

МИНОБРНАУКИ РОССИИ
ФИЛИАЛ ФЕДЕРАЛЬНОГО ГОСУДАРСТВЕННОГО БЮДЖЕТНОГО ОБРАЗОВАТЕЛЬНОГО
УЧРЕЖДЕНИЯ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ «БЕЛГОРОДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ им. В.Г.ШУХОВА» В Г.НОВОРОССИЙСКЕ
(НФ БГТУ им. В.Г.Шухова)

Методические указания
к выполнению курсовой работы по дисциплине
«Металлические конструкции»
для направлений 08.03.01- Строительство

Разработала: ст.преподаватель
Пермякова А.В.

Новороссийск 2020

ВВЕДЕНИЕ

Разработка студентами курсовой работы имеет своей целью закрепить теоретические знания по соответствующему разделу курса и дать необходимые навыки в расчёт конструировании металлических конструкций.

В процессе работы студенты должны систематизировать, углублять и закреплять приобретенные ими теоретические знания и практические навыки с последующим применением их для решения конкретных задач.

При работе над курсовой работой студент должен проявить умения самостоятельного решения практических вопросов, изучения научно-технической литературы, нормативных и справочных материалов, опыта строительного производства в России и за рубежом.

Методические указания предназначены для оказания методической помощи в самостоятельной работе студентов при выполнении и оформлении курсовой работы.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Учебным планом предусмотрено выполнение студентами курсовой работы.

Темой курсовой работы является- конструирование и расчет балочной площадки.

Студентами осуществляется компоновка каркаса балочной клетки, выполняются расчёты настила, балок настила, производится расчет главной балки, деталей и узлов, расчет колонны и графическая часть балочной площадки.

Расчетная часть оформляется расчетно-пояснительной запиской.

Графическая часть представляют собой чертежи балочной клетки в стадии КМ и КМД.

В этой части разрабатываются: монтажная схема балочной клетки с маркировкой всех элементов, чертежи отправочных марок главной и балок настила, колонны, а также узлов сопряжения конструкций.

Составляется спецификация стали, таблица отправочных марок.

Исходные данные задания на проектирование определяются в соответствии с последней и предпоследней цифрой номера зачетки и табл.1,2

Конструкция балочной площадки состоит из колонн, балок, настила и связей (рис.1.1).

Система несущих балок стального покрытия называется балочной клеткой.

РАСЧЕТ, ПРОЕКТИРОВАНИЕ И КОНСТРУИРОВАНИЕ НАСТИЛА, БАЛКИ НАСТИЛА И ГЛАВНОЙ БАЛКИ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ

3. РАСЧЕТ НЕСУЩЕГО НАСТИЛА

В качестве конструктивного решения выбран стальной настил, шарнирно опертый на второстепенные балки рис. 3.1. Стальной настил крепится к балкам с помощью ручной электродуговой сварки и рассчитывается на прочность и жесткость [1, 2]. Сталь для стальных конструкций принимается согласно [1, табл.50]. Рекомендованную толщину настила выбирают в зависимости от нагрузки, приходящейся на нее. При нагрузке $q < 10 \text{ КН/м}^2$ толщина настила 6-8 мм, при $11 < q < 20 \text{ КН/м}^2$ - 8-10 мм, при $21 < q < 30 \text{ КН/м}^2$ - 10-12 мм, при $q > 30 \text{ КН/м}^2$ - 12-14 мм.

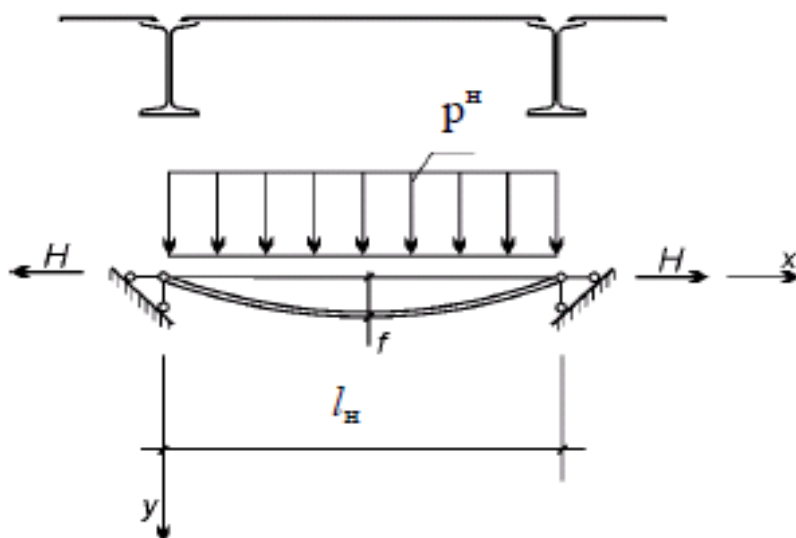


Рис. 3.1. К расчету стального настила

γ_b - коэффициент условий работы соединения, который следует принимать по [4, табл. 35]; n_s - число плоскостей среза; $A = \frac{\pi d^2}{4}$ - расчетная площадь сечения стержня болта; d - диаметр болта;
По условию на смятие материала сопрягаемых элементов

$$N_b = R_{bp} \gamma_b d \sum t, \quad (5.47)$$

где $\sum t$, мм - минимальная суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении; R_{bs} и R_{bp} - расчетное сопротивление смятию элементов, соединяемых болтами табл. 5*, 58*, 59* [4, табл. 5, табл. 58, табл. 59];

3. Определяется требуемое количество болтов

$$n = \frac{1,2 \cdot N_{BH}}{\gamma_c N_b, \min}, \quad (5.48)$$

В формулу (5.46) подставляется наименьшая несущая способность болта, найденная по (5.44) или (5.45). Проверяется возможность размещения расчетного количества болтов с учетом требований [4, табл. 39].

РАСЧЕТ, ПРОЕКТИРОВАНИЕ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОННЫ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ

6. РАСЧЕТ КОЛОННЫ

Колонны рабочих площадок работают обычно на центральное сжатие. Высота колонны l принимается равной расстоянию от низа главной балки перекрытия до верха фундамента.

Расчетная длина колонны определяется в зависимости от конструктивного решения сопряжения ее с вышележащими балками и фундаментом:

Балочные клетки могут быть упрощенного, нормального или усложненного типа (рис.1.2)

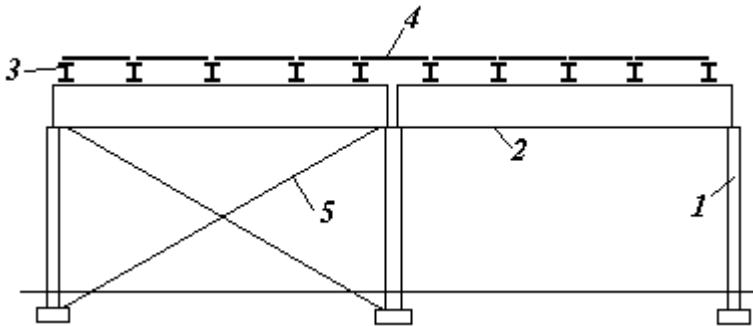


Рис. 1.1. Конструкции рабочей балки:

1 – колонны; 2 – главные балки; 3 – балки настила; 4 – настил ; 5 – связи.

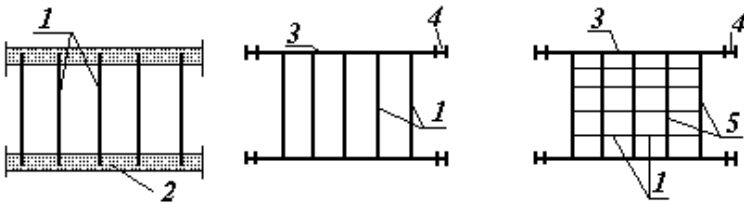


Рис.1.2. Типы балочных клеток: *а* - упрощенный тип; *б* - нормальный тип; *в* - усложненный тип;

1 - второстепенные балки, 2 - несущие стены, 3 - главные балки, 4 - колонны, 5 - дополнительные балки.

Выбор компоновочной схемы балочной клетки, типов ее элементов, конструкции узлов сопряжения зависит при проектировании от технических требований, характера действующих нагрузок, способа изготовления и условий монтажа. В расчетно-графической работе принимается нормальный тип балочной клетки.

В качестве настилов балочных клеток используется гладкая листовая сталь, листовая сталь с рифами, а также просечно-вытяжная сталь. В некоторых случаях настил используется монолитным железобетонным с оставляемой наружной опалубкой из профилированного листа или из сборных железобетонных плит.

Опираие балок настила может быть поэтажным, в одном уровне и пониженным. (рис.1.3) При поэтажном перекрытие клетки имеет максимальную высоту, но является наиболее индустриальным. Для уменьшения строительной высоты перекрытия применяется опираие в одном уровне.

Опираие главной балки на колонну может быть: сверху и сбоку. При опирании сверху соединение реализует шарнирную схему, а сбоку – шарнирную, жесткую или полужесткую, в зависимости от конструкции узла.

. Решения баз колонн отвечают различным расчетным схемам: шарнир в двух плоскостях, шарнир в одной плоскости, жесткое сопряжение. База колонны имеет опорную плиту, листы траверсы. Анкерные планки или балки, размеры и толщины которых определяют из расчета. В базе должны быть предусмотрены отверстия для подливки раствора под плиту после выверки колонны, для удобства строповки, для исключения сбора воды в полостях базы при хранении и в процессе эксплуатации.

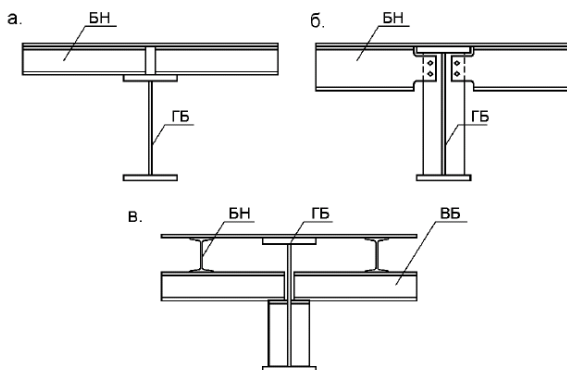


Рис.1.3. Сопряжения балок: а - этажное; б - в одном уровне; в - пониженное

Основные размеры балочной клетки в плане и по высоте устанавливаются заданием на проектирование балочной клетки. Шаг настила зависит от несущей способности настила и назначается в пределах 0,6 – 1,6 м при стальном настиле. Для упрощения узлов сопряжения балки настила не следует размещать в местах опирания главных балок на колонны и в монтажных стыках, которые

располагаются в середине главных балок. Поэтому рекомендуется устанавливать четное количество балок настила.

2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Исходные данные задания на проектирование определяются по табл. 2.1 и 2.2 в соответствии с последней и предпоследней цифрой номера зачетки. Набор исходных данных определяется следующим способом:

1) студент определяет свою комбинацию нумераций вариантов исходных данных по таблице 2.2, используя предпоследнюю и последнюю цифру номера своей зачетной книжки (например, 59119118);

2) по таблице 2.1 составляет свой собственный набор исходных данных для проектирования (очередность цифры комбинации означает номер столбца табл. 2.1, значение цифры комбинации - номер строки табл. 2.1)

Пример составления исходных данных:

1. студент имеет зачетную книжку, номер которой заканчивается на 24
2. по табл. 2.2 студент определяет комбинацию - 56136219
3. по табл. 2.1 студент определяет исходные данные: длина консоли балки настила - консоль отсутствует (строка 5), пролет главной балки - 10.8 м (строка 6), пролет второстепенной балки - 4.2 м (строка 1), сечение колонны - круглая труба (строка 3), высота колонны - 6.3 м (строка 6), сопряжение балок - в одном уровне (строка 2), сопряжение главной балки с колонной - сверху (строка 1), нагрузка q - 25кН/м (строка 9).

В случаях, когда студент затрудняется определить свои исходные данные для выполнения расчетно-графического задания, а также, когда происходит совпадение вариантов, преподаватель назначает их самостоятельно в каждом конкретном случае.

Таблица 2.1. Комбинации вариантов исходных данных

	Длина консоли балки настила, м	Пролет главной балки, м	Пролет балки настила, м	Сечение колонны	Высота колонны, м	Тип сопряжения балок	Тип сопряжения главной балки с колонной	Нагрузка q, КН/м
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0,9	7,2	4,2	 св	4,8	поэтажное	сверху	10
2	1,2	8,1	4,5	 пр	5,1	в одном уровне	сбоку	12
3	1,5	9,0	4,8		5,4	-	-	14
4	1,8	9,9	5,1		5,7	-	-	16
5	-	10,8	5,4		6,0	-	-	18
6	-	11,7	5,7		6,3	-	-	20
7	-	12,6	6,0		6,6	-	-	22
8	-	13,5	6,3		6,9	-	-	24
9	-	14,4	6,6	 пр	7,2	-	-	25

Таблица 2.2. Сочетания вариантов исходных данных

Последняя цифра	Предпоследняя цифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	11181111	23563123	35525115	47367123	59119118	12262124	24484116	36646128	48278119	51139124
2	22362213	34784225	46746213	58588221	11831216	23483226	35665218	47827221	59959217	12311226
3	33543125	45915117	57967121	19279112	22652124	34614118	46846121	58918113	11731125	23522118
4	44724227	56136219	18288222	21451214	33473222	45835219	57127223	19739215	22512223	34743219
5	55915119	17257122	29479114	32632126	44224111	56956127	18378115	21551127	33323111	45964127
6	16236212	28478224	31651216	43813229	55145213	17777225	29559217	32372229	44144213	56285225
7	27457124	39619116	42832128	54924117	16366125	28588113	31731129	43183112	55865125	17416113
8	38678226	41831218	53713229	15745215	27587227	39369211	42912222	54864214	16686227	28627211
9	49829118	52152129	14924117	26566123	38728119	41141122	53283114	15645126	27477119	39838122
0	51341211	13373227	25145215	37387221	49949212	52222224	14464216	26426228	38258212	41549224

Из расчета на жесткость определяется отношение пролета настила к его толщине по формуле:

$$\frac{l_n}{t_n} = \frac{4n_o}{15} \cdot \left(1 + \frac{72E_1}{n_o^4 \cdot q^n} \right), \quad (3.1)$$

где $1/n_o = \left[\frac{f}{l_H} \right]$, предельный прогиб настила по табл. 19 [3];

$E_1 = \frac{E}{1 - \nu^2}$ - модуль упругости стали с учетом работы настила по

цилиндрической поверхности; ν - коэффициент Пуассона, для стали $\nu = 0,3$; E - модуль упругости стали, $E = 20600 \text{ кН/см}^2$;

q^n - полная нормативная нагрузка на настил, определяемая по табл. 2.1 исходные данные

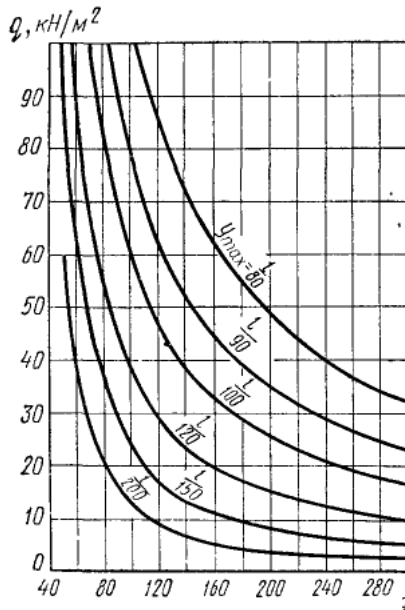


Рис. 3.2. Предельная нагрузка на плоский настил

Также отношение пролета настила к его толщине можно определить по графику (рис.3.2) в зависимости от нагрузки и предельного прогиба стального настила [2].

Растягивающее усилие в настиле на 1 м, по которому рассчитываются сварные швы, крепящие настил к балкам определяют по формуле

$$H = \gamma_f \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{f}{l_H} \right]^2 E_1 t_H, \quad (3.2)$$

где γ_f - коэффициент надежности по нагрузке (табл. 1 [3]);

Расчетную толщину углового шва, прикрепляющего настил к балкам, рассчитывают на срез по двум сечениям, по металлу шва и по металлу границы сплавления и принимают наибольшую:

По металлу шва:

$$k_f = \frac{N}{R_{wf} \cdot \beta_f \cdot \gamma_{wf} \cdot l_w}, \quad (3.3)$$

По границе сплавления:

$$k_f = \frac{N}{R_{wz} \cdot \beta_z \cdot \gamma_{wz} \cdot l_w}, \quad (3.4)$$

где β_f и β_z – коэффициенты, учитывающие глубину проплавления шва, принимаемые: с пределом текучести до 530 МПа (5400 кгс/см²) – по табл. 34*[4]; с пределом текучести свыше 530 МПа (5400 кгс/см²) независимо от вида сварки, положения шва и диаметра сварочной проволоки $\beta_f = 0,7$ и $\beta_z = 1$;

γ_{wf} , γ_{wz} – коэффициенты условий работы шва, которые принимаются в зависимости от климатического района, [4, п.11.2];

R_{wf} , R_{wz} – расчетные сопротивления угловых сварных швов, [4, табл.3, табл. 56];

Также катеты угловых швов следует принимать с учетом конструктивных требований [4, п.12.8].

4. РАСЧЕТ БАЛОК НАСТИЛА

Балки настила проектируют из прокатных двутавров или швеллеров [1, 2]. Расчет балок начинают с определения нагрузок. Расчет ведут в упругой стадии.

Погонная нормативная нагрузка на балку настила определяется по формуле:

$$q_{\text{бн}}^{\text{н}} = q^{\text{н}} \cdot l_{\text{н}}, \quad (4.1)$$

Расчетная погонная нагрузка на балку настила определяется по формуле:

$$q_{\text{бн}} = q^{\text{н}} \cdot \gamma_f \cdot l_{\text{н}}, \quad (4.2)$$

где γ_f - коэффициенты надежности по нагрузке от равномерно распределенной нагрузки, определяются по п. 3.7 [3]; $q^{\text{н}}$ - полная нагрузка на балочную клетку; $l_{\text{н}}$ - пролет настила;

Расчет начинают с определения расчетной схемы балки настила (рис. 4.1)

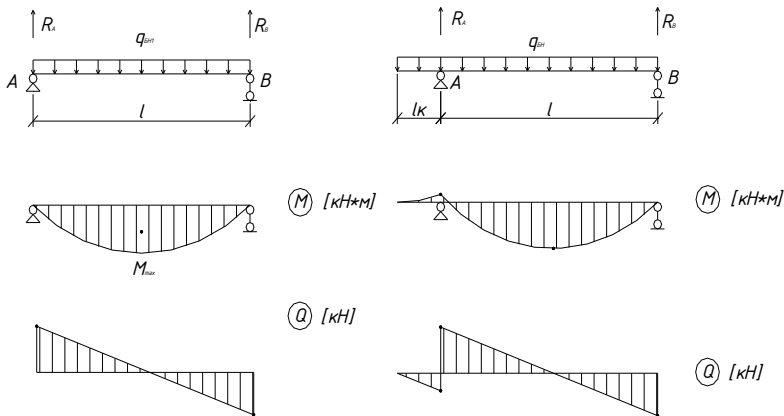


Рис. 4.1. Расчетные схемы балок настила

Далее по расчетной нагрузке определяют максимальный действующий момент в сечении и максимальную поперечную силу. В однопролетной балке без консоли максимальный действующий момент и поперечная сила определяется по формулам:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8}, \quad (4.3)$$

$$Q_{\max} = \frac{q \cdot l}{2}, \quad (4.4)$$

В балке с консолью усилия определяются по правилам сопромата и строительной механики.

Затем находят требуемый момент сопротивления по формуле:

$$W_{mp} = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c}, \quad (4.5)$$

где R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести [4, табл. 51]; γ_c – коэффициент условий работы [4, табл. 6];

По сортаменту прокатных профилей находится номер профиля с моментом сопротивления, равным или больше требуемого.

Касательные напряжения у опор определяются по формуле:

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot t} \leq R_s \gamma_c, \quad (4.6)$$

где S – статический момент полусечения, определяется по сортаменту выбранного профиля; I – момент инерции сечения, определяется по сортаменту выбранного профиля; t – толщина полки, определяется по сортаменту выбранного профиля; R_s , расчетное сопротивление металла срезу, определяется по [4, табл. 1, табл. 51],

Делается проверка жесткости балок по формуле:

$$f = \frac{5}{384} \frac{g_{BH}^H \cdot l_{BH}^4}{EI_X} \leq [f], \quad (4.7)$$

5. РАСЧЕТ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

Главные балки проектируются, как правило, сварными составного симметричного сечения (рис. 5.1).

Для расчета главной балки необходимо произвести сбор нагрузок, определить внутренние усилия в сечениях балки, установить

высоту сечения балки, назначить размеры стенки и полок, произвести изменение сечения балки, выполнить расчет поясных швов, осуществить проверку общей и местной устойчивости, произвести расчет опорного ребра, запроектировать монтажный стык балки, рассчитать болтовое соединение (по необходимости).

5.1 Определение расчетной схемы главной балки

Расчетной схемой главной балки является разрезная балка с шарнирами на опорах, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой, [1.2]

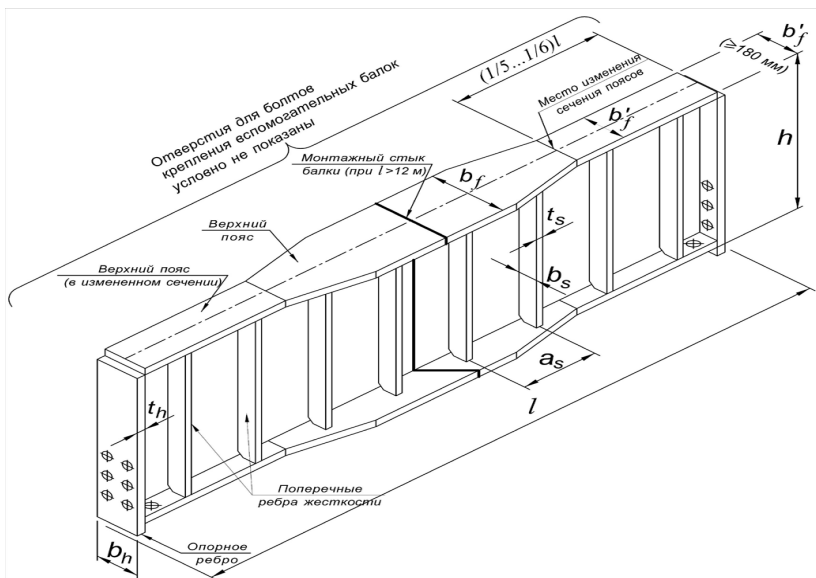


Рис. 5.1. Общий вид главной балки

Погонная нормативная нагрузка на главную балку определяется по формуле:

$$q_{гб}^H = q^H \cdot l_{он} , \quad (5.1)$$

Расчетная погонная нагрузка на главную балку определяется по формуле:

$$q_{гб} = q^n \cdot \gamma_f \cdot l_{бн}, \quad (5.2)$$

где γ_f ,- коэффициент надежности по нагрузке от равномерно распределенной нагрузки, определяются по п. 3.7 [3]; q^n – нормативная полная нагрузки на балочную клетку; $l_{бн}$ – пролет балки настила;

Далее по расчетной нагрузке определяют максимальный действующий момент в сечении и максимальную поперечную силу:

$$M_{\max} = \frac{q_{гб} \cdot l^2}{8}, \quad (5.3)$$

$$Q_{\max} = \frac{q_{гб} \cdot l}{2}, \quad (5.4)$$

5.2 Компоновка и подбор сечения главной балки

Главные балки проектируются, как правило, симметричного поперечного сечения (рис. 5.2). Расчет ее выполняется в упругопластической стадии.

Подбор сечения начинается с определения требуемого момента сопротивления по формуле:

$$W^{mp} = \frac{M_{\max}}{c_1 R_y \gamma_c}, \quad (5.5)$$

где γ_c – коэффициент условий работы, определяемый по [4, табл.6]

R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию и изгибу, определяемые по [4, табл. 51];

c_1 - коэффициент для расчета на прочность с учетом развития упругопластических деформаций при изгибе, определяется по [4, табл.

66], и зависит от соотношения $\frac{A_f}{A_w}$;

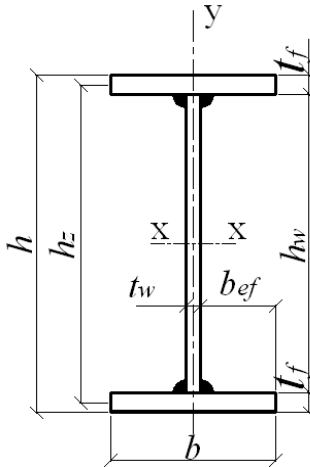


Рис 5.2. Поперечное сечение балки

Затем определяется высота балки из условия наименьшего расхода стали оптимальная высота балки:

$$h_{opt} = k \sqrt{\frac{W^{mp}}{t_w}}, \quad (5.6)$$

где k – конструктивный коэффициент, который равен 1,15 для сварных балок переменного по длине сечения; t_w – толщина стенки, которой предварительно задаются

Толщина стенки определяется по формуле:

$$t_w = 7 + \frac{3h}{1000}, \quad (5.7)$$

где h – высота балки, $h = \frac{1}{10} L$; L – пролет главной балки

Из условия обеспечения жесткости определяется минимальная высота балки по формуле:

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot \gamma_c \cdot L}{E \cdot [f/l]} \cdot \frac{g_{ГБ}^H}{g_{ГБ}}, \quad (5.8)$$

Высоту балки рекомендуется назначать близкой к h_{ont} , но не меньше h_{min} , определенной из условия жесткости. Она должна быть кратной 50 мм, исходя из ширины листов по сортаменту на прокатную листовую сталь.

Затем окончательно устанавливается толщина стенки из следующих условий:

- 1) из условия определения рациональной толщины стенки по формуле 5.7
- 2) из условия работы стенки на срез:

$$t_u = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{R_s \gamma_c h_w}, \quad (5.9)$$

где R_s - расчетное сопротивление стали на сдвиг по [4, табл. 1]; h_w - высота стенки, $h_w = h - 2t_f$;

- 3) из условия местной устойчивости без постановки продольных ребер жесткости

$$t_w \geq \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (5.10)$$

Толщина стенки должна быть также согласована с имеющимися толщинами прокатной листовой стали по сортаменту. Толщину стенки балки рекомендуется назначать близкой к рациональной, учитывая требования 1, 2, 3. Размеры горизонтальных поясных листов находят из условия необходимой несущей способности балки. Определяют требуемый момент инерции балки:

$$I_{mp} = W_{mp} \frac{h}{2}, \quad (5.11)$$

$$\text{Момент инерции стенки: } I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}, \quad (5.12)$$

Момент инерции, приходящийся на поясные листы, определяют по формуле:

$$I_f = I_{mp} - I_w, \quad (5.13)$$

Затем находят требуемую площадь поперечного сечения поясного листа:

$$A_f \geq \frac{J_f}{2z^2}, \quad (5.14)$$

где z - расстояние от центра сечения до центра полки, принимаемое ориентировочно на 2-3 мм меньше половины высоты балки

По требуемой площади поперечного сечения поясов балки назначают их размеры в соответствии с сортаментом на прокатную листовую сталь, учитывая следующие требования

1) по местной устойчивости отношение ширины свеса сжатого пояса:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (5.15)$$

где b_{ef} - ширина свеса полки, $b_{ef} = \frac{b - t_w}{2}$

2) для снижения остаточных сварочных напряжений толщину поясов балки рекомендуется назначать не более 2÷3 толщины стенки

3) из условия обеспечения общей устойчивости балки ширину поясов назначают в пределах от 1/6 до 1/3 высоты балки;

4) по конструктивным соображениям ширину балки не следует принимать меньше 180 мм или $h/10$.

Подобранное сечение балки необходимо проверить на прочность. Для этого находят фактический момент инерции балки

$$I = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2, \quad (5.16)$$

и момент сопротивления:

$$W = \frac{2 \cdot I_n}{h}, \quad (5.17)$$

Проверка прочности в сечении балки выполняется по формуле:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_1 W_x} \leq R_Y \gamma_c, \quad (5.18)$$

Для определения c_1 необходимо вычислить касательные напряжения τ :

$$\tau = \frac{Q_{\max} S}{J_x t_w} \leq R_Y \gamma_c, \quad (5.19)$$

где S - статический момент полусечения балки, определяется:

$$S = \frac{h_w}{2} \cdot t_w \cdot \frac{h_w}{4} + b_f \cdot t_f \cdot z, \quad (5.20)$$

При $\tau \leq 0,5R_s$ $c_1 = c$;

При $0,5R_s < \tau \leq 0,9R_s$ $c_1 = 1,05\beta_c$, где $\tau = \frac{Q}{t_h}$; $\beta = \sqrt{\frac{1 - (\tau/R_s)^2}{1 - \alpha(\tau/R_s)^2}}$;

5.3. Изменение сечения главной балки по длине

С целью уменьшения расхода стали в сварных балках рекомендуется изменять сечения за счет уменьшения ширины поясов у опор, но высота балки при этом остается неизменной. Назначают ширину поясного листа b_1 уменьшенного сечения, при этом должны удовлетворяться следующие условия

1. $b_1 \geq \frac{1}{10} h$;
2. $b_1 \geq 180 \text{ мм}$;
3. $b_1 \geq \frac{1}{2} b$

Затем определяют моменты инерции измененного сечения по формуле (5.16) и момент сопротивления по формуле (5.17)

Находят изгибающий момент, который может воспринять сечение:

$$M_1 = W_1 R_{wy} \gamma_c, \quad (5.21)$$

где R_{wy} - расчетное сопротивление сварного шва на растяжение при полуавтоматической сварке с физическим контролем качества [4, табл. 3].

Затем, приравнявая $M(x) = M_1$, находят из квадратного уравнения расстояние x от опоры, где изменяется сечение пояса:

$$\frac{qx(L-x)}{2} = W_1 R_{wy} \gamma_c, \quad (5.22)$$

Проверку прочности главной балки выполняют в месте изменения сечения по формуле:

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_1^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c, \quad (5.23)$$

где σ_1 - нормальные напряжения в крайнем волокне стенки балки,

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{c_1 W_1}; \quad \tau_1 - \text{касательные напряжения там же, } \tau_1 = \frac{Q_1 \cdot S_1}{I_1 \cdot t_w} \leq R_s \gamma_c;$$

Q_1 - поперечная сила в месте изменения сечения, $Q_1 = q \cdot \left(\frac{l}{2} - x\right)$;

S_1 - статический момент пояса балки, $S_1 = b_1 \cdot t_f \cdot \frac{h_z}{2}$;

При поэтажном сопряжении балок в месте, не укрепленном поперечным ребром жесткости, необходима дополнительная проверка стенки балки на местные сминающие напряжения по формуле:

$$\sigma_{loc} = \frac{P}{t_w \cdot l_{ef}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (5.24)$$

где P - сосредоточенное давление балок настила на верхний пояс,

$P = ql$; q - нагрузка по формуле (5.2); $l_{он}$ - пролет балки настила

l_{ef} - расчетная длина, $l_{ef} = b_2 + 2 \cdot t_f$; b_2 - ширина полки балки настила; t_f - толщина пояса главной балки

Приведенные напряжения в этом случае проверяют под грузом около места изменения сечения по формуле:

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_2^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_2 \cdot \sigma_{loc} + 3 \cdot \tau_2^2} \leq 1.15 \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (5.25)$$

где σ_2 - нормальные напряжения в точке изменения сечения главной

балки, $\sigma_2 = \frac{M_2 \cdot h_w}{2I};$

M_2 - изгибающий момент в точке изменения сечения главной балки,

$$M_2 = \frac{qx_1(l - x_1)}{2};$$

τ_2 - касательные напряжения в точке изменения сечения главной

балки, $\tau_2 = \frac{Q_2 S}{h_w};$

Q_2 - поперечная сила в точке изменения сечения главной балки,

$$Q_2 = q \cdot \left(\frac{l}{2} - x_1 \right);$$

x_1 - расстояние от опоры до сечения под грузом P до места изменения сечения балки, где отсутствуют поперечные ребра жесткости, предварительно необходимо выполнить расстановку поперечных ребер жесткости с учетом формулы

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (5.26)$$

и требований по максимальным между ними расстояниям

I – момент инерции сечения, равный I_I ; S_I - статический момент пояса;

Проверку прочности главной балки на касательные напряжения проверяют в опорном сечении по формуле

$$\tau_2 = \frac{QS}{I_1 t_w} \quad (5.27)$$

Прогиб составных балок можно не проверять, если фактическая высота балки больше минимальной, определенной по формуле (5.8).

5.4. Проверка общей устойчивости главной балки

Если на балках лежит настил, препятствующий горизонтальному смещению верхнего пояса, балка может считаться закрепленной от потери устойчивости.

Устойчивость балок не требуется проверять, если верхний пояс главной балки раскреплен балками настила и отношение величины расстояния между закреплениями к ширине пояса меньше указанных в [4, табл. 8].

В остальных случаях проверку общей устойчивости составных двутавровых балок выполняют по формуле:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{\varphi_b W} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.28)$$

где φ_b – коэффициент общей или боковой устойчивости, принимается в зависимости от φ_1 по [1, табл. 81].

Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии при упругой стадии работы

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y}, \quad (5.29)$$

где ψ – коэффициент, принимаемый по [1, табл. 77], в зависимости от вида нагрузки и параметра α

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{ef} t_f}{h_z b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{a t_w^3}{b_f t_f^3} \right), \quad (5.30)$$

5.5. Проверка местной устойчивости элементов балки

Местная устойчивость сжатого пояса балки обеспечивается компоновкой сечения, соблюдением требований, ограничивающих отношение ширины сжатого свеса пояса к его толщине и дополнительной проверки не требует.

Условная гибкость стенки балки, определяется по формуле (5.26).

Если $\bar{\lambda}_w > 3.2$ требуется установка поперечных ребер привариваемых к стенке балки

Поперечные ребра жесткости ставятся на опорах, в местах примыкания вспомогательных балок и при необходимости в промежутках между ними так, чтобы расстояние между ними не превышало $2h_w$ при $\bar{\lambda}_w > 3.2$ и $2,5h_w$ при $\bar{\lambda}_w < 3.2$.

$$\text{Ширина ребра } b_p \geq \frac{h_w}{30} + 40 \text{ мм, толщина ребра } t_p \geq 2b_p \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

Ребра жесткости следует размещать симметрично относительно середины балки, исходя из удобства изготовления отпавочных марок балки. В нормальных балочных клетках при шаге балок настила менее 1,5м и поэтажном сопряжении постановка поперечных ребер жесткости под каждой балкой нецелесообразна и проверку местной устойчивости стенок главных балок следует вести с учетом местных напряжений. При сопряжении балок в одном уровне балки крепятся к главной через поперечные ребра жесткости. В этом случае $\sigma_{loc} = 0$.

Местная устойчивость стенки балки с поперечными ребрами жесткости, расставленными конструктивно, может не проверяться, если при наличии местных напряжений условная гибкость стенки $\lambda_w \leq 2,5$ и при отсутствии местных напряжений ($\sigma_{loc} = 0$), $\lambda_w \leq 3,5$

В остальных случаях в зависимости от фактического напряженного состояния местная устойчивость стенки балки проверяется для каждого отсека, ограниченного поясами балки и соседними ребрами жесткости (рис.5.3) по формуле (5.31).

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad \sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c \quad (5.31)$$

при $\sigma_{loc} \neq 0$ при $\sigma_{loc} = 0$

Расчет по местной устойчивости ведется в следующей последовательности:

1. В зависимости от гибкости стенки устанавливаются поперечные ребра жесткости с расстояниями между осями смежных ребер a , при этом установку ребер следует совмещать с балками настила.

2. Для рассматриваемого отсека определяются расчетные усилия M и Q в соответствии с п.7.2*, [4]. Предлагается следующий упрощенный расчет. Если длина отсека a не превышает его расчетной высоты h_w , то принимается момент в середине отсека. Если $a > h_w$, то M принимается в сечении на расстоянии $0,5h_w$ от ребра, в месте которого действует больший момент (рис. 5.4.). Q определяется в том же сечении, где находится изгибающий момент. Если в отсеке действуют местные напряжения, то расчетные усилия находятся в сечении под местной нагрузкой (рис. 5.4.).

3. Определяется краевое сжимающее напряжение у края стенки

$$\sigma = \frac{Mh_w}{2I_x}, \quad (5.32)$$

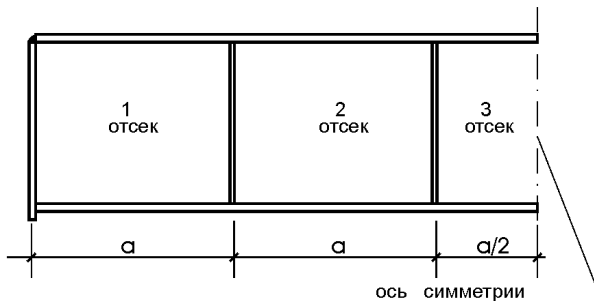


Рис.5.3. Схема отсеков главной балки

4. Определяется среднее касательное напряжение в стенке

$$\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w}, \quad (5.33)$$

5. Вычисляется местное сжимающее напряжение σ_{loc} под сосредоточенным грузом (при отсутствии под ним ребра жесткости) по формуле (5.24).

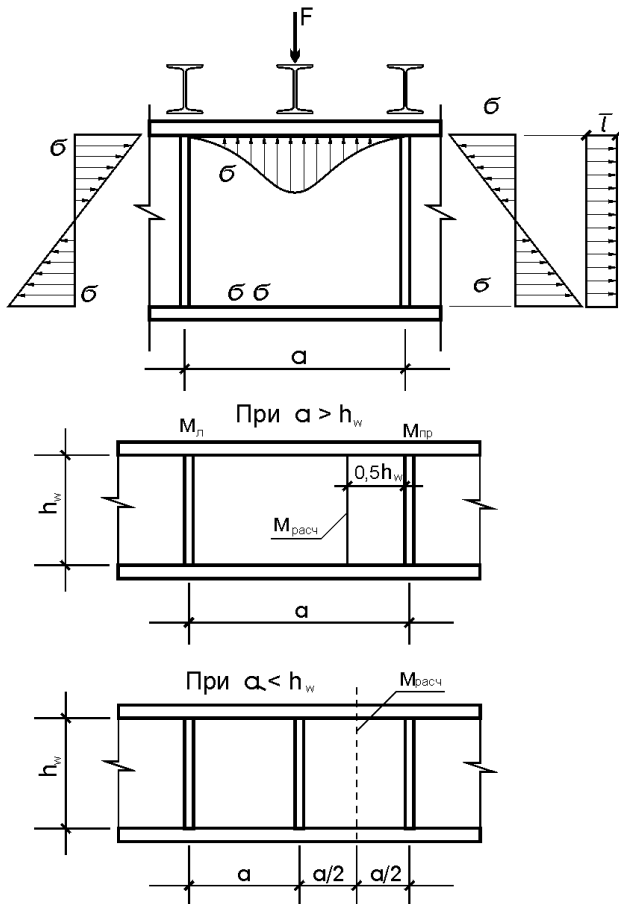


Рис. 5.4. К расчету стенки на местную устойчивость

6. При отсутствии местных напряжений $\sigma_{loc} = 0$ нормальные критические напряжения вычисляются по формуле

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (5.34)$$

где, c_{cr} - коэффициент, принимается по табл. 21 [4] в зависимости от величины δ :

$$\delta = \beta \frac{b}{h_w} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3, \quad (5.35)$$

β - коэффициент, определяется по табл. 22 [4].

7. При наличии местных напряжений $\sigma_{loc} \neq 0$ нормальные критические напряжения определяются в зависимости от отношения $\frac{a}{h_w}$. При $\frac{a}{h_w} \leq 0.8$ (частое расположение ребер) σ_{cr} определяется по формуле 5.33.

Местное критическое напряжение по формуле:

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2}, \quad (5.36)$$

где $\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$; c_1 - коэффициент принимается по [4, табл. 23] в

зависимости от отношения $\frac{a}{h_w}$ и величины δ , определяемой по формуле (5.34).

При $\frac{a}{h_w} > 0.8$ (редкое расположение ребер) различаются два случая в зависимости от величины отношения $\sigma_{loc} > \sigma$.

Если $\sigma_{loc} > \sigma$ больше значений указанных в табл.24 [4], то σ_{cr} определяется как:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (5.37)$$

где c_2 - коэффициент, по [4, табл. 25]

Напряжение $\sigma_{loc,cr}$ определяется по формуле 5.34. причем при отношении $\frac{a}{h_w} > 2$ следует принимать $a = 2 \cdot h_w$

При отношении σ_{loc} / σ не превышающих значений указанных в табл. 24 [4] σ_{cr} вычисляются по формуле 5.33. $\sigma_{loc,cr}$ по формуле 5.34. но с подстановкой, $a/2$ вместо a в формулу и в табл. 23 [4].

8. Критическое касательное напряжение определяется по формуле:

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}, \quad (5.38)$$

где, $\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$; d - наименьшая из сторон проверяемого отсека h_w

или a ; μ -отношение большей стороны отсека от меньшей

9. По вычисленным значениям $\sigma, \sigma_{loc}, \tau$ для рассматриваемого отсека укрепить дополнительным ребром жесткости или если позволяют условия, разместить ребра жесткости с меньшим шагом a .

5.6. Расчет поясных сварных швов

Сварные швы, соединяющие стенку балки с поясами, выполняются автоматической сваркой и воспринимают силу сдвига пояса относительно стенки. Расчет ведется в следующей последовательности:

1. Определяется величина сдвигающей силы T , приходящейся на 1 единицу длины балки:

$$T = \frac{QS_1}{I_1}, \quad (5.39)$$

где Q , I_1 , S_1 - величины, принимаемые для сечения на опоре.

2. Вычисляется требуемый катет сварного шва по двум условиям по металлу шва и по металлу границы сплавления по формулам 3.3 и 3.4 и принимают наибольшей. Также высота катета поясного шва должна быть не менее катета шва определяемого по [4, табл. 38].

При наличии в балке местных напряжений от сосредоточенных сил (рис. 5.4.) – из формул:

$$k_f = \frac{1}{2 \cdot R_{wf} \cdot \beta_f \cdot \gamma_{wf} \cdot l_w} \cdot \sqrt{T^2 + \left(\frac{P}{l_{ef}} \right)^2}, \quad (5.40)$$

$$k_f = \frac{1}{2 \cdot R_{wz} \cdot \beta_z \cdot \gamma_{wz} \cdot l_w} \cdot \sqrt{T^2 + \left(\frac{P}{l_{ef}} \right)^2}, \quad (5.41)$$

Принятая высота сварного шва должна удовлетворять конструктивным требованиям, изложенным в п. 12.6 – 12.13 [4].

5.7. Расчет опорных ребер

Участок стенки балки над опорой должен укрепляться поперечным ребром жесткости. Наиболее распространенные решения опорных частей балок при опирании последних на колонны сверху представлены на рис.6.2.

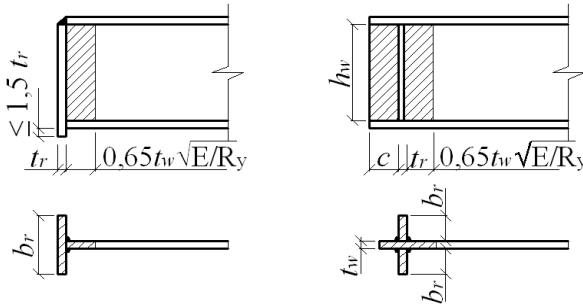


Рис. 5.5. Опорные ребра балок

1. По конструктивным соображениям толщина опорного ребра назначается $t_r > t_w$;

2. Определяется требуемая ширина ребра по условию работы его на смятие рис.9.

$$\text{При опирании через опорное ребро: } b_r = \frac{P}{R_p \gamma_c t_r};$$

$$\text{При опирании через нижний пояс } b_r = \frac{P}{2R_p \gamma_c t_r};$$

где P – опорная реакция главной балки; R_p – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности ребра по [4, табл. 52].

Принятый размер ширины ребра b_r должен соответствовать сортаменту прокатной стали, учитывать конструктивные требования, а также требования, обеспечивающие местную устойчивость ребра:

$$\frac{b_r}{2t_r} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \text{ или } \frac{b_r}{t_r} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (5.42)$$

3. Проверяется напряжение смятия:

$$\sigma_p = \frac{F}{b_r \cdot t_r} \leq R_p \gamma_c \text{ или } \sigma_p = \frac{F}{2b_r \cdot t_r} \leq R_p \gamma_c, \quad (5.43)$$

4. Производится проверка опорного участка балки на устойчивость из плоскости балки как условного опорного стержня, сечение которого состоит из опорного ребра и участков стенки балки

длиной по $b_k = 0,65t_p \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ Площадь A_e поперечного сечения

стержня заштрихована на рис.5.5..

Момент инерции сечения условного стержня относительно продольной оси балки:

$$I_w = \frac{t_r b_r^3}{12} \text{ или } I_w = \frac{t_r (2b_r + t_w)^3}{12}, \quad (5.44)$$

Радиус инерции сечения $i = \sqrt{\frac{I_w}{A_e}}$, гибкость $\lambda = \frac{h_w}{i}$

По найденному значению λ определяется величина коэффициента продольного изгиба φ , [4, табл. 72].

Устойчивость ребра проверяется по формуле:

$$\sigma = \frac{P}{\varphi A_e} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.45)$$

Вычисляется толщина сварных швов, прикрепляющих опорное ребро к стенке балки по формулам 3.3 и 3.4

Принятая толщина шва k_f должна соответствовать конструктивным требованиям п.12.6 -12.13 [4]

5.8. Расчет узлов сопряжения балок настила с главной балкой

При поэтажном сопряжении соединение балок выполняется монтажными сварными швами минимальной толщины. В сопряжениях балок в одном уровне и пониженных (рис.10) обычно стенки балок крепятся к ребрам жесткости главной балки на болтах нормальной точности. Болтовое соединение рассчитывается на сдвиг от действия опорной реакции балки, увеличенной на 20%.

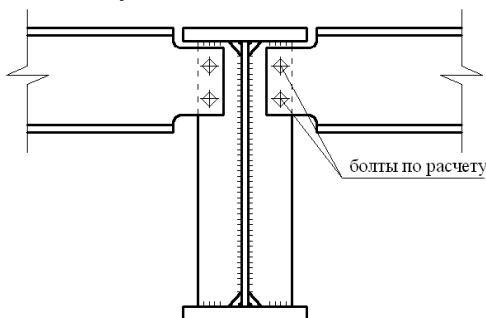


Рис. 5.6. Сопряжение балок в одном уровне

Расчет сопряжения ведется в следующей последовательности:

1. Выбирается диаметр болта.
2. Определяется несущая способность болта по условию работы его на срез

$$N_b = R_{bs} \gamma_b A \cdot n_s, \quad (5.46)$$

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (6.1)$$

где l – геометрическая длина колонн между точками закрепления стержня;

μ – коэффициент расчетной длины, принимается по [4, табл. 71а]

Закрепление верхнего конца принимается: шарнирным – при опирании балок сверху или при гибком опирании балок сбоку; закрепленным от поворота – при жестком прикреплении балок к колонне и при ширине рамы не более двух пролетов. Закрепление нижнего конца колонны принимается: шарнирным – при базе с фрезерованным торцом и при прикреплении базы колонны с распределительной конструкцией двумя анкерными болтами; жестким – при прикреплении базы колонны с распределительной конструкцией не менее, чем четырьмя болтами. [5]

Нагрузкой, действующей на колонну, являются опорные реакции балок и собственный вес колонны.

$$N = 2P, \quad (6.2)$$

где P – опорная реакция главной балки от расчетных нагрузок.

В зависимости от величины действующей нагрузки и высоты колонны стержень проектируется сплошного или сквозного сечения.

При расчетной нагрузке до 3000 кН и высотах свыше 6 м колонны целесообразно проектировать сквозными из двух прокатных швеллеров полками внутрь или двутавров.

При больших нагрузках (свыше 3000 кН) следует принимать сечение в виде сварного двутавра из трех листов.

Центрально сжатые колонны рассчитываются на устойчивость в плоскости наибольшей гибкости.

$$\text{Гибкости колонн: } \lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x}; \lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y}, \quad (6.3)$$

где i_x , i_y – радиусы инерции сечения колонны относительно главных осей x–x и y–y.

Предельная гибкость для колонн рабочих площадок определяется по [4, табл. 19].

6.1. Расчет стержня сплошной колонны

1. Предварительно задается величина гибкости стержня и соответствующий ей коэффициент продольного изгиба ϕ принимается по табл. 72 или формулам п. 5.3 [4]. Гибкость следует задавать в пределах 50-70 .

2. Условная гибкость: $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$, (6.4)

3. Определяется требуемая площадь сечения стержня колонны по формуле:

4.
$$A_{с, mp} = \frac{N}{2 \cdot \phi \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$
 (6.5)

5. По принятой гибкости λ вычисляется требуемый радиус инерции сечения:

$$i_{mp} = \frac{l_{efy}}{\lambda}, \quad (6.6)$$

Если $l_{efx} > l_{efy}$, то требуемый радиус инерции сечения вычисляется относительно обеих осей.

6. Устанавливаются размеры сечения. Требуемая ширина полки двутавра определяется по формуле:

$$b_{f mp} = \frac{i_y^{mp}}{k_y}, \quad (6.7)$$

Если $l_{efx} > l_{efy}$, то определяется и требуемая высота сечения колонны

$$h_{mp} = \frac{i_x^{mp}}{k_x}, \quad (6.8)$$

Коэффициенты k_y и k_x определяются в зависимости от сечения колонны по табл. 6.1.

Таблица 6.1. Коэффициенты k_x и k_y (приближенные значения радиусов инерции) сечения профиля колонны

Сечение	 сварной	 прокат					
k_x	0,43	0,43	0,354 d_{cp}	0,24h ср	0,38	0,38	0,41
k_y	0,24	0,24		0,41b ср	0,44	0,6	0,52

Высота двутавра h принимается равной, или несколько большей, ширине полки b_f .

С учетом сортамента на листовую сталь назначается толщина стенки по требуемому значению площади сечения:

$$t_w = 0,2 \left(\frac{A_{mp}}{h_w} \right), \quad t_w \geq 8 \text{ мм}, \quad h_w = h - 6 \text{ см}. \quad (6.9)$$

Стенка проверяется на местную устойчивость по формулам:

$$\text{при } \bar{\lambda} < 2,0, \text{ по формуле: } h_w / t_w \leq (1,3 + 0,15\bar{\lambda}^2) \sqrt{E/R_y}, \quad (6.10)$$

$$\text{при } \bar{\lambda} \geq 2,0, \text{ по формуле: } h_w / t_w \leq (1,2 + 0,35\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}, \quad (6.11)$$

$$h_w / t_w \leq 2,3 \sqrt{E/R_y}, \quad (6.12)$$

Требуемая площадь полки:

$$A_f = \frac{(A_{mp} - t_w h_w)}{2}, \quad (6.13)$$

Требуемая толщина полки определяется по формуле:

$$t_f = \frac{A_f}{b_f}, \quad (6.14)$$

Для обеспечения местной устойчивости полки отношение свеса полки к толщине t_f не должно превышать значений, приведенных в [4, табл 29]

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (6.15)$$

$$\text{где } b_{ef} = (b_f - t_w) / 2 \quad (6.16)$$

Окончательно принятые размеры листов должны отвечать требованиям на прокатную листовую сталь.

5. Вычисляются геометрические характеристики сечения:

$$A = 2t_f b_f + t_w b_w, \quad (6.17)$$

$$I_x = \frac{t_w b_w^3}{12} + 2t_f b_f \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2, \quad (6.18)$$

$$I_y = 2 \frac{t_f b_f^3}{12}; i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}; i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}, \quad (6.19)$$

6. Определяются фактические гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x}; \lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y}. \quad (6.20)$$

7. По максимальной гибкости находится минимальный коэффициент продольного изгиба ϕ по [4, табл. 72] или [4, п. 5.3.] и проверяется принятое сечение на устойчивость по формуле:

$$\frac{N}{\varphi A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (6.21)$$

Максимальная гибкость не должна превышать предельную:

$$[\lambda] = 180 - 60 \frac{N}{\varphi A \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (6.22)$$

8. Проверяется местная устойчивость стенки по формулам (6.10-6.12), полки по (6.15, 6.16).

Стенки сплошных колонн при $h_w/t_w \leq 2,3\sqrt{E/R_y}$ должны укрепляться парными поперечными ребрами, расположенными на расстоянии $(2,5 \div 3) h_w$ друг от друга. Для обеспечения неизменяемости контура в колонне ставится не менее двух таких ребер. Ширина выступающей части ребра определяется по формуле:

$$b_h = h_w/30 + 40 \text{ мм}$$

Толщина ребра должна быть не менее $2b_h\sqrt{R_y/E}$.

9. Поясные швы в сварных колоннах принимаются конструктивно в соответствии с требованиями [4, табл. 38].

6.2. Расчет стержня сквозной колонны

1. Предварительно задается гибкость стержня и определяется соответствующий ей коэффициент продольного изгиба ϕ по табл. 72 [4] или формулам п.5.3 [4]. Гибкость следует принимать $40 \div 90$; условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y/E}$.

2. Требуемая площадь сечения стержня A_{mp} определяется по формуле (6.5), а затем находятся площадь одной ветви и требуемый радиус инерции относительно материальной оси x-x:

$$A_b = A_{mp}/2; \quad i_x^{mp} = l_{efx}/\lambda., \quad (6.23)$$

По сортаменту подбирается соответствующий номер швеллера или двутавра и выписываются характеристики сечения одной ветви:

$$A_b; h; I_1; I_x; i_x; i_1; z.$$

3. Площадь сечения двух ветвей $A = 2A_b$. Действительная гибкость стержня колонны относительно материальной оси $\lambda_x = l_{efx} / i_x$.

4. Определив по табл. 72 или по п.5.3 [4] соответствующее гибкости значение коэффициента ϕ , проверяется сечение на устойчивость относительно оси x-x по формуле (6.21).

5. Задаваясь гибкостью одной ветви относительно оси 1-1 $\lambda_1 = 25 \div 40$ ($\lambda_1 < \lambda_x$) из условия обеспечения равноустойчивости колонны ($\lambda_{ef} = \lambda_x$) находим гибкость относительно свободной оси y-y:

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}, \quad (6.24)$$

Величина λ_y должна быть больше λ_1 . Если это условие не соблюдается, то λ_1 следует уменьшить и снова определить λ_y .

6. Вычисляются требуемые радиус инерции и момент инерции относительно оси y-y:

$$i_y = l_{efx} / \lambda_y; \quad I_y = i_y^2 \cdot A.$$

7. Определяется расстояние между осями ветвей (рис. 12)

$$c = 2\sqrt{\frac{I_y - 2I_1}{A}}, \quad (6.25)$$

Принятая величина c должна обеспечивать необходимый (свыше 100 мм) зазор между гранями полок ветвей.

8. Принимаются размеры планок. Ширина планки определяется по условию ее прикрепления к ветвям и назначается обычно в пределах $(0,5 \div 0,75)b$, где b – ширина сечения колонны. Толщина планок назначается конструктивно 6–10 мм, с тем чтобы выполнялось условие:

$$t_1 = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{25} \right) d_1, \quad (6.26)$$

Принимаем расстояние между планками в свету $l_1 \leq \lambda_1 \cdot i_1$.

9. Условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi}, \quad (6.27)$$

10. При наличии двух плоскостей расположения планок изгибающий момент в планке:

$$M_1 = \frac{Q_{fic} (l_1 + d_1)}{4}, \quad (6.28)$$

$$\text{поперечная сила: } F_1 = \frac{Q_{fic} (l_1 + d_1)}{2c}, \quad (6.29)$$

11. Рассчитываются сварные швы, прикрепляющие планку к ветвям колонны. Длина сварного шва $l_w = d_1 - 1 \text{ см}$, толщина $k_f \leq t_1$ (с соблюдением требований п.12.8. [4]).

Прочность шва проверяется по формулам:

$$\text{по металлу шва: } \tau_{wf} = \sqrt{\tau_f^2 + \sigma_f^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c, \quad (6.30)$$

по металлу границы сплавления:

$$\tau_{rz} = \sqrt{\tau_z^2 + \sigma_z^2} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c, \quad (6.31)$$

$$\text{Где } \tau_f = \frac{F_1}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w}; \quad \tau_z = \frac{F_1}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w}; \quad (6.32)$$

$$\sigma_f = \frac{6M_1}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2}; \quad \sigma_z = \frac{6M_1}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w^2}; \quad (6.33)$$

6.3. Расчет базы колонны

Конструктивное решение базы должно обеспечивать принятый в расчетной схеме колонны тип сопряжения ее с фундаментом. Шарнирное сопряжение колонны с фундаментом обеспечивается податливостью узла за счет гибкости плиты, которая прикрепляется к

фундаменту анкерными болтами. База с траверсами состоит из опорной плиты и траверс. При необходимости (для уменьшения толщины плиты) устанавливаются диафрагмы на участках между траверсами и консольные ребра жесткости. Установка консольных ребер и диафрагм необязательна.

Опорная плита работает на изгиб от действия равномерно распределенной нагрузки q – реактивного давления фундамента.

Расчет плиты заключается в определении ее размеров в плане и толщины.

1. Исходя из класса бетона фундамента R_b , определяемый по [6, табл. 6.7] находим расчетное сопротивление материала фундамента осевому сжатию

$$R_\phi = R_b \cdot \gamma, \quad (6.34)$$

где $\gamma = \sqrt[3]{A_\phi / A_{nl}} \leq 1,5$

Если база колонны рассчитывается до проектирования фундамента, то принимается $\gamma = 1,2$.

2. Назначается ширина опорной плиты:

$$B = h + 2t_T + 2c \text{ или } B = b + 2t_T + 2c,$$

где h и b – размеры, колонны; c – свес плиты, принимаемый меньше $\sqrt{5,33R_y / R_\phi}$ см; t_T – толщина траверсы, принимаемый меньше принимаемая предварительно равной 8–10 мм.

3. Вычисляется длина опорной плиты:

$$L = \frac{N}{R_\phi \cdot B}, \quad (6.35)$$

4. Определяется реактивное давление фундамента

$$q = \frac{N}{BL} \leq R_{\phi}, \quad (6.36)$$

5. Опорная плита расчленяется на участки; 1 – консольные; 2 – опертые по четырем сторонам; 3–опертые по трем или двум (соприкасающимся под углом) сторонам.

Максимальный изгибающий момент для каждого участка вычисляется по формуле:

$$M = \alpha \cdot q \cdot d^2, \quad (6.37)$$

где d – размер участка; α – коэффициент, принимаемый в зависимости от соотношения сторон.

Для участка 1: $d=c$; $\alpha=0,5$.

Для участка 2: $d=a$ (a – длина короткой стороны); α – принимается по таблице 6.2. в зависимости от отношения сторон b/a (b – длина длинной стороны).

Для участка 3: $d=a_l$ (a_l – длина свободного края при опирании по трем сторонам и размер диагонали между двумя соприкасающимися сторонами при опирании по двум сторонам); α – принимается по табл. 6.2. в зависимости от отношения b_l/a_l (b_l – длина закрепленной стороны при опирании по трем сторонам и размер перпендикуляра, опущенного из угла соприкосновения двух сторон на диагональ a_l). При $b_l/a_l < 0,5$ плита рассчитывается как консольная с вылетом, равным b_l .

Толщина опорной плиты t_{nl} должна быть принята в соответствии с сортаментом и не превышать 40 мм.

Таблица 6.2. Коэффициенты α для расчета плит, опертых на 4 канта и коэффициенты α_1 для расчет плит, опертых на 2 и 3 канта.

b/a	α	b ₁ /a ₁	α_1
0.5	0.060	1	0.048
0.6	0.074	1.1	0.055
0.7	0.088	1.2	0.063
0.8	0.097	1.3	0.069
0.9	0.107	1.4	0.075
1.0	0.112	1.5	0.081
1.2	0.120	1.6	0.086
1.4	0.126	1.7	0.091
2	0.132	1.8	0.094
Более 2	0.133	1.9	0.098
		2	0.1
		Более 2	0.125

Путем сравнения величин M на рассмотренных участках устанавливается наибольший из них M_{max} и определяется требуемая

толщина плиты:

$$t_{nl}^{mp} = \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}}, \quad (6.38)$$

Полученная величина уточняется в соответствии с сортаментом и принимается в пределах 20–40 мм.

Траверса работает на изгиб как консольная балка с опорами в месте прикрепления к ветвям колонны (рис.6.1). Если размеры консольных частей превышают размер пролетной части, то траверса рассматривается как две консольные балки.

Равномерно распределенная нагрузка на траверсу от реактивного давления фундамента: $q_T = q(B/2)$

Изгибающий момент в траверсе: $M_T = \frac{(q_T \cdot d_1^2)}{2}.$

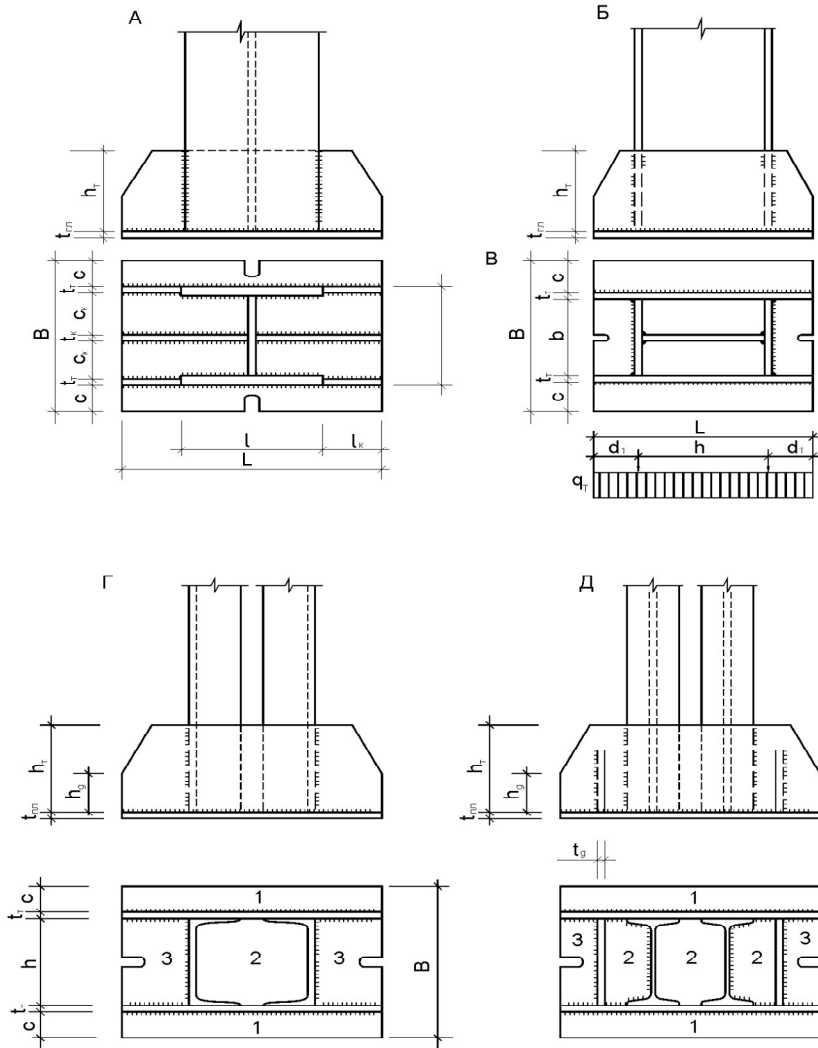


Рис. 6.1. Базы колонн с траверсами

Высота траверсы определяется по условию прикрепления ее к стержню колонны сварными швами

$$h_T = \frac{N}{4\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1\text{см} \leq 85\beta_f \cdot k_f$$

$$h_T = \frac{N}{4\beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} + 1\text{см} \leq 85\beta_f \cdot k_f ,$$

где k_f - катет шва, назначаемый по минимальной толщине свариваемых элементов (ветви или полки колонны или траверсы).

Проверяется прочность траверсы по нормальным напряжениям:

$$\sigma = \frac{6M_T}{t_T \cdot h_T^2} \leq R_y \cdot \gamma_c , \quad (6.40)$$

Толщина швов, прикрепляющих траверсу к плите, принимается максимальной из расчета по металлу шва или металлу границы сплавления по формулам 3.3 и 3.4

8. Размеры диафрагм (толщина и высота), служащих для уменьшения расчетных пролетов участков опорной плиты, определяются по условию прикрепления их сварными швами к траверсам. Усилие, приходящееся на диафрагму (рис. 6.1.)

$$N_q = q \cdot h \cdot d , \quad (6.41)$$

где h – расстояние между траверсами; d – ширина полосы плиты, передающей давление на диафрагму.

Толщина диафрагмы назначается предварительно – $t_\partial = 8 \div 10$ мм, а толщина сварного шва принимается не более $1,2t_{\min}$ ($t_{\min}$ – наименьшая толщина соединяемых элементов, траверсы или диафрагмы). Высота диафрагмы определяется из условия прочности сварных швов и принимается максимальной по формулам (6.39)

Величина h_q не должна превышать высоту траверсы в месте установки диафрагмы. В противном случае следует увеличить толщину сварного шва за счет изменения размеров t_T и t_q .

9. Размеры консольных ребер жесткости определяются из расчета прикрепления их к стержню колонны (рис. 6.1.).

Изгибающий момент в ребре: $M_k = q \cdot c_k \cdot l_k^2 / 2$.

Перерезывающая сила $Q_k = q \cdot c_k \cdot l_k$ где c_k – расстояние между смежными ребрами (ширина полосы плиты, передающей давление на ребро); l_k – длина консольного ребра. Толщина ребра t_K назначается предварительно в пределах 10–16 мм, а высота h_K – в пределах 300–500 мм. В соответствии с принятыми размерами t_K и h_K назначаются размеры сварных швов k_f и l_w . Если ребра крепятся к стержню колонны стыковыми швами, то толщина шва принимается равной t_K . При угловых швах $k_f \leq 1,2t_{\min}$ ($t_{\min}$ – минимальная толщина свариваемых элементов).

Стыковые швы проверяются на приведенные напряжения

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c, \quad (6.42)$$

где $\sigma_w = \frac{6M_k}{t_k \cdot l_w^2}$; $\tau_w = \frac{Q_k}{t_k \cdot l_w}$.

Угловые швы проверяются по равнодействующей напряжений от изгиба и перерезывающей силы на прочность по металлу шва или металлу границы сплавления.

$$\tau_{rf} = \sqrt{\sigma_{wf}^2 + \tau_{wf}^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c$$

$$\tau_{rz} = \sqrt{\sigma_{wz}^2 + \tau_{wz}^2} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c,$$

где $\sigma_{wf} = \frac{6M_k}{2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2}$; $\sigma_{wz} = \frac{6M_k}{2\beta_z \cdot k_f \cdot l_w^2}$;

$$\tau_{wf} = \frac{Q_k}{2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w}; \quad \tau_{wz} = \frac{Q_k}{2\beta_z \cdot k_f \cdot l_w},$$

Толщина швов, прикрепляющих ребро к плите принимается максимальной, определяемых по формулам (3.3) и (3.4)

6.4. Расчет оголовков колонн

Наиболее распространенные конструкции оголовков при опирании балок сверху на колонну приведены на рис. 6.2.

Необходимо выбрать рациональный тип оголовка колонны. Расчет оголовков без вертикальных ребер ведется в следующей последовательности:

1. По конструктивным соображениям назначаются размеры опорной плиты.

2. Если верхний конец колонны фрезерован, то толщина сварных швов, прикрепляющих плиту к стержню, принимается конструктивно в соответствии с п.12.8 табл. 38*[4].

При нефрезерованном торце расчетными являются сварные швы, находящиеся непосредственно под опорным ребром балки.

Толщину швов определяют по формулам (3.3) и (3.4)

3. При фрезерованном торце колонны проверяется стенка или полки сплошной колонны и стенки ветвей сквозной колонны по условию работы на смятие

4.

$$\sigma = \frac{N}{t(b_p + 2t_{он.пл.})} \leq R_p \cdot \gamma_c, \quad (6.43)$$

Расчет оголовка с вертикальными ребрами выполняется в следующем порядке:

1. Назначаются размеры опорной плиты оголовка.
2. Определяются размеры опорных ребер оголовка. Для сплошных колонн ширина ребра b_p принимается не менее половины ширины торцевого опорного ребра балки b_p (рис.6.2). Для ребер сквозных колонн величина b_p равна расстоянию между внутренними гранями стенок ветвей колонны или больше $b_p/2$ для варианта по рисунку 12в. Толщина ребра по условию работы его на смятие при фрезерованном торце колонны

$$t_p \geq \frac{N}{(b_p + 2t_{оп.пл.})R_p \cdot \gamma_c} . \quad (6.44)$$

Величина t_p принимается по сортаменту в пределах $14 \div 20$ мм и должна быть не менее $1/15$ его ширины.

Длина ребра по условию прикрепления его к стержню колонны определяется по формулам 6.39

Толщина сварного шва k_f зависит от толщин свариваемых элементов и должна соответствовать конструктивным требованиям [4] п.п 12.6 – 12.13.

3. Принятое сечение вертикального ребра проверяется на срез

$$\tau = \frac{N}{2t_p \cdot l_p} \leq R_s \cdot \gamma_c . \quad (6.45)$$

Толщина сварных швов, прикрепляющих опорную плиту к вертикальным ребрам, проверяется по формулам (3.3) и (3.4)

4. Размеры горизонтальных ребер оголовка назначаются конструктивно, исходя из ширины вертикальных ребер, свеса полок

стержня сплошной колонны и ширины сечения стержня сквозной колонны.

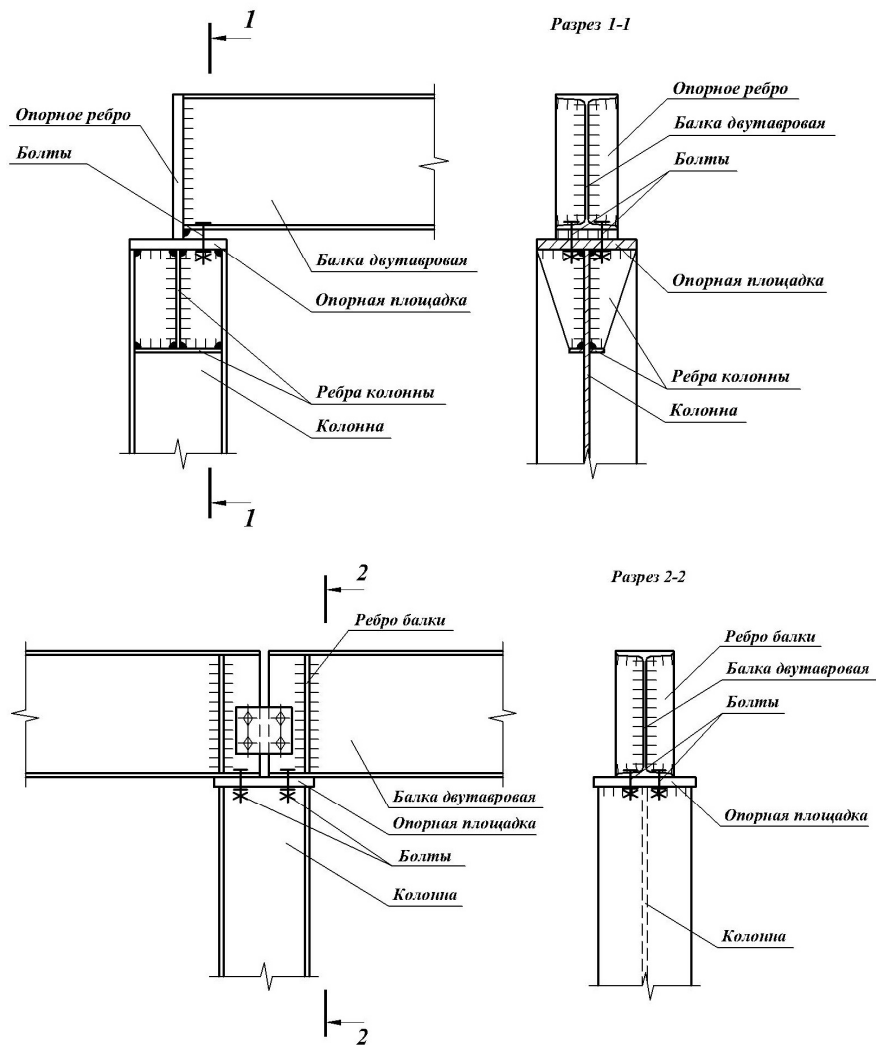


Рис.6.2. Варианты опирания балки на колонну (сверху)

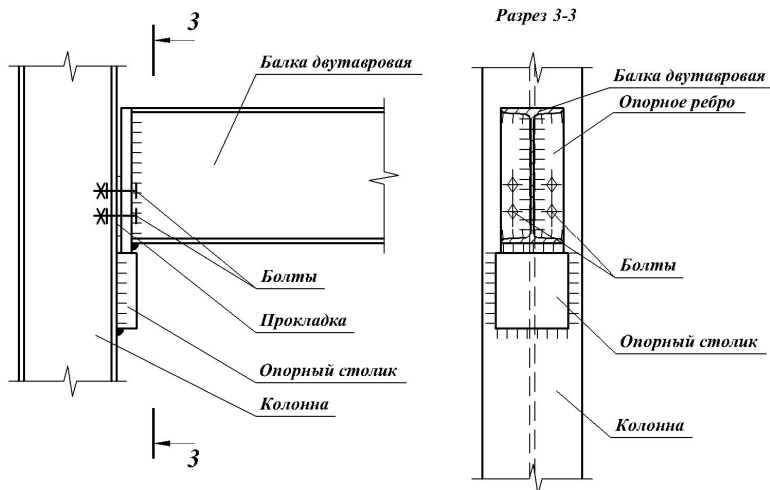


Рис.6.3. Варианты опирания балки на колонну(сбоку)

7. ОФОРМЛЕНИЕ ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ РАСЧЕТНО-ГРАФИЧЕСКОГО ЗАДАНИЯ

Графическая часть курсовой работы включает чертежи КМ (конструкции металлические) и КМД (конструкции металлические деталировочные). Чертежи оформляются на одном листе формата А1. Чертежи КМ включают: схему элементов балочной клетки (план, продольные и поперечные разрезы) и основные монтажные узлы. На схеме должны быть показаны оси, отметки, пролеты, маркировка элементов и узлов. Отправочные элементы на схемах показывают одной сплошной линией. Каждая линия обозначает отдельную отправочную единицу, поэтому в монтажных узлах линии не должны пересекаться. Схема дополняется ведомостью отправочных элементов. Чертежи КМД включают деталировочные чертежи главной балки, балки настила и колонны. Чертежи КМД сопровождаются спецификацией металла на отправочные марки. Чертежи сопровождаются техническими требованиями, в которых даются необходимые пояснения по материалу,

электродам, болтам, сварным швам, антикоррозионной защите и т.д. При выполнении чертежей и оформлении пояснительной записки необходимо руководствоваться ЕСКД [10].

Параметры профилей прокатной стали принимают в соответствии сортаментом для прокатной стали.

Условные обозначения для сварных швов и болтов для металлических конструкций принимать по ГОСТ 21.107-78 и ГОСТ 2.315-68.

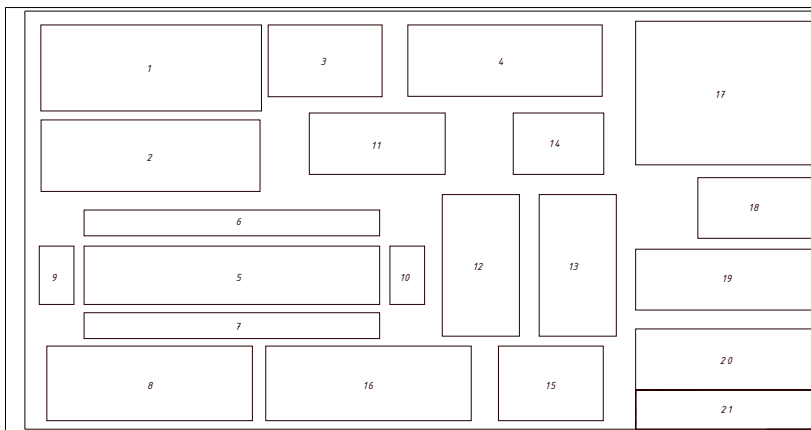


Рис.7.1. Размещение чертежей на листе формата А1

- 1 - схема расположения элементов балочной клетки;
- 2 - продольный разрез балочной клетки;
- 3 - поперечный разрез балочной клетки;
- 4 - главный (боковой) вид на второстепенную балку;
- 5 - боковой вид на главную балку;
- 6 - вид на верхний пояс главной балки;
- 7 - вид на нижний пояс главной балки;
- 8 - характерные поперечные разрезы по главной балке;
- 9,10 - виды на опорные ребра (фланцы) главной балки;
- 11 - разрез по стыковому шву;
- 12,13 - виды боковые на колонну (в 2-х плоскостях);
- 14 - вид на оголовок колонны;
- 15 - вид на базу колонны;
- 16 - остальные виды и сечения;
- 17 - спецификация стали;
- 18 - ведомость отправочных марок;
- 19 - спецификация сварных швов;
- 20 - примечания;
- 21 - основная надпись

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Е.И. Беленя, В.А.Балдин, Г.С. Ведеников и др.; Под общ. ред. Е.И. Беленя. - 6-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1986. - 560 с., ил.
2. Металлические конструкции: Общий курс: Учебник для вузов Г.С. Ведеников, Е.И.Беленя, В.С. Игнатьева и др.; Под ред. Г.С. Веденикова. - 7-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1998. - 760 с.: ил.
3. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы конструкций: Учеб для строит. вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под ред. В.В. Горева. - 3-е изд., стер. - М.: Высш. шк., 2004. - 551 с.: ил.
4. Строительные нормы и правила. Стальные конструкции. Нормы проектирования. СНиП II 23–81*. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.
5. Лихтарников Я.М., Ладыжевский Д.В., Клыков В.М. Расчет стальных конструкций: Справ. пособие. - 2-е изд., испр. и доп. - К.: Будівельник, 1984. - с. 368
6. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. СП 63.13330.2012. Минрегион России 2011
7. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. СНиП 2.01.07–85*. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 2002.
8. Стальные конструкции. Справочник конструктора. Изд. 3-е, перераб. и доп. Под общ. ред. Н.П. Мельникова М.: Стройиздат, 1976. - 328 с.
9. Временная инструкция о составе и оформлении рабочих чертежей зданий и сооружений. Раздел 5. Конструкции металлические. Чертежи КМ СН 460–74. М.: Стройиздат, 1978.
10. Абаринов А.А. Составление детализовочных чертежей металлических конструкций. М.: Стройиздат, 1977. 60 с.
11. Справочник проектировщика. В 3-х томах. Под ред. Кузнецова В.В. М.: АСВ, 1998, 1999.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ	4
2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ	7
РАСЧЕТНО-ГРАФИЧЕСКОЕ ЗАДАНИЕ №1. РАСЧЕТ, ПРОЕКТИРОВАНИЕ И КОНСТРУИРОВАНИЕ НАСТИЛА, БАЛКИ НАСТИЛА И ГЛАВНОЙ ЮАЛКТ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ	10
3. РАСЧЕТ НЕСУЩЕГО НАСТИЛА	10
4. РАСЧЕТ БАЛОК НАСТИЛА	13
5. РАСЧЕТ ГЛАВНОЙ БАЛКИ	14
5.1 Определение расчетной схемы главной балки.....	15
5.2 Компоновка и подбор сечения ГБ	16
5.3 Изменение сечения главной балки по длине	20
5.4 Проверка общей устойчивости главной балки	23
5.5 Проверка местной устойчивости элементов балки.....	24
5.6 Расчет поясных сварных швов	28
5.7 Расчет опорных ребер.....	29
5.8 Расчет узлов сопряжения балок настила с главной балкой	31
РАСЧЕТНО-ГРАФИЧЕСКОЕ ЗАДАНИЕ №2. РАСЧЕТ, ПРОЕКТИРОВАНИЕ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОННЫ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ	32
6. РАСЧЕТ КОЛОННЫ.....	32
6.1. Расчет стержня сплошной колонны	34
6.2. Расчет стержня сквозной колонны	37
6.3. Расчет базы колонны	40
6.4. Расчет оголовков колонн	46
7. ОФОРМЛЕНИЕ ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ РГЗ.....	49
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	51