38
3.6. Расчет базы колонны с фрезерованным торцом.....	38
4. Расчет связей.....	40
Библиографический список.....	42