

Министерство образования и науки Российской Федерации
Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Владимирский государственный университет
имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых»
Кафедра строительных конструкций

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
К КУРСОВОЙ РАБОТЕ
«РАСЧЕТ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ»
ДЛЯ СПЕЦИАЛЬНОСТИ
«ГОРОДСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО
И ХОЗЯЙСТВО»



Владимир 2011

УДК 624.014 (07)

ББК 38.54

М54

Составители:

М.В. Грязнов, М.В. Лукин, Т. Н. Щелокова, М.В. Крайнов

Рецензент

Кандидат технических наук, профессор
Владимирского государственного университета

В.В. Михайлов

Печатается по решению редакционного совета
Владимирского государственного университета

Методические указания к курсовой работе «Расчет балочной М54 клетки» для специальности «Городское строительство и хозяйство» / Владим. гос. ун-т; сост.: М.В. Грязнов [и др.]. – Владимир: Изд-во Владим. гос. ун-та, 2011. – 34 с.

Приведены рекомендации по компоновке балочной клетки. Содержатся требования по проектированию всех элементов и связей балочной клетки промышленного здания. Содержатся указания по выбору схемы балочной клетки, расчету и конструированию главной балки, подбору сечения и расчету металлической колонны.

Составлены в помощь студентам дневной формы обучения специальности 270105 – городское строительство и хозяйство в соответствии с программой курса «Конструкции городских сооружений и зданий».

Табл. 1. Ил. 13. Библиогр.: 4 назв.

Рекомендовано для формирования профессиональных компетенций в соответствии с ФГОС 3-го поколения.

УДК 624.014 (07)

ББК 38.54

ВВЕДЕНИЕ

Студенты специальности 270105 выполняют курсовую работу по конструкциям городских сооружений и зданий на тему «Балочная клетка». Задание выдается на проектирование балочной клетки рабочей площадки, опирающейся на колонны и расположенной внутри промышленного здания.

Конструктивные расчеты основных несущих элементов выполняются полностью или частично с применением ПК ЛИРА. Работа состоит из пояснительной записки и графической части.

Объем пояснительной записки с расчетами составляет 25 – 30 страниц. Графическая часть работы представляется чертежами на двух листах форматам А2.

Студентам (каждому индивидуально) выдается задание на выполнение курсовой работы со следующими исходными данными на проектирование.

Размер рабочей площадки в плане $A \times B = \dots\dots\dots$ м.

Шаг колонн поперек рабочей площадки $L = \dots\dots\dots$ м.

Шаг колонн вдоль рабочей площадки $B = \dots\dots\dots$ м.

Высота рабочей площадки от уровня чистого пола до верха настила $H = \dots\dots\dots$ м.

Нормативная временная нагрузка на рабочей площадке $P_0^H = \dots\dots$ /м²,
КПа.

Дополнительные данные.

1. КОМПОНОВКА ЭЛЕМЕНТОВ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ

Проектирование рабочей площадки начинают с компоновки расположения ее элементов. Исходным материалом в курсовой работе является задание на проектирование, в котором приводятся размеры рабочей площадки в плане, шаг колонн поперек и вдоль рабочей площадки, высота площадки и нормативная временная нагрузка на площадке.

Рассмотрим на примере компоновку элементов рабочей площадки, которую будем называть в дальнейшем схемой расположения элементов рабочей площадки.

Требуется запроектировать конструкции рабочей площадки размером $A \times B = 45 \times 22,5$ м с плоским стальным настилом и шагом колонн поперек рабочей площадки $L = 15,0$ м и вдоль $B = 7,5$ м. Нормативная временная нагрузка на рабочей площадке $P_0^H = 2,0$ тс/м². Рабочая площадка расположена внутри здания, относящегося по степени ответственности к зданиям класса I [2, с. 34]. Рельсовые пути на площадке отсутствуют. Принимаем балочную клетку (в каждой ячейке) нормального типа с этажным сопряжением балок (рис. 1). Балки настила, поддерживающие плоский стальной настил, укладываются на главные балки, опирающиеся на колонны*, $H = 7,43$ м (по заданию).

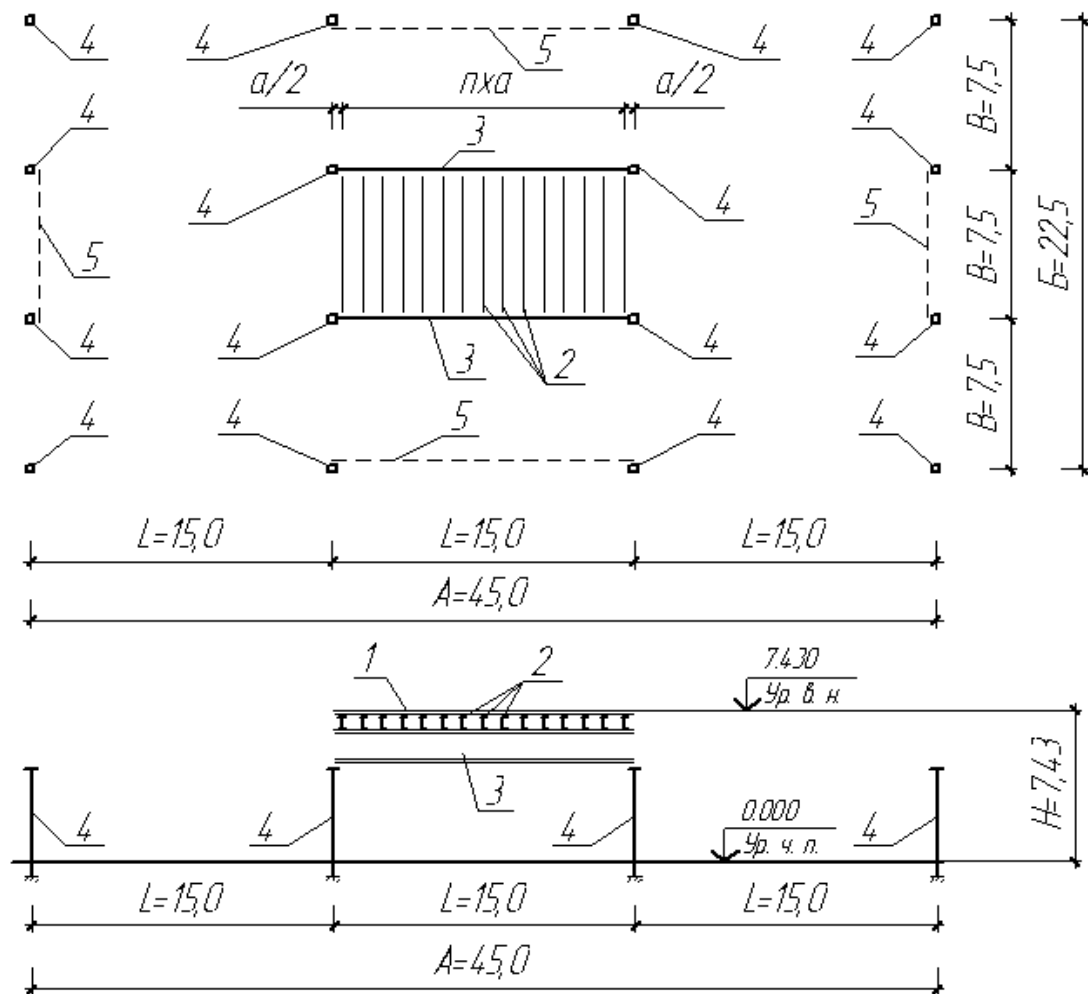


Рис. 1. Схема расположения элементов рабочей площадки:

- а – план колонн и план расположения балок в средней ячейке*;
- б – фасад поперек рабочей площадки; 1 – настил; 2 – балки настила;
- 3 – главная балка; 4 – колонна; 5 – связи колонн

* Балки в остальных ячейках условно не показаны.

Плоский стальной настил (1) опирается на балки настила (2) и приваривается к ним. Расстояние между балками a (шаг балок настила) определяется несущей способностью или жесткостью плоского стального настила [1].

2. РАСЧЕТ ПЛОСКОГО СТАЛЬНОГО НАСТИЛА

Для стальных плоских настилов следует использовать листы толщиной 6 – 8 мм при нагрузке $P_0^H \leq 1,0$ тс/м²; 8 – 10 мм при $1,1 \leq P_0^H \leq 2,0$ тс/м²; 10 – 12 мм при $2,1 \leq P_0^H \leq 3,0$ тс/м²; 12 – 14 мм при $P_0^H > 3,0$ тс/м² [1].

Описание плоского настила на параллельные балки (рис. 2) позволяет считать, что он изгибается по цилиндрической поверхности. Опирание настила при этом принимается шарнирно-неподвижным (рис. 2, б). При нагрузках, не превышающих 5 тс/м², и предельном относительном прогибе не более $(1/150) L$ прочность шарнирно-закрепленного по краям стального настила всегда будет обеспечена и его надо рассчитывать только на прогиб [1]. Для этого можно использовать график [1, рис. 7.6].

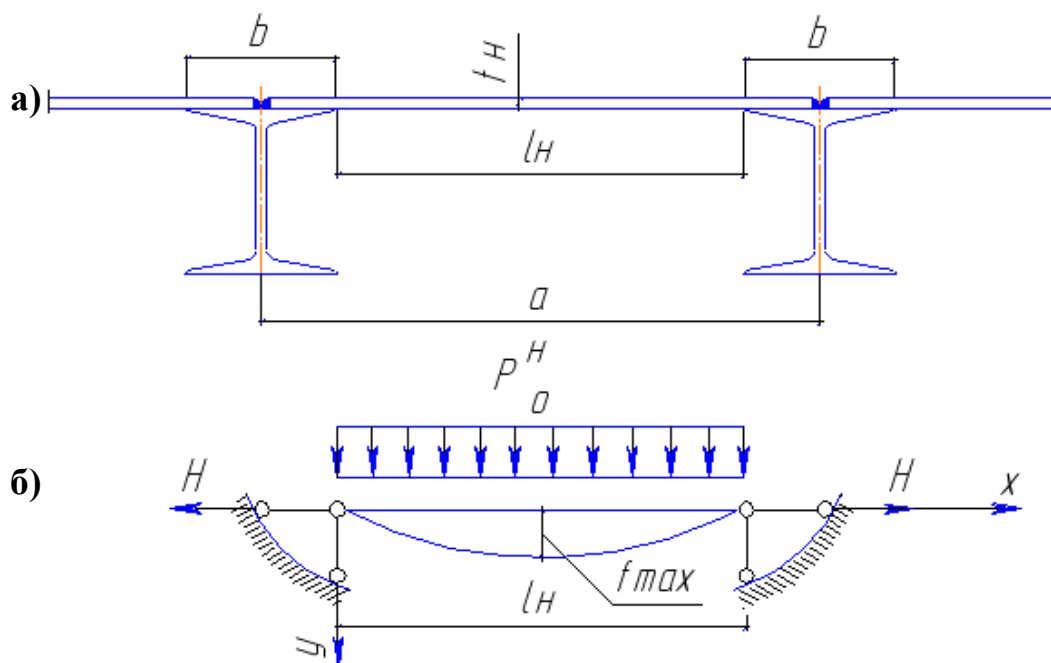


Рис. 2. Плоский настил: а – опирание настила на балки; б – расчетная схема

Принимаем толщину настила $t_n=7\text{ мм}^*$. По графику (см. [1, рис. 7.6]) возможное отношение пролета настила к его толщине $l_n/t_n=108$. Тогда пролет настила $t_n=108\cdot t_n=108\cdot 7=756\text{ мм}$. Тогда пролет настила $l_n=750\text{ мм}$ (0,75 м). Расстояние между балками (a) можно принять равным пролету настила l_n , тогда на главной балке пролетом 15,0 м размещается 21 балка с шагом $a=0,75\text{ м}$ (рис. 3, а). Крайние балки настила не рекомендуется опирать на концы главных балок, как показано на рис. 2.2, а, так как они попадают на стык двух соседних балок в средних ячейках клетки (см. рис. 1 и 3, а), что затрудняет конструирование сопряжения балки настила с двумя главными балками в этом месте. Поэтому крайние балки настила в пределах одной главной балки с той и другой стороны ее от опор рекомендуется сдвигать на половину шага (или около половины шага) балок настила $a/2=0,75/2=0,375\text{ м}$ (см. рис. 3, б). Тогда балки настила будут расположены по схеме $0,375+19\times 0,75+0,375=15,0\text{ м}$.

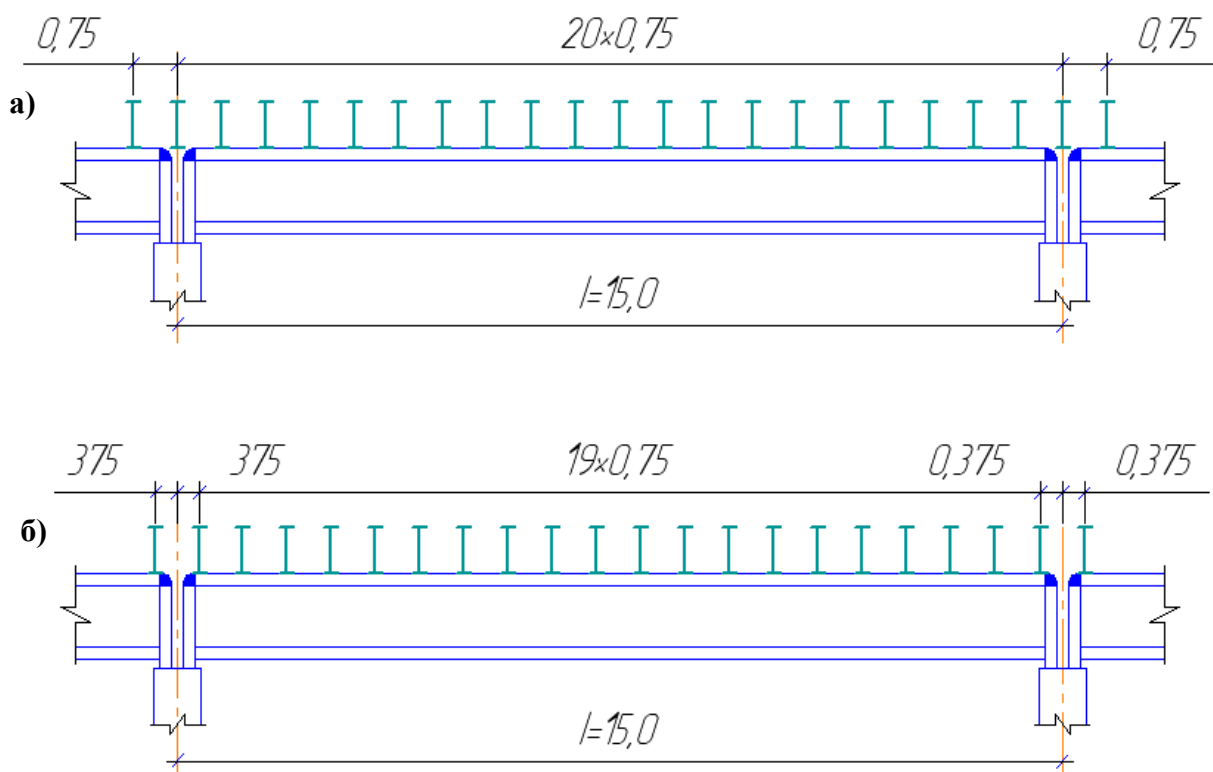


Рис. 3. Схема расположения балок настила на главной балке:
а – без сдвижки крайних балок; б – со сдвижкой крайних балок

* Принято в учебных целях

Шаг балок настила a рекомендуется увеличивать по сравнению с расчетным пролетом плоского стального настила l_n , так как пролет настила следует считать не между осями балок настила, а между краями полок соседних балок (см. рис. 2, а). При нагрузках $P_0^H \leq 1,0$ тс/м² шаг балок настила a можно увеличить по сравнению с расчетным пролетом настила l_n на 80...120 мм, при $P_0^H > 1,0$ тс/м² – на 120...140 мм. В нашем примере a можно принять $a = 450+140=890$ мм (0,89 м). Тогда балки настила можно разместить по такой схемой: $0,720+ 16 \times 0,885 + 0,420 = 15,0$ м и уменьшить число балок на три по сравнению с первоначально принятой схемой (см. выше). В учебных целях оставляем первоначально принятый шаг балок настила $a = 0,75$ м.

3. РАСЧЕТ БАЛКИ НАСТИЛА

Исходные данные. Расчетный пролет балки настила $l = B = 7,5$ м (рис. 4). Шаг балок настила $a = 0,75$ м. Толщина настила $t_n = 7$ мм. Нормативная нагрузка $P_0^H = 2,0$ тс/м² (приведена в задании). Коэффициент надежности по нагрузке для временной нагрузки $\gamma_f = 1,2$ [2, п. 3.7], то же для постоянной нагрузки – $\gamma_f = 1,050$ [2, табл. 1]. Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 1,0$ [2, с. 34]. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,0$ [3, табл. 6]. Материал балок настила – сталь марки ВСт3пс6-І по ТУ-14-1-3023-80 [3, табл. 50], $R_y = 2450$ кгс/см² [3, табл. 51]. Предельный относительный прогиб для балки настила $[f/l]=1/250$ [3, табл. 40].

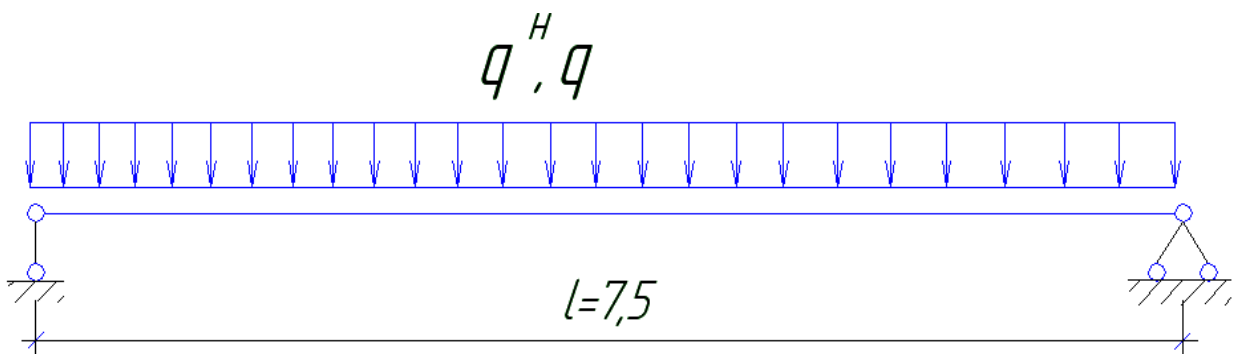


Рис. 4. Расчетная схема настила

Определяем вес стального плоского настила, зная, что 1 м^2 стального листа толщиной 10 мм ($1,0 \text{ см}$) весит $78,5 \text{ кг}$: $g_{\text{H}}^{\text{H}} = t_{\text{H}} \cdot 78,5 = 0,7 \cdot 78,5 = 55 \text{ кгс/м}^2$.

Нормативную нагрузку на балку настила определяем по формуле

$$q^{\text{H}} = (g_{\text{H}}^{\text{H}} + P_{\text{O}}^{\text{H}})a = (0,055 + 2,0)0,75 = 1,54 \text{ тс/м.}$$

Расчетную нагрузку на балку настила находим по формуле

$$q = (\gamma_f \cdot g_{\text{H}}^{\text{H}} + \gamma \cdot P_{\text{O}}^{\text{H}})a = (1,05 \cdot 0,055 + 1,2 \cdot 2,0)0,75 = 1,84 \text{ тс/м.}$$

Расчетный изгибающий момент рассчитываем по формуле

$$M_{\text{max}} = \frac{q \cdot l^2}{8} 1,02 = \frac{1,84 \cdot 7,5^2}{8} 1,02 = 13,2 \text{ тс} \cdot \text{м,}$$

где $1,02$ – коэффициент, учитывающий влияние нагрузки от собственной массы балки настила на величину момента.

Балку рассчитываем без учета развития пластических деформаций*.

Требуемый момент сопротивления балки определяем по формуле

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{max}} \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1320000 \cdot 1,0}{2450 \cdot 1,0} = 539 \text{ см}^3.$$

Принимаем по сортаменту «Балки двутавровые» по ГОСТ 8239-72 с изменениями профиль двутавра № 33, имеющий $W_x = 597 \text{ см}^3$; $I_x = 9840 \text{ см}^4$; $b = 14 \text{ см}$ и линейную плотность $42,2 \text{ кг/м}$ (см. [1, прил. 14, табл. 1]). Проверки балки настила на прочность не требуется, так как $W_x = 597 \text{ см}^3 > W_{\text{тр}} = 539 \text{ см}^3$.

Прогиб балки проверяем по формуле

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^{\text{H}} \cdot l^4}{E \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 15,4 \cdot 750^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 9840} = 3,09 \text{ см} > [f] \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 3,0 \frac{1,0}{1,0} = 3,0 \text{ см,}$$

где $[f] = l \frac{1}{250} = \frac{750}{250} = 3,0 \text{ см}$ – предельный прогиб; $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$ – модуль упругости стали.

Так как жесткость балки не обеспечена ($f = 3,09 \text{ см} > [f] \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 3,0 \text{ см}$),

* Такой расчет сделан в учебных целях, так как сечение балки принято из расчета прогиба балки.

принимая по сортаменту профиль № 36, имеющий $W_x=743 \text{ см}^3$, $I_x=13380 \text{ см}^4$; $b=14,5 \text{ см}$, и линейную плотность $48,6 \text{ кг/м}$.

Проверку прогиба не делаем, так как он будет заведомо обеспечен.

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

4.1. Подбор сечения главной балки

Главную балку принимаем составного сечения.

Исходные данные. Расчетный пролет главной балки $l = L=15,0 \text{ м}$ (см. рис. 1). Расчетный пролет балок настила $l = 7,5 \text{ м}$. Шаг балок настила $a = 0,75 \text{ м}$ (см. п. 3). Нормативная нагрузка от веса настила $g_H^H = 55 \text{ кгс/м}^2$, линейная плотность балки настила $q_B^H = 48,6 \text{ кг/м}$ (см. п. 3). Нормативная временная нагрузка $P_0^H = 2,0 \text{ тс/м}^2$ (приведена в задании). Коэффициент надежности по нагрузке для постоянной нагрузки $\gamma_f=1,05$ [2, табл. 1], то же для временной нагрузки – $\gamma_f=1,2$ [2, п. 3.7]. Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 1,0$ ([2], с. 34). Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,0$ [3, табл. 6]. Материал сварной составной балки – сталь марки 18Гпс по ГОСТ 23570-79 [3, табл. 50], $R_y = 2350 \text{ кгс/см}^2$ [3, табл. 51] при толщине проката 21 – 30 мм [3, табл. 51], $R_y = 2450 \text{ кгс/см}^2$ при толщине проката 4 – 20 мм ([3, табл. 51), ([3, табл. 51), $R_s=0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 2450 = 1363 \text{ кгс/см}^2$ ([3, табл. 1). Предельный относительный прогиб для главной балки $[f/l]=1/400$ [3, табл. 40].

Определяем нормативную постоянную нагрузку на 1 м^2 от веса настила и балок настила по формуле

$$g^H = g_H^H + \frac{q_B^H}{a} = 55 + \frac{48,6}{0,75} = 120 \text{ кгс/м}^2,$$

где $q_B^H = 48,6 \text{ кг/м}$ – линейная плотность настила.

Сосредоточенная нагрузка F на среднюю главную балку (см. рис. 1) численно равна сумме реакций двух балок настила (рис. 5, а)

$$F = 2 \cdot F_a = 2(\gamma_f \cdot g^H + \gamma_f \cdot P_O^H) a \cdot l / 2 = Q = \frac{q \cdot l}{2} =$$

$$= 2 \cdot (1,05 \cdot 0,120 + 1,2 \cdot 2,0) 0,75 \cdot 7,5 / 2 = 14,21 \text{ тс},$$

где $l = 7,5$ м – пролет балки настила; $a = 0,75$ м – шаг балок настила.

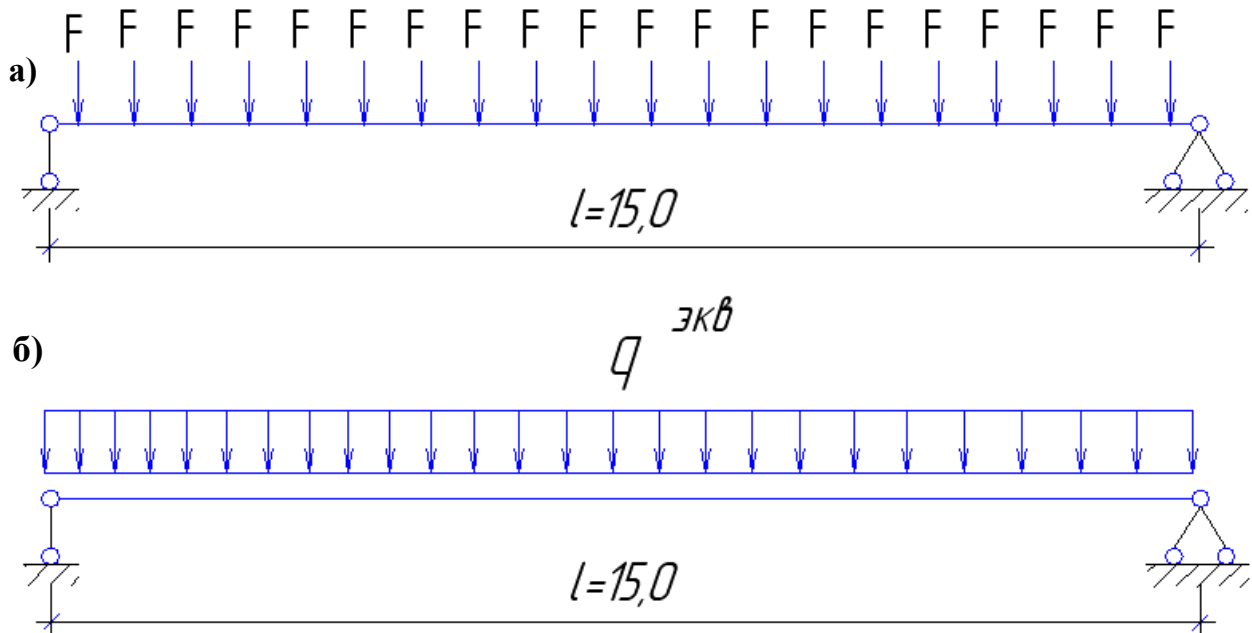


Рис. 5. Расчетная схема главной балки: а – при сосредоточенных нагрузках F ; б – при равномерно распределенной эквивалентной нагрузке $q_{\text{экв}}$

При числе грузов F восемь и более сосредоточенные нагрузки можно заменить равномерно распределенной эквивалентной нагрузкой $q_{\text{экв}}$ (рис. 5, б)

$$q_{\text{экв}} = \frac{F}{a} = \frac{14,21}{0,75} = 18,95 \text{ тс/м}.$$

Расчетный изгибающий момент в середине балки определяем по формуле

$$M_{\text{max}} = \frac{q_{\text{экв}} \cdot l^2}{8} 1,03 = \frac{18,95 \cdot 15^2}{8} 1,03 = 549 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

Расчетную поперечную силу на опоре балки определяем по формуле

$$Q_{\text{max}} = \frac{q_{\text{экв}} \cdot l}{2} 1,03 = \frac{18,95 \cdot 15}{2} 1,03 = 146 \text{ тс},$$

где 1,03 – коэффициент, учитывающий влияние постоянной нагрузки от собственного веса главной балки на величину момента.

Главную балку рассчитываем по упругой стадии [3, п. 5.21).

Требуемый момент сопротивления балки определяем по формуле

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{max}} \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{5490000 \cdot 1,0}{2450 \cdot 1,0} = 24400 \text{ см}^3.$$

Назначаем ориентировочную высоту балки $h = 1 / 10 \cdot l = 1 / 10 \cdot 15,0 = 1,5$ м. Определяем толщину стенки балки по эмпирической формуле $t_{\omega} = 7 + 3 \cdot h / 1000 = 7 + 3 \cdot 1500 / 1000 = 11,5$ мм.

Определяем толщину стенки балки из условия работы ее на сдвиг по формуле

$$t_{\omega} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_{\text{max}} \cdot \gamma_n}{h \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{3}{2} \cdot \frac{146000 \cdot 1,0}{150 \cdot 1363 \cdot 1,0} = 1,07 \text{ см (10,7 мм)}.$$

Принимаем толщину стенки балки $t_{\omega} = 12$ мм (1,2 см).

Определяем оптимальную высоту балки по формуле

$$h_{\text{opt}} = k \sqrt{\frac{W_{\text{тр}}}{t_{\omega}}} = 1,15 \sqrt{\frac{24400}{1,2}} = 164 \text{ см},$$

где $k = 1,15$ – коэффициент, зависящий от конструктивных коэффициентов полок и стенки балки [1].

Определяем минимальную оптимальную высоту балки по формуле

$$h_{\text{min}} = \frac{1}{10^7} \cdot \frac{R_y \cdot \gamma_n \cdot l^2}{\gamma_c \cdot \gamma_f \cdot [f]} = \frac{1}{10^7} \cdot \frac{2250 \cdot 1,0 \cdot 1500^2}{1,0 \cdot 1,2 \cdot 3,75} = 113 \text{ см},$$

$[f] = l \cdot 1 / 400 = 1500 / 400 = 3,75$ см – предельный прогиб балки (см. исходные данные), $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент, равный примерно отношению расчетной нагрузки к нормативной.

Принимаем высоту главной балки близкой к оптимальной $h = 150$ см*.

Определяем требуемый момент инерции сечения балки по формуле

$$I_{\text{тр}} = W_{\text{тр}} \frac{h}{2} = 24400 \frac{150}{2} = 1830000 \text{ см}^4.$$

* Допускается снижать высоту главной балки по сравнению с оптимальной до 10 %, при этом масса балки увеличивается на 2 %, что вполне допустимо.

Момент инерции сечения балки в общем виде находим по формуле (рис. 6)

$$I_x = I_{\omega} + I_f \geq I_{\text{тр}},$$

где I_{ω} – момент инерции сечения стенки; I_f – момент инерции сечения двух полок.

Определяем момент инерции сечения стенки по формуле

$$I_{\omega} = \frac{t_{\omega} \cdot h_{\omega}^3}{12} = \frac{1,2 \cdot 144,4^3}{12} = 301094 \text{ см}^4,$$

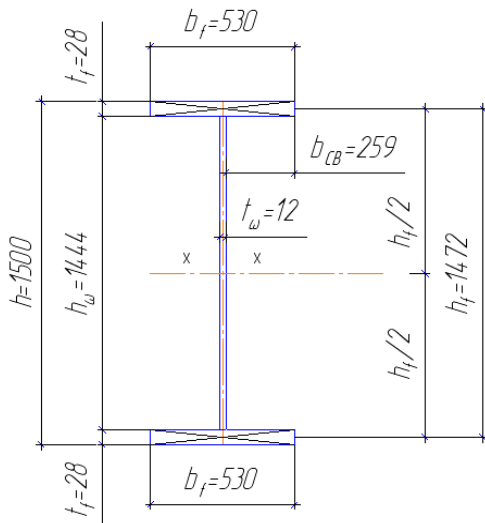


Рис. 6. Сечение балки

где $h_{\omega} = h - 2 \cdot t_f = 150 - 2 \cdot 2,8 = 144,4$ см – высота стенки (рис. 6); $t_f = 2,8$ см – толщина одной полки, принята предварительно. При подборе сечения балки рекомендуется предварительно назначать толщину полки t_f в пределах 2...4 см, принимая ее 2,0; 2,2; 2,5; 2,8; 3,0; 3,2; 3,6; 4,0 см в соответствии с толщиной листов горячекатаной универсальной стали по ГОСТ 82-70 с изм. [1]. Момент инерции сечения, приходящийся

на две полки, определяем по формуле

$$I_f = I_x - I_{\omega} = I_{\text{тр}} - I_{\omega} = 1830000 - 301094 = 1528906 \text{ см}^4.$$

Момент инерции сечения двух полок (без учета момента инерции относительно собственных осей полок) определяют по формуле $I_f = 2 \cdot A_f \cdot (h_f / 2)^2$ (см. рис. 6).

Отсюда требуемую площадь поперечного сечения одной полки балки определяем по формуле

$$A_{f,\text{тр}} = \frac{2 \cdot I_f}{h_f^2} = \frac{2 \cdot 1528906}{147,2^2} = 141,1 \text{ см}^2,$$

где $h_f = h - 2 \cdot t_f / 2 = 150 - 2 \cdot 2,8 / 2 = 147,2$ см – расстояние между центрами тяжести полок (см. рис. 6), $t_f = 2,8$ см – толщина одной полки.

Требуемую ширину полки балки определяем по формуле

$$b_{f,тр} = \frac{A_{f,мп}}{t_f} = \frac{141,1}{2,8} = 50,4 \text{ см.}$$

Принимаем полки из листов универсальной стали шириной 530 мм и толщиной 28 мм [1, прил. 14, табл. 6]. При назначении ширины полки b_f необходимо учитывать рекомендации, что ширина полки должна быть в пределах $(1/2,5-1/5)h$, где h – высота балки.

Проверяем местную устойчивость сжатой полки. Наибольшее отношение свеса полки b_{ef} к ее толщине t определяем по формуле [3, табл. 30]

$$\frac{b_{ef}}{t} = 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \sqrt{\frac{2100000}{2350}} = 15,3.$$

Отношение свеса полки b_{cf} к ее толщине t_f в соответствии с принятыми размерами полки определяем по формуле (см. рис. 6)

$$\frac{b_{св}}{t_f} = \frac{(b_f - t_{\omega})}{2 \cdot t_f} = \frac{(53 - 1,2)}{2 \cdot 2,8} = 9,25.$$

Местная устойчивость полки обеспечена, т. к. $\frac{b_{св}}{t_f} = 9,25 < 15,3$.

Определяем момент инерции сечения балки по формуле (см. рис. 6)

$$I_x = \frac{t_{\omega} \cdot h_{\omega}^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_{\omega}}{2} + \frac{t_r}{2}\right)^2 = \frac{1,2 \cdot 144,4^2}{12} + 2 \cdot 53 \cdot 2,8 \left(\frac{144,4}{2} + \frac{2,8}{2}\right)^2 = 1908847 \text{ см}^4.$$

Определяем момент сопротивления

$$W_x = \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \cdot 1908847}{150} = 25451 \text{ см}^3.$$

Проверяем наибольшие нормальные напряжения в сечении балки по формуле

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{54900000}{25451} = 2157 \text{ кгс/см}^2 < R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 2250 \frac{1,0}{1,0} = 2350 \text{ кгс/см}^2.$$

Подобранное сечение балки удовлетворяет проверке прочности и не имеет недонапряжения больше 5 %.

Проверку прогиба балки делать не нужно, так как принятая высота

сечения $h = 150$ см больше минимальной высоты $h_{\min} = 113$ см, и регламентированный прогиб будет обеспечен.

Места изменения сечения главной балки по длине назначаем на расстоянии $1/6$ пролета от опоры, $x=1/6 \cdot l=15,0/6=2,5$ м (рис. 7, а).

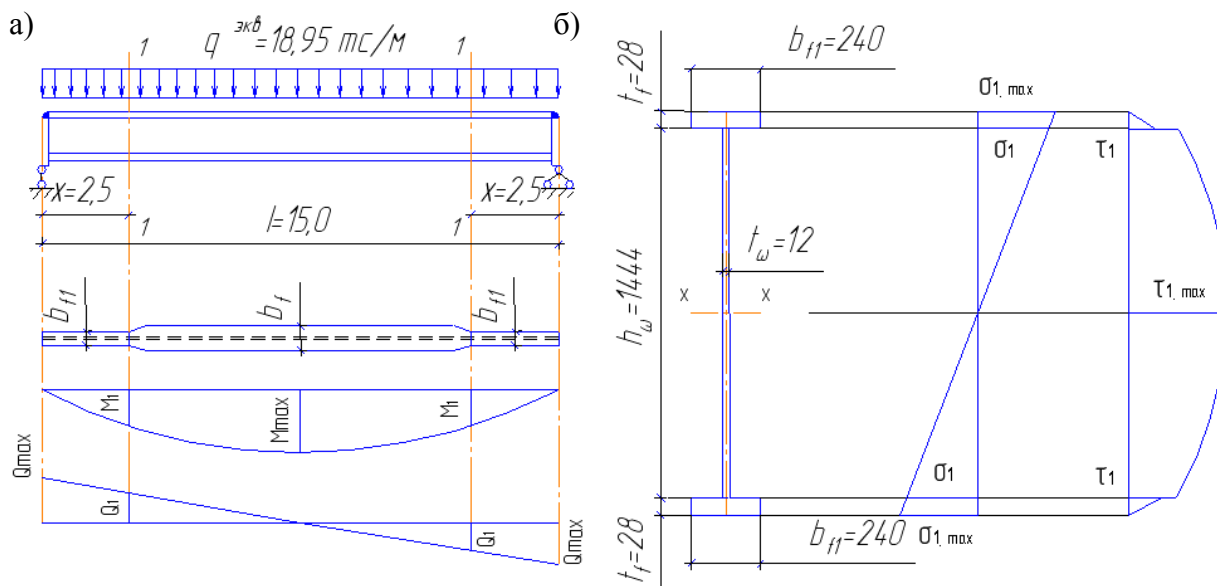


Рис. 7. К расчету главной балки: а – места изменения сечения; б - проверка приведенных напряжений

Сечение балки изменяем уменьшением ширины полок при постоянной их толщине.

Изгибающий момент в месте изменения сечения балки

$$M_1 = \frac{q_{\text{ЭКВ}} \cdot x \cdot (l - x)}{2} = \frac{18,95 \cdot 2,5(15,0 - 2,5)1,03}{2} = 296 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Поперечную силу в месте изменения сечения балки находим по формуле

$$Q_1 = q_{\text{ЭКВ}} \left(\frac{l}{2} - x \right) = 18,95 \left(\frac{15,0}{2} - 2,5 \right) 1,03 = 95 \text{ тс}.$$

Требуемый момент сопротивления сечения балки в месте изменения сечения балки рассчитываем по выражению

$$W_{1, \text{тр}} = \frac{M_1 \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{29600000 \cdot 1,0}{2350 \cdot 1,0} = 13156 \text{ см}^3.$$

Требуемый момент инерции сечения балки в месте изменения сечения балки вычисляется

$$I_{1,\text{тр}} = W_{1,\text{тр}} \cdot \frac{h}{2} = 13156 \frac{150}{2} = 986700 \text{ см}^4.$$

Сечение стенки балки остается постоянным по всей длине балки, поэтому $I_{1,\omega} = I_{\omega} = 301094 \text{ см}^4$ (см. с. 13).

Момент инерции сечения, приходящийся на полки балки в месте изменения сечения:

$$I_{1,\text{тр}} = I_{1,\text{тр}} - I_{1,\omega} = 986700 - 301094 = 685606 \text{ см}^4.$$

Требуемую площадь поперечного сечения одной полки балки в месте изменения сечения находим по формуле

$$A_{1f,\text{тр}} = \frac{2 \cdot I_{1,f}}{h_f^2} = \frac{2 \cdot 685606}{147,2^2} = 63,3 \text{ см}^2,$$

где $h_f = h - 2 \cdot t_f / 2 = 150 - 2 \cdot 2,8 / 2 = 147,2 \text{ см}$, так как толщина полок $t_f = 2,8 \text{ см}$ принимается постоянной по длине балки.

Требуемую ширину полки в месте изменения сечения вычислим по формуле

$$b_{1f,\text{тр}} = \frac{A_{1f,\text{тр}}}{t_f} = \frac{63,3}{2,8} = 22,6 \text{ см}.$$

Принимаем полку из листа универсальной стали шириной 240 мм и толщиной 28 мм [1, прил. 14, табл. 5].

Момент инерции сечения балки в месте изменения сечения

$$I_{1,x} = I_{1,\omega} + 2 \cdot b_{1f} \cdot t_f \left(\frac{h_{\omega}}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 = 301094 + 2 \cdot 24 \cdot 2,8 \left(\frac{144,4}{2} + \frac{2,8}{2} \right)^2 = 1029133 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления сечения балки в месте изменения сечения находим из равенства

$$W_{1,x} = \frac{2 \cdot I_{1,x}}{h} = \frac{2 \cdot 1029133}{150} = 13722 \text{ см}^3.$$

Статический момент сечения балки относительно нейтральной оси в месте изменения сечения

$$S_{1,f} = b_{1f} \cdot t_f \left(\frac{h_{\omega}}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = 24 \cdot 2,8 \left(\frac{144,4}{2} + \frac{2,8}{2} \right) = 4946 \text{ см}^3.$$

Статический момент полусечения балки относительно нейтральной

оси в месте изменения сечения рассчитывается

$$S_{\text{п.сеч}} = S_{1,f} + \frac{t_{\omega} \cdot h_{\omega}^2}{8} = 4946 + \frac{1,2 \cdot 144,4^2}{8} = 8074 \text{ см}^3.$$

Приведенные напряжения в краевом участке стенки балки проверяем по формуле

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_1^2} = \sqrt{2077^2 + 3 \cdot 380^2} = 2179 \text{ кгс/см}^2 <$$

$$< 1,15 \cdot R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 1,15 \cdot 2350 \cdot \frac{1,0}{1,0} = 2703 \text{ кгс/см}^2,$$

где $\sigma_1 = \frac{M_1}{W_{1,x}} \cdot \frac{h_{\omega}}{t_{\omega}} = \frac{29600000 \cdot 144,4}{13722 \cdot 150} = 2077 \text{ кгс/см}^2$ – нормальные напря-

жения в краевом участке стенки (см. рис. 7, б);

$$\tau_1 = \frac{Q_1 \cdot \delta_{1,f}}{I_{1,x} \cdot t_{\omega}} = \frac{95000 \cdot 4946}{1029133 \cdot 1,2} = 380 \text{ кгс/см}^2$$
 – касательные напряже-

ния в краевом участке стенки (см. рис. 7, б). Касательные напряжения в сечении на опоре балки проверяем следующим образом:

$$\tau_{\text{max}} = \frac{Q_{\text{max}} \cdot S_{\text{полус}}}{I_{1,x} \cdot t_{\omega}} = \frac{146000 \cdot 8074}{1029133 \cdot 1,2} = 955 \text{ кгс/см}^2 <$$

$$< R_s \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 1363 \frac{1,0}{1,0} = 1363 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверки показали, что прочность главной балки обеспечена. Общую устойчивость главной балки не проверяем, так как верхние пояса главной балки связаны с балками настила, на которых лежит плоский стальной настил.

4.2. Расчет сварных швов, соединяющих стенку с полками балки

Исходные данные. Максимальная поперечная сила на опоре главной балки $Q_{\text{max}} = 146$ тс. Вертикальное давление балок настила на главную балку $F = 14,21$ тс.

Ширина полки балки настила $b = 14,5$ см. Момент инерции сечения главной балки на опоре $I_{1,x} = 1029100 \text{ см}^4$. Статический момент сечения полки главной балки относительно нейтральной оси на опоре $S_{1,f} = 4946$

см³. Толщина полки главной балки $t_f = 2,8$ см. Толщина стенки главной балки $t_w = 1,2$ см. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,0$. Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 1,0$.

Сварные швы, соединяющие стенку с полками, выполняем полуавтоматической сваркой под флюсом сварочной проволокой марки Св [3, табл. 55]. Расчетное сопротивление угловых сварных швов на срез (условный) по металлу шва $R_{of} = 1850$ кгс/см² [3, табл. 56]. Расчетное сопротивление угловых сварных швов на срез (условный) по металлу границы сплавления $R_{oz} = 0,45 \cdot R_{vn} = 0,45 \cdot 3800 = 1710$ кгс/см² [3, табл. 51]; коэффициенты условия работы сварного соединения – $\gamma_{of} = 1,0$; $\gamma_{oz} = 1,0$ [3, п. 11.2].

Назначаем минимальный катет угловых швов в соответствии со СНиП [3, табл. 38] $k_f = 7$ мм (0,7 см). Принимаем коэффициенты для расчета углового шва по металлу шва и по металлу границы сплавления (при диаметре сварочной проволоки $d = 1,4 - 2,0$ мм) соответственно $\beta_f = 0,9$ и $\beta_z = 1,05$ [3, табл. 34]. Принимаем двухсторонние швы (рис. 8).

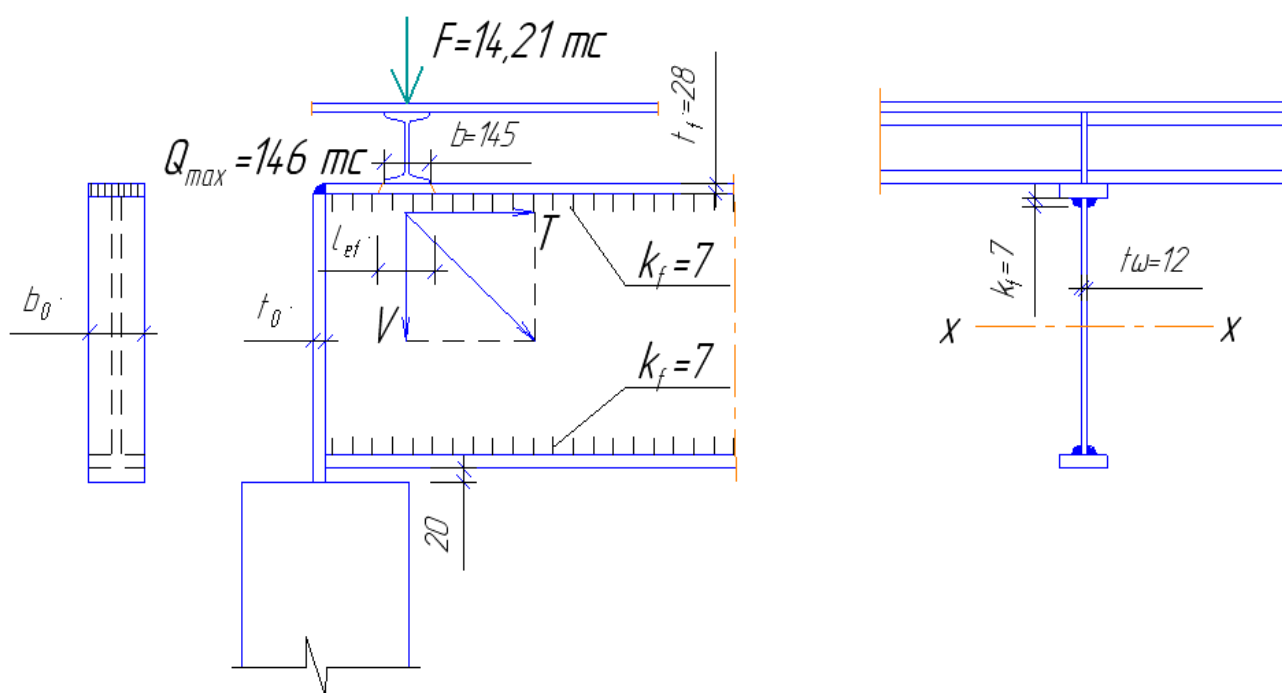


Рис. 8. К расчету поясных швов балки

Определяем напряжения в угловых швах по формулам [3, табл. 37):

а) по металлу шва

$$\sigma_{\omega f} = \frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f} = \frac{\sqrt{702^2 + 707^2}}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,7} = 791 \text{ кгс/см}^2 <$$

$$< R_{\omega f} \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 1850 \cdot \frac{1,0}{1,0} = 1850 \text{ кгс/см}^2;$$

б) по металлу границы сплавления

$$\sigma_{\omega z} = \frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2 \cdot \beta_z \cdot k_f} = \frac{\sqrt{702^2 + 707^2}}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,7} = 678 \text{ кгс/см}^2 <$$

$$< R_{\omega z} \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 1710 \cdot \frac{1,0}{1,0} = 1710 \text{ кгс/см}^2,$$

где $T = \frac{Q_{\max} \cdot S_{1,f}}{I_{1,x}} = \frac{146000 \cdot 4946}{1029133} = 702 \text{ кгс/см}$ (см. рис. 8);

$$V = \frac{F}{l_{ef}} = \frac{14210}{20,1} = 707 \text{ кгс/см}; \quad l_{ef} = b + 2 \cdot t_f = 14,5 + 2 \cdot 2,8 = 20,1 \text{ (см.}$$

рис. 8).

4.3. Расчет местной устойчивости стенки главной балки

Исходные данные. $q_{\text{экр}}=18,95 \text{ тс/м}$; $F=14,21 \text{ тс}$. Материал стенки – сталь марки 18Гпс (см. п. 4.1). Расчетное сопротивление $R_y=2350 \text{ кгс/см}^2$ при толщине листа $t=4-20 \text{ мм}$ [3, табл. 51]. Расчетное сопротивление на сдвиг $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 2350 = 1363 \text{ кгс/см}^2$. Высота стенки $h_{\omega}=144,4 \text{ см}$, толщина стенки $t_{\omega} = 1,2 \text{ см}$, ширина полки $b_f = 53 \text{ см}$ и толщина полки $t_f=2,8 \text{ см}$. Момент инерции сечения балки $I_x= 1908847 \text{ см}^4$.

Определяем условную гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_{\omega} = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_e}{E}} = \frac{144,4}{1,2} \sqrt{\frac{2350}{2100000}} = 4,03,$$

где $h_{ef} = h_{\omega} = 144,4 \text{ см}$; $t = t_{\omega} = 1,2 \text{ см}$.

Так как $\bar{\lambda}_{\omega} = 4,03 > \bar{\lambda}_{\omega} = 3,2$, то стенку балки следует укреплять основными поперечными ребрами [3, п. 7.10], расстояние между кото-

рыми не должно превышать $2 \cdot h_{ef} = 144,4 \cdot 2 = 288,8$ см. Поперечные ребра ставим через 2,5 м < 2,888 м (рис. 9).

Ширина выступающей части поперечного ребра b_h должна быть не менее $b_h = h_{ef}/30 + 40 = 1444/30 + 40 = 88,1$ мм. Принимаем $b_h = 90$ мм (см. рис. 9). Толщина поперечного ребра t_s должна быть не менее

$$t_s = 2 \cdot b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 90 \sqrt{\frac{2350}{2100000}} = 6,04 \text{ мм.}$$

Принимаем $t_s = 8$ мм (см. рис. 9).

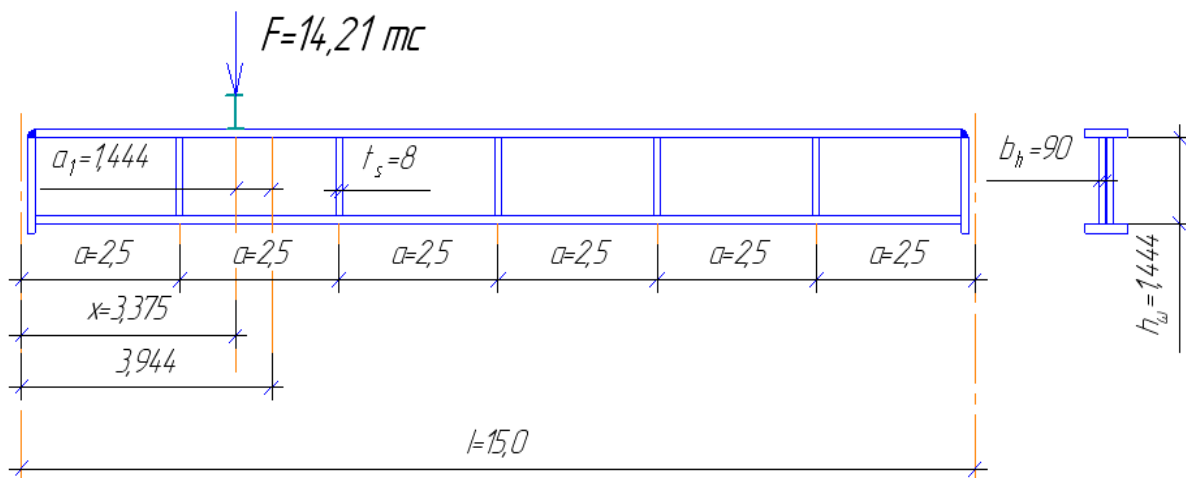


Рис. 9. Размещение ребер жесткости

Так как условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = 4,03 > 2,5$ (при наличии местного напряжения в балке с двусторонними поясными швами), то стенку, укрепленную только основными поперечными ребрами жесткости, следует проверять на местную устойчивость [3, п. 7.3] по формуле (79) [3].

Проверяем местную устойчивость стенки во втором отсеке от опоры (см. рис. 9). Длина отсека $a = h_w = 144,4$ см (см. рис. 9). Граница этого участка расположена от опоры на расстоянии $a + a_1 = 2,5 + 1,444 = 3,944$ м (см. рис. 9). Расчетные усилия вычисляем в сечении под балкой настила. Расстояние расчетного сечения от опоры будет равно $x = 0,375 + 4 \cdot 0,75 = 3,375$ м (см. рис. 3, б).

Изгибающий момент в сечении на расстоянии $x = 3,375$ м от опоры балки определяем по формуле

$$M = \frac{q_{\text{экв}} \cdot x(l-x)}{2} = \frac{18,95 \cdot 3,375(15,0 - 3,375)1,03}{2} = 372 \text{ тс}\cdot\text{м}.$$

Поперечную силу в этом сечении найдем по выражению

$$Q = q_{\text{экв}} \left(\frac{l}{2} - x \right) = 18,95 \left(\frac{15,0}{2} - 3,75 \right) 1,03 = 78 \text{ тс}.$$

Сжимающие нормальные напряжения у границы стенки

$$\sigma = \frac{M}{I_x} y = \frac{37200000 \cdot 72,2}{1908847} = 1407 \text{ кгс/см}^2; (1,407 \text{ тс/см}^2),$$

где $y = h_{\omega}/2 = 144,4/2 = 72,2 \text{ см}$.

Средние касательные напряжения в стенке

$$\tau = \frac{Q}{t_{\omega} \cdot l_{ef}} = \frac{78000}{1,2 \cdot 144,4} = 450 \text{ кгс/см}^2; (0,450 \text{ тс/см}^2).$$

Местные сжимающие нормальные напряжения у границы стенки рассчитываем так:

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_{\omega} \cdot l_{ef}} = \frac{14210}{1,2 \cdot 20,1} = 589 \text{ кгс/см}^2; (0,589 \text{ тс/см}^2),$$

где $l_{ef} = b + 2 \cdot t_f = 14,5 + 2 \cdot 2,8 = 20,1 \text{ см}$ – условная длина распределения нагрузки F по стенке.

Определяем критические напряжения в рассматриваемом отсеке. Предварительно определяем параметры

$$\frac{a}{h_{ef}} = \frac{250}{144,4} = 1,73; \quad \frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = \frac{0,589}{1,407} = 0,419;$$

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t} \right)^3 = 0,8 \frac{53}{144,4} \left(\frac{2,8}{1,2} \right)^3 = 3,73,$$

где $\beta = 0,8$ [3, табл. 22]; $b_f = 53 \text{ см}$ – ширина полки; $t_f = 2,8 \text{ см}$ – толщина полки; $h_{ef} = h_{\omega} = 144,4 \text{ см}$ – высота стенки; $t = t_{\omega} = 1,2 \text{ см}$ – толщина стенки.

По табл. 24 [3] при $\delta = 3,73 \text{ см}$ и $a/h_{ef} = 1,73$ определяем предельное значение $\sigma_{loc}/\sigma = 0,864$. Так как $a/h_{ef} = 1,73 > 0,8$ и $\sigma_{loc}/\sigma = 0,419 < 0,864$ [3, п. 7.6], то критические нормальные напряжения σ_{cr} определяем по формуле (75) [3]

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_\omega^2} = \frac{34,3 \cdot 2,35}{4,03^2} = 4,98 \text{ тс/см}^2,$$

где $c_{cr} = 34,4$ – следует принимать по табл. 21 [3] в зависимости от значения $\delta = 3,73$; $R_y = 2,35$ тс/см² (2350 кгс/см²) (см. исходные данные).

Критические местные напряжения $\sigma_{loc, cr}$ определяем по формуле (80) [3]

$$\sigma_{loc, cr} = \frac{c_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2} = \frac{18,1 \cdot 2,35}{3,49^2} = 3,49 \text{ тс/см}^2,$$

где $\bar{\lambda}_a = \frac{0,5 \cdot a}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{0,5 \cdot 250}{1,2} \sqrt{\frac{2350}{2100000}} = 3,49$; $t = t_\omega = 1,2$ см;

$c_1 = 18,1$ по табл. 23 [3] в зависимости от $\delta = 3,73$ и $0,5 \cdot a / h_{ef} = 0,865$.

Критические касательные напряжения τ_{cr} определим по формуле (76) [3]

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,73^2}\right) \cdot \frac{1,363}{4,03} = 1,08 \text{ тс/см}^2,$$

где $\mu = \frac{a}{h_{ef}} = \frac{250}{144,4} = 1,73$ - отношение большей стороны пластинки к

меньшей; $\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{144,4}{1,2} \sqrt{\frac{2350}{2100000}} = 4,03$, здесь $d = h_\omega = 144,4$ см –

меньшая сторона пластинки; $t = t_\omega = 1,2$ см; $R_s = 1,363$ тс/см² (1363 кгс/см²) (см. исходные данные).

Местную устойчивость стенки, укрепленной только основными поперечными ребрами, проверяем по формуле (79) [3]

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc, cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{1,407}{4,98} + \frac{0,598}{3,49}\right)^2 + \left(\frac{0,450}{1,08}\right)^2} = 0,617 < \gamma_c = 1,0.$$

Стенка устойчива.

4.4. Расчет опорного ребра жесткости

Исходные данные. Опорная реакция главной балки $F_a = Q_{\max} = 146$ тс. Материал опорного ребра – сталь марки 18Гпс [3, табл. 50], $R_{un} = 3800$ кгс/см²

(38 кгс/мм²) при толщине листа $t = 4 - 20$ мм [3, табл. 51]. Коэффициент надежности по материалу $\gamma_m = 1,025$ [3, табл. 2]. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,0$ [3, табл. 6]. Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 1,0$ [2, с. 34].

Назначаем ширину опорного ребра $b = b_{lf} = 240$ мм и толщину опорного ребра $t_0 = 20$ мм (см. рис. 8).

Проверяем прочность ребра по формуле

$$\sigma_p = \frac{F_a}{b_0 \cdot t_0} = \frac{146000}{24 \cdot 2} = 3042 \text{ кгс/см}^2 < R_p = \frac{R_{un} \cdot \gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} = \frac{3800 \cdot 1,0}{1,025 \cdot 1,0} = 3707 \text{ кгс/см}^2$$

Опорное ребро жесткости с участком стенки следует рассчитывать на продольный изгиб из плоскости стенки как стойку, нагруженную опорной реакцией [3, п. 7.12]. Необходимо также проверить на прочность сварные угловые швы, прикрепляющие опорное ребро к стенке главной балки [3, п. 11.2].

5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ

5.1. Подбор сечения стержня колонны

Исходные данные. Расчетная продольная сила $N = 2 \cdot F_a = 2 \cdot 146 = 292$ тс. Материал колонны – сталь марки 18кп ([3, табл. 50), $R_y = 2350$ кгс/см² при $t = 4 - 20$ мм [3, табл. 51]. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,0$ [3, табл. 6]. Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 1,0$ [2, с. 34]. Высота главной балки на опоре $h_0 = h + 20 = 1500 + 20 = 1520$ мм. Высота балки настила $h_{б.н.} = 360$ мм (№ 36). Толщина плоского стального настила $t_n = 7$ мм. Заглубление низа опорной плиты базы колонны от уровня пола – 500 мм (принимают 500...700 мм).

Геометрическую длину колонны определяем по формуле

$$l_c = H - (h_0 + h_{б.н.} + t_n) + 500 = 7430 - (1520 + 360 + 7) + 500 = 6043 \text{ мм (рис. 10).}$$

Принимаем шарнирное сопряжение главных балок с верхом колонны и шарнирное сопряжение с фундаментом (см. рис. 10, а, б).

Расчетную длину стержня колонны определяем по формуле

$$l_{ef} = \mu \cdot l_c = 1,0 \cdot 604 = 604 \text{ см,}$$

где $\mu = 1$ – коэффициент расчетной длины [3, табл. 71, а].

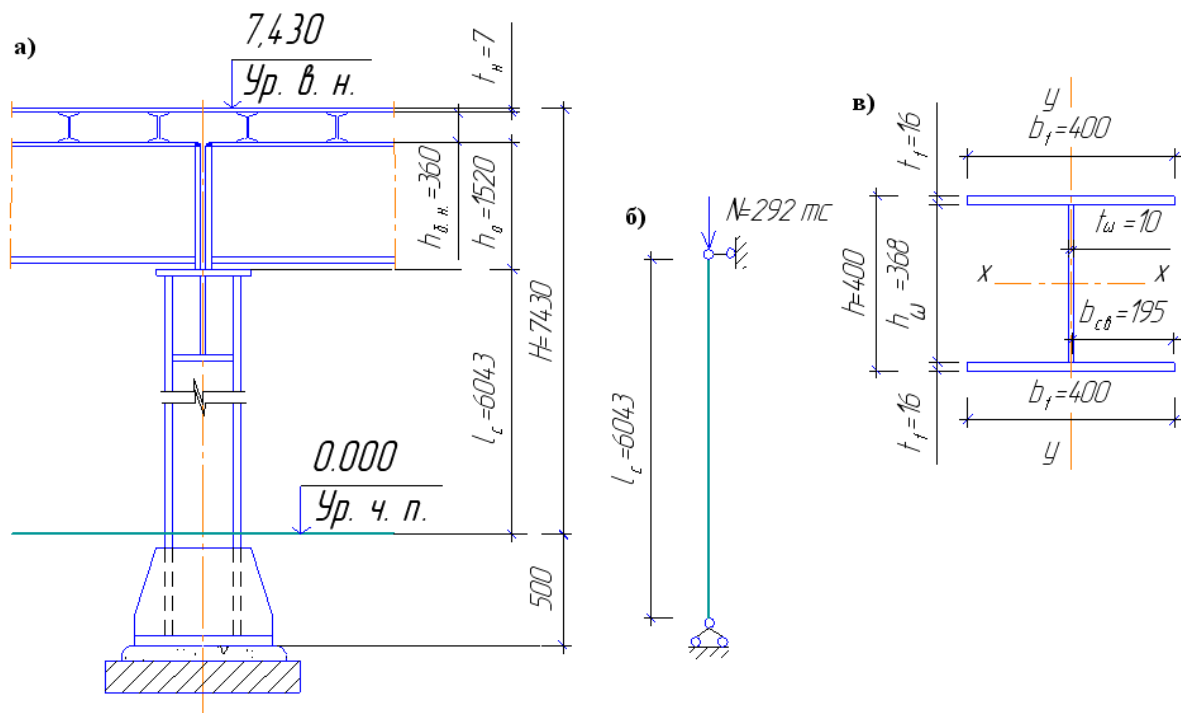


Рис. 10. К расчету стержня колонны: а – конструктивная схема колонны; б – расчетная схема колонны; в – поперечное сечение стержня колонны

Предварительно назначаем гибкость стержня колонны $\lambda = 60$ (см. таблицу) и находим соответствующее значение $\varphi = 0,816$ [3, табл. 72].

Определяем требуемую площадь поперечного сечения стержня колонны

$$A_{\text{тр}} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{292000 \cdot 1,0}{0,816 \cdot 2350 \cdot 1,0} = 159 \text{ см}^2,$$

требуемый радиус инерции сечения стержня колонны

$$i_{\text{тр}} = \frac{l_{ef}}{\lambda} = \frac{604}{60} = 10,1 \text{ см},$$

требуемую ширину сечения (полки)

$$b_{f,\text{тр}} = \frac{i_{\text{тр}}}{\alpha_2} = \frac{10,1}{0,24} = 42,1 \text{ см},$$

где $\alpha_2=0,24$ – коэффициент [1, табл. 8.1].

Принимаем размеры сечения $b_f = 40$ см (400 мм), $h = b_f = 40$ см (400 мм) (см. рис. 10, в).

Определяем геометрические характеристики принятого поперечного сечения стержня колонны:

- площадь поперечного сечения по формуле

$$A = 2 \cdot b_f \cdot t_f + h_w \cdot t_w = 2 \cdot 40 \cdot 1,6 + 36,8 \cdot 1,0 = 164,8 \text{ см}^2 > A_{\text{тр}} = 159 \text{ см}^2;$$

- момент инерции сечения относительно оси $Y-Y$ по формуле

$$I_y = \frac{2 \cdot t_f \cdot b_f^3}{12} = \frac{2 \cdot 1,6 \cdot 40^3}{12} = 17067 \text{ см}^4;$$

- радиус инерции сечения относительно оси $Y-Y$ по формуле

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{17067}{164,8}} = 10,18 \text{ см.}$$

Определяем гибкость стержня λ_y и коэффициент продольного изгиба

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{604}{10,18} = 59,3 \text{ и } \varphi_y(\lambda_y) = 0,817 [3, \text{ табл. 72}].$$

Проверяем напряжения в стержне колонны по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y \cdot A} = \frac{292000}{0,817 \cdot 164,8} = 2169 \text{ кгс/см}^2 < R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 2350 \frac{1,0}{1,0} = 2350 \text{ кгс/см}^2.$$

Недонапряжение составляет

$$\frac{R_y - \sigma}{R_y} 100 = \frac{2250 - 2169}{2250} 100 = 3,6 \%, \text{ что менее } 5 \%.$$

Проверяем местную устойчивость стенки и полок стержня колонны. Условную гибкость находим по выражению

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 59,3 \sqrt{\frac{2350}{2100000}} = 1,94.$$

При $\bar{\lambda} = 1,94 < 2,0$, $\bar{\lambda}_{2\omega} = 1,30 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}^2 = 1,30 + 0,15 \cdot 1,94^2 = 1,865$ [3, табл. 27].

Наибольшее отношение расчетной высоты стенки h_{ef} к ее толщине t определяем по формуле [3, п. 7.14]

$$\frac{h_{ef}}{t} = \bar{\lambda}_{u\omega} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1,865 \sqrt{\frac{2100000}{2350}} = 57.$$

Требуемая ширина полки $b_{f, тр}$ стержня центрально-сжатой колонны в зависимости от расчетной длины l_{ef} и гибкости λ и наибольшие отношения b_{ef}/t_f и h_{ef}/t_ω ($b_{ef}=b_{св}$, $h_{ef}=h_\omega$)

№ п/п	l_{ef} , см	λ	ϕ при $R_y=2350$, кгс/см ²	$b_{f, тр} = \frac{l_{ef}}{0,24 \cdot \lambda}$	Наибольшее отношение	
					b_{ef}/t_f	h_{ef}/t_ω
1	500	60	0,816	34,7	17	57
2	500	50	0,861	41,7	16	52
3	600	70	0,768	35,7	18	61
4	600	60	0,816	41,7	17	57
5	700	80	0,710	36,5	19	64
6	700	70	0,768	41,7	18	61
7	800	80	0,710	41,7	19	64
8	800	70	0,768	47,6	18	61
9	900	90	0,638	41,7	20	68
10	900	80	0,71	46,9	19	64
11	1000	90	0,638	46,3	20	68
12	1000	80	0,710	52,1	19	64
13	1100	100	0,570	45,8	21	70
14	1100	90	0,638	50,9	20	68
15	1200	100	0,570	50,0	21	70
16	1200	90	0,638	55,6	20	68
17	1300	110	0,507	49,2	22	70
18	1300	100	0,570	54,2	21	70
19	1400	110	0,507	53,0	22	70
20	1400	100	0,570	58,3	21	70
21	1500	120	0,449	52,1	23	70
22	1500	110	0,507	56,8	22	70

Действительное отношение расчетной высоты стенки к ее толщине t определяем (см. рис. 10, в)

$$\frac{h_{ef}}{t} = \frac{h_\omega}{t_\omega} = \frac{(h - 2 \cdot t_f)}{t_\omega} = \frac{(40 - 2 \cdot 1,6)}{1,0} = \frac{36,8}{1,0} = 36,8.$$

Местная устойчивость стенки обеспечена, так как $h_{ef}/t = 36,8 < 57$.

Наибольшее отношение расчетного свеса полки b_{ef} к ее толщине определяем по формуле [3, табл. 29]

$$\frac{b_{ef}}{t} = (0,36 + 0,10 \cdot \bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,36 + 0,10 \cdot 1,94) \sqrt{\frac{2100000}{22350}} = 16,9.$$

Действительное отношение расчетного свеса полки b_{ef} к ее толщине (см. рис. 10, в)

$$\frac{b_{ef}}{t} = \frac{b_{CB}}{t_f} = \frac{(b_f - t_w)}{2 \cdot t_f} = \frac{40,0 - 1,0}{2 \cdot 1,6} = 12,2.$$

Местная устойчивость полки обеспечена, так как $b_{cb} / t_f = 12,2 < 16,9$.

5.2. Конструирование и расчет базы центрально-сжатой колонны

Исходные данные. Расчетная сила $F = N = 292$ тс. Материал базы – сталь марки 18 кп по ГОСТ 35570-79 [3, табл. 50], $R_y = 2250$ кгс/см² при $t = 4 - 20$ мм, $R_y = 2150$ кгс/см² при $t = 21 - 40$ мм [3, табл. 51], $R_{un} = 3700$ кгс/см² [3, табл. 51], $\gamma_c = 1,0$ [3, табл. 6], $\gamma_n = 1,0$ [2, стр. 34]. Сварка полуавтоматическая под флюсом сварочной проволокой С_в-08 [3, табл. 55], $R_{wf} = 1850$ кгс/см² [3, табл. 56], $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 3700 = 1665$ кгс/см² [3, табл. 5, 51], $\gamma_{wf} = 1,0$; $\gamma_{wz} = 1,0$ [3, п. 11.2]. Материал фундамента колонны – бетон класса В 15, $R_b = 86,7$ кгс/см² [4, табл. 13]. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,0$ [3, табл. 6]. Коэффициент условий работы $\gamma_{B2} = 1,0$ [4] табл. 15].

Принимаем базу с траверсой (рис. 11). Расчетное сопротивление бетона на местное сжатие определяем по формуле [4, п. 3.39]

$$R_{B,loc} = \alpha \cdot \beta_B \cdot R_b = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 86,7 = 104 \text{ кгс/см}^2.$$

Требуемую площадь опорной плиты базы определяем по формуле

$$A_{n,mp} = \frac{F \cdot \gamma_n}{R_{B,loc} \cdot \gamma_{B2}} = \frac{292000 \cdot 1,0}{104 \cdot 1,0} = 2808 \text{ см}^2.$$

Назначаем ширину опорной плиты базы (см. рис. 11):

$$B_n = b_f + 2 \cdot t_r + 2 \cdot C_1 = 400 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 40 = 500 \text{ мм},$$

где $t_r = 10$ мм – толщина листа траверсы (принимают 8 – 14 мм); $C_1 = 40$ мм – свес опорной плиты базы (принимают 40 – 60 мм).

Назначаем длину опорной плиты базы (рис. 11):

$$L_n = h + 2 \cdot C = 400 + 2 \cdot 10 = 600 \text{ мм},$$

где $h = 400$ мм – высота сечения стержня колонны (см. рис. 10, в); $C = 100$ – свес плиты (принимают не менее 100–120 мм для удобного размещения фундаментных болтов базы).

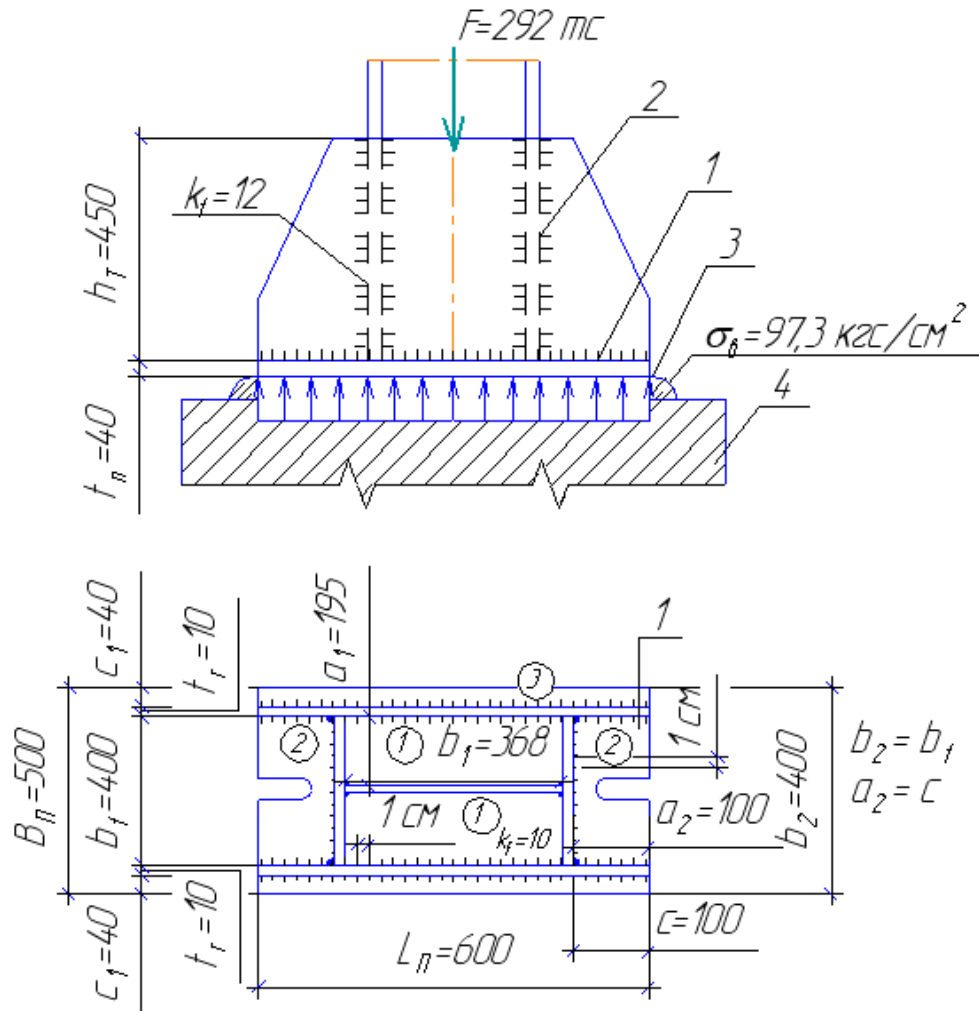


Рис. 11. База колонны; 1 – опорная плита; 2 – траверса; 3 – фундамент; 4 – цементная подливка

Определяем требуемую длину опорной плиты базы

$$L_{n,тр} = \frac{A_{n,тр}}{B_n} = \frac{2808}{50} = 56,2 \text{ см (562 мм)}.$$

Оставляем длину плиты $L_n = 600$ мм $>$ $L_{n,тр} = 562$ мм. Определяем напряжения в бетоне под опорной плитой

$$\sigma_B = \frac{F}{B_n \cdot L_n} = \frac{292000}{50 \cdot 60} = 97,3 \text{ кгс/см}^2 < R_{B,loc} \cdot \frac{\gamma_{B2}}{\gamma_N} = 104 \frac{1,0}{1,0} = 104 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем изгибающие моменты в опорной плите базы на разных участках, применяя коэффициенты α и β , полученные академиком Б.Г. Галеркиным [1].

Изгибающий момент, действующий на полосе шириной 1 см в пластинке, опертой на 4 канта (участок 1), вычисляем по формуле

$$M_1 = \alpha \cdot q \cdot a_1^2 = 0,098 \cdot 97,3 \cdot 19,5^2 = 3626 \text{ кгс}\cdot\text{см},$$

где $q = \sigma_b = 97,3 \text{ кгс/см}$; $\alpha = 0,098$ при $b_1/a_1 = 36,8/19,5 = 1,89$ по табл. 8.6 [1].

Изгибающие момент, действующий на полосе шириной 1 см в пластинке, опертой на 3 канта (участок 2), можно определять как в консоли (так как $b_2/a_2 = 40/10 = 4 > 2$) по формуле

$$M_2 = \frac{q \cdot a_2^2}{2} = \frac{93,7 \cdot 10^2}{2} = 4865 \text{ кгс}\cdot\text{см}.$$

Участок 3 не проверяем, так как он имеет меньший консольный свес.

По максимальному моменту находим толщину опорной плиты базы

$$t_{n,mp} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max} \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 4865 \cdot 1,0}{2150 \cdot 1,0}} = 3,68 \text{ см (36,8 мм)}.$$

Принимаем плиту толщиной $t_n = 40 \text{ мм}$.

Требуемую высоту траверсы h_T определяем из условия крепления листов траверсы к стержням колонны четырьмя угловыми швами (см. рис. 11). Назначаем катет углового шва $k_f = 12 \text{ мм}$. По табл. 34 [3] принимаем $\beta_f = 0,8$ и $\beta_z = 1,0$.

Требуемая высота траверсы из расчета по металлу шва

$$h_{m,тр} = l_{\omega} = \frac{F \cdot \gamma_n}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_f} = \frac{292000 \cdot 1,0}{4 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1850 \cdot 1,0 \cdot 1,0} = 41,1 \text{ см}.$$

Высоту траверсы из расчета по металлу границы сплавления не определяем, так как $\beta_z \cdot R_{\omega z} = 1,0 \cdot 1665 \text{ кгс/см}^2 > \beta_f \cdot R_{\omega f} = 0,8 \cdot 1850 = 1480 \text{ кгс/см}^2$.

Принимаем высоту траверсы $h_T = 450 \text{ мм (45 см)}$.

Крепление траверсы к опорной плите принимаем угловыми швами с катетом $k_f = 10 \text{ мм}$.

Проверяем напряжения в угловых швах по металлу шва

$$\sigma_{\omega f} = \frac{F \cdot \gamma_n}{\beta_f \cdot k_f \cdot \sum l_{\omega}} = \frac{292000 \cdot 1,0}{0,8 \cdot 1,0 \cdot 225,6} = 1618 \text{ кгс/см}^2 <$$

$$< R_{\omega f} \frac{\gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c}{\gamma_n} = 1850 \cdot \frac{1,0 \cdot 1,0}{1,0} = 1850 \text{ кгс/см}^2,$$

где $\sum l_{\omega} = 2(58,0 + 2 \cdot 9,0 + 36,8) = 225,6$ см – длина угловых швов, прикрепляющих траверсу к опорной плите базы (см. рис. 11). Швы уменьшены на 1 см по концам на непровар. Приварку торца стержня колонны к опорной плите базы выполняем конструктивно угловыми швами с катетом $k_f = 6$ мм, так как эти швы в расчете не учитывались.

5.3. Конструирование и расчет оголовка центрально-сжатой колонны

Исходные данные. Расчетная сила $F = 2 \cdot F_A = 2 \cdot 146 = 292$ тс. Материал деталей оголовка – сталь марки 18 кп по ГОСТ 35570-79 [3, табл. 50], $R_y = 2150$ кгс/см² при $t = 21-40$ мм [3, табл. 51], $R_{un} = 3700$ кгс/см² [3, табл. 51]. Коэффициент надежности по материалу $\gamma_m = 1,025$ [3, табл. 2], $\gamma_c = 1,0$ [3, табл. 6], $\gamma_n = 1,0$ [2, с. 34]. Сварка полуавтоматическая под флюсом сварочной проволокой С_в-08 [3, табл. 55], $R_{\omega f} = 1850$ кгс/см² [3, табл. 56], $R_{\omega z} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 3700 = 1665$ кгс/см² [3, табл. 5, 51], $\gamma_{\omega f} = 1,0$ и $\gamma_{\omega z} = 1,0$ [3, п. 11.2].

Принимаем оголовок колонны из плиты и ребер, поддерживающих плиту и передающих нагрузку на стержень колонны (рис 12). Плиту принимаем толщиной $t_n = 28$ мм.

Назначаем ширину вертикальных ребер оголовка $b_p = 150$ мм (суммарная ширина двух ребер должна быть не менее ширины опорного ребра главной балки b_0). Толщину вертикальных ребер определяем из условия сопротивления смятию под плитой

$$t_{p,тр} = \frac{F \cdot \gamma_n}{2 \cdot b_p \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{292000 \cdot 1,0}{2 \cdot 15 \cdot 3610 \cdot 1,0} = 2,7 \text{ см},$$

где $R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{3700}{1,025} = 3610$ кгс/см² – расчетное сопротивление на смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки).

Принимаем вертикальные ребра толщиной $t_p = 28$ мм. Высоту вертикальных ребер определяем из условия прикрепления их к стенке стержня колонны сварными угловыми швами. Назначаем катет углового шва $k_f = 12$ мм и принимаем по табл. 34 [3] $\beta_f = 0,8$ и $\beta_z = 1,0$.

Требуемая высота вертикальных ребер:

а) из расчета по металлу шва

$$h_{p,тр} = l_{\omega} = \frac{F \cdot \gamma_n}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_f} = \frac{292000 \cdot 1,0}{4 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1850 \cdot 1,0 \cdot 1,0} = 41,2 \text{ см};$$

б) из расчета по металлу границы сплавления

$$h_{p,тр} = l_{\omega} = \frac{F \cdot \gamma_n}{4 \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_{z f} \cdot \gamma_f} = \frac{292000 \cdot 1,0}{4 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1665 \cdot 1,0 \cdot 1,0} = 36,5 \text{ см},$$

где 4 – количество угловых швов, прикрепляющих вертикальные ребра к стенке стержня колонны (см. рис. 12). Принимаем вертикальные ребра высотой $h_p = 420$ мм.

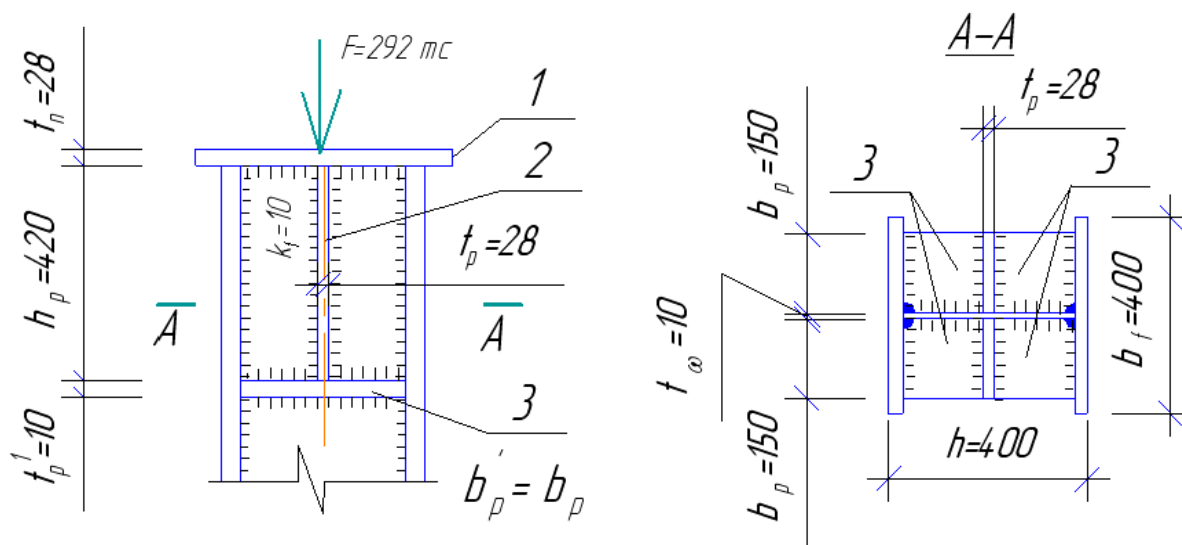


Рис. 12. Оголовок колонны: 1 – плита; 2 – вертикальное ребро; 3 – горизонтальное ребро

Проверяем прочность вертикальных ребер на сдвиг по формуле

$$\tau = \frac{F}{2 \cdot t_p \cdot h_p} = \frac{292000}{2 \cdot 2,8 \cdot 42,0} = 1241 \text{ кгс/см}^2 < R_s \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 1247 \frac{1,0}{1,0} = 1247 \text{ кгс/см}^2,$$

где $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 2150 = 1247$ кгс/см² – расчетное сопротивление на сдвиг [3, табл. 1].

Горизонтальные ребра назначаем конструктивно толщиной $t'_p = 10$ мм и шириной $b'_p = 150$ мм, прикрепляя их угловыми швами с катетом $k_f = 6$ мм без расчета.

6. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СВЯЗЕЙ КОЛОНН

Исходные данные. Предельная гибкость сжатых элементов связей $\lambda_{пр} = 200$ [3, табл. 19]. Материал связей – сталь марки ВСтЗкп2-1 по ТУ 14-1-3023-80.

Принимаем вертикальные связи колонн крестообразного типа из горячекатаных двойных равнополочных уголков, прерывающихся в середине и перекрытых фасонками (рис. 13). Фасонки принимаем толщиной $t_1 = 10$ мм.

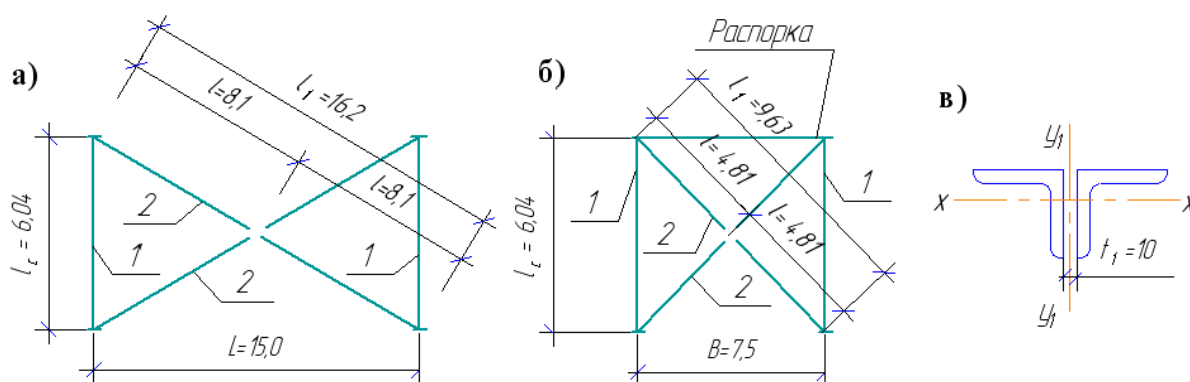


Рис. 13. Связи колонн: а – в поперечном направлении; б – в продольном направлении; в – поперечное сечение связей; 1- колонна; 2 – диагональ (раскос)

Определяем геометрическую длину диагоналей связей:

а) в поперечном направлении (см. рис. 1; рис 13, а):

$$l_1 = \sqrt{l_c^2 + L^2} = \sqrt{6,04^2 + 15,0^2} = 16,2 \text{ м}; l = 8,1 \text{ м};$$

б) в продольном направлении (см. рис. 1; рис 13, б):

$$l_1 = \sqrt{l_c^2 + B^2} = \sqrt{6,04^2 + 7,5^2} = 9,63 \text{ м}; l = 4,82 \text{ м}.$$

Определяем расчетные длины диагоналей связей

а) в поперечном направлении:

- в плоскости связей – $l_{ef} = l = 8,1$ м [3, п. 6.3];
- из плоскости связей – $l_{ef} = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 16,2 = 11,34$ м [3, табл. 12];

б) в продольном направлении:

- в плоскости связей – $l_{ef} = l = 4,82$ м [3, п. 6.3];
- из плоскости связей – $l_{ef} = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 9,63 = 6,74$ м [3, табл. 12].

Подбираем сечения связей по предельной гибкости.

Требуемые радиусы инерции сечения связей определяем

а) в поперечном направлении:

$$\text{- в плоскости связей} \quad i_{x, \text{тр}} = \frac{l_{ef}}{\lambda_{\text{пр}}} = \frac{810}{200} = 4,05 \text{ см};$$

$$\text{- из плоскости связей} \quad i_{y, \text{тр}} = \frac{l_{ef}}{\lambda_{\text{пр}}} = \frac{1134}{200} = 5,67 \text{ см};$$

б) в продольном направлении:

$$\text{- в плоскости связей} \quad i_{x, \text{тр}} = \frac{l_{ef}}{\lambda_{\text{пр}}} = \frac{482}{200} = 2,41 \text{ см};$$

$$\text{- из плоскости связей} \quad i_{y, \text{тр}} = \frac{l_{ef}}{\lambda_{\text{пр}}} = \frac{674}{200} = 3,37 \text{ см};$$

По сортаменту «Уголки равнополочные» по ГОСТ 8509-72 [1, табл. 3, прил. 14] принимаем связи сечением из двух равнополочных уголков (см. рис. 13, в):

а) для связей в поперечном направлении (см. рис. 13, а)

$$2 \perp 140 \times 10, i_x = 4,39 \text{ см} > i_{x, \text{тр}} = 4,05 \text{ см} \text{ и } i_y = 6,12 \text{ см} > i_{y, \text{тр}} = 5,67 \text{ см};$$

б) для связей в продольном направлении (см. рис. 13, б)

$$2 \perp 80 \times 6, i_x = 2,47 \text{ см} > i_{x, \text{тр}} = 2,41 \text{ см} \text{ и } i_y = 3,65 \text{ см} > i_{y, \text{тр}} = 3,37 \text{ см}.$$

Необходимо также подбирать сечение распорки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Металлические конструкции. – 6-е изд. / под ред. Е. И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1985. – 555 с.
2. СНиП 2.01.07–85*. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1988. – 34 с.
3. СНиП II–23–81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1988. – 94 с.
4. СНиП 2.03.01–84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1980. – 84 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
1. КОМПОНОВКА ЭЛЕМЕНТОВ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ.....	3
2. РАСЧЕТ ПЛОСКОГО СТАЛЬНОГО НАСТИЛА.....	5
3. РАСЧЕТ БАЛКИ НАСТИЛА.....	7
4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНОЙ БАЛКИ.....	9
4.1. Подбор сечения главной балки.....	9
4.2. Расчет сварных швов, соединяющих стенку с полками балки....	16
4.3. Расчет местной устойчивости стенки главной балки.....	18
4.4. Расчет опорного ребра жесткости.....	21
5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ.....	22
5.1. Подбор сечения стержня колонны.....	22
5.2. Конструирование и расчет базы центрально-сжатой колонны...26	
5.3. Конструирование и расчет оголовка центрально-сжатой колонны...29	
6. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СВЯЗЕЙ КОЛОНН.....	31
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	33

**Методические указания к курсовой работе
«Расчет балочной клетки» для специальности
«Городское строительство и хозяйство»**

Составители

Грязнов Михаил Витальевич
Лукин Михаил Владимирович
Щелокова Татьяна Николаевна и др.

Ответственный за выпуск – зав. кафедрой доцент С.И. Рощина

Подписано в печать 09.10.11.

Формат 60x84/16. Усл. печ. л. 2.59 . Тираж 100 экз.

Заказ

Издательство

Владимирского государственного университета
имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых
600000, Владимир, ул. Горького, 87.