

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ
МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

ДОНЕЦКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
ШАХТИНСКИЙ ИНСТИТУТ (филиал) ЮЖНО-РОССИЙСКОГО
ГОСУДАРСТВЕННОГО ТЕХНИЧЕСКОГО УНИВЕРСИТЕТА (НПИ)
НАЦИОНАЛЬНЫЙ ГОРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ДОНБАССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедры: "Строительство шахт и подземных сооружений" ДонНТУ
"Промышленное, подземное, гражданское строительство, производ-
водство строительных материалов и конструкций" ЮРГТУ
"Строительных геотехнологий и геомеханики" НГУ
"Геотехнологий и геотехнического строительства" НТУУ
"Строительных геотехнологий и горных сооружений" ДГТУ



МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению расчетно-графической работы по курсу
«Строительные конструкции»

Часть 2

Расчет металлических конструкций

Донецк – Новочеркасск – Днепропетровск – Киев – Алчевск – 2006

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ
МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

ДОНЕЦКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
ШАХТИНСКИЙ ИНСТИТУТ (филиал) ЮЖНО-РОССИЙСКОГО
ГОСУДАРСТВЕННОГО ТЕХНИЧЕСКОГО УНИВЕРСИТЕТА (НПИ)
НАЦИОНАЛЬНЫЙ ГОРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ УКРАИНЫ
ДОНБАССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению расчетно-графической работы по курсу
«Строительные конструкции»

Часть 2

Расчет металлических конструкций

[для студентов специальности 7.090303
“Шахтное и подземное строительство”
и 7.050201 “Менеджмент организаций”]

Рассмотрено:
на заседании кафедры
строительства шахт и
подземных сооружений ДонНТУ
Протокол № 6
от “27” февраля 2006г.

Рассмотрено:
на заседании кафедры
строительных геотехнологий и
конструкций НГУ
Протокол № 11
от “ 21 “ января 2006г.

Рассмотрено:
на заседании кафедры
строительных геотехнологий и
конструкций ДГТУ
Протокол № 6
от “ 1 “ февраля 2006г.

Рассмотрено:
на заседании кафедры
подземного, промышленного, гражданского
строительства и стройматериалов
ШИ ЮРГТУ (НПИ)
Протокол № 5
от “ 28 “ января 2006г.

Рассмотрено:
на заседании кафедры
геотехнологий и геотехнического
строительства НТУУ (КПИ)
Протокол № 8
от “ 26 “ января 2006г.

Утверждено:
на заседании
Учебно-издательского Совета
ДонНТУ
Протокол №1
от “15” марта 2006г.

Донецк – Новочеркасск – Днепропетровск – Киев – Алчевск – 2006

УДК 622.2.002(071)

Методические указания к выполнению расчетно-графической работы по курсу “Строительные конструкции” Ч.2 (для студентов специальности 7.090303 «Шахтное и подземное строительство»)/ Сост.: С.В. Борщевский, И.В. Купенко, К.Н. Лабинский, О.И.Рублёва, А.Ю Прокопов, А.А.Ткач, А.М. Самедов, Э.В.Фесенко, С.Ю.Галечко / Под общей редакцией Борщевского С.В.-Донецк: ДонНТУ 2006 -49с.

Состоит из общих указаний о порядке выполнения расчетно-графической работы, рекомендаций по содержанию разделов, расчетных формул, справочного материала, требований к оформлению работы, варианты заданий. В приложении приведены примеры компоновки металлоконструкций.

Составители:

С.В. Борщевский, доц.,
И.В.Купенко, доц.,
К.Н.Лабинский, доц.,
О.И.Рублёва, асс.,
А.Ю.Прокопов, доц.,
А.А.Ткач, доц.,
А.М.Самедов, проф.,
Э.В.Фесенко, доц.,
Подкопаев В.П., доц.,
С.Ю.Галечко, студ.

Отв. за выпуск

Н.Р. Шевцов, проф.,
С.Г. Страданченко, проф.,
А.Н. Шашенко, проф.,
В.Г. Кравец, проф.,
Г.Г. Литвинский, проф.

Рецензент

И.Ф. Ярембаш, проф.

ВВЕДЕНИЕ

Развитие народного хозяйства Украины требует дальнейшего совершенствования различных областей промышленности и в частности строительства горных предприятий, представляющих сложные комплексы горных выработок и технологически связанных с ними наземных строений и сооружений. Поэтому горный специалист-строитель должен уметь не только организовывать комплекс работ по строительству и реконструкции шахт и подземных сооружений, но и разбираться в вопросах проектирования, как предприятия в целом, так и современных строительных конструкций, а также их видов, и средствах возведения индустриальными методами, которые обеспечивают оптимальное решение проектируемого предприятия.

Все эти вопросы рассматриваются в комплексной дисциплине "Проектирование и строительство горно-технических зданий и сооружений", которая состоит из трех отдельных курсов: "Строительные конструкции", "Горно-технические здания и сооружения" и "Технология строительного производства".

Целью курса "Строительные конструкции" являются изучение основных положений расчета и конструирование элементов бетонных, железобетонных, стальных, деревянных, каменных и армокаменных строительных конструкций, которые применяются в строениях и сооружениях горных предприятий, а также вопросов выбора и расчета оснований и фундаментов.

Задача курса состоит в том, чтобы студент, после изучения курса, был способный правильно решать вопросы выбора, расчета и конструирования элементов эффективных строительных конструкций, обеспечивая их необходимую долговечность, экономичность и минимальную трудоемкость возведения.

Изучение материала курса выполняется студентами с использованием прежде полученных знаний в области строительных материалов, сопротивления материалов и строительной механики. Мера подготовки студентов для решения практических задач, которые касаются расчета и конструирования элементов основных несущих конструкций строений и сооружений, характеризуется расчетно-графической работой. Эта работа выполняется студентами по индивидуальному заданию с использованием настоящих методических указаний.

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О РАБОТЕ

Расчетно-графическая работа состоит из пояснительной записки и графической части и предусматривает проектирование междуэтажного перекрытия промышленного здания с неполным каркасом (или отдельных его элементов по заданию руководителя), когда крайние ряды стоек каркаса заменяются несущими стенами.

В расчетно-пояснительной записке необходимо обосновать выбор сетки колонн и схемы балочной клетки перекрытия, с определением и сравнением технико-экономических показателей. Для принятой схемы и конструкции выполняется подробный статический расчет проектируемых элементов и узлов их сопряжения, с приведением расчетных схем, эпюр расчетных усилий, необходимых эскизов рассчитываемых элементов, наименованием вычислений, производимых по формулам, и ссылок на используемую литературу.

Объем графической части – 1...2 листа чертежей формата А3; объем расчетно-пояснительной записки 15...25 страниц формата А4.

На чертеже необходимо показать:

- сетку колонн и схему балочной клетки (маркировочная схема) для вариантов с железобетонными и стальными балками;

- рабочие чертежи монолитной плиты или сборного железобетонного настила, железобетонных и стальных второстепенной и главной балок, железобетонной и стальной колонны и фундамента под железобетонную или стальную колонну;

- узлы-сопряжения: второстепенной и главной балок и балок с колонной для варианта стальной конструкции;

- настила с балкой и балки с колонной - для варианта сборной железобетонной конструкции;

- спецификацию материалов, и выборку отправочных (монтажных) марок для вариантов стальной и сборной железобетонной конструкции. (Для варианта железобетонной конструкции выборка марок не требуется).

Работа должна выполняться в соответствии с нормами на проектирование железобетонных и стальных конструкций (СНиП 2.03.01-85 и СНиП 2.01.07-85), а также с учетом требований, приведенных в приложении А. Кроме норм, можно пользоваться учебниками по курсам: "Строительные конструкции" и "Стальные конструкции", рекомендованными для строитель-

ных техникумов, а также различными справочниками для мастеров и инженеров-строителей.

1. Выбор сетки колонн и схемы балочной клетки

Сетку колонн выбирают в соответствии с заданием, а схему балочной клетки - в зависимости от вида настила (монолитная плита или сборные панели) аналогично варианту железобетонной конструкции [1].

Сопряжение балок принимают этажное, в одном уровне или пониженное. При этом необходимо учитывать влияние типа настила на высоту перекрытия, изменения объема здания (горной выработки) и связанные с ними технико-экономические показатели. Расход бетона на монолитную плиту или сборный настил определяют так же как и в варианте железобетонной конструкции,

При соответствующем обосновании можно принимать схему балочной клетки, принятую для варианта железобетонной конструкции, но с увеличением пролета главных балок.

2. Расчет и конструирование балки настила

Балки настила принимают из прокатного двутавра и рассчитывают по несущей способности и по деформации. Сопряжение с главной балкой или с второстепенной балкой шарнирное.

Расчетная схема балок настила определяется схемой балочной клетки и принимается в виде разрезной, свободно опертой балки нагруженной равномерно распределенной нагрузкой от плиты /панелей/и собственного веса. Расчетный пролет $l_{б.н}$ принимают равным расстоянию между продольными осями главных или второстепенных балок.

Расчетную нагрузку определяют по грузовой площади аналогично варианту железобетонной конструкции. При этом, если балка не бетонируется, собственный вес балки, за малостью, можно не учитывать.

Расчетными усилиями будут:

$$\text{изгибающий момент } M_{\max} = 0,125(q_{б.н} + p_{б.н})l_{б.н}^2$$

$$\text{поперечная сила } Q_{\max} = 0,5(q_{б.н} + p_{б.н})l_{б.н}$$

Требуемое сечение балки определяют из условия:

$$M_{\max} = 1,12W_k R \quad (1)$$

где W_K - момент сопротивления, двутаврового сечения, принимаемый по сортаменту 1,12 - коэффициент, учитывающий влияние пластических свойств стали на прочность балки;

R - расчетное сопротивление стали, принимаемое по нормам в зависимости от марки стали (табл.1). Обычно принимают сталь марки Ст.3.

Расчетные сопротивления R , кг/см², прокатной стали, установленные из условия достижения металлом предела текучести

Таблица 1 – Характеристики сталей

Вид напряженного состояния	Условные обозначения	Расчетное сопротивление углеродистой стали	
		Ст. 3 Ст. 4	Ст. 5
Растяжение, сжатие и изгиб, срез	R	2100	2300
Смятие торцовой поверхности /при наличии пригонки/	R _{ср}	1200	1400
Смятие местное при плотном касании	R _{см.т}	3200	3400
	R _{см.м}	1600	1700

ПРИМЕЧАНИЯ: 1. Приведенные наименования Ст.3, Ст.4, Ст.5 охватывают все марки соответствующей углеродистой стали обыкновенного качества по ГОСТу 380-60.

2. На чертежах стальных конструкций необходимо указывать точное наименование принятой норки стали, учитывая способ изготовления и условия поставки.

Проверку прочности прокатной балки по поперечной силе производят по условию

$$\tau = \frac{1.5Q_{\text{макс}}}{h_{\text{ст}}\delta_{\text{ст}}} \leq R_{\text{ср}} \quad (2)$$

где $h_{\text{ст}} \approx h$ высота, δ - толщина стенки балки;

$R_{\text{ср}}$ - расчетное сопротивление стали срезу, принимаемое по табл.1.

Жесткость балки проверяют по условию

$$f = \frac{5}{384} (q''_{\text{б.н}} + p''_{\text{б.н}}) \frac{l''_{\text{б.н}}}{EI_K} \leq \frac{1}{250} l_{\text{б.н}}, \quad (3)$$

где $q_{\text{б.н}}$ и $p_{\text{б.н}}$ - постоянная и временная нагрузки на 1 см второстепенной балки;

EI_K - жесткость принятого сечения балки.

Устойчивость балок настила обеспечивается монолитной плитой или сборным железобетонным настилом перекрытия, привариваемым к балке.

3. Расчет и конструирование главной балки

Главную балку принимают сварной, двутаврового сечения. Сопряжение с колоннами рекомендуется шарнирное.

Расчетная схема главной балки определяется схемой балочной клетки и представляется в виде разрезной, свободно опертой балки или ригеля рамы, в зависимости от конструкции узла сопряжения с колоннами.

Расчетный пролет $l_{г.б.}$ принимают равным: расстоянию по осям опор - при разрезной конструкции и расстоянию по осям -колонн - при жестком сопряжении с колоннами.

Расчетную нагрузку от балок настила, от второстепенных балок или сборного настила определяют по грузовой площади (рис.1) аналогично варианту железобетонной конструкции [1].

Расчетные усилия M и Q определяют по общим правилам строительной механики.

Расчет балки выполняют по прочности, по жесткости и по устойчивости.

Расчет балки по прочности

В общем случае прочность стальной балки симметричного сечения характеризуется условием

$$\sigma_{\max} = M_{\max} / W_K \leq R \quad (4)$$

где $W_K = \frac{2I_K}{h}$ - момент сопротивления сечения, см^3 ;

h - высота балки, см ; I_K - момент инерции сечения балки, см^4 (рис.2).

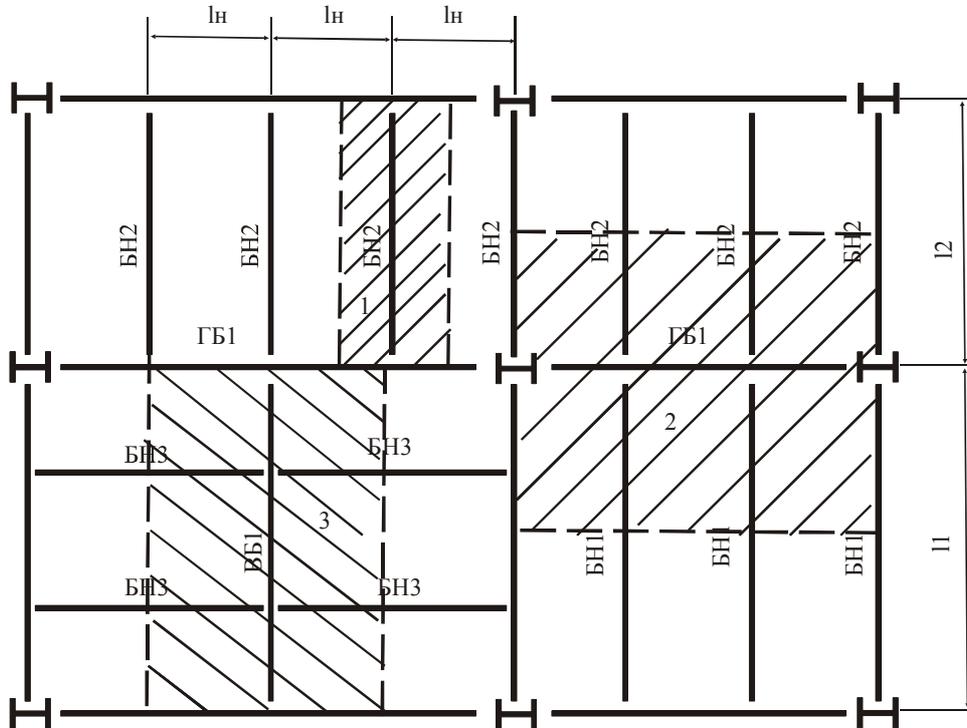
Размеры элементов сечения балки выбирают в соответствии с сортаментом листовой и универсальной стали, в зависимости от требуемой величины $W_{X.TP}$, определяемой из (4) при σ_{\max} .

Тогда требуемая высота балки

$$h \approx 1,10 \sqrt{\frac{W_{X.TP}}{\delta_{CT}}} \quad (5)$$

где $\delta_{ст}$ - толщина стенки, равная примерно $1/100h$, но не менее 6 мм, при $h \approx (1/8...1/12)l_{гб}$ и удовлетворяющая условию

$$\tau = \frac{1,5Q_{\max}}{h_{ст}\delta_{ст}} \leq R_{ср}$$



1, 2, 3 - грузовые площади для балок БН1, ГБ1 и ВБ1.

а Рис 1 – Схема балочной клетки

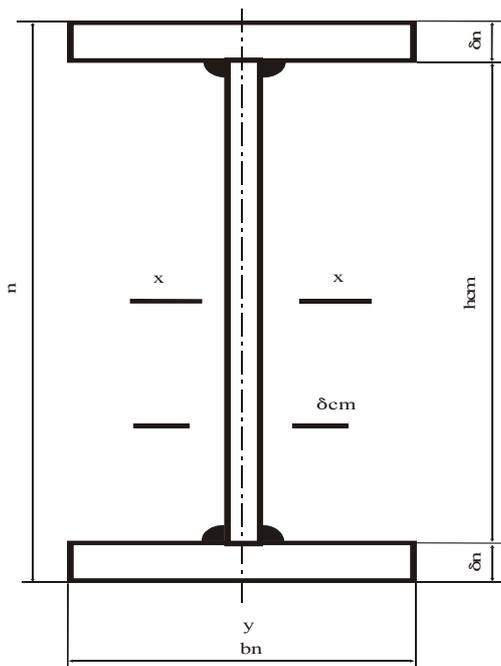


Рис.2. – Конструкция балки

Ширина пояса $b \approx (1/6...1/3)h$,
толщина пояса - $\delta_{ст} \leq (1/25... 1/30)$

Размеры сечения стенки и поясов уточняют по сортаменту листовой и универсальной стали, принимая стенку возможно меньшей толщины. а площадь сечения поясов не менее 25-50% площади сечения балки.

Для выбранного сечения находят

$$I_x = \frac{1}{12}\delta_{ст}h_{ст}^3 + 2b_n\delta_n\left(\frac{h-\delta_n}{2}\right)^2 \quad \text{по}$$

соответствующему значению W_x
проверяют условие (4).

Сварные швы, соединяющие пояса со стенкой балки, рассчитывают на восприятие сдвигающей силы T , действующей на уровне поясных швов, по условию

$$T \leq 2.07 h_w R_y^{cs}$$

$$T = \frac{Q_{\max} S_{nk}}{I_K} = \frac{Q_{\max}}{I_K} b_n \delta_n \left(\frac{h - \delta_n}{2} \right) \quad (6)$$

$h_{ш} \geq 4$ - высота поясного сварного шва;

R_y^{cs} - расчетное сопротивление сварных угловых швов, принимаемое по нормам (табл.2). При электродах типа Э-42 $R_y^{cs} = 1500 \text{ кг/см}^2$

Расчет балки по жесткости состоит из определения прогиба балки, удовлетворяющего условию

$$f = \frac{M^H l_{нб}^2}{10EI_x} \leq f^H = \frac{1}{400} l_{нб} \quad (7)$$

где M^H - изгибающий момент от нормативной нагрузки; f^H - величина прогиба, допускаемого нормами.

Таблица 2 - Расчетные сопротивления R^{cs} , кг/см^2 сварных швов в конструкциях из стали марок Ст.3 и Ст.4 при сварке электродами типа Э42 и Э42А.

Вид сварных швов	Вид напряженного состояния	Условные обозначения	Расчетное сопротивление сварного шва
Швы в стык	Сжатие	R_c^{cs}	2100
То же	Растяжение:	R_p^{cs}	2100
	При автоматической и ручной сварке с обычным способом контроля качеством швов /наружный осмотр, измерение и т.п./	R_p^{cs}	1800
	Срез	R_{cp}^{cs}	1300
То же	Сжатие, растяжение, срез	R_y^{cs}	1500

Если сечение балки удовлетворяет условию (4) и не удовлетворяет (7), размеры сечения необходимо изменить за счет увеличения высоты балки или толщины поясных листов. Изменение других размеров сечения является менее эффективным.

Расчет балки по устойчивости состоит из проверки общей и местной устойчивости. Общая устойчивость балки будет обеспечена при условии

$$M_{\max} \leq W_x R \varphi_{\delta} \quad (8)$$

где $\varphi_{\delta} = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l} \right)^2 10^3$ - коэффициент уменьшения расчетного сопротивления при проверке общей устойчивости балки;

$I_y = \frac{1}{12} (\delta_{cr}^3 h_{cr} + 2b_n^3 \delta_n)$ - момент инерции сечения балки относительно оси у-у',

$I_x = \frac{1}{12} \delta_{cr} h_{cr}^3 + 2b_n \delta_n \left(\frac{h - \delta_n}{2} \right)^2$ - момент инерции сечения балки относительно

оси х-х'. Значения ψ принимают по табл. 13 в зависимости от параметра

$$\alpha = 8 \left(\frac{l \delta_n}{b_n h} \right)^2 \left(1 + \frac{\delta_{cr}^3 h}{b_n \delta_n^3} \right)$$

где $h_{cr}, \delta_{cr}, b_n, \delta_n$ - размеры элементов сечения балки;

h - высота сечения балки;

l - расстояние между связями (второстепенными балками или ребрами настила), препятствующими поперечному смещению сжатого пояса балки.

При $l \leq 15$ общая устойчивость балки будет обеспечена и проверку можно не производить.

Расчет местной устойчивости необходим только для стенки при $\frac{\delta_{cr}}{h_{cr}} > 70$.

Местная устойчивость сжатого пояса при $\delta_n \geq \frac{1}{30} b_n$ всегда будет обеспечена.

При $110 > \frac{\delta_{cr}}{h_{cr}} > 70$ стенку балки необходимо усилить поперечники ребрами жесткости (рис.6).

Ребра жесткости выполняются из полосовой стали, парными с размерами: ширина ребра $b_n \geq \frac{1}{30} h_{cr} + 40$ мм; толщина ребра $b_n \geq \frac{1}{15} b_n$. Ребра жесткости располагают симметрично относительно плоскости стенки с шагом $a \leq 2.5 h_{cr}$ (обычно в местах опирания балок настила) и приваривают к стенке и поясам сплошными угловыми швами толщиной $h_{uw} = 4 \dots 6$ мм. При этом, для умень-

шения концентрации сварочных напряжений в поясах, торцы ребер в местах их примыкания к поясам (за исключением нижних торцов опорных ребер) должны иметь скосы с размерами: 60 мм - по высоте и 40 №5 - по ширине ребра.

Таблица 3 Коэффициента ψ для двутавровых балок из "Стали 3" и "Стали 4"

α	Коэффициенты ψ				При наличии промежуточных креплений верхнего пояса независимо от места приложения нагрузки
	Для балок без закрепления в пролете				
	при сосредоточенной нагрузке приложенной к поясам		при равномерной нагрузке приложенной к поясам		
	К верхнему	К нижнему	К верхнему	К нижнему	
1	2	3	4	5	6
0,1	1,73	5,0	1,57	3,81	2,17
0,4	1,77	5,03	1,60	3,85	2,30
1	1,85	5,11	1,67	3,90	2,27
4	2,21	5,47	1,98	4,23	2,56
8	2,63	5,91	2,35	4,59	2,90
16	3,37	6,65	2,99	5,24	3,50
24	4,03	7,31	3,55	5,79	4,00
32	4,59	7,92	4,04	6,25	4,45
48	5,60	8,88	4,90	7,13	5,23
64	6,52	9,8	5,65	7,92	5,91
80	7,31	10,59	6,30	8,58	6,51
96	8,05	11,29	6,93	9,21	7,07
128	9,40	12,67	8,05	10,29	8,07
160	10,59	13,83	9,04	11,30	8,95
240	13,21	16,36	11,21	13,48	10,86
320	15,31	18,55	13,04	15,29	12,48

ПРИМЕЧАНИЕ: При одном закреплении в пролете и нагрузке, приложенной к нижнему поясу, следует пользоваться графой 3.

При $160 > \frac{h_{ст}}{\delta_{ст}} > 110$ стенку, укрепленную поперечными ребрами жесткости, необходимо проверить на местную устойчивость по условию

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} \leq 1$$

где $\sigma = \frac{M}{W_K} \frac{h_{ст}}{h}$ - нормальное сжимающее напряжение на уровне стенки;

M - изгибающий момент, принимаем равным среднему значению в пределах рассчитываемой панели между ребрами жесткости при $a \leq h_{CT}$;

при $a > h_{CT}$ - среднему значению для наиболее напряженного участка длинной равной h_{CT} в пределах рассчитываемой панели;

$\tau = \frac{Q}{\delta_{CT} h_{CT}}$ - среднее касательное напряжение, определяемое по средней величине поперечной силы Q пределах рассчитываемой панели;

$\sigma_o = 7000 \left(\frac{\delta_{CT}}{h} \right)^2 10^4$ - критическая величина нормального напряжения;

$\tau = \left(1 + \frac{950}{\mu^2} \right) \left(\frac{\delta_{CT}}{d} \right)^2 10^4$ - критическая величина касательного напряжения. В

этой формуле d - меньшая из сторон панели (h_{CT} или a (рис. 6)), μ - отношение большей стороны панели к меньшей.

4. Расчет и конструирование второстепенной балки

Расчетная схема второстепенной балки представляется однопролетной, свободно опертой балкой, с расчетным пролетом, равным расстоянию между осями главных балок. Расчетная нагрузка - сосредоточенные грузы, равный опорным реакциям примыкающих балок настила.

Расчет несущей способности балки производится по расчетным значениям M и Q - как прокатной или сварной балки двутаврового сечения, в зависимости от требуемой мощности сечения.

Общая устойчивость второстепенной балки обеспечивается балками настила.

5. Расчет к конструирование узлов сопряжения балок и балок с колоннами

Сопряжение второстепенных балок с главными балками и сопряжение балок с колоннами рекомендуется принимать свободным, допускающим за счет своей конструкции поворот опорного сечения балки и обеспечивающим восприятие опорного давления A примыкающей балки (рис.7,8,9). При этом размещение болтов в соединении должно обеспечивать возможность их постановки. Оно принимается по рискам, приведенным в приложении Б (характеристики прокатных профилей даны в приложении В).

Шаг болтов рекомендуется принимать не менее $3,5d$ – для болтов, принимаемых по расчету, и не более $8d$ или 12δ – для болтов, принимаемых конструктивно,

Величина обрезов принимается не менее $1,5d$ – поперек усилия и не менее $2d$ вдоль усилия.

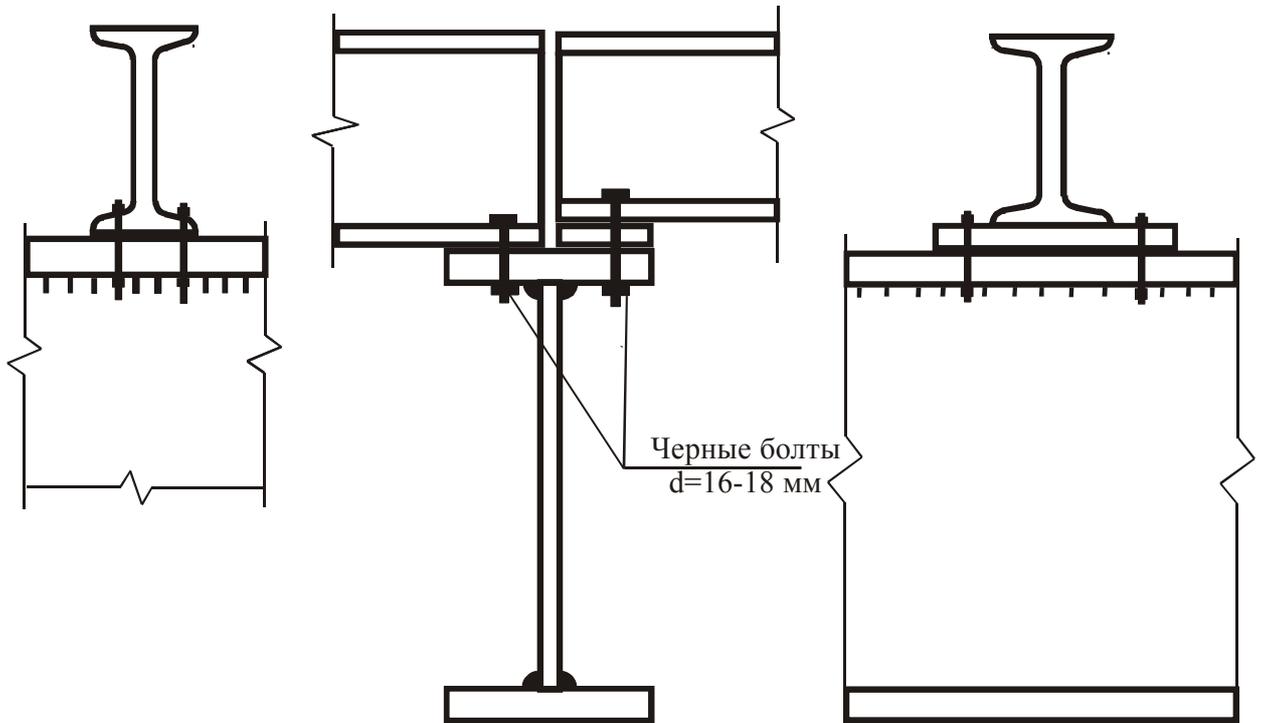


Рис 7(а)

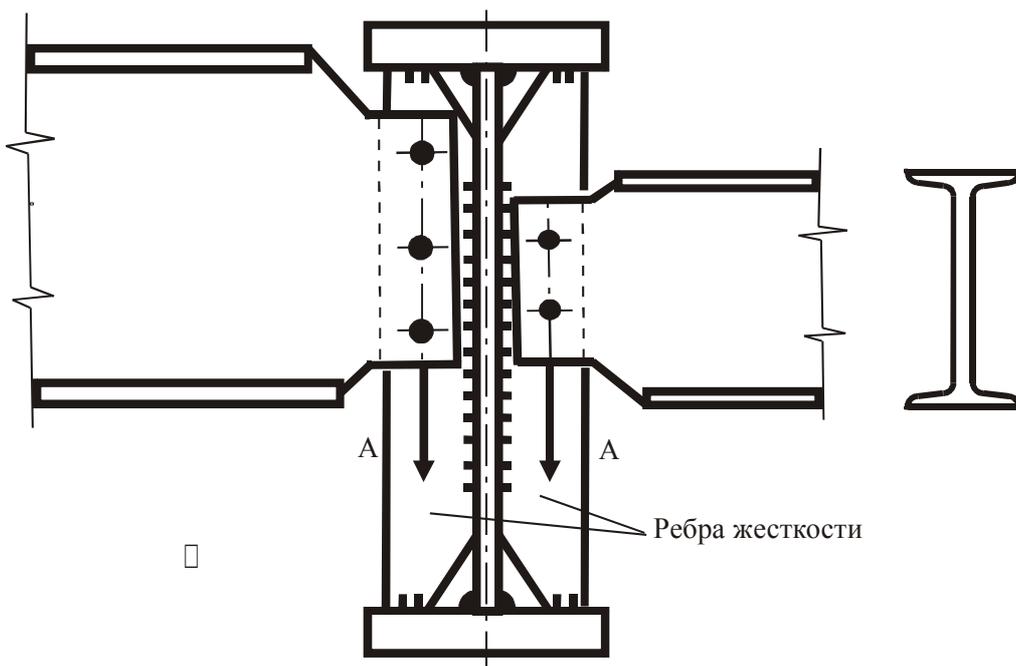


Рис 7б

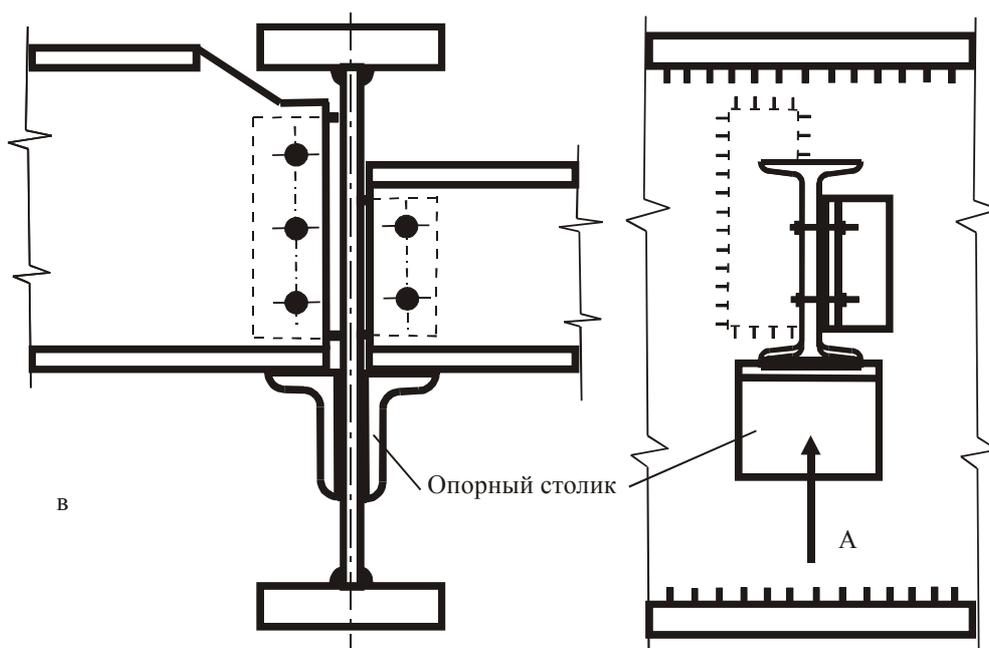


Рис 7 в

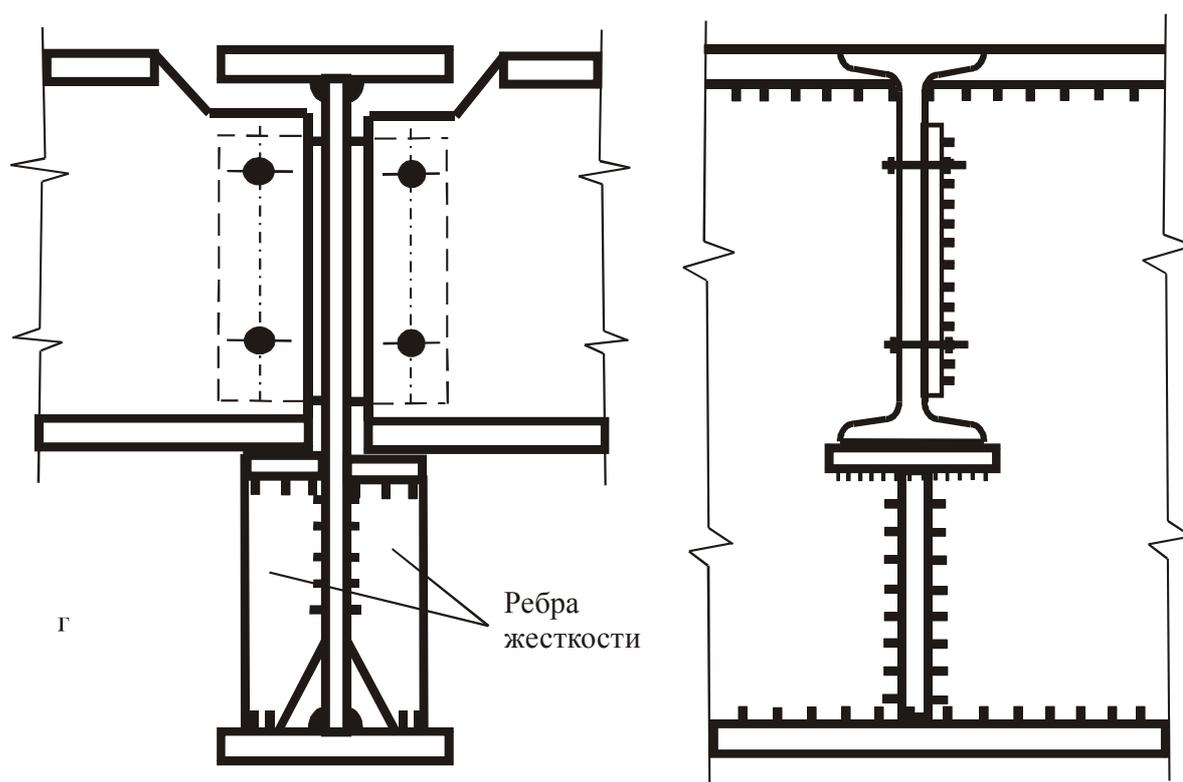


Рис 7(г)

Размеры рисок, шага болтов и обрезаемых элементов рекомендуется округлять до 5 мм.

При сопряжении балок по рис.7,а, опорное давление второстепенной балки передается непосредственно главной балке, а черные болты, принимаемые диаметром 16,18 мм, только фиксируют положение балки.

При сопряжении балок по рис.7,б, опорное давление второстепенной балки передается на ребро жесткости главной балки через черные болты диаметром 16-20 мм, которые должны удовлетворить условию:

$$\text{по срезу} \quad A \leq n \frac{\pi d^2}{4} R_{cp}^{\delta} \quad /40/$$

$$\text{по смятию} \quad A \leq n d \delta_{\text{мин}} R_{см}^{\delta} \quad /41/$$

где n - количество,

d - диаметр прилегающих болтов

$\delta_{\text{мин}}$ -толщина ребра жесткости или стенки второстепенной балки.

R_{cp}^{δ} и $R_{см}^{\delta}$ - расчетное сопротивление болтов срезу и смятию, принимаемое по табл.4.

Этот вид сопряжения допускается только при небольшой величине A . При больших значениях A принимают конструкцию по рис 7,в или 7 г. В этом случае сварные швы, прикрепляющие столик или ребро жесткости к стенке главной балки, работают преимущественно на срез и должны удовлетворять условию

$$1.3 \leq \sum l_{ш} 0.7 h_{ш} R_y^{св} \quad (9)$$

Таблица 4 - Расчетные сопротивления R^{δ} кг/см², болтовых соединений

Вид болтового соединения	Вид напряженного состояния и группа соединения	Условные обозначения	Расчетные сопротивления			
			Растяжению и срезу болтов из стали марок		Смятию соединяемых элементов из стали марок	
			ВСт. 3 ВСт. 3кп	ВСт. 5	Ст. 3 Ст. 4	Ст. 5
Болты чистые и получистые /повышенной точности/	Растяжение	R_p^{δ}	1700	1900	-	-
	Срез В	R_{cp}^{δ}	1700	1900	-	-
	Смятие В	$R_{см}^{\delta}$	-	-	3800	4100
Болты черные /нормальной прочности/	Растяжение	R_p^{δ}	1700	1900	-	-
	Срез	R_{cp}^{δ}	1300	1400	-	-
	Смятие	$R_{см}^{\delta}$	-	-	3400	-
Анкерные болты	Растяжение	R_p^a	1400	1500	-	-

ПРИМЕЧАНИЯ: К группе В относятся соединения, в которых болты поставлены в отверстия, сверленные на проектный диаметр или продавленные на меньший диаметр с последующим рассверливанием до проектного диаметра болта.

К группе С относятся соединения, в которых болты поставлены в продавленные отверстия.

Коэффициентом 1,3 условно учитывают влияние момента от внецентренного воздействия опорного давления A .

Уголки и болты, посредством которых крепится стенка балки, принимаются конструктивно и служат для фиксирования положения балки на столике.

При опирании балки на колонну (рис.8,а,б) опорное давление балки A передается на центрирующую прокладку (рис.8.а) или на столик (рис.8.б) через торцевое ребро балки. Болты диаметром 18 мм принимают конструктивно для фиксирования балки. Торцевое ребро выполняют из листа, толщиной $\delta_{on.p} \approx 12...20$ мм. Ширину ребра обычно принимают равной ширине пояса балки, удовлетворяя условию $200 \text{ мм} \leq b_{on.p} \leq 30 \delta_{on.p}$.

Для равномерного распределения опорного давления нижний торец ребра необходимо строгать. Требуемое сопротивление торца ребра смятию определяется условием

$$A \leq b_{on.p} \delta_{on.p} R_{cm} \quad (10)$$

Угловые швы, прикрепляющие торцевое ребро к стенке балки, работают на срез и должны удовлетворять условию

$$A \leq 2 \cdot 0.7 h_{ш} h_{cm} R_y^{ce} \quad (11)$$

Опорный столик на колонне выполняют из листа, толщиной на 6...10 мм больше толщины торцевого листа балки. Высота столика $h_{cm} \leq 60 h_{ш}$ определяется сопротивлением срезу вертикальных сварных швов, прикрепляющих столик к колонне по условию, аналогичному (11).

При опирании балки на колонну сверху (рис.8а.9а) необходима проверка устойчивости опорной части балки как центрально нагруженной опорным давлением A стойки с условной площадью поперечного сечения принимавший

$$\text{при опирании по рис.8а} \quad F_{оп} = b_{on.p} \delta_{on.p} 15 \delta_{cm}^2$$

$$\text{при опирании по рис.9а} \quad F_{оп} = 2b_p \delta_p + 2l_{cm} \delta_{cm}$$

$(l_{cm} \leq 15 \delta_{cm}$ - полоса стенки балки, учитываемая в работе ребер)

Устойчивость опорной части балки будет обеспечена при условии

$$A \leq F_{оп} R \varphi \quad (12)$$

где φ - коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл.15, в зависимости от гибкости $\lambda = \frac{h_{СТ}}{r_{он}}$

$h_{СТ}$ - высота стенки балки; $r_{он}$ - радиус инерции площади $F_{оп}$ относительно продольной оси балки.

Приблизительно значение $r_{он}$ можно принимать равным $0,29 b_{он.р}$

при стирании по рис. 8а и $0,29 / 2b_p + \delta_{cm}$ /-при опирании по рис 9а.

В том случае, когда балки опираются на каменные стены /рис. 9б/, необходимо проверить сопротивление кладки смятию под опорной площадью балки.

Требуемая площадь опорного листа определяется из условия

$$A \leq F_{оп} R_{см}^{кл} \quad (13)$$

где $R_{см}^{кл}$ - расчетное сопротивление смятию каменной кладки или бетонной подушки, принимаемое по нормам.

Толщину опорного листа $\delta_{оп.л}$ определяют из условия сопротивления консольной части листа изгибу, принимая

$$\delta_{оп.л} \leq c \sqrt{\frac{3\sigma_{см}}{R}}, \quad (14)$$

где c - вылет консоли;

$\sigma_{см} = A/F_{оп.л}$ - реактивное напряжение под опорным листом.

Расчетное сопротивление смятию $R_{см}^{кл}$ приблизительно можно принимать: 20...30 кг/см² для каменной кладки и 40...60 кг/см² для бетонной подушки.

6. Расчет и конструирование колонн

Колонны могут быть приняты сплошностенчатой или решетчатой (сквозной) конструкции.

Расчет колонны выполняют поэтажно, начиная с верхнего этажа, рассматривая колонну как стойку шарнирно закрепленными концами в местах опирания балок.

Нагрузке на колонну складывается из опорных давлений примыкающих балок и нагрузки, передаваемой колонной выше расположенного этажа. Нагрузка от балок может передаваться на колонну центрально и внецентренно, в зависимости от способа опирания балок (рис.8а,б,9а).

При внецентренном загрузении сечение колонны следует ориентировать так, чтобы плоскость действия изгибающего, момента совпадала с плоскостью большей жесткости сечения.

Необходимо также учитывать, что для средних рядов колонн, поддерживающих балочные клетки перекрытий, с равными пролетами главных балок, изгибающие моменты в колоннах возникают только при одностороннем расположении, временных нагрузок. Поэтому колонну необходимо рассчитать как центрально нагруженную при полном, симметричном загрузении постоянной и временной нагрузками, а потом проверить дополнительно при загрузении центрально приложенной постоянной и внецентренно приложенной, односторонней временной нагрузками.

Сплошностенчатые колонны

Конструкцию сечения сплошностенчатой колонны выбирают в зависимости от условий работы колонны и удобства сопряжения с балками (рис. 10а.).

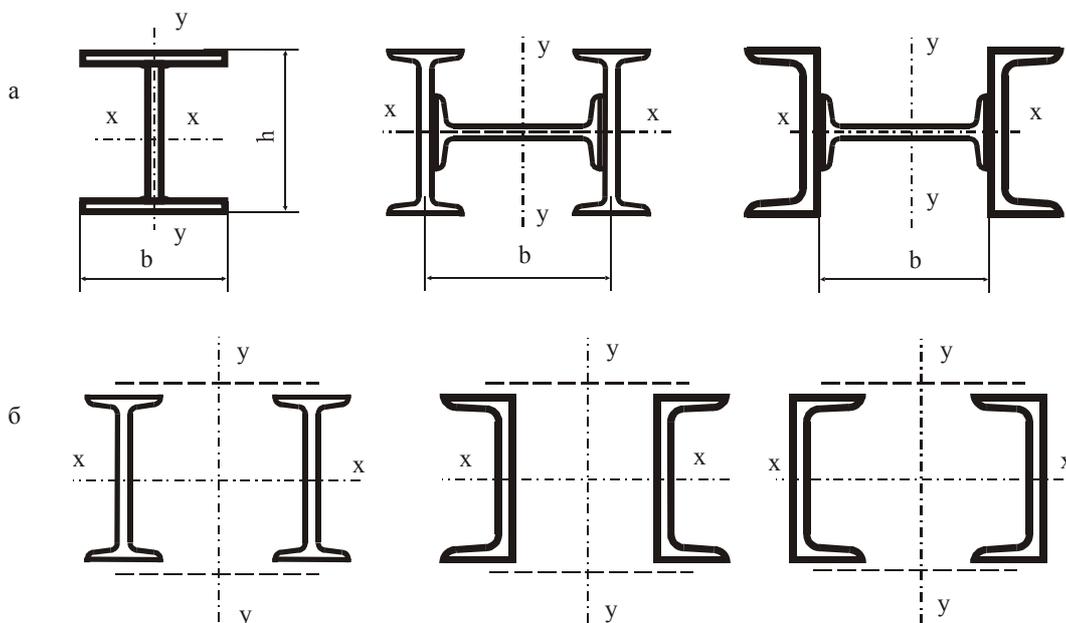


Рис 10

Несущая способность центрально сжатой колонны характеризуется условием

$$N \leq FR\varphi_{\min} \quad (15)$$

где N - расчетная продольная сила, кг;

F - площадь поперечного сечения стержня колонны, см²;

R - расчетное сопротивление сжатию принятой марки стали;

φ_{\min} - коэффициент продольного изгиба, принимаемой по табл.5 в за-

висимости от большей гибкости стержня $\lambda_x = \frac{l_x}{r_x}$ или $\lambda_y = \frac{l_y}{r_y}$

где r_x, l_x, r_y, l_y - соответственно расчетная длина стержня и радиусы инерции сечения относительно осей X-X и y-y. Значений r_x и r_y можно принимать по табл.6. Для колонн высотой $l = 4,0 \dots 7,0$ м, нагруженных силой $N \leq 400$ т, рекомендуется принимать $\lambda \approx 60 \dots 100$.

При расчете колонны рекомендуется вначале выбрать конструктивно необходимые размеры сечения, а потом произвести проверку по условию (15).

При сварном двутавровом сечении из трех листов (рис.11)

Таблица 5 - Коэффициенты φ продольного изгиба центрально сжатых элементов из стали марок Ст.3 и Ст.4

Гибкость элементов	φ						
1	2	3	4	5	6	7	8
0	1,00	60	0,86	120	0,45	180	0,23
10	0,99	70	0,81	130	0,40	190	0,21
20	0,97	80	0,75	140	0,36	200	0,19
30	0,95	90	0,69	150	0,32	210	0,17
40	0,92	100	0,60	160	0,29	222	0,16
50	0,89	110	0,52	170	0,26	-	-

ПРИМЕЧАНИЕ: Гибкость $\lambda = \frac{l}{r}$, где l - расчетная длина элемента; r - радиус инерции сечения.

Таблица 6 Приближенные значения радиусов инерции

<p>$R_x=0.43 h$ $R_y=0.24 B$</p>	<p>$R_x=0.32 h$ $R_y=0.49 B$</p>	<p>$R_x=0.32 h$ $R_y=0.58 B$</p>
<p>$R_x=0.41 h$ $R_y=0.52 B$</p>	<p>$R_x=0.38 h$ $R_y=0.44 B$</p>	<p>$R_x=0.38 h$ $R_y=0.60 B$</p>
<p>$R_x=0.45 h$ $R_y=0.233 B$</p>	<p>$R_x=0.32 h$ $R_y=0.40 B$</p>	<p>$R_x=0.42 h$ $R_y=0.22 B$</p>
<p>$R_x=0.39 h$ $R_y=0.20 B$</p>	<p>$R_x=0.39 h$ $R_y=0.29 B$</p>	<p>$R_x = R_y = 0.33 d$</p>

Размеры элементов сечения выбирают в соответствии с сортаментом листовой и универсальной стали, удовлетворяя требования местной устойчивости по условию:

высота стенки $h_{CT}=1/40l$;

толщина стенки $\delta_{cm} \geq \frac{1}{60} h_{CT} \geq 6 \text{ мм}$;

ширина полок $b_{п} \approx (\frac{2}{3} - 1.0) h_{CT}$;

толщина полок $\delta_n \geq \frac{1}{30} b_{п} \geq 8 \text{ мм}$.

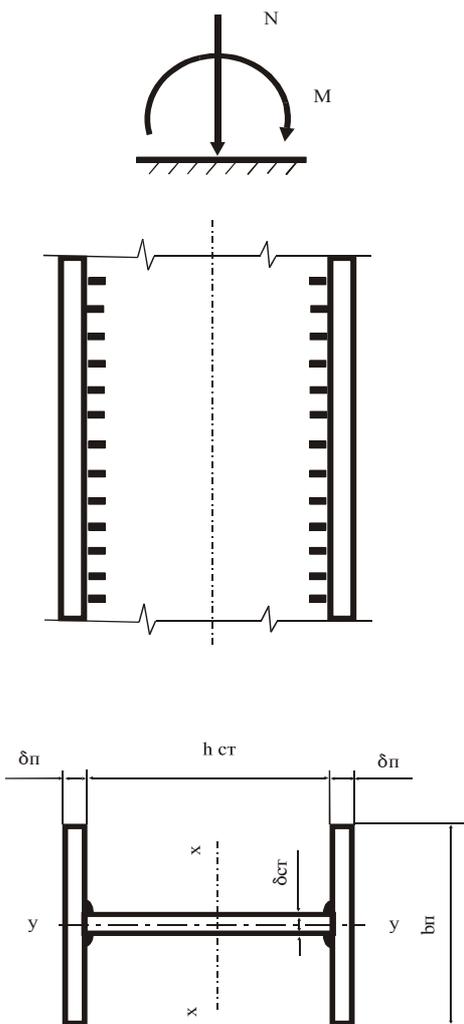


Рис 11

Соблюдение этих условий обеспечивает необходимую жесткость элементов сечения без укрепления ребрами жесткости.

При внецентренном нагружении расчет несущей способности колонны выполняют с учетом гибкости колонны в плоскости действия изгибающего момента а проверяют в перпендикулярной плоскости (из плоскости).

Такой расчет не обходим потому, что при разных значениях $\lambda_x, l_x, \lambda_y, l_y$ потеря устойчивости стержня колонны может произойти как в одной, так и в другой плоскости.

Устойчивость внецентрального сжатого стержня в плоскости действия изгибающего момента (плоскость эксцентриситета) будет обеспечена при условии

$$\sigma = \frac{N}{F\varphi_{ен}} \leq R$$

где $\varphi_{ен}$ - коэффициент снижения несущей способности стержня при внецентренном продольном изгибе, принимаемый по табл.17, в зависимости от гибкости λ в плоскости

действия момента и приведенного эксцентриситета $m_1 = m\eta$

Для двутаврового сечения (рис.11): $\lambda = \lambda_x = \frac{l_x}{r_x}$

$$m = m_1 = \frac{M_x F}{N W_x}; \eta = (1.45 - 0.003 \lambda_x) > 1.0$$

Устойчивость стержня из плоскости действия изгибающего момента, при $l_x > l_y$ и $m_k \leq 10$, проверяют по условию

$$\sigma = \frac{N}{CF\varphi_y} \leq R \quad (16)$$

где φ_y - коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл.15 в зависимости от гибкости $\lambda_y = \frac{l_y}{r_y} \leq 100$

С $\frac{\beta}{1 + \alpha m_x}$ - коэффициент влияния момента на устойчивость внецентренно сжатого стержня, в котором для симметричного двутаврового сечения $\alpha = 0.7, \beta = 1,0$

При определении m_k за расчетный момент M_x принимают наибольший момент, действующий в пределах средней трети высоты колонны, но не менее половины, расчетного момента, действующего на колонну.

Сквозные колонны

Сечение сквозной колонны, удобное для крепления балок сбоку, принимают обычно из двух швеллеров или двутавров, соединяемых планками (рис.10б).

Расчет несущей способности сквозной колонны производят по устойчивости стержня с учетом гибкости относительно материальной оси X-X и свободной y-y (рис.12а),

Для центрально нагруженной колонны, расчет устойчивости относительно материальной оси X-X выполняют аналогично сплошностенчатой колонне по условию (14), с заменой $\varphi_{мин}$ на φ_k , соответствующий гибкости $\lambda_k = 60 \dots 100$.

При расчете устойчивости относительно свободной оси y-y, расстояние между осями ветвей рекомендуется выбирать так, чтобы стержень был равноустойчив и $\varphi_y \approx \varphi_k$

Коэффициент продольного изгиба φ_y принимают по табл.5 в зависимости от величины приведенной гибкости

$$\lambda_k = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_g^2} \quad (17)$$

где $\lambda_y = \frac{l_y}{r_y}$ - гибкость всего стержня относительно оси y-y

$\lambda_g = \frac{l_g}{r_{yg}}$ - гибкость отдельной ветви

длины ветви l_g , равной расстоянию между планками.

Значения радиусов инерции r_y и r_{yg} можно принимать по табл. 6

Расчет выполняется в следующем порядке:

1. Задаются гибкостью $\lambda_x = 60 - 100$ и находят требуемую площадь сечения стержня, в соответствии с которой выбирают по сортаменту принятое сечение ветвей с соответствующими значениями:

F_B - площадь сечения; I_{yB} - момент инерции сечения,

r_x, r_{yB}, r_{xB} - радиусы инерции сечения.

2. Принимая гибкость ветви $\lambda_g = 30 \dots 40$, выбирают расстояние между планками

$$l_B = \lambda_g r_{yB}.$$

3. Принимая, $\lambda_g \approx \lambda_g$ находят $\lambda_y = \sqrt{\lambda_{np}^2 - \lambda_g^2}$

4. Определяет требуемую величину $r_y = l_y \lambda_y$ и соответственно $I_y = F r_y^2$

5. Определяют требуемое расстояние между центральными осями ветвей по формуле $a = 2 \sqrt{\frac{I_y - 2I_{yB}}{2F_g}}$ или в зависимости от r_y по табл. 16

6. проверите устойчивость отдельной ветви по условию

$$\sigma_g = \frac{N}{2F_g} \leq \varphi_g R \quad (18)$$

φ_g принимают по табл. 15 в зависимости от гибкости $\lambda_g = \frac{l_g}{r_g}$

7. Уточнив по конструктивным соображениям размеры полученного сечения производят проверку устойчивости стержня по условию 48, принимая $\varphi_{мин}$ го большей гибкости λ_x или λ_{np} определенным для окончательно принятых размеров сечения.

8. Расчет в конструирование планок. Для обеспечения достаточной жесткости колонны размера планок рекомендуется принимать:

высота планки $d = (0.5 \dots 0.75)a$;

толщина планки $\delta_{nl} = (1/10 - 1/25)$, обычно 8...12 мм;

длина планки $\delta_{nl} = a$,

Принятие размеры планок по прочности должны удовлетворять условиям

$$\sigma_{nl} = \frac{M_{nl} \sigma}{\delta_{nl} d_{nl}^2} \leq R, \quad (19)$$

$$\tau_{nl} = \frac{1.5 Q_{nl}}{\delta_{nl} d_{nl}^2} \leq R_{cp} \quad (20)$$

где $M_{пл}=0,25Ql_в$ - момент, изгибающий планку (рис.12г);

$Q_{пл}=\frac{Ql_в}{2a}$ - поперечная сила, приходящаяся на одну планку;

$Q=20F$ - условная поперечная сила, возникающая в стержне колонны при продольном изгибе.

Сварные швы, прикрепляющие планки к ветвям колонны, рассчитывают не совместное действие нормальных и касательных напряжений по условию

$$\sqrt{\sigma_{ш}^2 + \tau_{ш}^2} \leq R_y \quad (21)$$

$$\sigma_{ш} = \frac{6M_{пл}}{0,7h_{ш}d_{ш}^2}, \tau_{ш} = \frac{6M_{пл}}{0,7h_{ш}d_{ш}^2}$$

где $h_{ш}$ - толщина углового шва.

Для увеличения сопротивления колонны скручиванию рекомендуется по длине колонны в плоскости планок, на расстояниях, равных примерно 2 м, устраивать горизонтальные диафрагмы из листа, толщиной 8...12 мм.

При внецентренном нагружении размеры сечения колонны выбирают предварительно, так же как и для центрально сжатой колонны. При этом, сечение ориентируют так, чтобы плоскость действия изгибающего момента совпадала с плоскостью материальной оси X-X.

Расчет несущей способности колонны состоит из проверки общей устойчивости колонны относительно осей X-X и y-y и расчета устойчивости более нагруженной ветви.

Общая устойчивость колонны относительно оси y-y (в плоскости действия момента) будет обеспечена при условии

$$\sigma = \frac{N}{F\varphi_{ен}} \leq R \quad (22)$$

$\varphi_{ен}$ - принимает по таил.18 в зависимости от приведенной гибкости $\lambda_{пр}$ и величины относительного эксцентриситета m_y ;

$$m_y = \frac{M_y F}{N I_y} x_1,$$

x_1 - расстояние от оси y-y до оси стенки ветви.

Проверку устойчивости стержня колонны относительно оси X-X из плоскости действия момента, при $I_x < I_y$, выполняют по нормам в зависимости от величины относительного эксцентриситета m_y . При $m_y \leq 10$ по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F\varphi_x C} \quad (23)$$

φ_x - находят по табл.15 в зависимости от гибкости

$\lambda_x = \frac{l_x}{r_x}$, а коэффициент C определяют по формуле

$$C = \frac{-0.1}{1+0.6m_y}.$$

Расчет ветви выполняют по формулам (15) и (16) - как внецентренно сжатого сплошного стержня, нагруженного продольно сжимающей силой

$$N_b = N/2 + M_x/2$$

и изгибающим моментом

$$M_{b\phi} = M_b/2 = Ql_b/8; (Q=20F - \text{условная поперечная сила}).$$

Значения η при определении приведенного эксцентриситета m_1 и коэффициентов α и β принимают по нормам.

Конструкция и расчет базы колонны. Конструкцию базы колонны рекомендуется принимать по рис. 13.

Расчет базы состоит из определения размеров опорной плиты, расчета ребер жесткости (траверса).

Требуемую площадь опорной плиты определяют из условия

$$\sigma_\phi = \frac{N}{F_{нл}} \leq R_\phi \quad (24)$$

где $R_\phi = 50 \dots 70 \text{ кг/см}^2$ - сопротивление смятию бетона марки 100т 150, применяемому для фундаментов под колонны.

Толщину опорной плиты 20...40 мм определяют из условия работы плиты на изгиб под действием реактивного отпора фундамента σ_ϕ и принимают равной

$$\sigma_{нл} = \sqrt{\frac{6M_{расч}}{R}}, \quad (25)$$

$M_{расч}$ - расчетный изгибающий момент, принимаемым равным большему из моментов, определенных для участков плиты между ребрами /как для пластинок или консолей/ в зависимости от условий опирания плиты на ребра и отношения размеров рассчитываемого участка.

Для консольного участка $M_1 = 0,5 \sigma_\phi l_k^2$;

Для плиты, опертой по трем сторонам $M_2 = \alpha \sigma_\phi l_{cs}^2$;

для плиты, опертой по четырем сторонам $M_2 = \beta \sigma_\phi l_1^2$.

l_k - вылет консоли;

l_{cs} - длина свободного края участка плиты;

l_1 - длина короткой стороны участка плиты;

α и β – коэффициенты, принимаемые по табл. 9, в зависимости от условия плиты.

Ребра жесткости (траверсы) рассчитывают на изгиб - как консоли, нагруженные реактивным отпором фундамента σ_ϕ с приходящейся на них грузовой площадью.

Условия прочности ребра будут:

$$\text{по изгибающему моменту} \quad M_p \leq \frac{\delta_p h_p^2}{G} R, \quad (26)$$

$$\text{по поперечной силе} \quad Q_p \leq \delta_p h_p R_{cp}, \quad (27)$$

(δ_p и h_p - толщина и высота ребра).

Вертикальные старшие швы, прикрепляющие ребра жесткости к стержню колонны, рассчитывают на равнодействующую напряжений от изгиба и среза по условию.

$$\sqrt{\sigma_{ш}^2 + \tau_{ш}^2} \leq R_y^{cs}, \quad (28)$$

$$\sigma_{ш} = \frac{M_{ш} \sigma}{\delta_{ш} d_{ш}^2} \leq R, \quad \tau_{ш} = \frac{1.5 Q_{ш}}{\delta_{ш} d_{ш}^2} \leq R_{cp}$$

Нижние сварные швы, прикрепляющие стержень колонны к опорной плите, рассчитывают на восприятие силы N , передаваемой колонной

$$N \leq \sum l_{ш} 0.7 h_{ш} R_y^{cs} \quad (29)$$

$\sum l_{ш}$ - общая длина нижних швов, прикрепляющих стержень колонны к ребра жесткости базы к плите/.

Таблица 9

Опираемые по трем сторонам		Опираемые по четырем сторонам	
0,5	0,060	1,0	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

1,1	0,120	1,6	0,086
1,2	0,126	1,7	0,091
1,3	0,32	1,8	0,094
1,4	0,132	1,9	0,098
2,0	0,132	1,9	0,100
2,0	0,133	2,0	0,100
		2,0	0,125

В таблице:

a_1 и b_1 - размеры участка плиты, опертого по трем сторонам. (a_1 - размер свободного края), a_2 и b_2 - размеры участка плиты, опертого по четырем сторонам.

(a_2 – размер короткой стороны).

Крепление базы колонны к фундаменту осуществляют двумя или четырьмя анкерными болтами $d=20..30$ мм, с заделкой фундамент на длину $l=30d$ и устройством прямого крюка на конце.

Для пропуска болтов в плите образуют отверстия или проушины диаметром на 10...30 мм больше диаметра болтов.

После установки колонны на болты одевают шайбы толщиной 20...30 мм и заворачивают гайки, а шайбы приваривают к опорной плите.

ОГОЛОВЕК И СТЫКИ КОЛОННЫ

Конструкция оголовка зависит от способа сопряжения балок с колонной (рис.8 и 9). При опирании балок на колонну сверху, опорная плита оголовка передает опорное давление балок на стержень колонии и ребра жесткости оголовка. Толщину плиты $\delta_{пл} = 16...25$ мм принимают конструктивно.

Сварные швы, прикрепляющие опорную плиту к стержню колонии и ребрам жесткости оголовка, рассчитывают на восприятие опорного давления балок $\sum A$, по условию

$$\sum A \leq \sum l_{ш} 0.7 h_{ш} R_y^{св}, \quad (30)$$

Ребра жесткости и траверсы оголовка рассчитывают на соответствующую нагрузку от опорного давления балок, аналогично расчету ребер жесткости базы.

Стыки колонн могут быть заводские и монтажные.

Заводские стыки выполняет, как правило, прямым стыковым, швом.

Монтажные стыки многоэтажных колонн выполняют встык - с полным проваром или перекрывают ромбическими накладками с обваркой по контуру, за исключением зоны, непосредственно примыкающей к стыку, где швы не доводят до стыка на 25 мм с каждой стороны (рис.14).

При изменении сечения колонии стык выполняют по рис. 15.

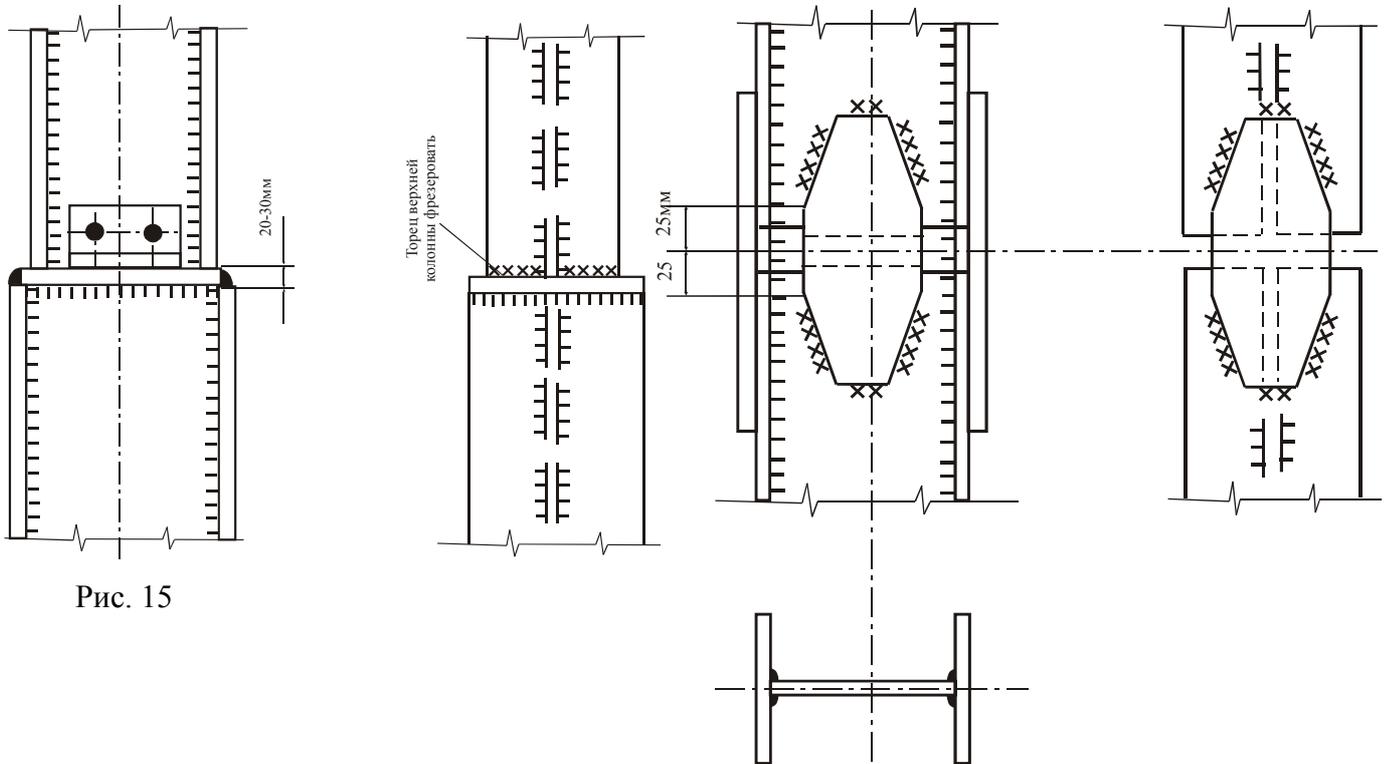


Рис. 15

Рис. 14

Рабочие чертежи стальных конструкций

На чертеже варианта стальных конструкций необходимо показывать;

1. Маркировочную схему балочной клетки.
2. Рабочий чертеж балка настала или второстепенной балки.
3. Рабочий чертеж главной балки.
4. Рабочий чертеж колонны первого атака,
5. Узлы сопряжения балок и балок с колонной,
6. Деталь сетка в маркировочную схему многоэтажной колонны.
7. Спецификацию металла и таблицу отправочных марок.
8. Условные обозначения,

Кроме этого необходимо привести примечания, дополняющие графическую часть чертежа и указания для изготовления и сборки конструкции.

1. Маркировочную /монтажную/ схему балочной клетки выполняют аналогично сборному варианту железобетонной конструкции. При этом, колонны показывают, принятым сечением, о ориентировкой сечения относительно ориентировочных осей колонн /рис.4/.

2. Второстепенную балку или балку настила показывает в основных прямоугольных проекциях /фасад и поперечный разрез/ с необходимыми для изготовления и привязка балки размерами.

3. Главную балку показывают аналогично второстепенной балке и детализацией всех элементов конструкции.

4. Чертеж колонны выполняют с детализацией стержня, базы и оголовка обычно в трех основных проекциях /фасад, вид сбоку и сечение, характеризующее план база/. При необходимости показывают дополнительные сечения и виды.

5. Узлы сопряжений балок в балках с колоннами должны полностью характеризовать принятую конструкцию и представляются обычно двумя основными проекциями фасад и вид сбоку.

Оформление чертежа, форма спецификации, таблица монтажных марок, условные обозначения и другие элементы чертежа должны: быть выполнены в соответствии с указаниями, приведенными в приложении А “Указания к выполнению рабочих чертежей элементов стальных конструкций”

Пример оформления чертежей колонны и главной балки и приведены в приложении Д.

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Методические указания к выполнению расчетно-графической работы по курсу “Строительные конструкции” Ч.1 (для студентов специальности 7.090303 «Шахтное и подземное строительство»)/ Сост.: С.В. Борщевский, С.Н. Рева, В.И. Каменец, А.М. Самедов, В.Б. Волошин, Я.В. Буланенков / Под общей редакцией Борщевского С.В.- Донецк: ДонНТУ 2004-36с.
2. И.В.Баклашов, В.Н.Борисов. Проектирование и строительство горнотехнических зданий и сооружений. Часть 1. Строительные конструкции зданий и сооружений. – М.: Недра, 1990, 289 с.
3. Л.Е.Линович. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. – Киев: Будівельник, 1972. - 664 с.
4. Екельчик М.С., Машек А.А. и др. Справочник строителя. Изд.2-е, перераб. и доп. Киев, “Будівельник”, 1979.- 536 с.
5. Куликов Ю.Н., Максимов А.П. Проектирование и строительство горнотехнических зданий и сооружений. Учеб. для вузов / Под ред. И.В. Баклашова. – М.: Недра, 1991. – 264 .
6. Максимов А.П. Горнотехнические здания и сооружения. - М.: Недра, 1984. – 263с.
7. В.В.Белый «Справочник инженера шахтостроителя под редакцией В.В.Белого» 2 тома М.1983г.
8. Кузнецов П.А. Горнотехнические здания и сооружения./Учеб. пособие для студентов специальности «Строительство подземных сооружений и шахт», М., 1975. – 47с.
9. Методические рекомендации по составлению курсового проекта на тему «Проектирование четырехстоечного стального надшахтного копра и определение расчетных нагрузок»/ (для студентов специальности 0904 дневной и заочной форм обучения)/ Сост. Кубышкин А.А.- Донецк, ДПИ, 1978 – 47с.
10. В.И.Павленко, С.Г.Страданченко, А.А. Шубин. Технология строительства горнотехнических зданий и сооружений: учеб. пособие/Шахтинский институт ЮРГТУ. – Новочеркасск:ЮРГТУ, 2005- 199с.
11. А.М.Овечкин, Р.Л.Маилян. Строительные конструкции. – М.: Стройиздат, 1974. – 487 с.
12. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. – М.: Стройиздат, 1986.
13. СНиП II-15-74. Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования. М., Стройиздат, 1975.
14. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. М., Стройиздат, 1980 – 776с

УКАЗАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ РАБОЧИХ ЧЕРТЕЖЕЙ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Условные обозначения.

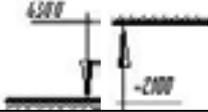
В чертежах стальных конструкций зданий и сооружений приняты следующие условные обозначения:

1. Прокатные профили в надписях, спецификациях, таблицах и схематических чертежах (см. табл. А.1):

Таблица А.1

Условные обозначения в чертежах стальных конструкций зданий и сооружений

<i>Наименование</i>	<i>Знак</i>	<i>Надпись</i>
1	2	3
Прокатные профили		
Угловая сталь		100x100x10
Балки двутавровые		I14a
Швеллеры		C20
Тавры		100x100
Круглая сталь		Ø20
Полоса, лист		-100x10
Отверстия для болтов		
Круглое отверстие		
Овальное отверстие		
Болты		
Постоянный болт		
Временный болт		
В разрезах и боковых проекциях		
Сварные соединения (заводские)		
Стыковый шов (с указанием обработки кромок деталей)		
V-образная обработка кромок деталей		
X-образная обработка кромок деталей		
K-образная обработка кромок деталей		
Угловой шов сплошной видимый		

1	2	3
Угловой шов сплошной, невидимый		
Угловой шов сплошной с обеих сторон		
Угловой шов сплошной прерывистый видимый		
Угловой шов сплошной прерывистый невидимый		
Монтажные швы		
Другие обозначения		
Отметки (уровни) плоскостей		
Линии симметрии		

ПРИМЕЧАНИЕ. Размеры отверстий, заклепок, болтов и швов указываются у изображения только при их отличии от преобладающих на данном листе чертежа, которые оговариваются в примечании к чертежу. Размеры срезки угла детали и направление наклонных линий обозначается треугольником, стороны которого параллельны соответствующим линиям обреза или геометрической схемы.

Изображение элементов.

1. Элементы конструкций в рабочих чертежах изображаются только в прямоугольных проекциях. При этом, основная проекция элемента должна соответствовать его рабочему положению в сооружении.

Дополнительные проекции даются только в том случае, когда это необходимо для ясности чертежа и располагаются как показано на рис. А.1: вид сверху располагается над основной проекцией, вид слева – слева от основной проекции, вид справа – справа от основной проекции, вид снизу помещается под основной проекцией.

При таком расположении проекции не сопровождаются надписями и стрелками. При смещении проекций или приведении дополнительных

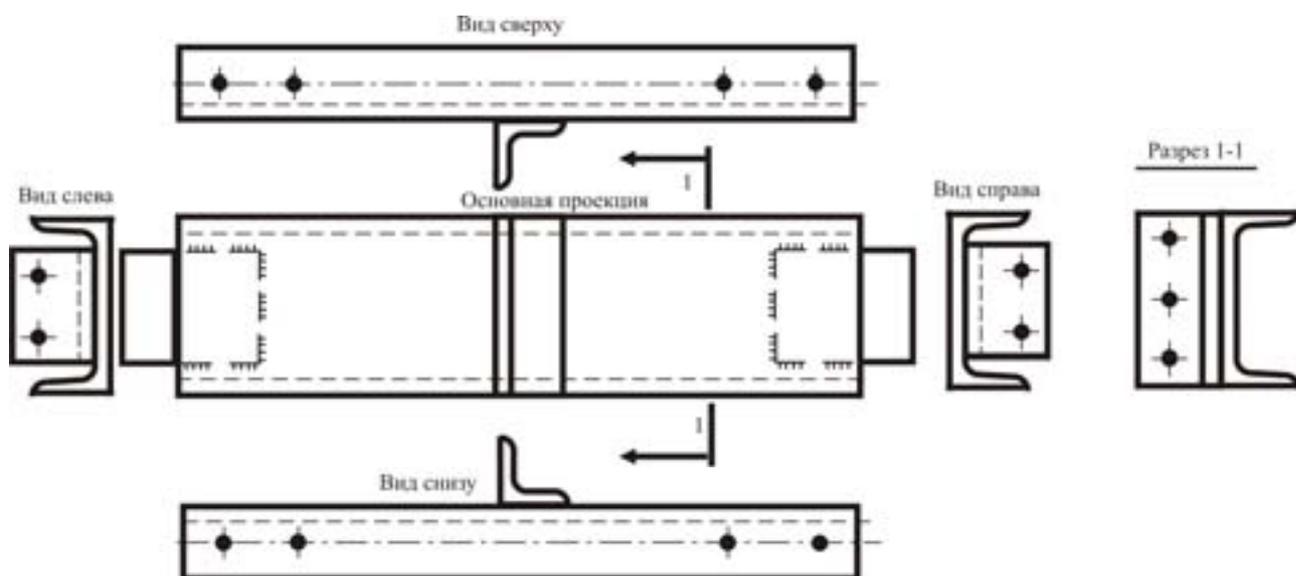


Рис. А.1. Расположения дополнительных проекций на рабочих чертежах

проекций в виде разрезов или видов последние сопровождаются надписями, например, «Разрез I–I» и т.п.

2. Во всех проекциях видимые детали изображаются сплошными, а невидимые – штриховыми линиями. При этом изображаются только те грани невидимых деталей, которые непосредственно прилегают к изображаемой (видимой) плоскости. Обрыв конструкции указывается сплошной тонкой линией с изломами.

3. Однотипные элементы конструкции, имеющие вследствие небольших отклонений (равные длины, дополнительные отверстия, детали и т.п.) различные марки, разрешается изображать совместными, с указанием для изготовления и сборки каждой марки их отличий как показано на рис. А.2.

Зеркальные элементы выполняются также совмещенными. При этом у обозначения зеркальной марки в скобках указывается марка относительно которой она является зеркальной (рис. А.3).

4. Элементы конструкций, отличающиеся между собой отдельными частями, разрешается изображать, как показано на рис. А.4. Одна из сходных марок изображается полностью, а для остальных приводятся только части, отличающие данную марку от изображенной.

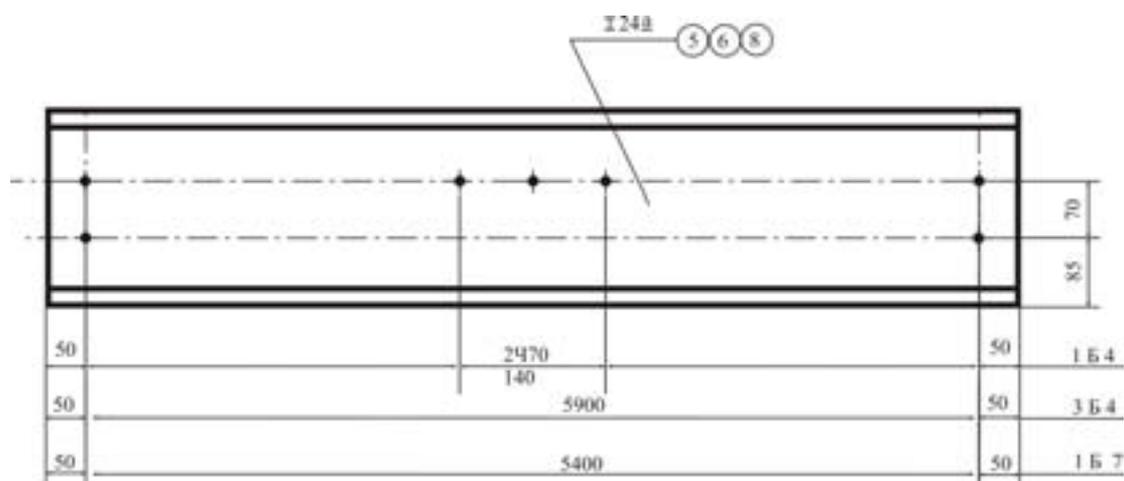


Рис. А.2. Изображение на рабочих чертежах однотипных элементов



Рис. А.3. Изображение на рабочих чертежах зеркальных элементов

Совмещение частично изображенной марки с изображенной полностью производится с помощью флажков, которые должны быть связаны размерами с характерными точками марок. Симметричные элементы изображают до оси симметрии (рис. А.5).

5. Изображение каждого элемента должно сопровождаться простановкой размеров в количестве, необходимом для безошибочного изготовления и монтажа конструкций. Обычно каждый размер должен повторяться два-три раза.

6. Размерные линии рекомендуется располагать вне контура изображения и заканчивать засечками или стрелками, упирающимися в выносные линии. Значение размера пишется над размерной линией.

7. Цепочки поперечных размеров замыкаются только в составных клепаных элементах при этом ряд одинаковых размеров рекомендуется указывать в виде произведения, например, $4 \times 70 = 280$ (рис. А.6). В прокатных и

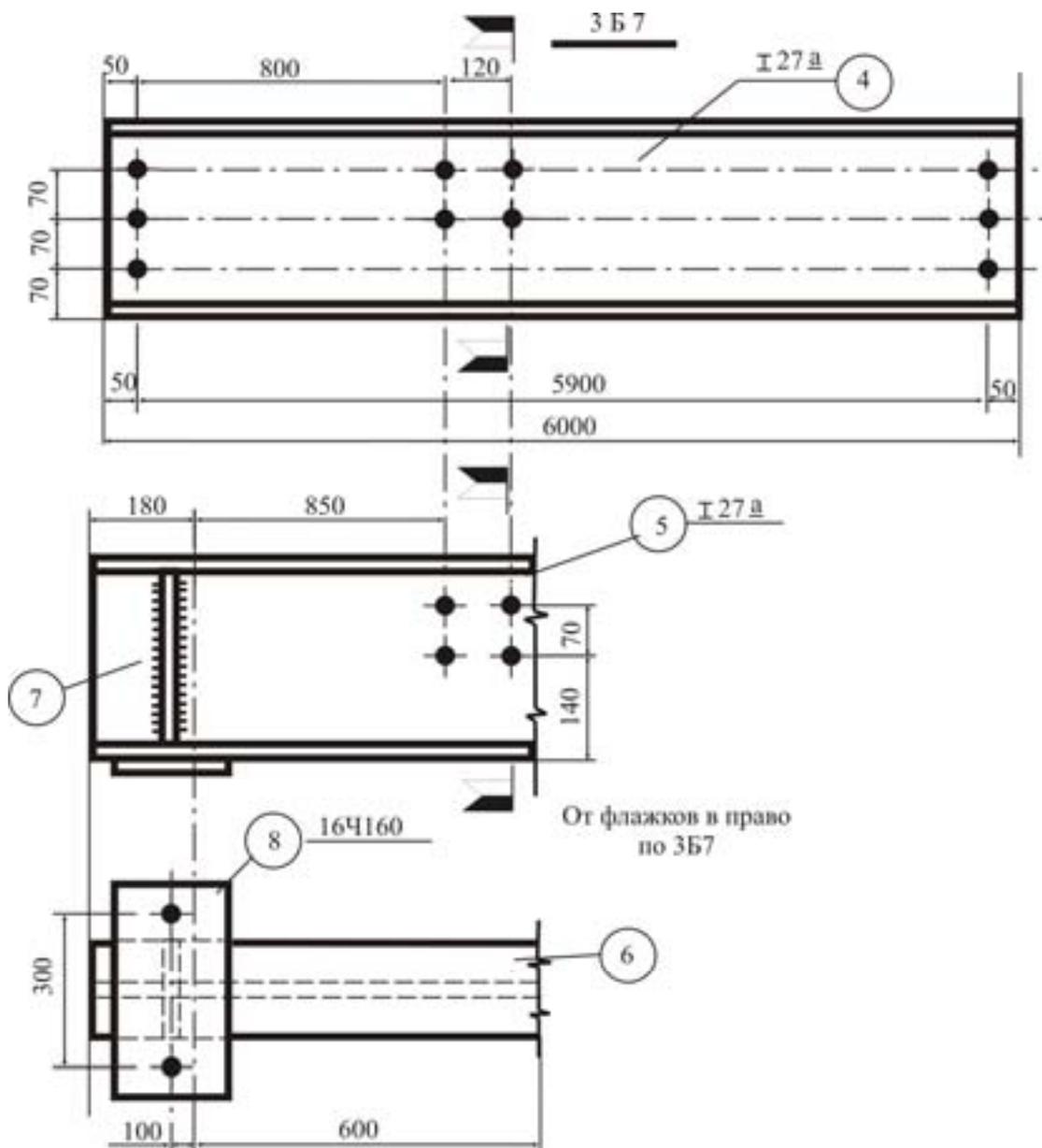


Рис. А.4. Изображение на рабочих чертежах сходных элементов

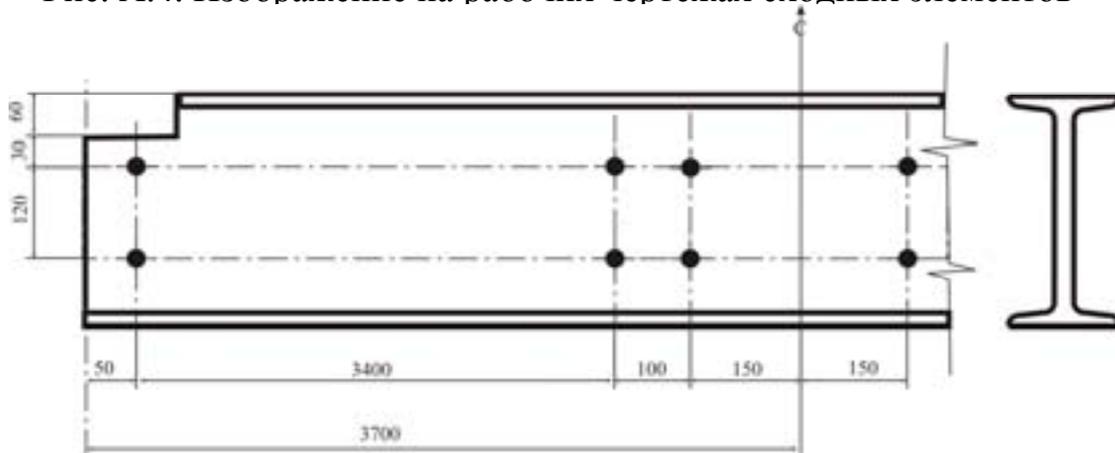


Рис. А.5. Изображение на рабочих чертежах совмещения частично изображенной марки с изображенной полностью

сварных элементах цепочки поперечных размеров не замыкаются и

привязываются только к той полке, уровень которой должен быть выдержан в сооружении (рис. А.7).

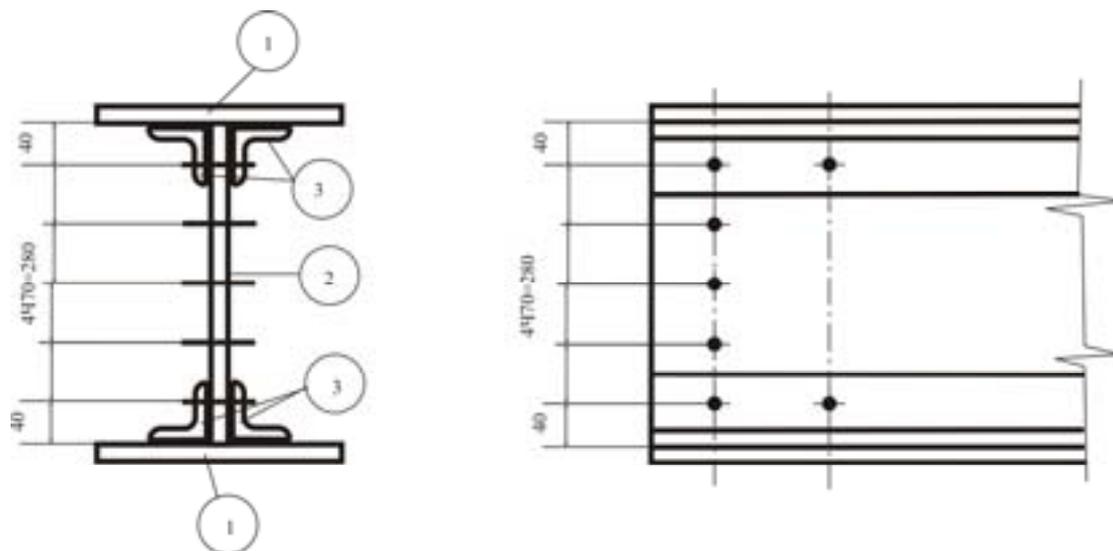


Рис. А.6. Изображение цепочек поперечных размеров составных клепаных элементов

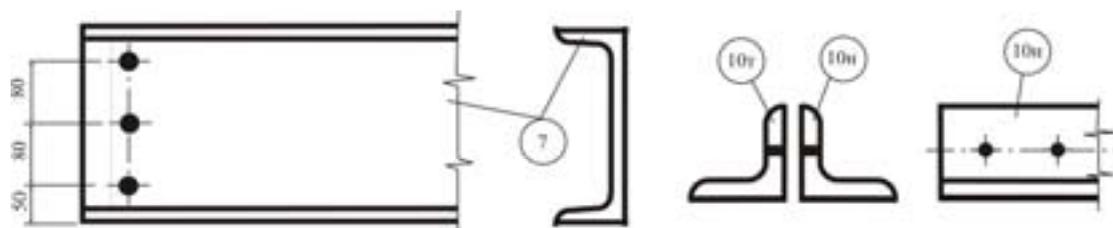


Рис. А.7. Изображение цепочек поперечных размеров прокатных и сварных элементов

8. Преобладающие на данном чертеже обрезы (расстояния от торца или кромки детали до первой дыры или заклепки) на листе не проставляются, а оговариваются в примечании. Обрезы, отличающиеся от принятых на листе, проставляются как обычные размеры.

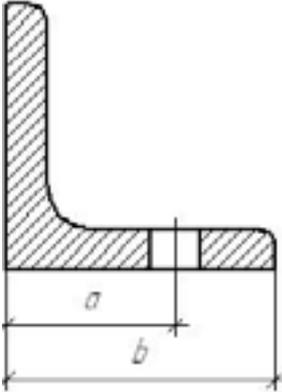
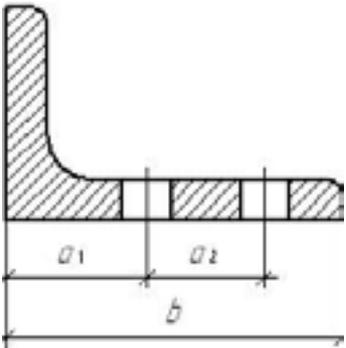
9. Все детали, составляющие отправочный элемент (марку), обозначаются порядковыми числами в кружках, соединяемых волнистой линией с деталью. Парные детали (взаимно зеркальные) обозначаются дополнительно индексом «т» (такая) и «н» (обратная). Например, 10т 10н (см. рис. А.7).

10. Рабочие чертежи отправочных элементов сплошностенчатых конструкций выполняются в масштабе 1:10 или 1:15.

РИСКИ ПРОКАТНЫХ ПРОФИЛЕЙ

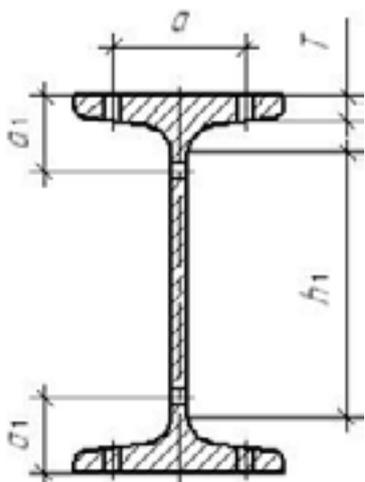
Таблица Б.1

Риски уголков

	b, мм	a ₁ , мм	a ₂ , мм	Рекомендуемый диаметр отверстия
		35	20	—
	40	25	—	12
	45	25	—	14
	50	30	—	17
	60	35	—	17...20
	65	35	—	17...20
	75	45	—	20
	80	50	—	20...23
	90	50	—	20...23
	100	60	—	20...23
	120	65	—	20...23
	130	65	—	20...23
		50	50	20...23
	150	60	60	20
		65	50	20...26
	180	70	70	20...26
	200	75	80	20...26

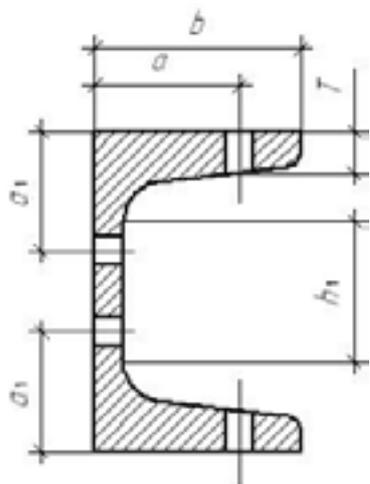
Риски двутавров

Номер профиля	Полка			Стенка		
	а, мм	Т, мм	Рекомендуемый диаметр отверстия	а ₁ , мм	h ₁ , мм	Рекомендуемый диаметр отверстия
10	36	8	12	40	71	17
12	42	9	12	41	88	17
14	44	9	12	42	105	17
16	44	10	14	44	122	17
18	44	10,5	17	45	140	17
20 а,б	54	11	17	47	158	17
22 а,б	54	12	17	48	175	17
24 а,б	64	13	20	54	192	20
27 а,б	64	14	20	56	219	20
30 а,б,с	64	15	20	57	247	20
33 а,б,с	74	15	20	58	275	20
36 а,б,с	74	16	23	64	302	23
40 а,б,с	84	17	23	65	339	23
45 а,б,с	84	19	23	67	385	23
50 а,б,с	94	20	23	70	430	23
55 а,б,с	104	21	23	72	476	23
60 а,б,с	104	22	23	73	523	23



Риски швеллеров

Номер профиля	Полка			Стенка		
	а, мм	Т, мм	Рекомендуемый диаметр отверстия	h ₁ , мм	а ₁ , мм	Рекомендуемый диаметр отверстия
5	–	–	–	20	–	–
6,5	–	–	10	33	32	17
8	25	8	14	46	35	17
10	28	8	14	64	40	17
12	30	9	17	81	45	17
14	35	9	17	98	47	17
16 а,б	35	10	20	116	50	20
18 а,б	40	10	20	134	53	20
20 а,б	45	11	20	152	54	20
22 а,б	45	11	20	169	55	20
24 а,б,с	50	12	20	187	56	20
27 а,б,с	50	12	20	215	62	20
30 а,б,с	50	13	23	241	64	23
33 а,б,с	50	13	23	268	66	23
36 а,б,с	50	16	23	290	70	23
40 а,б,с	50	18	23	322	74	23



СОРТАМЕНТ ПРОКАТНЫХ ПРОФИЛЕЙ

Таблица В.1

Двутавр с непараллельными гранями полок ГОСТ 8239-72

	Наименование профиля	Высота, h, мм	Ширина, b, мм	Толщина а, d, мм	Толщина а, t, мм	Радиус, R, мм	Радиус, r, мм	Площадь, А, см ²	Удельная масса, кг/м	Момент инерции, I _x , см ⁴	Момент	Момент
											сопротивления полусечения, S _x , см ³	инерции, I _y , см ⁴
	10	100	55	4,5	7,2	7	0	12	9,46	198	23	17,9
	12	120	64	4,8	7,3	7	0	14,7	11,5	350	33,7	27,9
	14	140	73	4,9	7,5	8	0	17,4	13,7	572	46,8	41,9
	16	160	81	5	7,8	8,5	0	20,2	15,9	873	62,3	58,6
	18	180	90	5,1	8,1	9	0	23,4	18,4	1290	81,4	82,6
	18a	180	100	5,1	8,3	9	0	25,4	19,9	1430	89,8	114
	20	200	100	5,2	8,4	9,5	0	26,8	21	1840	104	115
	20a	200	110	5,2	8,6	9,5	0	28,9	22,7	2030	114	155
	22	220	110	5,4	8,7	10	0	30,6	24	2550	131	157
	22a	220	120	5,4	8,9	10	0	32,8	25,8	2790	143	206
	24	240	115	5,6	9,5	10,5	0	34,8	27,3	3460	163	198
	24a	240	125	5,6	9,8	10,5	0	37,5	29,4	3800	178	260
	27	270	125	6	9,8	11	0	40,2	31,5	5010	210	250
	27a	270	135	6	10,2	11	0	43,2	33,9	5500	229	337
	30	300	135	6,5	10,2	12	0	46,5	36,5	7080	268	337
	30a	300	145	6,5	10,7	12	0	49,9	39,2	7780	282	436
	33	330	140	7	11,2	13	0	53,8	42,2	9840	339	419
	36	360	145	7,5	12,3	14	0	61,9	48,6	13380	423	516
	40	400	155	8,3	13	15	0	72,6	57	19062	545	667
	45	450	160	9	14,2	16	0	84,7	66,5	27696	708	808
	50	500	170	10	15,2	17	0	100	78,5	39727	919	1043
	55	550	180	11	16,5	18	0	118	92,6	55962	1181	1356
	60	600	190	12	17,8	20	0	138	108	76806	1491	1725
	65	650	200	12	19,2	22	0	153	120,105	101400	0	2170
	70	700	210	13	20,8	24	0	176	138,16	134600	0	2730
	70a	700	210	15	24	24	0	202	158,57	152700	0	3240

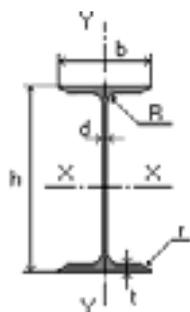


Таблица В.2

Тавр с непараллельными гранями полок ГОСТ 8239-72

Наименование профиля	Высота, h, мм	Ширина, b, мм	Толщина а, t, мм	Толщина а, d, мм	Радиус, R, мм	Радиус, r, мм	Площадь б, А, см ²	Удельная масса, кг/м	Расстояние у, см	Момент инерции, I _x , см ⁴	Момент инерции, I _y , см ⁴
1/2 от двут, 10	50	55	4,5	7,2	7	0	6	4,73	1,17	11	8,95
1/2 от двут, 12	60	64	4,8	7,3	7,5	0	7,35	5,75	1,42	20,8	13,95
1/2 от двут, 14	70	73	4,9	7,5	8	0	8,7	6,85	1,62	34,2	20,95
1/2 от двут, 16	80	81	5	7,8	8,5	0	10,1	7,95	1,83	52	29,3
1/2 от двут, 18	90	90	5,1	8,1	9	0	11,7	9,2	2,04	78,3	41,3
1/2 от двут, 18а	90	100	5,1	8,3	9	0	12,7	9,95	1,93	80,2	57
1/2 от двут, 20	100	100	5,2	8,4	9,5	0	13,4	10,5	2,24	113	57,5
1/2 от двут, 20а	100	110	5,2	8,6	9,5	0	14,45	11,35	2,11	116	77,5
1/2 от двут, 22	110	110	5,4	8,7	10	0	15,3	12	2,44	154	78,5
1/2 от двут, 22а	110	120	5,4	8,9	10	0	16,4	12,9	2,28	148	103
1/2 от двут, 24	120	115	5,6	9,5	10,5	0	17,4	13,65	2,63	202	99
1/2 от двут, 24а	120	125	5,6	9,8	10,5	0	18,75	14,7	2,51	211	130
1/2 от двут, 27	135	125	6	9,8	11	0	20,1	15,75	3,05	310	130
1/2 от двут, 27а	135	135	6	10,2	11	0	21,6	16,95	2,9	323	168,5
1/2 от двут, 30	150	135	6,5	10,2	12	0	23,25	18,25	3,47	449	168,5
1/2 от двут, 30а	150	145	6,5	10,7	12	0	24,95	19,6	3,3	475	218
1/2 от двут, 33	165	140	7	11,2	13	0	26,9	21,1	3,9	650	209,5
1/2 от двут, 36	180	145	7,5	12,3	14	0	30,95	24,3	4,33	906	258
1/2 от двут, 40	200	155	8,3	13	15	0	37,7	29,2	5,03	1260	482,3
1/2 от двут, 45	225	160	9	14,2	16	0	43,8	34,4	5,83	1940	528,3
1/2 от двут, 50	250	170	10,6	15,2	17	0	49,2	38,6	6,72	2870	628,4
1/2 от двут, 55	275	180	11	16,5	18	0	58,3	45,8	7,6	4344	804,9
1/2 от двут, 60	300	190	12	17,8	20	0	67,68	53,1	8,39	6052	1019,6

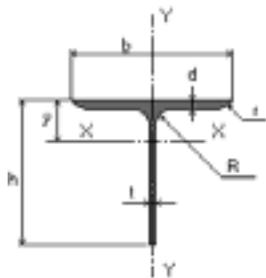


Таблица В.3

Швеллер с уклоном внутренних граней полок ГОСТ 8240-72

Наименование профиля	Высота, h, мм	Ширина, b, мм	Толщина, d, мм	Толщина, t, мм	Радиус, R, мм	Радиус, r, мм	Площадь, A, см ²	Удельная масса, кг/м	Момент инерции, I _x , см ⁴	Момент сопротивления полусечения, S _x , см ³	Момент инерции, I _y , см ⁴
5	50	32	4,4	7	6	0	6,16	4,84	22,8	5,59	5,6
6,5	65	36	4,4	7,2	6	0	7,51	5,9	48,6	9	9,7
8	80	40	4,5	7,4	6,5	0	8,98	7,05	89,4	13,3	12,8
10	100	46	4,5	7,6	7	0	10,9	8,59	174	20,4	20,4
12	120	52	4,8	7,8	7,5	0	13,3	10,4	304	29,6	31,2
14	140	58	4,9	8,1	8	0	15,6	12,3	491	40,8	45,4
14a	140	62	4,9	8,7	8	0	17	13,3	545	45,1	57,5
16	160	64	5	8,4	8,5	0	18,1	14,2	747	54,1	63,3
16a	160	68	5	9	8,5	0	19,5	15,3	823	59,4	78,8
18	180	70	5,1	8,7	9	0	20,7	16,3	1090	69,8	86
18a	180	74	5,1	9,3	9	0	22,2	17,4	1190	76,1	105
20	200	76	5,2	9	9,5	0	23,4	18,4	1520	87,8	113
20a	200	80	5,2	9,7	9,5	0	25,2	19,8	1670	95,9	139
22	220	82	5,4	9,5	10	0	26,7	21	2110	110	151
22a	220	87	5,4	10,2	10	0	28,8	22,6	2330	121	187
24	240	90	5,6	10	10,5	0	30,6	24	2900	139	208
24a	240	95	5,6	10,7	10,5	0	32,9	25,8	3180	151	254
27	270	95	6	10,5	11	0	35,2	27,7	4160	178	262
30	300	100	6,5	11	12	0	40,5	31,8	5810	224	327
33	330	105	7	11,7	13	0	46,5	36,5	7980	281	410
36	360	110	7,5	12,6	14	0	53,4	41,9	10820	350	513
40	400	115	8	13,5	15	0	61,5	48,3	15220	444	642

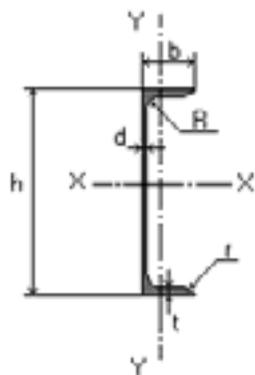


Таблица В.4

Уголок равнополочный ГОСТ 8509-86

	Наименование профиля	Ширина, b, мм	Толщина, t, мм	Радиус, R, мм	Радиус, r, мм	Площадь, A, см ²	Момент инерции, I _x , см ⁴	Момент инерции наименьш ий, I _y , см ⁴	Расстояни е z ₀ , см	Удельная масса, кг/м
	50 x 50 x 3	50	3	5,5	1,8	2,96	7,11	2,95	1,33	2,32
	50 x 50 x 4	50	4	5,5	1,8	3,89	9,21	3,8	1,38	3,05
	50 x 50 x 5	50	5	5,5	1,8	4,8	11,2	4,63	1,42	3,77
	75 x 75 x 5	75	5	9	3	7,39	39,53	16,41	2,02	5,8
	75 x 75 x 6	75	6	9	3	8,78	46,57	19,28	2,06	6,89
	75 x 75 x 7	75	7	9	3	10,15	53,34	22,07	2,1	7,96
	75 x 75 x 8	75	8	9	3	11,5	59,84	24,8	2,15	9,02
	75 x 75 x 9	75	9	9	3	12,83	66,1	27,48	2,18	10,07
	100 x 100 x 8	100	8	12	4	15,6	147,19	60,92	2,75	12,25
	100 x 100 x 10	100	10	12	4	19,24	178,95	74,08	2,83	15,1
	100 x 100 x 12	100	12	12	4	22,8	208,9	86,84	2,91	17,9
	100 x 100 x 14	100	14	12	4	26,28	237,15	99,32	2,99	20,63
	100 x 100 x 16	100	16	12	4	29,68	263,82	111,61	3,06	23,3
	125 x 125 x 8	125	8	14	4,6	19,69	294,36	121,98	3,36	15,46
	125 x 125 x 9	125	9	14	4,6	22	327,48	135,88	3,4	17,3
	125 x 125 x 10	125	10	14	4,6	24,33	359,82	148,59	3,45	19,1
	125 x 125 x 12	125	12	14	4,6	28,89	422,23	174,43	3,53	22,68
	125 x 125 x 14	125	14	14	4,6	33,37	481,76	199,62	3,61	26,2
	125 x 125 x 16	125	16	14	4,6	37,77	538,56	224,29	3,68	29,65
	50 x 50 x 3	50	3	5,5	1,8	2,96	7,11	2,95	1,33	2,32
	50 x 50 x 4	50	4	5,5	1,8	3,89	9,21	3,8	1,38	3,05
	50 x 50 x 5	50	5	5,5	1,8	4,8	11,2	4,63	1,42	3,77
	75 x 75 x 5	75	5	9	3	7,39	39,53	16,41	2,02	5,8
	75 x 75 x 6	75	6	9	3	8,78	46,57	19,28	2,06	6,89
	75 x 75 x 7	75	7	9	3	10,15	53,34	22,07	2,1	7,96
	75 x 75 x 8	75	8	9	3	11,5	59,84	24,8	2,15	9,02

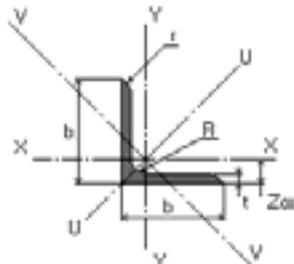


Таблица В.5

Уголок неравнополочный ГОСТ 8510-86

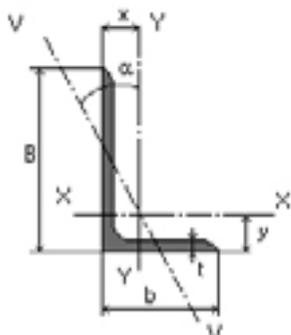
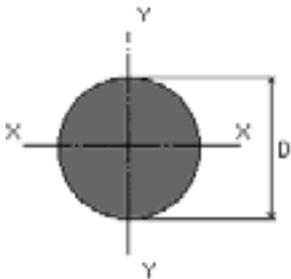
	Наименование профиля	Высота, В, мм	Ширина а, b, мм	Толщина, t, мм	Радиус, R, мм	Радиус, r, мм	Площадь, А, см ²	Момент инерции, I _x , см ⁴	Момент инерции, I _y , см ⁴	Расстояние x, см	Расстояние y, см	Момент инерции наименьший, I _v , см ⁴	Tg(a)	Удельная масса, кг/м
	50 x 32 x 4	50	32	4	5,5	1,8	3,17	7,98	2,56	0,76	1,65	1,52	0,401	2,4
75 x 50 x 5	75	50	5	8	2,7	6,11	34,81	12,47	1,17	2,39	7,24	0,436	4,79	
90 x 56 x 6	90	56	6	9	3	8,54	70,58	21,22	1,28	2,95	12,7	0,384	6,7	
100 x 63 x 7	100	63	7	10	3,3	11,09	112,86	34,99	1,46	3,28	20,83	0,392	8,7	
125 x 80 x 8	125	80	8	11	3,7	15,98	255,62	80,95	1,84	4,05	48,82	0,406	12,58	
125 x 80 x 10	125	80	10	11	3,7	19,7	311,61	100,47	1,92	4,14	59,33	0,404	15,47	

Таблица В.6

Сталь горячекатанная круглая ГОСТ 2590-88

	Наименование профиля	Высота, h, мм	Удельная масса, кг/м
	5	5	0,154
10	10	0,616	
15	15	1,39	
20	20	2,47	
30	30	5,55	
40	40	9,86	
50	50	15,42	
75	75	34,68	
100	100	61,65	
125	125	96,33	
150	150	138,72	
200	200	246,62	
250	250	385,34	

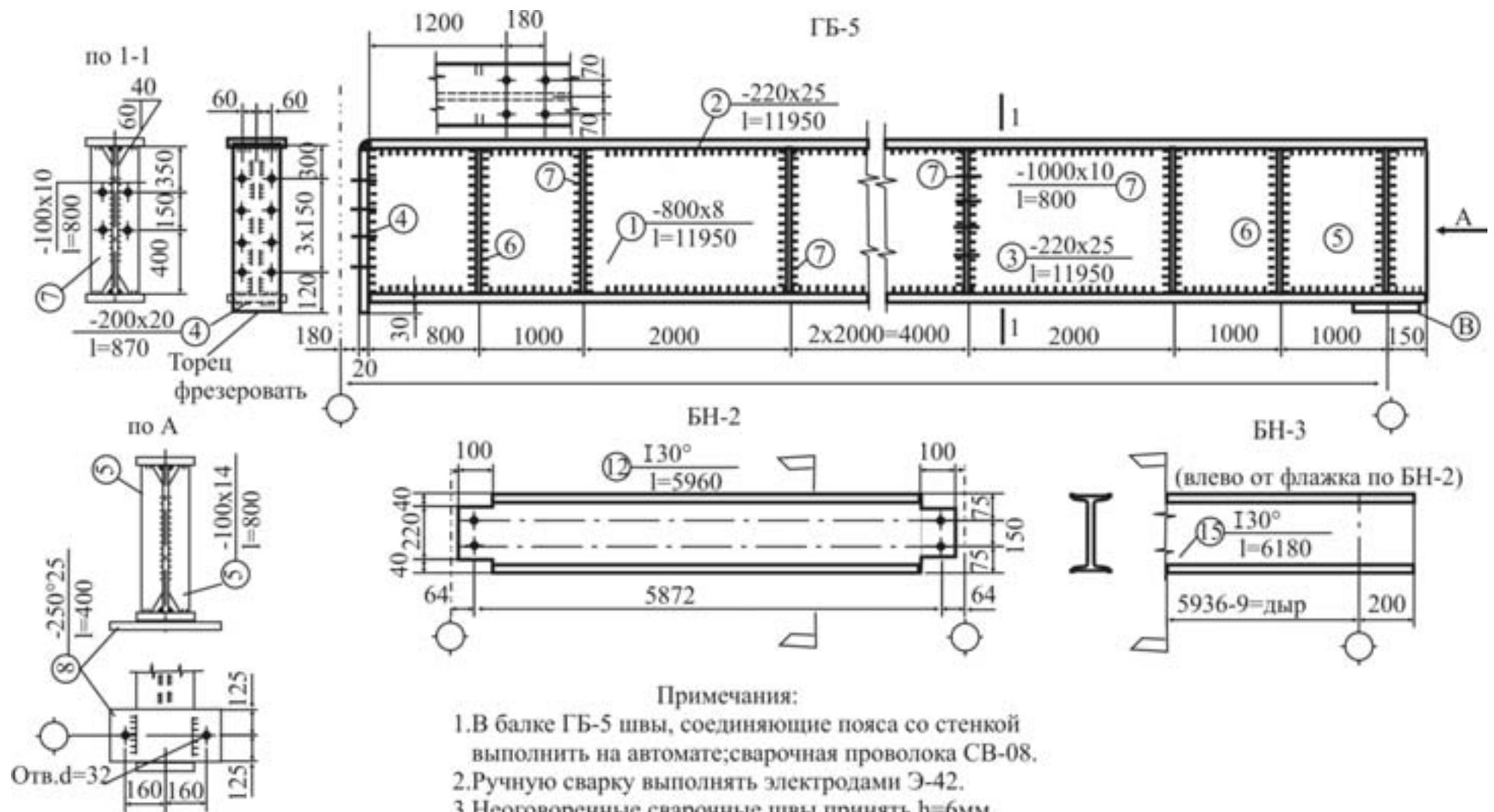


Рис. Д.2. Пример оформления чертежа главной балки

Содержание

ВВЕДЕНИЕ	4
ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О РАБОТЕ	5
I. Выбор сетки колонн и схемы балочной клетки	6
2. Расчет и конструирование балки настила	6
3. Расчет и конструирование главной балки	8
4. Расчет и конструирование второстепенной балки	13
5. Расчет и конструирование узлов сопряжения балок и балок с колоннами	13
6. Расчет и конструирование колонн	18
МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ	49

УЧЕБНОЕ ИЗДАНИЕ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
к выполнению расчетно-графической работы по курсу
«Строительные конструкции»
Часть 2
Расчет металлических конструкций

Составители:

Сергей Васильевич Борщевский
Иван Владимирович Купенко
Константин Николаевич Лабинский
Ольга Игоревна Рублёва
Альберт Юрьевич Прокопов
Александр Алексеевич Ткач
А.М. Самедов
Эдуард Викторович Фесенко
Сергей Юрьевич Галечко

Подписано к печати 15.03.2006. Формат 60x84 1/16. Усл. печ. л. 2,95.

Печать лазерная. Заказ № 64. Тираж 100 экз.

Отпечатано в типографии 000 «Норд Компьютер» на цифровых лазерных издательских комплексах Rank Xerox DocuTech 135 и DocuColor 2060. Адрес: г. Донецк, б. Пушкина, 23. Телефон: (062) 337-43-06