

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Под редакцией А. Б. Шурина

*Допущено Министерством образования Республики Беларусь в качестве
учебного пособия для студентов учреждений высшего образования
по специальности «Промышленное и гражданское строительство»*

Брест 2020

УДК 624.014(075.8)
ББК 38.54я73
М54

Рецензенты: главный научный сотрудник Государственного предприятия «Институт жилища-НИПТИС им. Атаева С.С.», д.т.н., профессор, заслуженный деятель науки Республики Беларусь **Т. М. Пецольд**;
доцент кафедры «Промышленное и гражданское строительство» Межгосударственного учреждения высшего профессионального образования «Белорусско-Российский университет», к.т.н., доцент **В. С. Михальков**

М54 **Металлические конструкции** / А. Б. Шурин [и др.] ; под ред. А. Б. Шурина. – Брест: Издательство БрГТУ, 2020. – 177 с.
ISBN 978-985-493-493-8

Настоящее пособие составлено в соответствии требованиями ЕВРОКОДОВ, стандартов Республики Беларусь и межгосударственных стандартов, а также методических материалов по расчету и проектированию металлических конструкций, действующих на территории Республики Беларусь по состоянию на 01 марта 2020 года. Приведены основные сведения о сталях, общие положения и примеры расчета и конструирования стальных конструкций.

Для студентов строительных специальностей высших учебных заведений, инженерно-технических работников проектных и научно-исследовательских организаций, занимающихся проектированием и освидетельствованием технического состояния стальных конструкций зданий и сооружений

УДК 624.014(075.8)
ББК 38.54я73

ISBN 978-985-493-493-8

© Коллектив авторов, 2020
© Издательство БрГТУ, 2020

ОГЛАВЛЕНИЕ

	<u>Стр.</u>
Введение	6
Обозначения	8
Глава 1. Общие вопросы расчета металлических конструкций.	
Стали и их характеристики	11
1.1 Стали и их характеристики	11
1.1.1 Номинальные значения предела текучести f_y и предела прочности на растяжение (временного сопротивления) f_u горячекатаной конструкционной стали по EN 10025, EN 10210-1, EN 10219-1	11
1.1.2 Номинальные значения предела текучести f_y и предела прочности (временного сопротивления) f_u стали при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополочного универсального и фасонного проката по ГОСТ 27772-88	12
1.1.3 Номинальные значения предела текучести f_y и предела прочности (временного сопротивления) f_u стали при растяжении, сжатии и изгибе круглых труб	13
1.1.4 Номинальные значения предела текучести f_y и предела прочности (временного сопротивления) f_u стали при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополочного универсального и фасонного проката по ГОСТ 27772-2015	14
1.1.5 Требования к пластичности стали	15
1.1.6 Расчетные значения физических характеристик материалов	15
1.2 Частные коэффициенты γ_m	16
1.3 Рекомендуемые значения коэффициента условий работы γ_c	16
1.4 Условные обозначения осей элементов	14
1.5 Классификация поперечных сечений	18
Глава 2. Сопротивление элементов и поперечных сечений	21
2.1 Сопротивление поперечных сечений (проверки прочности)	21
2.1.1 Общие положения	21
2.1.2 Площадь поперечного сечения нетто A_{net}	21
2.1.3 Центральное растяжение	22
2.1.4 Центральное сжатие (прочность)	22
2.1.5 Изгиб	23
2.1.6 Сдвиг	23
2.1.7 Изгиб и сдвиг	24
2.1.8 Осевое усилие и изгиб	24
2.2 Сопротивление элементов (проверки устойчивости)	25
2.2.1 Центально-сжатые элементы постоянного сечения	25
2.2.2 Изгибаемые элементы постоянного сечения	28
2.2.3 Сжато-изгибаемые (внецентренно-сжатые) элементы постоянного сечения	32
2.3 Определение критической сжимающей силы	35
2.3.1 Критическая сила плоской формы потери устойчивости центрально-сжатого стержня	35
2.3.2 Критическая сила по крутильной форме потери устойчивости центрально-сжатого стержня	35
2.3.3 Критическая сила по изгибно-крутильной форме потери устойчивости центрально-сжатого стержня	36
2.4 Определение критического изгибающего момента	36
2.5 Предельные гибкости	41

	<u>Стр.</u>
2.5.1 Предельные гибкости сжатых элементов	41
2.5.2 Предельные гибкости растянутых элементов	42
2.6 Расчетные длины	43
2.6.1 Коэффициенты μ для определения расчетных длин колонн и стоек постоянного сечения	43
2.6.2 Расчетные длины элементов стальных конструкций	43
Примеры расчета и конструирования изгибаемых элементов	44
Пример 2.1. Подбор сечения прокатной балки	44
Пример 2.2. Подбор сечения составной балки 3-го класса	46
Примеры расчета и конструирования колонн	56
Пример 2.3. Подбор сечения центрально-сжатой сплошной колонны	56
Пример 2.4. Подбор сечения центрально-сжатой сквозной колонны	56
Пример 2.5. Подбор сечения внецентренно-сжатой сквозной колонны	65
Глава 3. Сварные соединения	70
3.1 Материалы для сварных соединений	70
3.2 Номинальное значение временного сопротивления f_u металла угловых швов для типов электродов и марок сварочной проволоки	70
3.3 Размеры катетов угловых сварных швов	71
3.4 Определение расчетных сопротивлений сварных швов	71
3.5 Эффективная толщина сварных швов a	72
3.6 Поправочный коэффициент β_w для угловых сварных швов	75
3.7 Сварка в холоднотемпературных зонах	75
3.8 Основные типы сварных соединений ручной дуговой сварки по ГОСТ 5264-80	76
3.9 Основные типы сварных соединений дуговой сварки в защитных газах (в CO_2) по ГОСТ 14771-76*	79
Примеры расчета сварных соединений	82
Пример 3.1. Расчет нахлесточного сварного соединения	82
Пример 3.2. Расчет пробочного шва	83
Пример 3.3. Расчет прикрепления уголков к фасонке	83
Пример 3.4. Расчет крепления стального настила к балкам	84
Пример 3.5. Расчет поясных швов составной балки	86
Пример 3.6. Расчет крепления консоли металлической колонны	87
Глава 4. Болтовые соединения	89
4.1 Частные коэффициенты γ_M для болтовых соединений	89
4.2 Номинальные значения предела текучести f_{yb} и временного сопротивления f_{ub} для болтов	89
4.3 Площадь поперечного сечения стержня болта A и площадь сечения болта при расчете на растяжение A_s	89
4.4 Категории болтовых соединений	90
4.4.1 Соединения, работающие на сдвиг	90
4.4.2 Соединения, работающие на растяжение	90
4.5 Расчетные значения сопротивлений сдвигу и/или растяжению одиночных крепежных деталей	91
4.6 Протяженные соединения	93
4.7 Фрикционные соединения на болтах классов прочности 8.8 и 10.9	93
4.7.1 Расчетное сопротивление сдвигу поверхностей трения	93
4.7.2 Совместное действие растяжения и сдвига	94
4.8 Расположение отверстий для болтов	95
4.9 Расчет на вырыв материала (выкол)	96
4.10 Размеры отверстий	97

	<u>Стр.</u>
4.11 Ограничения по условиям размеров «места под ключ» при монтаже болтовых соединений	98
4.12 Нормативные размеры, расчетные сопротивления анкерных болтов и максимальные расчетные усилия на болты	99
Примеры расчета болтовых соединений	100
Пример 4.1. Расчет и конструирование стыкового соединения на болтах класса точности В	100
Пример 4.2. Расчёт и конструирование стыкового соединения на высокопрочных болтах	102
Пример 4.3. Фланцевое соединение категории D	104
Пример 4.4. Фланцевое соединение категории E	105
Глава 5. Расчет и конструирование узлов	107
5.1 Сопряжения и опорные узлы балок	107
Пример 5.1. Опорный узел составной балки	107
Пример 5.2. Монтажный стык составной балки на накладках на высокопрочных болтах	109
Пример 5.3. Монтажный стык составной балки на фланцах	111
5.2 Монтажные стыки балок	113
Пример 5.4. Равнопрочный стык составной балки на сварке	113
Пример 5.5. Шарнирное сопряжение балок	116
Пример 5.6. Шарнирное сопряжение балок	121
5.3 Базы колонн	122
Пример 5.7. База центрально-сжатой сплошной колонны	122
Пример 5.8. База центрально-сжатой сквозной колонны	125
Пример 5.9. База внецентренно-сжатой сплошной колонны	129
5.4 Оголовки колонн	135
Пример 5.10. Оголовок центрально-сжатой сплошной колонны	135
Пример 5.11. Оголовок центрально-сжатой сквозной колонны	137
5.5 Расчет и конструирование узлов ферм из уголков	140
Пример 5.12. Промежуточный узел верхнего пояса фермы	140
Пример 5.13. Промежуточный узел нижнего пояса фермы	143
Пример 5.14. Монтажный узел нижнего пояса фермы	144
Приложение А. Предельные состояния эксплуатационной пригодности	146
Приложение Б. Сортамент	149
Б.1 Горячекатаные профили	149
Б.1.1 Уголки стальные горячекатаные равнополочные. ГОСТ 8509-93	149
Б.1.2 Уголки стальные горячекатаные неравнополочные. ГОСТ 8510-86	154
Б.1.3 Швеллеры стальные горячекатаные. ГОСТ 8240-97	157
Б.1.4 Двутавры стальные горячекатаные. ГОСТ 8239-89	158
Б.1.5 Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. ГОСТ 26020-83	159
Б.1.6 Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. ГОСТ Р 57837-2017 (СТО АСЧМ 20-93)	163
Б.2 Сортамент листового проката	167
Приложение В. Расположение отверстий в прокатных профилях. Размеры	168
Список использованных источников	175

ВВЕДЕНИЕ

В Республике Беларусь с 01.01.2010 введены в действие технические кодексы установившейся практики по проектированию конструкций, идентичные Еврокодам. Из них 33 ТКП EN разработаны с национальными приложениями в соответствии с европейским Руководством по внедрению Еврокодов. Вместе с введением данных норм специалисты столкнулись с проблемами, связанными с отсутствием учебной литературы в данной области. Настоящее пособие является первым на постсоветском пространстве, в котором справочные данные по проектированию стальных конструкций в соответствии с требованиями ТКП EN проиллюстрированы соответствующими примерами расчета и конструирования.

Настоящее пособие разработано в соответствии с требованиями ЕВРОКОДОВ, стандартов Республики Беларусь и межгосударственных стандартов, а также методических рекомендаций по расчету и проектированию металлических конструкций, действующих на территории Республики Беларусь по состоянию на 1 марта 2020 года, специалистами кафедр «Строительные конструкции» Брестского государственного технического университета и Белорусского национального технического университета.

Пособие рекомендовано Техническим комитетом по стандартизации в строительстве ТКС–09 «Металлические и деревянные конструкции» в качестве методических материалов по изучению курса «Металлические конструкции».

Рассчитано на студентов строительных специальностей высших учебных заведений для использования в ходе курсового и дипломного проектирования по курсу «Металлические конструкции» и для инженерно-технических работников проектных и научно-исследовательских организаций, занимающихся проектированием и освидетельствованием технического состояния стальных конструкций зданий и сооружений. Нормативные и справочные материалы, приведенные в пособии, базируются на опыте проектирования следующих металлических конструкций: покрытие универсального спортивного комплекса для игровых видов спорта «Виктория» в г. Бресте, покрытие летнего амфитеатра в г. Витебске, каркаса мусороперерабатывающего завода в г. Бресте, перекрытия над ледовой площадкой в г. Гомеле и т. д.

Пособие состоит из пяти глав и трех приложений.

В первой главе приведены основные сведения о применяемых сталях по ТКП EN 1993-1-1 [26] и ГОСТ 27772 [3, 12], значения частных коэффициентов, представлена классификация поперечных сечений.

Глава 2 посвящена определению сопротивлений поперечных сечений и элементов по ТКП EN 1993-1-1 [26]. Приведены примеры расчета и конструирования прокатной и составной балок 3-го класса поперечного сечения и центрально-сжатой сплошной и сквозной колонн.

В главах 3 и 4 приведены основные сведения по расчету и конструированию сварных и болтовых соединений в соответствии с требованиями ТКП EN 1993-1-8 [28]. Примеры данных глав посвящены вопросам расчета и конструирования угловых и пробочных сварных швов и стыковых и фланцевых соединений на обычных и высокопрочных болтах.

Глава 5 посвящена расчету и конструированию следующих узлов стальных конструкций: опорного узла составной балки, шарнирных сопряжений балок, монтажного стыка составной балки на накладках с использованием высокопрочных болтов, на фланцах и равнопрочного стыка на сварке; оголовков и баз центрально- и внецентренно-сжатых колонн; узлов ферм из равнополочных уголков. Расчет и конструирование выполнено в соответствии с требованиями ТКП EN 1993-1-1 [26], ТКП EN 1993-1-5 [27] и ТКП EN 1993-1-8 [28].

В приложениях содержатся основные сведения о предельных состояниях эксплуатационной пригодности, приведен сортамент стальных горячекатаных профилей по ГОСТ 8509, ГОСТ 8510, ГОСТ 8239, ГОСТ 8240, ГОСТ 26020 и ГОСТ Р 57837 и листового проката, правила расположения отверстий в прокатных профилях.

ОБОЗНАЧЕНИЯ

В настоящем пособии применяются нижеследующие обозначения.

Глава 1

b	— ширина поперечного сечения;
h	— высота поперечного сечения;
d	— высота прямой части стенки;
t_w	— толщина стенки;
t_f	— толщина полки;
r_1	— радиус сопряжения полки со стенкой;
r_2	— радиус закругления кромки полки;
t	— толщина;
f_y	— предел текучести;
f_u	— предел прочности (временное сопротивление);
ε_y	— деформация, соответствующая пределу текучести (упругая деформация);
ε_u	— деформация, соответствующая пределу прочности (временному сопротивлению);
E	— модуль упругости;
G	— модуль сдвига;
ν	— коэффициент Пуассона для упругой стадии;
α	— коэффициент термического расширения.
γ_{M0}	— частный коэффициент безопасности при определении несущей способности поперечных сечений по прочности независимо от класса;
γ_{M1}	— частный коэффициент безопасности при определении несущей способности элемента по устойчивости;
γ_{M2}	— частный коэффициент безопасности при определении несущей способности поперечных сечений с использованием временного сопротивления стали.

Глава 2

N_{Ed}	— расчетная осевая сила;
$M_{y,Ed}$	— расчетное значение изгибающего момента относительно оси $y - y$;
$M_{z,Ed}$	— расчетное значение изгибающего момента относительно оси $z - z$;
N_{Rd}	— расчетное значение несущей способности по осевой силе;
$M_{y,Rd}$	— расчетное значение несущей способности по изгибающему моменту относительно оси $y - y$;
$M_{z,Rd}$	— расчетное значение несущей способности по изгибающему моменту относительно оси $z - z$;
s	— шаг при расположении в шахматном порядке, расстояние между центрами двух смежных отверстий, измеренное по линии, параллельной оси элемента;
p	— расстояние между центрами тех же двух отверстий, измеренное по линии, перпендикулярной к оси элемента;
n	— количество отверстий, расположенных на любой диагональной или зигзагообразной линии, проходящей через весь элемент или его часть;
d_0	— диаметр отверстия;
A_{eff}	— эффективная площадь поперечного сечения;
$N_{t,Rd}$	— расчетное значение несущей способности поперечного сечения на растяжение;

$N_{pl,Rd}$ — расчетное значение несущей способности поперечного сечения брутто в пластической стадии;
 $N_{u,Rd}$ — расчетное значение несущей способности поперечного сечения нетто в пластической стадии при наличии отверстий для болтов;
 A_{net} — площадь поперечного сечения нетто;
 $N_{net,Rd}$ — расчетное значение несущей способности поперечного сечения нетто на растяжение в пластической стадии;
 $N_{c,Rd}$ — расчетное значение несущей способности поперечного сечения при равномерном сжатии;
 $M_{c,Rd}$ — расчетное значение несущей способности на изгиб относительно одной из главных осей поперечного сечения;
 W_{pl} — момент сопротивления сечения в пластической стадии;
 $W_{el,min}$ — минимальный момент сопротивления сечения в упругой стадии;
 $W_{eff,min}$ — минимальный момент сопротивления эффективного сечения;
 $A_{f,net}$ — площадь сечения нетто растянутой полки;
 V_{Ed} — расчетное значение поперечной силы;
 $V_{c,Rd}$ — расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг;
 $V_{pl,Rd}$ — расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии;
 A_v — площадь сдвига;
 S — статический момент сечения;
 I — момент инерции поперечного сечения;
 A_w — площадь поперечного сечения стенки;
 A_f — площадь сечения одной полки;
 $N_{cr,TF}$ — критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по изгибно-крутильной форме;
 $N_{cr,T}$ — критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по крутильной форме;
 $M_{b,Rd}$ — расчетное значение несущей способности изгибаемого элемента по устойчивости плоской формы изгиба;
 M_{cr} — критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии.

Глава 3

a — эффективная толщина сварного шва;
 l_{eff} — эффективная длина углового сварного шва;
 $F_{w,Ed}$ — расчетное значение внешних усилий, действующих на единицу длины сварного шва;
 $F_{w,Rd}$ — расчетное значение сопротивления на единицу длины сварного шва.

Глава 4

d — номинальный диаметр болта;
 d_0 — диаметр отверстия для болта;
 e_1 — расстояние от центра отверстия до ближайшего края элемента вдоль усилия, см. рисунок 4.3;
 e_2 — расстояние от центра отверстия до ближайшей кромки любого элемента поперек усилия, см. рисунок 4.3;

e_3	— расстояние от оси овального отверстия до ближайшего края или кромки элемента при любом направлении усилия, см. рисунок 4.3;
n	— количество поверхностей трения или количество крепежных отверстий, расположенных в плоскости сдвига;
p_1	— расстояние между крепежными деталями вдоль усилия, см. рисунок 4.3;
$p_{1,0}$	— расстояние между крепежными деталями крайнего ряда поперек усилия, см. рисунок 4.3;
$p_{1,i}$	— расстояние между крепежными деталями среднего ряда поперек усилия, см. рисунок 4.3;
p_2	— расстояние между смежными рядами крепежных деталей поперек усилия, см. рисунок 4.3;
A	— площадь поперечного сечения стержня болта;
A_s	— площадь растянутого болта или стержня анкерного болта;
$A_{v,eff}$	— эффективная площадь сдвига;
$B_{p,Rd}$	— расчетная несущая способность головки болта или гайки на отрыв при сдвиге;
$F_{t,Ed}$	— расчетное усилие, на один болт в предельном состоянии по несущей способности;
$F_{t,Rd}$	— расчетная несущая способность одного болта на растяжение;
$F_{v,Rd}$	— расчетная несущая способность одного болта на срез;
$F_{b,Rd}$	— расчетная несущая способность одного болта на смятие;
$F_{s,Rd,ser}$	— расчетная несущая способность одного болта при сдвиге поверхностей в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности;
$F_{s,Rd}$	— расчетная несущая способность одного болта при сдвиге поверхностей в предельном состоянии по несущей способности;
$F_{v,Ed,ser}$	— расчетное усилие в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности на один болт;
$F_{v,Ed}$	— расчетное усилие в предельном состоянии по несущей способности на один болт;
μ	— коэффициент трения.

Глава 1. Общие вопросы расчета металлических конструкций

1.1 Стали и их характеристики

1.1.1 Номинальные значения предела текучести f_y и предела прочности на растяжение (временного сопротивления) f_u горячекатаной конструкционной стали по EN 10025, EN 10210-1, EN 10219-1

(1) При выполнении расчетов номинальные значения параметров свойств материалов, приведенные в таблицах 1.1 и 1.2, следует принимать как характеристические.

Таблица 1.1 (т. 3.1 [26]) – Номинальные значения предела текучести f_y и предела прочности на растяжение (временного сопротивления) f_u горячекатаной конструкционной стали по EN 10025 и EN 10210-1

Стандарт и марка стали	Номинальная толщина элемента t , мм			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	f_y , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²	f_y , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550

Таблица 1.2 (т. 3.1 [26]) – Номинальные значения предела текучести f_y и предела прочности на растяжение (временного сопротивления) f_u горячекатаной конструкционной стали по EN 10219-1

Марки стали по EN 10219-1	Номинальная толщина элемента t , мм	
	$t \leq 40$	
	f_y , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²
S 235 H	235	360
S 275 H	275	430
S 355 H	355	510
S 275 NH/NLH	275	370
S 355 NH/NLH	355	470
S 460 NH/NLH	460	550
S 275 MH/MLH	275	360
S 355 MH/MLH	355	470
S 420 MH/MLH	420	500
S 460 MH/MLH	460	530

1.1.2 Номинальные значения предела текучести f_y и предела прочности (временного сопротивления) f_u стали при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополочного универсального и фасонного проката по ГОСТ 27772-88

Таблица 1.3 (т. 3 [12], т. 51*[23]) – Номинальные значения предела текучести f_y и предела прочности (временного сопротивления) f_u стали при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального и фасонного проката по ГОСТ 27772-88

Класс прочности стали по ГОСТ 27772-88	Номинальная толщина проката*, мм	Листовой и широкополосный универсальный прокат		Фасонный прокат	
		f_y^{**} , Н/мм ²	f_u^{**} , Н/мм ²	f_y^{**} , Н/мм ²	f_u^{**} , Н/мм ²
C235	$2 \leq t \leq 20$	235	360	235	360
	$20 < t \leq 40$	225	360	225	360
	$40 < t \leq 100$	215	360	–	–
	$t > 100$	195	360	–	–
C245	$2 \leq t \leq 20$	245	370	245	370
	$20 < t \leq 30$	–	–	235	370
C255	$2 \leq t \leq 3,9$	255	380	–	–
	$4 \leq t \leq 10$	245	380	255	380
	$10 < t \leq 20$	245	370	245	370
	$20 < t \leq 40$	235	370	235	370
C275	$2 \leq t \leq 10$	275	380	275	390
	$10 < t \leq 20$	265	370	275	380
C285	$2 \leq t \leq 3,9$	285	390	–	–
	$4 \leq t \leq 10$	275	390	285	400
	$10 < t \leq 20$	265	380	275	390

Окончание таблицы 1.3

Класс прочности стали по ГОСТ 27772-88	Номинальная толщина проката *, мм	Листовой и широкополосный универсальный прокат		Фасонный прокат	
		f_y^{**} , Н/мм ²	f_u^{**} , Н/мм ²	f_y^{**} , Н/мм ²	f_u^{**} , Н/мм ²
С345	$2 \leq t \leq 10$	345	490	345	490
	$10 < t \leq 20$	325	470	325	470
	$20 < t \leq 40$	305	460	305	460
	$40 < t \leq 60$	285	450	—	—
	$60 < t \leq 80$	275	440	—	—
	$80 < t \leq 160$	265	430	—	—
С345К	$4 \leq t \leq 10$	345	470	345	470
С375	$2 \leq t \leq 10$	375	510	375	510
	$10 < t \leq 20$	355	490	355	490
	$20 < t \leq 40$	335	480	335	480
С390	$4 \leq t \leq 50$	390	540	—	—
С390К	$4 \leq t \leq 30$	390	540	—	—
С440	$4 \leq t \leq 30$	440	590	—	—
	$30 < t \leq 50$	410	570	—	—
С590	$10 \leq t \leq 36$	540	635	—	—
С590К	$16 \leq t \leq 40$	540	635	—	—
* За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки. ** За номинальные значения приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления стали. Примечание – Прокат толщиной $t \geq 25$ мм элементов сварных конструкций, работающих на растяжение в направлении толщины, и остальной прокат толщиной $t > 40$ мм должны удовлетворять требованиям ГОСТ 28870 и ТНПА на проектирование стальных конструкций.					

1.1.3 Номинальные значения предела текучести f_y и предела прочности (временного сопротивления) f_u стали при растяжении, сжатии и изгибе круглых труб, выпускаемых до 2015 г.

Таблица 1.4 (т. 51а [23]) – Номинальные значения предела текучести f_y и предела прочности (временного сопротивления) f_u стали при растяжении, сжатии и изгибе круглых труб

Марка стали и ГОСТ	Стандарт	Номинальная толщина проката, мм	f_y^* , Н/мм ²	f_u^* , Н/мм ²
Ст3кп, Ст3пс, Ст3сп по ГОСТ 380	ГОСТ 10705	$t \leq 10$	225	370
Ст3пс, Ст3сп по ГОСТ 380	ГОСТ 10706	$4 \leq t \leq 15$	245	370
20 ГОСТ 1050	ГОСТ 8731	$4 \leq t \leq 36$	245	410
* За номинальные значения приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления стали, установленные в стандартах на прокат.				

1.1.4 Номинальные значения предела текучести f_y и предела прочности (временного сопротивления) f_u стали при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального и фасонного проката по ГОСТ 27772-2015

Таблица 1.5 – Номинальные значения предела текучести f_y и предела прочности (временного сопротивления) f_u стали при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального проката, заготовок для гнутых профилей и фасонного проката по ГОСТ 27772-2015 [3]

Наименование стали	Толщина проката*, мм	Листовой и широкополосный универсальный прокат и заготовки для гнутых профилей		Фасонный прокат	
		f_y^{**} , Н/мм ²	f_u^{**} , Н/мм ²	f_y^{**} , Н/мм ²	f_u^{**} , Н/мм ²
C235	$2,0 \leq t \leq 4,0$	235	360	–	–
C245	$2,0 \leq t \leq 3,9$	245	370	–	–
	$4,0 < t \leq 10$	235	370	255	380
	$10 < t \leq 20$			245	370
	$20 < t \leq 30$			235	370
	$30 < t \leq 40$	–	–	–	–
C255	$2,0 \leq t \leq 3,9$	255	380	–	–
	$4,0 \leq t \leq 10$	245	380	255	380
	$10 < t \leq 20$	245	370	245	370
	$20 < t \leq 40$	235	370	235	370
C345	$2,0 \leq t \leq 3,9$	345	490	–	–
	$4,0 \leq t \leq 10$	345	490	345	480
	$10 < t \leq 20$	325	470	325	470
	$20 < t \leq 40$	305	460	305	460
	$40 < t \leq 60$	285	450	–	–
	$60 < t \leq 80$	275	440	–	–
	$80 < t \leq 160$	265	430	–	–
C345K	$4,0 \leq t \leq 10$	345	470	345	470
C355	$8 \leq t \leq 16$	355	470	355	470
	$16 < t \leq 40$	345	470	345	470
	$40 < t \leq 60$	335	470	–	–
	$60 < t \leq 80$	325	460	–	–
	$80 < t \leq 100$	315	460	–	–
	$100 < t \leq 160$	295	460	–	–
C355-1	$8 \leq t \leq 16$	355	470	355	480
	$16 < t \leq 40$	345	470	345	480
	$40 < t \leq 50$	335	470	–	–
C355K	$8 \leq t \leq 16$	355	470	–	–
	$16 < t \leq 40$	345	470	–	–
	$40 < t \leq 50$	335	470	–	–
C355П	$8 \leq t \leq 16$	355	470	–	–
	$16 < t \leq 40$	345	470	–	–
C390-1	$8 \leq t \leq 50$	390	520	–	–

Окончание таблицы 1.5

Наименование стали	Толщина проката *, мм	Листовой и широкополосный универсальный прокат и заготовки для гнутых профилей		Фасонный прокат	
		f_y^{**} , Н/мм ²	f_u^{**} , Н/мм ²	f_y^{**} , Н/мм ²	f_u^{**} , Н/мм ²
С390	$8 \leq t \leq 10$	390	520	390	520
	$10 \leq t \leq 20$			380	500
	$20 \leq t \leq 40$			370	490
	$40 \leq t \leq 50$			–	–
С440	$8 \leq t \leq 50$	440	540	–	–
С550	$8 \leq t \leq 50$	540	640	–	–
С590	$8 \leq t \leq 40$	590	685	–	–

* За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.
 ** За номинальные значения приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления стали.
Примечание. Буква «К» – сталь с повышенной коррозионной стойкостью, «П» – сталь с повышенной огнестойкостью. Цифра 1 в первом столбце означает вариант химического состава

1.1.5 Требования к пластичности стали

(1) Минимальная пластичность сталей, приведенных в таблицах 1.1 – 1.4, должна быть выражена предельными значениями величин, приведенных в таблице 1.5.

Таблица 1.6 (п. 3.2.2 [26]) – Минимальные требования к пластичности сталей

Величина	Минимальное значение в зависимости от стандарта на сталь	
	EN 10025-2 (3, 4, 5) EN 10210-1 EN 10219-1	Национальное приложение
Отношение минимального значения временного сопротивления на растяжение f_u к минимальному значению предела текучести f_y	$f_u / f_y > 1,10$	$f_u / f_y > 1,30$
Относительное удлинение после разрыва образца длиной $5,65 \sqrt{A_0}$ (где A_0 – начальная площадь поперечного сечения)	не менее 15 %;	
Предельная деформация ϵ_u , соответствующая временному сопротивлению f_u	$\epsilon_u > 15\epsilon_y$, где ϵ_y – упругая деформация ($\epsilon_y = f_y / E$)	

1.1.6 Расчетные значения физических характеристик материалов

Таблица 1.7 (п. 3.2.6 [26]) – Расчетные значения физических характеристик материалов

Характеристика	Значение	Характеристика	Значение
Модуль упругости E , Н/мм ²	210 000	Плотность стали ρ , кг/м ³ :	7850
Модуль сдвига $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$, Н/мм ²	80770	Коэффициент Пуассона в упругой стадии ν	0,3
Коэффициент линейного термического расширения α , К ⁻¹ (при $T < 100$ °С)			$12 \cdot 10^{-6}$
Примечание – При определении усилий, напряжений, деформаций от температурных перепадов в сталежелезобетонных конструкциях по EN 1994 коэффициент линейного термического расширения принимается равным $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$ К ⁻¹ .			

1.2 Частные коэффициенты γ_m

Таблица 1.8 (п. 6.1, НП [26]) – Частные коэффициенты γ_m

Сопротивление элементов и поперечных сечений	Обозначение	Значение	
		EN 10025-2 (3,4,5) EN 10210-1 EN 10219-1	Национальное приложение
Сопротивления поперечных сечений независимо от класса	γ_{m0}	1	γ_m / γ_c
Сопротивления элемента при потере устойчивости	γ_{m1}	1	
Сопротивления поперечных сечений, определяемые с использованием предела прочности стали	γ_{m2}	1,25	$\gamma_u = 1,3$

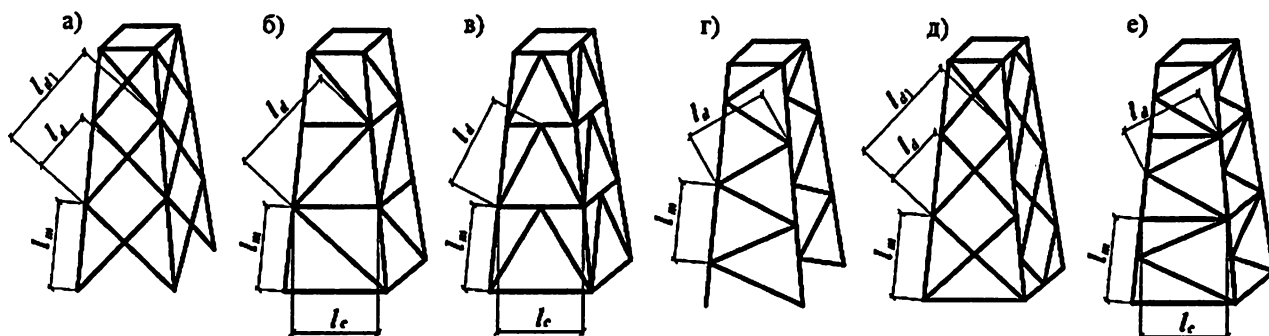
где γ_m – коэффициент безопасности по материалу:
 – для конструкций, изготовленных после 1982 г., равный 1,025 для проката, поставляемого по ГОСТ 27772 или другим ТНПА, в которых используется процедура контроля свойств проката по ГОСТ 27772, и равный 1,050 – для остального проката [26];
 – для конструкций, изготовленных в период с 1932 г. по 1982 г., – $\gamma_m = 1,1$ для сталей с $f_y < 380 \text{ Н/мм}^2$ и $\gamma_m = 1,15$ для сталей с $f_y > 380 \text{ Н/мм}^2$ (п. 8.4.5 [29]);
 – для конструкций, изготовленных в период до 1932 г., и для сталей, у которых при испытаниях получено значение $f_y < 215 \text{ Н/мм}^2$, – $\gamma_m = 1,2$ (п. 8.4.5 [29]);
 γ_c – коэффициент условий работы, рекомендуемые значения представлены в таблице 1.9;
 γ_u – коэффициент надежности, равный 1,3 для элементов, рассчитываемых на прочность с использованием расчетных сопротивлений R_u , установленных по временному сопротивлению стали (пределу прочности).

1.3 Рекомендуемые значения коэффициента условий работы γ_c

Таблица 1.9 (т.1 [19], т.6*[23]) – Рекомендуемые значения коэффициента условий работы

Элементы конструкций	γ_c
1 Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из двух уголков в сварных фермах покрытий и перекрытий при расчете на устойчивость указанных элементов с гибкостью $\lambda > 60$	0,80
2 Растянутые элементы (затяжки, тяги, оттяжки, подвески) при расчете на прочность по неослабленному сечению	0,90
3 Элементы конструкций из стали с пределом текучести до 440 Н/мм^2 , несущие статическую нагрузку, при расчете на прочность по сечению, ослабленному отверстиями для болтов (кроме фрикционных соединений)	1,10
4 Сжатые элементы решетки пространственных решетчатых конструкций из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков – большей полкой) а) непосредственно к поясам сварными швами либо двумя болтами и более, установленными вдоль уголка: раскосы по рисунку 1.1, а и распорки по рисунку 1.1, б, в, е раскосы по рисунку 1.1, в, г, д, е	0,90 0,80
5 Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой, за исключением плоских ферм из одиночных уголков (для неравнополочных уголков – меньшей полкой) за исключением элементов плоских ферм из одиночных уголков и элементов, указанных в позиции 4 настоящей таблицы, раскосов по рисунку 1.1б, прикрепляемых непосредственно к поясам сварными швами или двумя болтами и более, установленными вдоль уголка, и плоских ферм из одиночных уголков	0,75

Элементы конструкций	γ_c
б Опорные плиты из стали с пределом текучести до 390 Н/мм ² , несущие статическую нагрузку, толщиной, мм: *	
а) $t \leq 40$	1,20
б) $40 < t \leq 60$	1,15
в) $60 < t \leq 80$	1,10
* – пункт б учитывать только при подборе опорных плит по методике СНиП II-23	
1. Коэффициенты $\gamma_c < 1$ при расчете совместно учитывать не следует.	
2. В случаях, не оговоренных в настоящей таблице, в формулах следует принимать $\gamma_c = 1$.	



а, б, в – с совмещенными в смежных гранях узлами; г, д – с несовмещёнными в смежных гранях узлами; е – с частично совмещенными в смежных гранях узлами

Рисунок 1.1 (рис.15 [19]) – Схемы пространственных решетчатых конструкций

1.4 Условные обозначения осей элементов

(1) Условные обозначения осей элементов следующие:

$x-x$ – продольная ось элемента; $y-y$ – поперечная ось элемента; $z-z$ – поперечная ось элемента.

(2) Символы, используемые для обозначения размеров и осей прокатных профилей, показаны на рисунке 1.2.

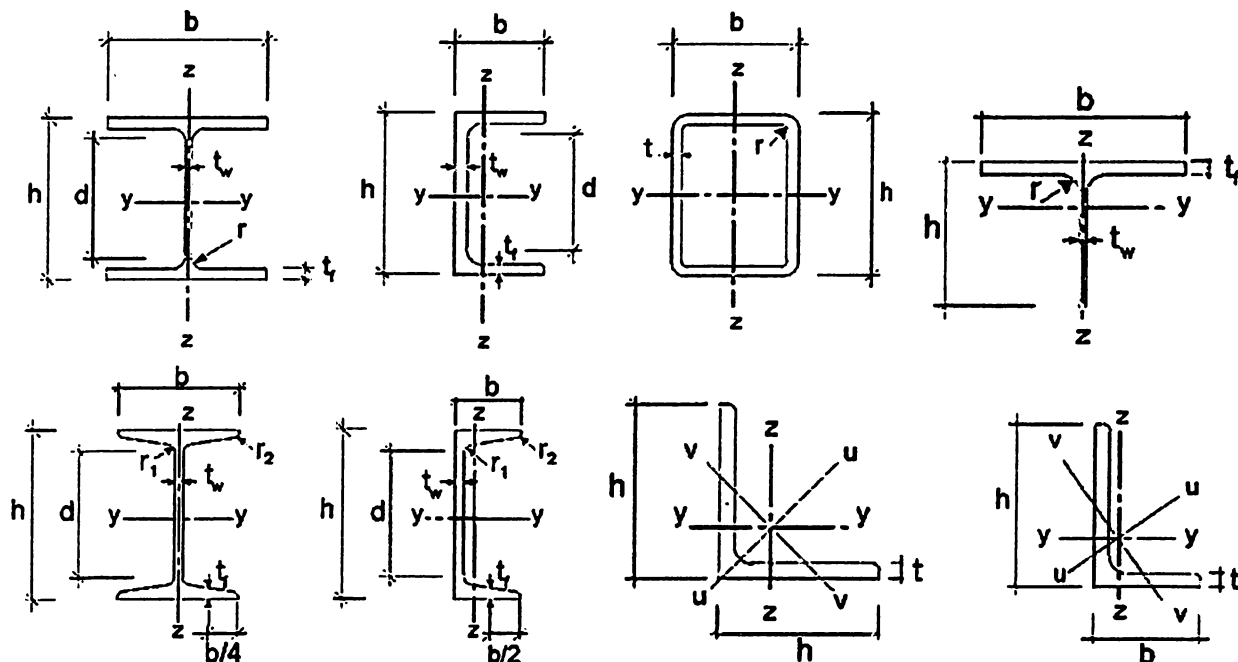


Рисунок 1.2 (рис. 1.1 [26]) – Размеры и оси сечений

1.5 Классификация поперечных сечений

(1) Поперечное сечение классифицируется по наивысшему (менее благоприятному) классу его сжатых частей. Исключения приведены в 6.2.1(10) [26] и 6.2.2.4(1) [26].

(2) Предельные отношения c/t для сечений классов 1, 2 и 3 следует принимать по таблице 1.11–1.14. Часть сечения, которая не соответствует предельным отношениям для сечения класса 3, должна быть отнесена к сечению класса 4.

(3) Если предполагается, что стенка воспринимает только поперечные силы и, следовательно, не повышает сопротивления поперечного сечения изгибу и осевому усилию, то поперечное сечение может быть рассчитано как сечение класса 2, 3 или 4 в зависимости только от класса полки.

Таблица 1.10 – Классы поперечных сечений

Класс	Описание
1	Поперечные сечения, в которых может образоваться пластический шарнир с вращательной способностью, требуемой для расчета в пластической стадии и достигаемой без снижения несущей способности
2	Поперечные сечения, в которых могут развиваться пластические деформации, но в которых ограничена вращательная способность вследствие потери местной устойчивости
3	Поперечные сечения, в которых напряжение в крайних сжатых волокнах стального элемента при упругом распределении напряжений может достигнуть предела текучести, но потеря местной устойчивости препятствует развитию пластических деформаций
4	Поперечные сечения, в которых потеря местной устойчивости наступает до достижения предела текучести в одной или более зонах поперечного сечения

Таблица 1.11 (т. 5.2 [26]) – Предельные значения отношения c/t для пластинок с двухсторонним закреплением (стенки сечений)

Класс	Часть, подвергнутая изгибу	Часть, подвергнутая сжатию	Часть, подвергнутая изгибу и сжатию
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)			
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	При $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ При $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$

Окончание таблицы 1.11

Класс	Часть, подвергнутая изгибу	Часть, подвергнутая сжатию	Часть, подвергнутая изгибу и сжатию			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	При $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ При $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	При $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ При $\psi \leq -1^*$: $c/t \leq 62\varepsilon \cdot (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
* $\psi \leq -1$ для тех случаев, когда сжимающее напряжение $\sigma \leq f_y$ или деформация растяжения $\varepsilon_y > f_y/E$.						

Таблица 1.12 (т. 5.2 [26]) – Предельные значения отношения c/t для пластинок с односторонним закреплением (свесы полков сечений)

 Прокатные профили Сварные профили			
Класс	Часть, подвергнутая сжатию	Часть, подвергнутая изгибу и сжатию	
		Сжатие на конце	Растяжение на конце
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)			
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)			
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ k_σ см. EN 1993-1-5	

Окончание таблицы 1.12

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Таблица 1.13 (т. 5.2 [26]) – Предельные значения отношения для уголков

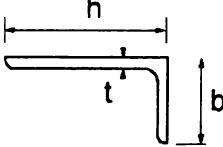
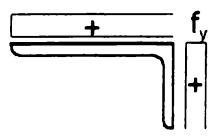
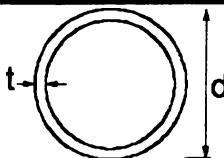
Уголки	
Дополнительно следует проверить требования по Таблице 2.12 «Свесы полок сечений»	 Не применять при непрерывном креплении полки уголка к другой детали
Класс	Сечение, подвергнутое сжатию
Распределение напряжений по всему сечению (сжатие положительно)	
3	$h/t \leq 15\varepsilon$ и $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$

Таблица 1.14 (т. 5.2 [26]) – Предельные значения отношения для труб

Трубы						
						
Класс	Сечение, подвергнутое изгибу и/или сжатию					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$					
	Для $d/t > 90\varepsilon^2$ см. EN 1993-1-6					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Глава 2. Сопротивление элементов и поперечных сечений

2.1 Сопротивление поперечных сечений (проверки прочности)

2.1.1 Общие положения

(1) Для проверки упругой стадии допускается использовать следующий критерий для критической точки поперечного сечения

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1, \quad (2.1)$$

где $\sigma_{x,Ed}$ – расчетное нормальное напряжение, параллельное оси X элемента, в рассматриваемой точке;

$\sigma_{z,Ed}$ – расчетное нормальное напряжение, параллельное оси Z элемента, в рассматриваемой точке;

τ_{Ed} – расчетное касательное напряжение в рассматриваемой точке.

(2) Прочность поперечных сечений всех классов допускается с запасом оценивать суммированием отношений «действующее усилие/сопротивление» для каждого усилия. Для поперечных сечений класса 1–3, подвергнутых сочетанию усилий N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$, этот метод допускается применять при использовании следующего критерия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1, \quad (2.2)$$

где N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ и $M_{z,Rd}$ – расчетные сопротивления, зависящие от класса поперечных сечений и включающие все возможные понижающие факторы, обусловленные действием сдвига (см. 6.2.8 [26]).

2.1.2 Площадь поперечного сечения нетто A_{net}

(1) Площадь поперечного сечения нетто следует принимать равной площади брутто за вычетом площадей поперечных сечений всех отверстий и других ослаблений.

(2) При рядовом расположении отверстий их общая вычитаемая площадь должна равняться максимальной сумме площадей сечения отверстий в любом поперечном сечении, перпендикулярном к оси элемента (см. плоскость разрушения 2 на рисунке 2.1).

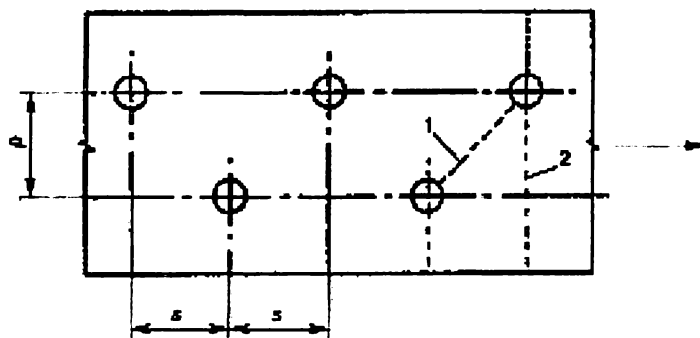


Рисунок 2.1 (рис. 6.1 [26]) – Отверстия, расположенные в шахматном порядке, и линии критического разрушения 1 и 2

(3) При шахматном расположении отверстий общая вычитаемая площадь отверстий должна быть не менее:

а) вычитаемой площади отверстий, вычисленной по указаниям в (2);

б) $t \cdot \left(n \cdot d_0 - \sum \frac{s^2}{4 \cdot p} \right), \quad (2.3)$

где s – шаг при расположении в шахматном порядке; расстояние между центрами двух расположенных рядом отверстий, измеренное по линии, параллельной оси элемента;

p – расстояние между центрами тех же двух отверстий, измеренное по линии, перпендикулярной к оси элемента;

t – толщина;

n – количество отверстий, расположенных на любой диагональной или зигзагообразной линии, проходящей через весь элемент или его часть (рисунок 2.1);

d_0 – диаметр отверстия.

(4) В уголках или других элементах с отверстиями, расположенными более чем в одной плоскости, расстояние p следует измерять между осями отверстий вдоль элемента (рисунок 2.2).

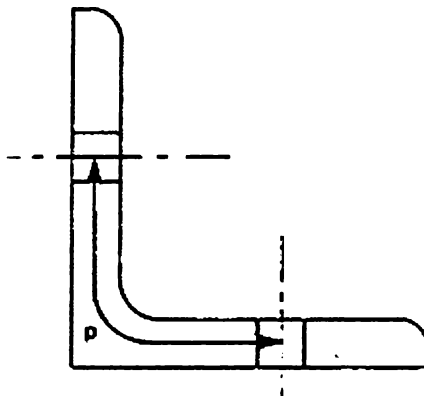


Рисунок 2.2 (рис. 6.2 [26]) – Уголки с отверстиями в обеих полках

2.1.3 Центральное растяжение

Таблица 2.1

$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$	N_{Ed} – расчетное значение осевой силы; $N_{t,Rd}$ – сопротивление растяжению поперечного сечения
$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	Сопротивление растяжению поперечного сечения брутто в пластической стадии
$N_{t,Rd} = N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$	Сопротивление растяжению поперечного сечения нетто в пластической стадии при наличии отверстий для болтов
$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}}$	Только для фрикционных соединений категории С (см. 5.4.1(с)) для поперечных сечений нетто при наличии отверстий для болтов
A – площадь поперечного сечения брутто; A_{net} – площадь поперечного сечения нетто, см. 2.1.2.	

2.1.4 Центральное сжатие (прочность)

Таблица 2.2

$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$	N_{Ed} – расчетное значение осевой силы; $N_{c,Rd}$ – сопротивление равномерному сжатию поперечного сечения
$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$	Сопротивление сжатию поперечного сечения классов 1, 2 и 3
$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}}$	Сопротивление сжатию поперечного сечения класса 4
A_{eff} – эффективная площадь поперечного сечения (см. ТКП EN 1993-1-3).	

(1) Отверстия для крепежных деталей, за исключением отверстий с большим припуском и овальных отверстий, определенных в EN 1090 (т.11 [1]; п.5.9), в сжатых элементах не учитываются, если в отверстия установлены болты.

2.1.5 Изгиб

Таблица 2.3

$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	M_{Ed} – расчетное значение изгибающего момента; $M_{c,Rd}$ – сопротивление изгибу относительно одной из главных осей поперечного сечения
$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$	Сопротивление изгибу поперечных сечений классов 1 и 2
$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}}$	Сопротивление изгибу поперечных сечений класса 3
$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}}$	Сопротивление изгибу поперечных сечений класса 4
W_{pl} – момент сопротивления сечения в пластической стадии, равный сумме статических моментов полусечений относительно нейтральной оси в пластической стадии, для симметричных сечений $W_{pl} = 2 \cdot S$; $W_{el,min}$ – минимальный момент сопротивления сечения в упругой стадии; $W_{eff,min}$ – минимальный момент сопротивления эффективного сечения (см. ТКП EN 1993-1-5); Примечание: отверстия для крепежных деталей в растянутой полке допускается не учитывать при выполнении условия: $\frac{A_{f,net} 0,9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}},$ где A_f – площадь сечения растянутой полки.	

2.1.6 Сдвиг

Таблица 2.4

$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	V_{Ed} – расчетное усилие сдвига; $V_{c,Rd}$ – сопротивление сдвигу поперечного сечения
$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$	Сопротивление сдвигу в пластической стадии при отсутствии кручения
$V_{c,Rd} = \frac{I \cdot t (f_y / \sqrt{3})}{S \cdot \gamma_{M0}}$	Сопротивление сдвигу в упругой стадии (если местная устойчивость обеспечена)
S – статический момент сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси; I – момент инерции поперечного сечения; t – толщина сечения в рассматриваемой точке; A_v – площадь сдвига; а) для прокатных двутавровых сечений, нагрузка параллельна стенке, $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$, но не менее $\eta h_w t_w$; б) для прокатных швеллерных сечений, нагрузка параллельна стенке $A - 2bt_f + (t_w + r) \cdot t_f$; в) для тавровых сечений, нагрузка параллельна стенке: – для прокатных тавровых сечений $A - bt_f + (t_w + 2r) \cdot \frac{t_f}{2}$; – для сварных тавровых сечений $t_w \cdot \left(h - \frac{t_f}{2} \right)$; д) для сварных двутавровых и коробчатых сечений, нагрузка параллельна стенке $\eta \cdot \sum (h_w t_w)$; е) для сварных двутавровых и коробчатых сечений, нагрузка параллельна полкам $A - \sum (h_w t_w)$;	

Окончание таблицы 2.4

ф) для прямоугольных замкнутых сечений из листового проката постоянной толщины: – нагрузка параллельна высоте сечения $Ah/(b+h)$; – нагрузка параллельна ширине сечения $Ab/(b+h)$; г) для круглых замкнутых сечений из листового проката и труб постоянной толщины $2A/\pi$; <i>Примечание</i> — Значение η с запасом допускается принимать равным 1,0.

Для проверки на сдвиг в упругой стадии можно применять условие по таблице 2.5, если только обеспечена местная устойчивость согласно EN 1993-1-5 (раздел 5 [27]).

Таблица 2.5

$\frac{\tau_{Ed}}{f_y/(\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1,0$	Проверка на сдвиг в упругой стадии (при условии обеспечения местной устойчивости)
$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}S}{It}$	для всех сечений
$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{V_{Ed}}{h_w \cdot t_w}$	для двутавровых сечений, если $A_f/A_w \geq 6$
A_f – площадь сечения одной полки; A_w – площадь поперечного сечения стенки: $A_w = h_w \cdot t_w$.	

2.1.7 Изгиб и сдвиг

Таблица 2.6

$V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,Rd}$	Влиянием сдвига на сопротивление изгибу можно пренебречь
$V_{Ed} > 0,5V_{pl,Rd}$	Влияние сдвига на сопротивление изгибу следует учитывать. Уменьшенное сопротивление изгибу следует принимать равным расчетному сопротивлению поперечного сечения, рассчитанному по уменьшенному значению предела текучести для площади сдвига A_v $(1-\rho)f_y,$ где $\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$ и $V_{pl,Rd}$ определяется по 2.1.6 (таблица 2.4). <i>Примечание</i> — Уменьшенное сопротивление изгибу в пластической стадии с учетом сдвигающего усилия для симметричных двутавровых сечений, изгибаемых относительно главной оси, допускается определить по формуле: $M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ но } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd},$ где $M_{y,c,Rd}$ определяется по 2.1.5 (таблица 2.3) и $A_w = h_w t_w$.

2.1.8 Осевое усилие и изгиб

Таблица 2.7

Поперечные сечения классов 1 и 2	
$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$	M_{Ed} – расчетное значение изгибающего момента; $M_{N,Rd}$ – сопротивление изгибу в пластической стадии, уменьшенное вследствие действия осевого усилия N_{Ed}

Продолжение таблицы 2.7

$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd}$ $N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$	Для двутавровых сечений с двумя осями симметрии или других сечений с полками влиянием осевой силы на сопротивление изгибу относительно оси $y-y$ в пластической стадии допускается пренебречь
$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$	Для двутавровых сечений с двумя осями симметрии влиянием осевой силы на сопротивление изгибу относительно оси $z-z$ в пластической стадии допускается пренебречь
Для прокатных и сварных двутавров с равными полками $M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a),$ но не более $M_{pl,y,Rd}$	$M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0}$ – расчетное значение сопротивления поперечного сечения на изгиб в пластической стадии относительно оси $y-y$; $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} ;$ $a = (A - 2bt_f) / A \leq 0,5 ;$ $N_{pl,Rd}$ – расчетное значение сопротивления поперечного сечения на сжатие в пластической стадии
Для прямоугольных замкнутых сечений из листового проката постоянной толщины и для сварных коробчатых сечений с равными полками и стенками $M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n)/(1-0,5a_w),$ но не более $M_{pl,y,Rd}$	$a_w = (A - 2bt) / A,$ но $a_w \leq 0,5$ – для прямоугольных замкнутых сечений; $a_w = (A - 2bt_f) / A,$ но $a_w \leq 0,5$ – для сварных коробчатых сечений
При двухосном изгибе $\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$	α и β – параметры, принимаемые равными единице (с некоторым запасом) или значениям: $\alpha = 2; \beta = 5n \geq 1$ – для двутавровых поперечных сечений; $\alpha = 2; \beta = 2$ – для круглых труб; $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13n} \leq 6$ – для прямоугольных труб
Поперечные сечения класса 3	
$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$ $\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z}}$	$\sigma_{x,Ed}$ – расчетное нормальное напряжение от действия момента и осевой силы с учетом отверстий для болтов в необходимых случаях (см. 6.2.3 – 6.2.5 [26])
Поперечные сечения класса 4	
$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}};$ или $\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{N,y}}{W_{eff,y,min}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{N,z}}{W_{eff,z,min}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$	$\sigma_{x,Ed}$ – расчетное нормальное напряжение от действия момента и осевой силы с учетом отверстий для болтов в необходимых случаях (см. 6.2.3 – 6.2.5 [26]); A_{eff} – площадь эффективного поперечного сечения, вычисленная при действии только равномерного сжатия; $W_{eff,min}$ – минимальный момент сопротивления (соответствующий волокнам с максимальными упругими напряжениями) эффективного поперечного сечения, вычисленный при действии только изгибающего момента относительно осей $y-y$ и $z-z$, соответственно;

Окончание таблицы 2.7

	e_N – смещение нейтральной оси эффективного сечения, определенного при действии только равномерного сжатия, относительно центра тяжести поперечного сечения брутто
--	--

2.2 Сопротивление элементов (проверки устойчивости)

2.2.1 Центально-сжатые элементы постоянного сечения

(1) Сопротивление элемента постоянного сечения при потере устойчивости определяется по формулам таблицы 2.8.

Таблица 2.8

$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	N_{Ed} – расчетное сжимающее усилие; $N_{b,Rd}$ – расчетное сопротивление сжатого элемента при потере устойчивости
$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{m1}}$	для поперечных сечений классов 1–3
$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{m1}}$	для поперечных сечений класса 4
где χ – понижающий коэффициент для соответствующей формы потери устойчивости, (см. 2.2.1.1 и 2.2.1.2). При определении A и A_{eff} отверстия для крепежных деталей на концах колонн учитывать не следует.	

(2) Понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости определяется по формулам таблицы 2.9

Таблица 2.9

$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ при } \chi \leq 1,0$
где $\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$
здесь α – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства; $\bar{\lambda}$ – гибкость для соответствующей формы потери устойчивости (см. 2.2.1.1 и 2.2.1.2).

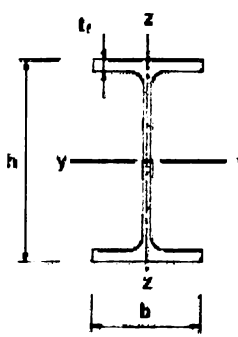
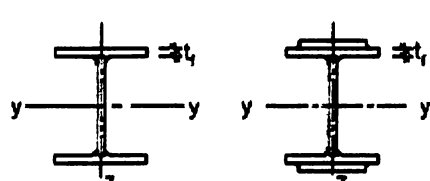
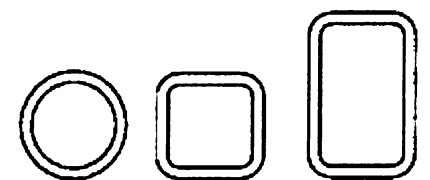
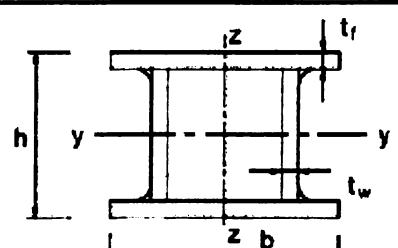
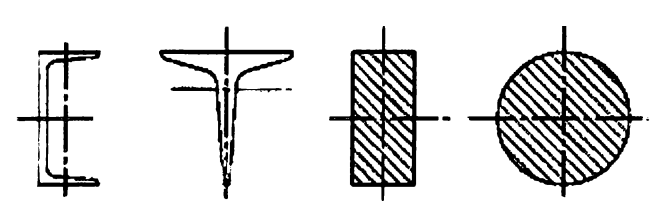
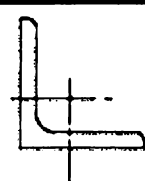
(3) Коэффициент α , соответствующий определенной кривой потери устойчивости, принимается согласно таблице 2.10. Кривые потери устойчивости назначаются согласно таблице 2.11

Таблица 2.10

Кривая потери устойчивости	a_0	a	b	c	d
Коэффициент α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

(4) При гибкости $\bar{\lambda} \leq 0,2$ или при $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ проверкой устойчивости допускается пренебречь и проверять только поперечное сечение по 2.1.4.

Таблица 2.11 – Выбор кривой потери устойчивости

Поперечные сечения		Пределы		Потеря устойчи- вости относи- тельно оси	Кривая потери устойчивости	
					S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Прокатные сечения		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ мм}$	y-y z-z	a b	a ₀ a ₀
			$40 \text{ мм} < t_f \leq 100 \text{ мм}$	y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ мм}$	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100 \text{ мм}$	y-y z-z	d d	c c
Сварные двутавровые сечения		$t_f \leq 40 \text{ мм}$		y-y z-z	b c	b c
		$t_f > 40 \text{ мм}$		y-y z-z	c d	c d
Замкнутые сечения		Горячедеформирован- ные		Все	a	a ₀
		Холоднодеформирован- ные		Все	c	c
Сварные коробчатые сече- ния		В общем случае, кроме перечисленных ниже		Все	b	b
		С толщиной сварных швов: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		Все	c	c
Швеллеры, тавры и сплошные сечения				Все	c	c
Уголки				Все	b	b

2.2.1.1 Гибкость при потере устойчивости по изгибной форме (продольный изгиб)

Таблица 2.12 – Условная гибкость $\bar{\lambda}$

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1}$	для поперечных сечений классов 1 – 3
$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \cdot \frac{1}{\lambda_1}$	для поперечных сечений класса 4
где N_{cr} – критическая сила для изгибной формы потери устойчивости в упругой стадии, вычисленная с использованием характеристик поперечного сечения брутто (см. 2.3.1). L_{cr} – расчетная длина; i – радиус инерции поперечного сечения брутто относительно соответствующей оси; $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\epsilon$, здесь $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, ($f_y$ в Н/мм²).	

2.2.1.2 Гибкость при потере устойчивости по крутильной или изгибно-крутильной форме

(1) Для элементов с сечением открытого типа следует учитывать возможность того, что сопротивление элемента при потере устойчивости по крутильной или изгибно-крутильной форме может оказаться меньше сопротивления при потере устойчивости по изгибной форме. В этом случае сопротивление определяется по условной гибкости $\bar{\lambda}_T$ (таблица 2.13).

Таблица 2.13 – Условная гибкость $\bar{\lambda}_T$ при крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости

$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$	для поперечных сечений классов 1 – 3
$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}}$	для поперечных сечений класса 4
где $N_{cr} = N_{cr,TF}$, но $N_{cr} < N_{cr,T}$; здесь $N_{cr,TF}$ – критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по изгибно-крутильной форме, определяется по 2.3.2; $N_{cr,T}$ – критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по крутильной форме, определяется по 2.3.3.	

(2) При крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости соответствующую кривую потери устойчивости допускается определять согласно таблице 2.11, как для оси z.

2.2.2 Изгибаемые элементы постоянного сечения

(1) Элемент, изгибаемый относительно главной оси и не закрепленный из плоскости действия изгибающего момента, следует проверять с учетом потери устойчивости по изгибно-крутильной форме (потеря устойчивости плоской формы изгиба) по таблице 2.14.

(2) Балки с достаточным раскреплением сжатой полки не теряют устойчивости по изгибно-крутильной форме. Кроме того, балки определенного типа поперечного сечения, такого как **квадратные или круглые замкнутые профили, сварные круглые трубы или прямоугольные коробчатые сечения**, также не чувствительны к потере устойчивости по изгибно-крутильной форме.

Таблица 2.14

$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	M_{Ed} – расчетный изгибающий момент; $M_{b,Rd}$ – расчетное сопротивление изгибаемого элемента при потере устойчивости по изгибно-крутильной форме
$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$	Расчетное сопротивление изгибаемого элемента при потере устойчивости по изгибно-крутильной форме
χ_{LT} – понижающий коэффициент при потере устойчивости по изгибно-крутильной форме.	

(1) Понижающий коэффициент при потере устойчивости по изгибно-крутильной форме в общем случае определяется согласно 2.2.2.1 в зависимости от условной гибкости λ_{LT} (см. таблицу 2.15). Для прокатных или эквивалентных им сварных поперечных сечений понижающий коэффициент допускается принимать согласно 2.2.2.2.

Таблица 2.15

$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$	для поперечных сечений классов 1,2
$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$	для поперечных сечений класса 3
$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$	для поперечных сечений класса 4
где M_{cr} – критический момент потери устойчивости в упругой стадии, вычисленный с использованием характеристик поперечного сечения брутто (см. 2.4).	

2.2.2.1 Кривые потери устойчивости. Общий случай

Таблица 2.16 – Определение коэффициента χ_{LT}

$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0$
где $\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$
здесь α_{LT} – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства, соответствующий определенной кривой потери устойчивости, принимается по таблице 2.17. Рекомендации по выбору кривой потери устойчивости приведены в таблице 2.18.

Таблица 2.17 – Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства α_{LT}

Кривая потери устойчивости	a	b	c	d
Коэффициент α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Таблица 2.18 – Рекомендуемые кривые потери устойчивости

Поперечное сечение	Пределы	Кривая потери устойчивости
Прокатные двутавровые сечения	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Сварные двутавровые сечения	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Другие поперечные сечения	—	d

(1) При условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ (см. 2.3.2.3) или при $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$ (см. 2.3.2.3) про-

веркой устойчивости по изгибно-крутильной форме допускается пренебрегать и проверять только поперечное сечение на прочность.

2.2.2.2 Кривые потери устойчивости для прокатных или эквивалентных им сварных поперечных сечений

Таблица 2.19 – Определение коэффициента χ_{LT} для прокатных или эквивалентных им сварных поперечных сечений

$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \min\left(1,0; \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2}\right)$
где $\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2\right]$
$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \leq \min\left(1,0; \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2}\right)$
где $f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2\right] \leq 1,0$ здесь α_{LT} – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства, соответствующий определенной кривой потери устойчивости, принимается по таблице 2.20. Рекомендации по выбору кривой потери устойчивости приведены в таблице 2.21; $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$; $\beta = 0,75$; k_c – поправочный коэффициент, принимается по таблице 2.22.

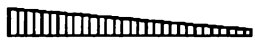
Таблица 2.20 – Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства α_{LT}

Кривая потери устойчивости	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
Коэффициент α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Таблица 2.21 – Рекомендации по выбору кривой потери устойчивости для прокатных или эквивалентных им сварных поперечных сечений

Поперечное сечение	Пределы	Кривая потери устойчивости
Прокатные двутавровые сечения	$h/b \leq 2$	<i>b</i>
	$h/b > 2$	<i>c</i>
Сварные двутавровые сечения	$h/b \leq 2$	<i>c</i>
	$h/b > 2$	<i>d</i>

Таблица 2.22 – Поправочные коэффициенты k_c

Эпюра моментов	k_c
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
  	0,94 0,90 0,91
  	0,86 0,77 0,82

2.2.2.3 Упрощенный метод для балок с элементами бокового раскрепления (метод эквивалентной сжатой полки)

(1) Устойчивость по изгибно-крутильной форме элементов с дискретным боковым раскреплением сжатых полок обеспечена, если длина L_c между раскреплениями или результирующая гибкость $\bar{\lambda}_f$ эквивалентной сжатой полки удовлетворяет условию таблицы 2.23.

Таблица 2.23

$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c,0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$
где $M_{y,Ed}$ – максимальное расчетное значение изгибающего момента между точками раскрепления относительно оси $y - y$; k_c – поправочный коэффициент по таблице 2.22; $i_{f,z}$ – радиус инерции эквивалентной сжатой полки, состоящей из сжатой полки плюс 1/3 сжатой части площади поперечного сечения стенки, относительно второстепенной оси сечения. Для поперечных сечений класса 4 $i_{f,z}$ можно принимать по <i>Примечанию 1В</i> п. 6.3.2.4 [26]; $\bar{\lambda}_{c,0}$ – предельное значение условной гибкости эквивалентной сжатой полки, определенной выше. Рекомендуемое предельное значение $\bar{\lambda}_{c,0} = 0,5$; $M_{c,Rd} = W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$, W_y – момент сопротивления сечения, соответствующий сжатой полке; $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\epsilon$, $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, ($f_y$ в Н/мм²)

(2) Если условная гибкость сжатой полки $\bar{\lambda}_f > \bar{\lambda}_{c,0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$, расчетный критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба можно принимать согласно таблице 2.24.

Таблица 2.24

$M_{b,Rd} = k_{fl} \chi M_{c,Rd}, \text{ но } M_{b,Rd} \leq M_{c,Rd}$
где χ – понижающий коэффициент для эквивалентной сжатой полки, определяемый по $\bar{\lambda}_f$; k_{fl} – поправочный коэффициент, учитывающий упрощенный расчет по методу эквивалентной сжатой полки. Рекомендуемое значение $k_{fl} = 1,10$

(3) Для определения понижающего коэффициента χ кривую потери устойчивости принимают согласно таблице 2.25

Таблица 2.25

Поперечное сечение	Пределы	Кривая потери устойчивости
Сварные сечения	$\frac{h}{t_f} \leq 44\epsilon$	d
Все остальные сечения		c
где h – полная высота поперечного сечения; t_f – толщина сжатой полки		

2.2.3 Сжато-изгибаемые (внецентренно-сжатые) элементы постоянного сечения

Таблица 2.26

$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} \leq 1, \quad \frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$
$N_{Ed}, M_{y,Ed}$ – расчетные значения сжимающей осевой силы и изгибающих моментов относительно оси $y - y$, соответственно; $N_{Rk}, M_{y,Rk}$ – характеристические значения сопротивления поперечного сечения по прочности при действии сжимающей осевой силы и изгибающих моментов относительно оси $y - y$, соответственно; $\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$ — моменты от смещения центра тяжести относительно осей $y - y$ и $z - z$ для сечений класса 4; χ_y и χ_z – понижающие коэффициенты при потере устойчивости по изгибной форме, согласно 2.2.1; χ_{LT} – понижающий коэффициент при потере устойчивости по изгибно-крутильной форме, согласно 2.2.2; k_{yy}, k_{zy}, – коэффициенты взаимодействия

Таблица 2.27 – Значения для вычисления $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y W_i$ и $\Delta M_{i,Ed}$

Величина	Класс сечений			
	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$

Таблица 2.28 – Метод 1. Коэффициенты взаимодействия k_{ij}

Коэффициенты взаимодействия	Расчетные предпосылки	
	Упругие свойства поперечных сечений. Класс 3, класс 4	Пластические свойства поперечных сечений. Класс 1, класс 2
k_{yy}	$C_{my} C_{mLT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{1}{C_{yy}}$
k_{zy}	$C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{1}{C_{zy}} \cdot 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
Вспомогательные обозначения:		
$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}, \mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$		$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \cdot \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} \cdot C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 - \frac{1,6}{w_y} \cdot C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ $C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \cdot \left[\left(2 - 14 \cdot \frac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^5} \right) n_{pl} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \cdot \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$
$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5, w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1,5$		$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M0}}, a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$
$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z);$ $\bar{\lambda}_0$ – условная гибкость при потере устойчивости по изгибно-крутильной форме в предположении постоянного значения изгибающего момента по длине элемента, т. е. $\psi_y = 1,0$ в таблице 2.29		

Окончание таблицы 2.28

$\bar{\lambda}_{LT}$ – условная гибкость при потере устойчивости по изгибно-крутильной форме.

Если $\bar{\lambda}_0 \leq 0,2\sqrt{C_1} \cdot \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$: $C_{my} = C_{my,0}$, $C_{mLT} = 1,0$;

если $\bar{\lambda}_0 > 0,2\sqrt{C_1} \cdot \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$:

$$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \cdot \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}, \quad C_{mLT} = C_{my}^2 \cdot \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1,$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A}{W_{el,y}} \quad \text{– для сечений классов 1 – 3;}$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}} \quad \text{– для сечений класса 4,}$$

где $N_{cr,y}$ – критическая сила потери устойчивости по изгибной форме относительно оси $y - y$ в упругой стадии;

$N_{cr,z}$ – критическая сила потери устойчивости по изгибной форме относительно оси $z - z$ в упругой стадии;

$N_{cr,T}$ – критическая сила потери устойчивости по крутильной форме в упругой стадии;

I_T – момент инерции поперечного сечения при свободном кручении (постоянная Сен-Венана);

I_y – момент инерции сечения относительно оси $y - y$.

C_1 – отношение критического изгибающего момента потери устойчивости шарнирно опертого по концам элемента (наибольшее значение по его длине) к критическому изгибающему моменту потери устойчивости такого же элемента в предположении равномерной эпюры моментов по длине

Таблица 2.29 – Метод 1. Коэффициент $C_{m,i,0}$ перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов

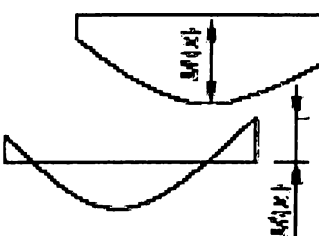
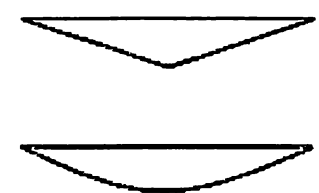
Эпюра моментов	$C_{m,i,0}$
	$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36 \cdot (\psi_i - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_i \delta_x }{L^2 M_{i,Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}},$ где $M_{i,Ed}(x)$ – максимальный момент, полученный в результате статического расчета первого порядка, $M_{y,Ed}$ или $M_{z,Ed}$; $ \delta_x $ – максимальный прогиб элемента по его длине
	$C_{mi,0} = 1 - 0,18 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ $C_{mi,0} = 1 + 0,03 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

Таблица 2.30 – Метод 2: Коэффициенты взаимодействия k_{ij} для элементов, не чувствительных к деформациям кручения

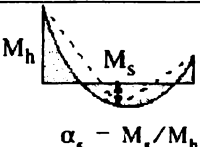
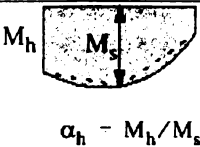
Коэффициенты взаимодействия	Расчетные предпосылки	
	класс сечений 3, 4	класс сечений 1, 2
k_{yy}	$C_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{zy}	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$

Для двутавровых и прямоугольных замкнутых сечений, подверженных действию осевого сжатия и плоского изгиба $M_{y,Ed}$, коэффициент k_{zy} допускается принимать равным нулю.

Таблица 2.31 – Метод 2: Коэффициенты взаимодействия k_{ij} для элементов, чувствительных к деформациям кручения

Коэффициенты взаимодействия	Расчетные предпосылки	
	класс сечений 3, 4	класс сечений 1, 2
k_{yy}	k_{yy} из таблицы 2.30	k_{yy} из таблицы 2.30
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ для $\bar{\lambda}_z < 0,4$: $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$

Таблица 2.32 – Метод 2: Коэффициенты C_m

Эпюра моментов	Границы	C_{my}, C_{mz} и C_{mLT}		
		Распределенная нагрузка	Сосредоточенная нагрузка	
 ψM	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$		
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \psi_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\psi_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\psi_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \psi_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\psi_s \geq 0,4$	$-0,8\psi_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1 \cdot (1 - \psi) - 0,8\psi_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\psi_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \psi_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\psi_h$	$0,90 + 0,10\psi_h$
	$-1 \leq \psi_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\psi_h$	$0,90 + 0,10\psi_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\psi_h \cdot (1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,10\psi_h \cdot (1 + 2\psi)$

Для элементов, подверженных потере устойчивости, сопровождаемой поперечным отклонением концевых узлов, коэффициент C_{my} следует принимать равным 0,9.

C_{my} и C_{mLT} следует определять в соответствии с эпюрой изгибающего момента между соответствующими точками раскрепления следующим образом:

коэффициент C_m	изгиб относительно оси	направление раскрепления
C_{my}	$y - y$	$z - z$
C_{mLT}	$y - y$	$y - y$

2.3 Определение критической сжимающей силы

2.3.1 Критическая сила плоской формы потери устойчивости центрально-сжатого стержня

Критическая сила плоской формы потери устойчивости центрально-сжатого стержня:

$$\text{относительно оси } y-y - N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{(\mu_y l_y)^2}, \quad (2.4)$$

$$\text{относительно оси } z-z - N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{(\mu_z l_z)^2}, \quad (2.5)$$

где μ_y, μ_z – коэффициенты, учитывающие условия закрепления стержня относительно осей $y-y$ и $z-z$, соответственно;

l_y, l_z – значения конструктивной длины стержня между закреплениями относительно осей $y-y$ и $z-z$, соответственно.

2.3.2 Критическая сила по крутильной форме потери устойчивости центрально-сжатого стержня

Критическая сила по крутильной форме потери устойчивости центрально-сжатого стержня

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_o^2} \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{l_t^2} \right), \quad i_o^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_o^2 + z_o^2, \quad (2.6)$$

где l_t – расчетная длина стержня, соответствующая крутильной форме потери устойчивости. В общем случае может быть принята равной конструктивной длине стержня, за исключением отдельных случаев, при которых концевые закрепления препятствуют его деформации;

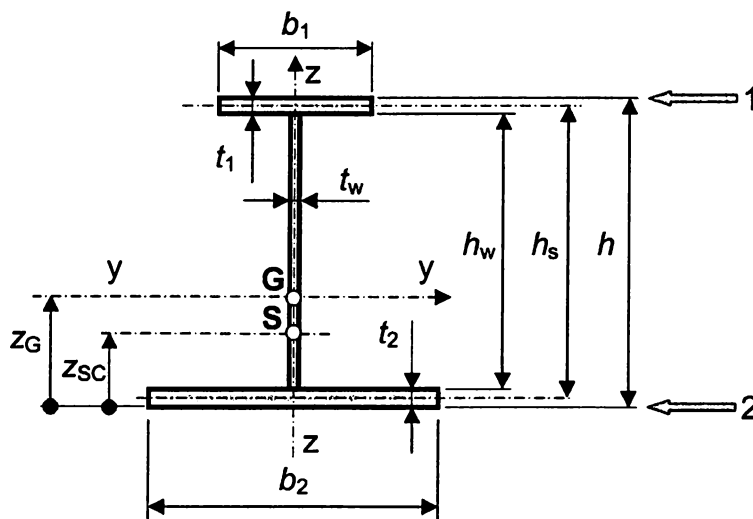
y_o, z_o – координаты центра сдвига (изгиба) сечения относительно его центра тяжести;

I_t – момент инерции сечения при свободном кручении (St. Venant torsional constant)

$$I_t = \frac{(b_1 t_1^3 + t_w^3 h_w + b_2 t_2^3)}{3}; \quad (2.7)$$

I_w – секториальный момент инерции сечения (Warping constant)

$$I_w = h_s^2 I_z \frac{(b_1^3 t_1 b_2 t_2)}{(b_1^3 t_1 + b_2^3 t_2)^2}. \quad (2.8)$$



1 – верхнее волокно, 2 – нижнее волокно

Рисунок 2.3 – Двутаковое моносимметричное сечение

2.3.3 Критическая сила по изгибно-крутильной форме потери устойчивости центрально-сжатого стержня

а) для сечения, симметричного относительно оси у-у

$$N_{cr,TF,y} = \frac{i_o^2}{2(i_y^2 + i_z^2)} \left(N_{cr,y} + N_{cr,T} - \sqrt{(N_{cr,y} + N_{cr,T})^2 - 4N_{cr,y}N_{cr,T} \frac{(i_y^2 + i_z^2)}{i_o^2}} \right); \quad (2.9)$$

б) для сечения, симметричного относительно оси z-z

$$N_{cr,TF,z} = \frac{i_o^2}{2(i_y^2 + i_z^2)} \left(N_{cr,z} + N_{cr,T} - \sqrt{(N_{cr,z} + N_{cr,T})^2 - 4N_{cr,z}N_{cr,T} \frac{(i_y^2 + i_z^2)}{i_o^2}} \right). \quad (2.10)$$

Расчетные формулы для критических сил потери устойчивости центрально-сжатого стержня по крутильной и изгибно-крутильной формам потери устойчивости справедливы для случаев, когда оба конца стержня раскреплены: от бокового смещения и от кручения относительно продольной оси.

2.4 Определение критического изгибающего момента

Критический момент потери устойчивости по изгибно-крутильной форме (потеря устойчивости плоской формы изгиба) элемента симметричного сечения, изгибаемого в плоскости симметрии

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}, \quad (2.11)$$

где L – расстояние между точками раскрепления элемента от бокового смещения;
 C_1, C_2 – коэффициенты, зависящие от внешней нагрузки, действующей на элемент, и условия раскрепления концов элемента;
 k_z – коэффициент, учитывающий условия закрепления концов элемента от поворота относительно оси z-z;
 k_w – коэффициент, учитывающий условия закрепления концов элемента от деформации;
 z_g – координата точки приложения внешней нагрузки относительно центра сдвига (изгиба) сечения; координата z_g принимается положительной, если внешняя нагрузка действует по направлению к центру сдвига (изгиба) сечения.

В общем случае коэффициенты C_1 и C_2 могут быть определены в зависимости от двух параметров:

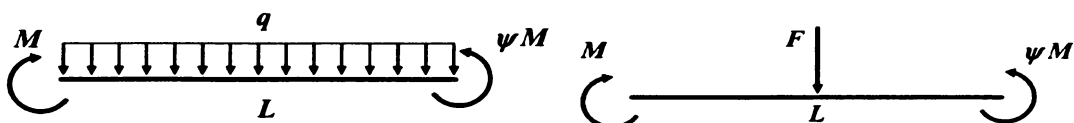
- отношение концевых моментов ψ ;
- отношение пролетного момента от поперечной нагрузки к опорному моменту μ :

$\mu = \frac{qL^2}{8M}$ – распределенная нагрузка и опорные моменты (рисунок 2.4а);

$\mu = \frac{FL}{4M}$ – сосредоточенная сила и опорные моменты (рисунок 2.4б);

а)

б)



а – с распределенной нагрузкой и опорными моментами;

б – со сосредоточенной нагрузкой в середине пролета и опорными моментами

Рисунок 2.4 – Расчетные схемы элементов

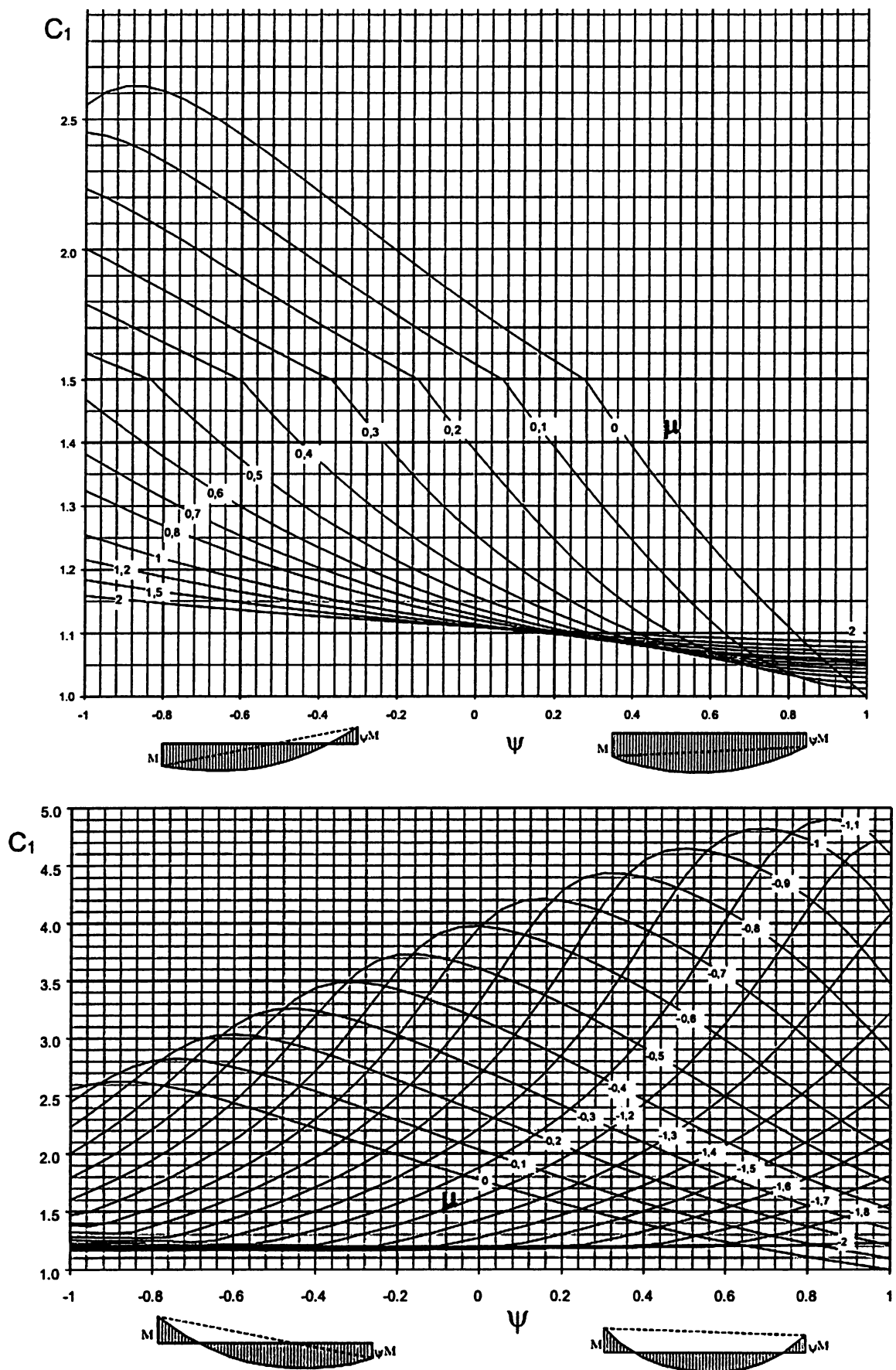


Рисунок 2.5 – Номограммы для определения коэффициента C_1 для распределенной нагрузки

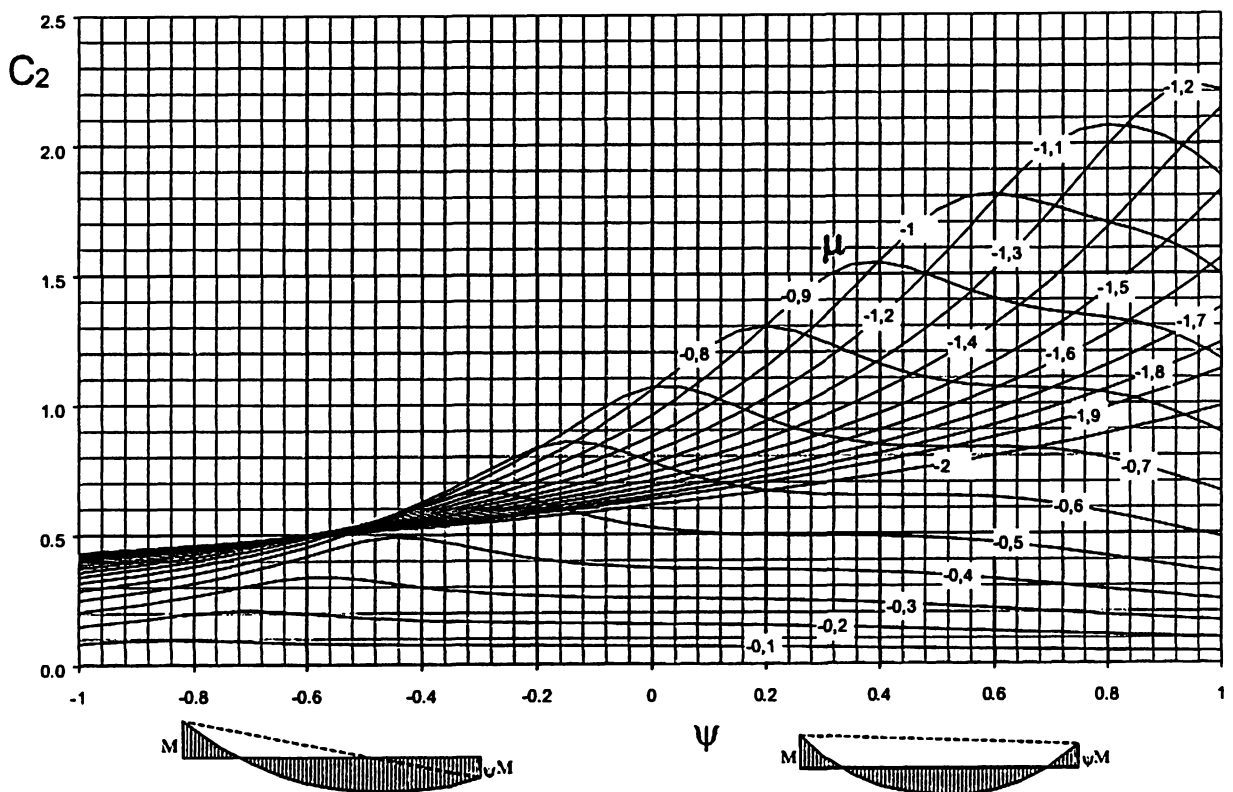
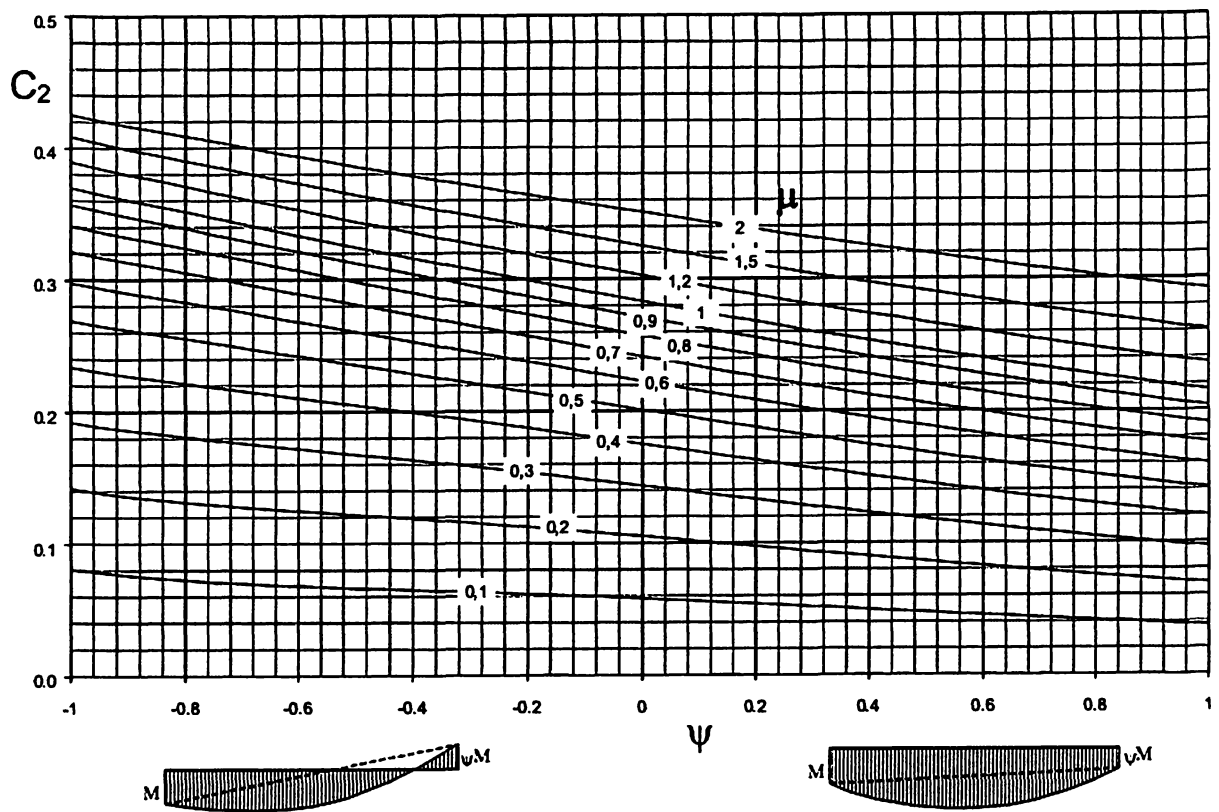


Рисунок 2.6 – Номограммы для определения коэффициента C_2 для распределенной нагрузки

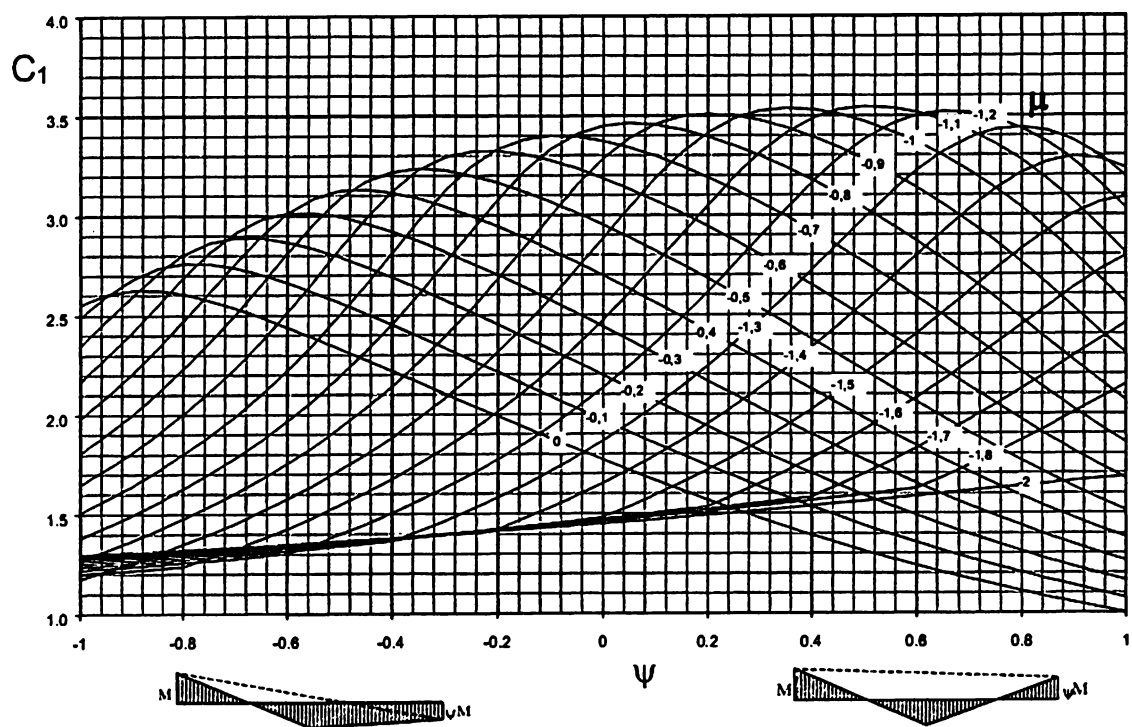
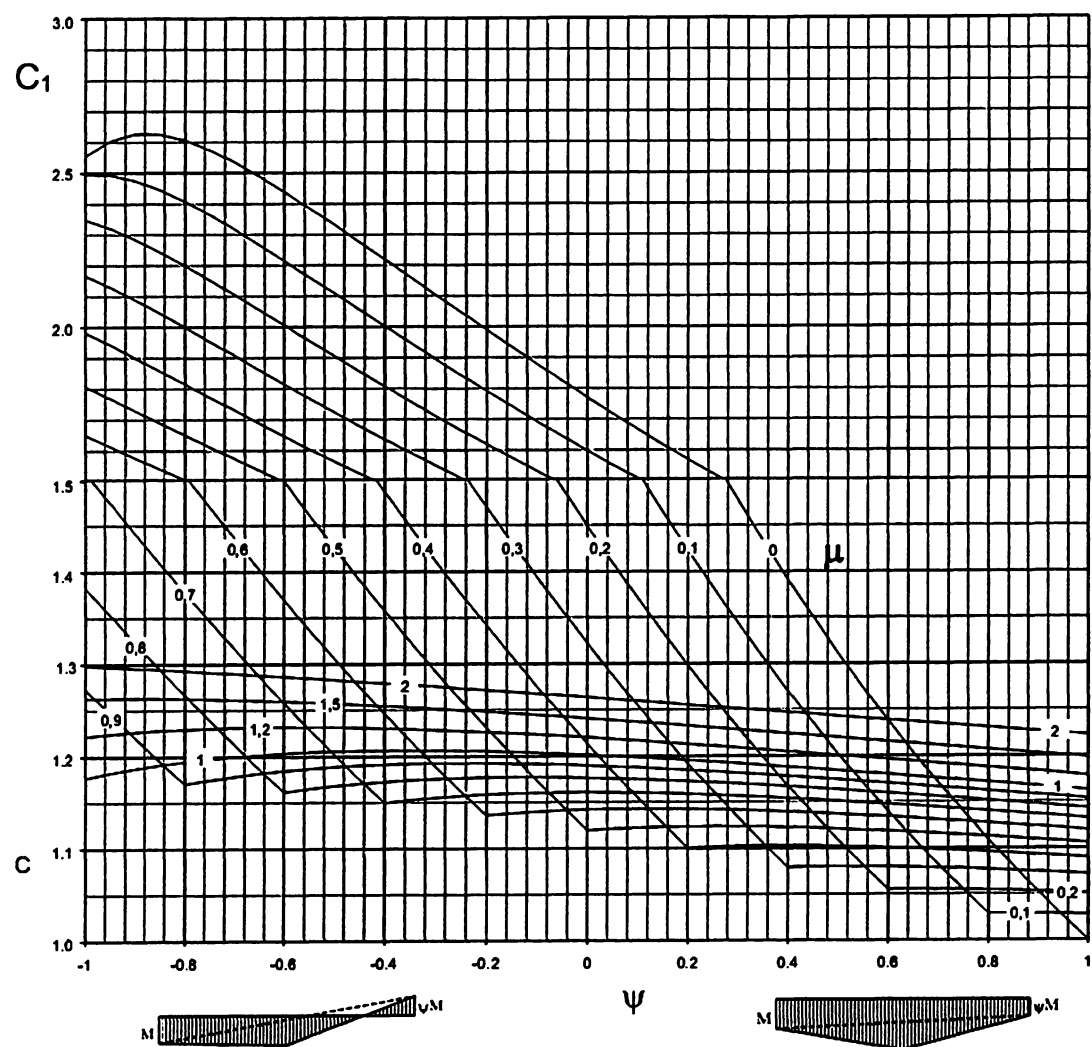


Рисунок 2.7 – Номограммы для определения коэффициента C_1 для сосредоточенной силы

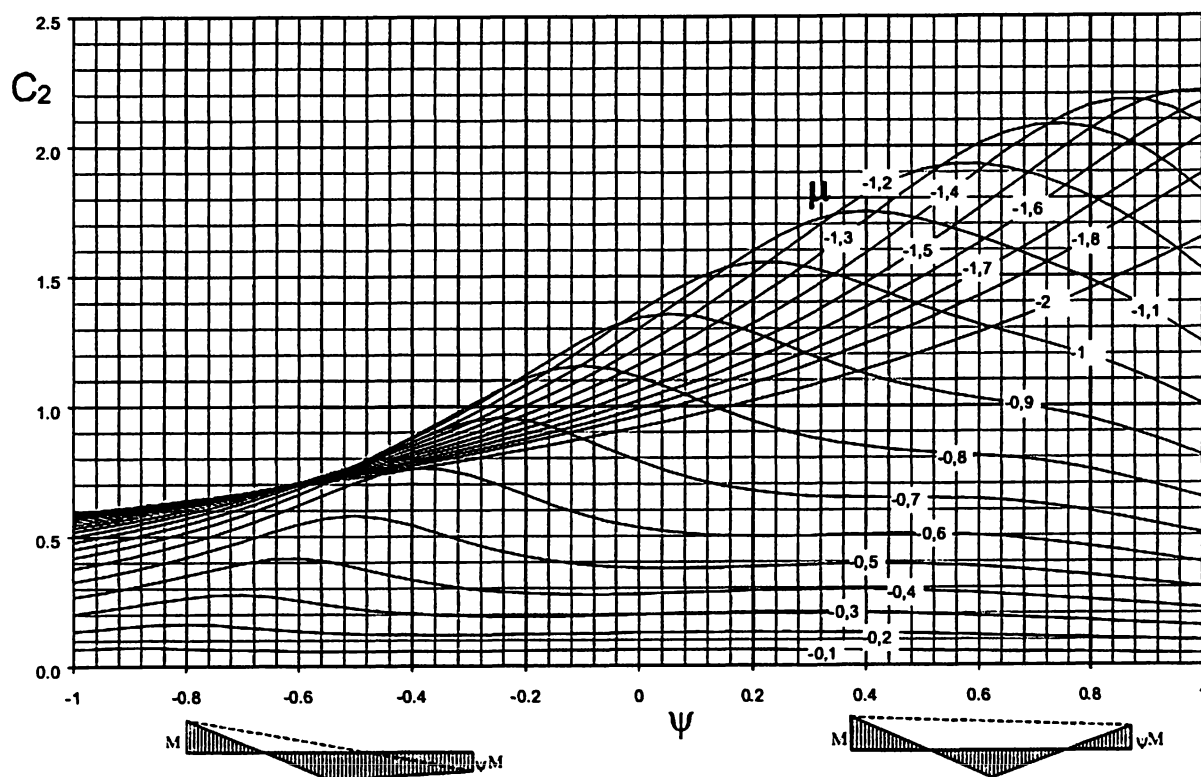
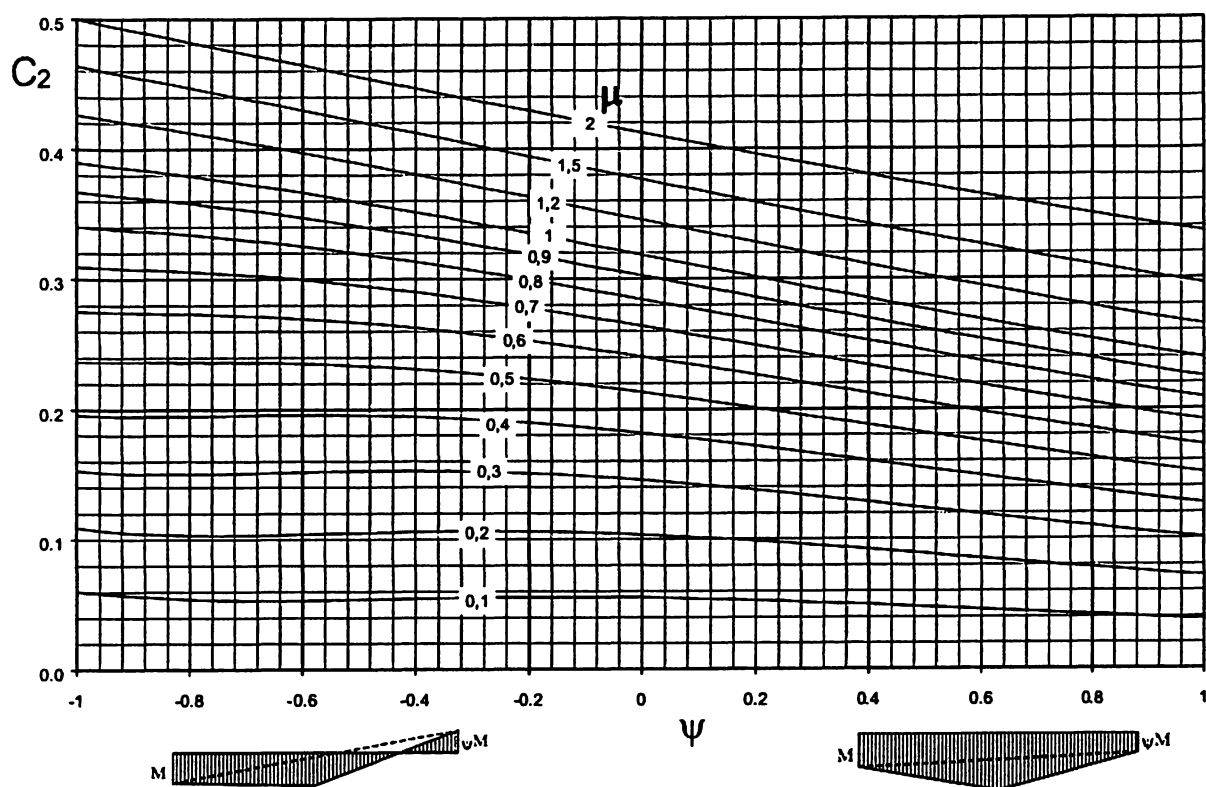


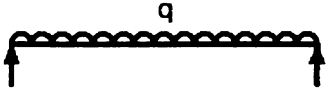
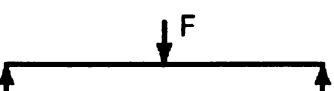
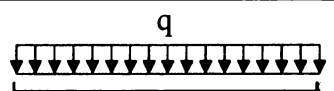
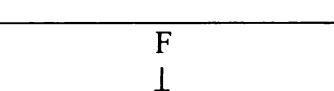
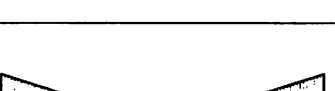
Рисунок 2.8 – Номограммы для определения коэффициента C_2 для сосредоточенной силы

Для более частных случаев коэффициенты C_1 , C_2 представлены в таблицах 2.33 и 2.34.

Таблица 2.33 – Значения коэффициентов C_1 для элементов, нагруженных только опорными моментами

ψ	+1,00	+0,75	+0,50	+0,25	0	-0,25	-0,50	-0,75	-1,00
C_1	1,00	1,14	1,31	1,52	1,77	2,06	2,35	2,57	2,55

Таблица 2.34 – Значения коэффициентов C_1 , C_2 для элементов, нагруженных только внешней нагрузкой

Вид нагружения	Изменение изгибающих моментов вдоль элемента	k_z	C_1	C_2
		1,0	1,12	0,45
		0,5	0,97	0,36
		1,0	1,35	0,59
		0,5	1,05	0,48
		1,0	1,04	0,42
		0,5	0,95	0,31
		1,0	2,57	1,55
		1,0	1,68	1,64

2.5 Предельные гибкости

Проектировщик имеет право ограничить предельную гибкость сжатых и растянутых элементов значениями, приведенными в таблицах 2.35 и 2.36, соответственно.

2.5.1 Предельные гибкости сжатых элементов

Таблица 2.35 (т. 19* [23])

Элементы конструкций	Предельная гибкость
1. Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции:	
а) плоских ферм, структурных конструкций и пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой до 50 м	180 - 60 α
б) пространственных конструкций из одиночных уголков, пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой св. 50 м	120
2. Элементы, кроме указанных в поз. 1 и 7:	
а) плоских ферм, сварных пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков, пространственных и структурных конструкций из труб и парных уголков	210 - 60 α
б) пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков с болтовыми соединениями	220 - 40 α

Окончание таблицы 2.35

3. Верхние пояса ферм, не закрепленные в процессе монтажа (предельную гибкость после завершения монтажа следует принимать по поз. 1)	220
4. Основные колонны	180 - 60α
5. Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т. п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	210 - 60α
6. Элементы связей, кроме указанных в поз. 5, а также стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие ненагруженные элементы, кроме указанных в поз. 7	200
7. Сжатые и ненагруженные элементы пространственных конструкций таврового и крестового сечений, подверженные воздействию ветровых нагрузок, при проверке гибкости в вертикальной плоскости	150
Коэффициент $\alpha = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \geq 0,5$.	

2.5.2 Предельные гибкости растянутых элементов

Таблица 2.36 (т. 20* [23])

Элементы конструкций	Предельная гибкость растянутых элементов при воздействии на конструкцию нагрузок		
	динамических, приложенных непосредственно к конструкции	статических	от кранов и железнодорожных составов
1. Пояса и опорные раскосы плоских ферм (включая тормозные фермы) и структурных конструкций	250	400	250
2. Элементы ферм и структурных конструкций, кроме указанных в поз. 1	350	400	300
3. Нижние пояса подкрановых балок и ферм	—	—	150
4. Элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	300	300	200
5. Прочие элементы связей	400	400	300
6*. Пояса, опорные раскосы стоек и траверс, тяги траверс опор линий электропередачи, открытых распределительных устройств и линий контактных сетей транспорта	250	—	—
7. Элементы опор линий электропередачи, кроме указанных в поз. 6 и 8	350	—	—
8. Элементы пространственных конструкций таврового и крестового сечений (а в тягах траверс опор линий электропередачи и из одиночных уголков), подверженных воздействию ветровых нагрузок, при проверке гибкости в вертикальной плоскости	150	—	—
Примечания: 1. В конструкциях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых элементов следует проверять только в вертикальных плоскостях.			
2. Гибкость растянутых элементов, подвергнутых предварительному напряжению, не ограничивается.			

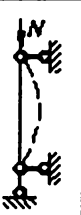
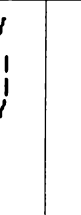
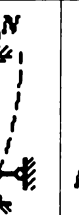
Окончание таблицы 2.36

3. Для растянутых элементов, в которых при неблагоприятном расположении нагрузки может изменяться знак усилия, предельную гибкость следует принимать как для сжатых элементов, при этом соединительные прокладки в составных элементах необходимо устанавливать не реже чем через 40i.
4. Значения предельных гибкостей следует принимать при кранах групп режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К по ГОСТ 25546-82.
5. К динамическим нагрузкам, приложенным непосредственно к конструкциям, относятся нагрузки, принимаемые в расчетах на выносливость или в расчетах с учетом коэффициентов динамичности.

2.6 Расчетные длины

2.6.1 Коэффициенты μ для определения расчетных длин колонн и стоек постоянного сечения

Таблица 2.37 (т. 71 [23])

Схема закрепления и вид нагрузки								
μ	1,0	0,7	0,5	2,0	1,0	2,0	0,725	1,12

2.6.2 Расчетные длины элементов стальных конструкций

Таблица 2.38 (т. 11 [23])

Направление продольного изгиба	Расчетная длина l_{ef}		
	поясов	опорных раскосов и опорных стоек	прочих элементов решетки
1. В плоскости фермы:			
а) для ферм, кроме указанных в поз. 1, б	l	l	$0,8l$
б) для ферм из одиночных уголков и ферм с креплением элементов решетки к поясам впритык	l	l	$0,9l$
2. В направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы):			
а) для ферм, кроме указанных в поз. 2, б	l_1	l_1	l_1
б) для ферм с поясами из замкнутых профилей с креплением элементов решетки к поясам впритык	l_1	l_1	$0,9l_1$
где l – геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов) в плоскости фермы; l_1 – расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы (поясами ферм, специальными связями, жесткими плитами покрытий, прикрепленными к поясу сварными швами или болтами, и т. п.).			

Примеры расчета и конструирования изгибаемых элементов

Пример 2.1. Подбор сечения прокатной балки

Подобрать сечение прокатной балки из стали С275 по ГОСТ 27772-88. Пролет балки $L = 5,5$ м, шаг балок $B = 3,2$ м. Нагрузка на балку от веса перекрытия приведена в таблице 2.39. Класс надежности RC2. Помещение категории D2. Функциональная нагрузка на перекрытие $q_k = 7$ кН/м².

Таблица 2.39 – Постоянная нагрузка на перекрытие

Наименование	G_k , кН/м ²
Цементно-песчаная стяжка $\rho=20$ кН/м ³ , $t=25$ мм	0,5
ЖБ плита $\rho=25$ кН/м ³ , $t=120$ мм	3,0
Итого:	3,5

Расчетная нагрузка на балку для предельных состояний несущей способности (группа В: STR/GEO)

$$g_1 = (\gamma_{G_{sup}} \cdot G_k + \psi_0 \cdot \gamma_{Q1} \cdot Q_k) \cdot k_{FI} = (1,35 \cdot 3,5 + 0,7 \cdot 1,5 \cdot 7) \cdot 1,0 = 12,075 \text{ кН / м}^2;$$

$$g_2 = (\xi \cdot \gamma_{G_{sup}} \cdot G_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_k) \cdot k_{FI} = (0,85 \cdot 1,35 \cdot 3,5 + 1,5 \cdot 7) \cdot 1,0 = 14,52 \text{ кН / м}^2;$$

$$g_{Ed} = \max(g_1; g_2) = 14,52 \text{ кН / м}^2,$$

где $\gamma_{G_{sup}} = 1,35$ – частный коэффициент безопасности для постоянного неблагоприятного воздействия;

$G_k = 3,5$ кН / м² – характеристическое значение постоянной нагрузки;

$\psi_0 = 0,7$ – коэффициент для комбинационных значений переменного функционального воздействия для помещений категории D2 (таблица 1.4 [20], таблица A1.1(B) [24]);

$\gamma_{Q1} = 1,5$ – частный коэффициент безопасности для переменного воздействия;

$k_{FI} = 1,0$ – коэффициент, зависящий от класса надёжности (таблица 1.2В [20], таблица A1.2(B) [24]);

$\xi = 0,85$ – понижающий коэффициент для неблагоприятного постоянного воздействия (таблица 1.2В [20], таблица A1.2(B) [24]).

Для предельных состояний эксплуатационной пригодности

$$g_k = G_k + \psi_2 \cdot Q_k = 3,5 + 0,6 \cdot 7 = 7,7 \text{ кН / м}^2.$$

Подбор сечения балки. Нагрузки на балку с учетом ее шага (ширины грузовой площади) и собственного веса балки:

$$q_{Ed} = k_g \cdot g_{Ed} \cdot B = 1,02 \cdot 14,52 \cdot 3,2 = 47,39 \text{ кН / м};$$

$$q_k = k_g \cdot g_k \cdot B = 1,02 \cdot 7,7 \cdot 3,2 = 25,133 \text{ кН / м},$$

где $k_g = 1,02$ – коэффициент, учитывающий собственный вес балки.

$$\text{Расчетный изгибающий момент } M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8} = \frac{47,39 \cdot 5,5^2}{8} = 179,19 \text{ кНм}.$$

Требуемый момент сопротивления и инерции сечения балки в предположении, что подобранное сечение будет класса 1 или 2

$$\frac{M_{Ed}}{W_{ply}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{ply} = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{179,19 \cdot 10^2 \cdot 1,025}{275 \cdot 10^{-1}} = 667,89 \text{ см}^3,$$

где $f_y = 275$ МПа – предел текучести для стали С275 (таблица 1.3);

$$\gamma_{M0} = \frac{\gamma_m}{\gamma_c} = \frac{1,025}{1,00} = 1,025 \text{ – частный коэффициент безопасности при определении несущей способности поперечных сечений по прочности независимо от класса (таблица 1.8).}$$

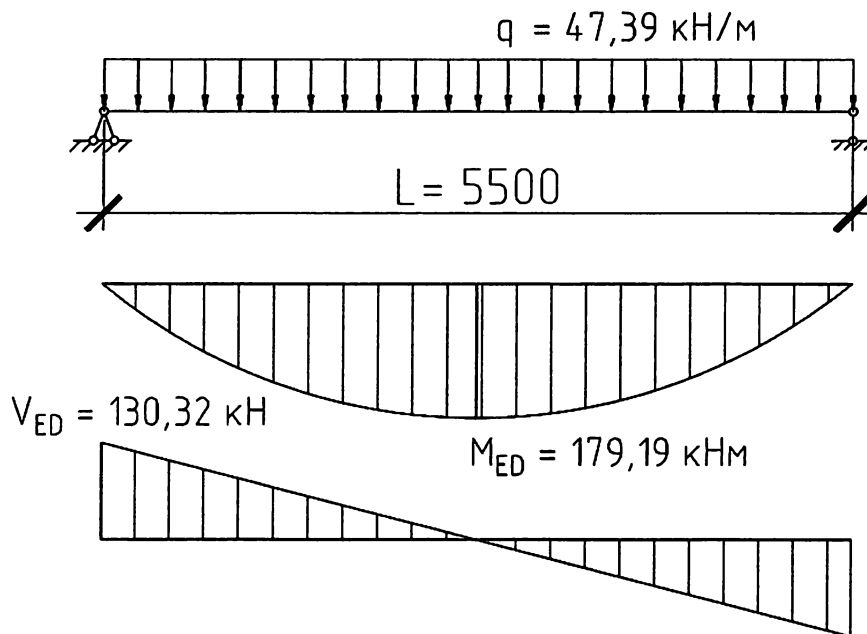


Рисунок 2.9 – Расчетная схема балки, эпюры внутренних сил

Из условия максимального прогиба определяем требуемый момент инерции (таблица А.3, Приложение А)

$$a = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot L^4}{E \cdot I_y} \Rightarrow I_y = \frac{5 \cdot q_k \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot a_{\text{lim}}} = \frac{5 \cdot 25,133 \cdot 10^{-2} \cdot 5500^4}{384 \cdot 210000 \cdot 10^{-1} \cdot 2,87} = 4968,6 \text{ см}^4,$$

где $E = 210000 \text{ МПа}$ – модуль упругости стали (таблица 1.7);

$a_{\text{lim}} = 2,87 \text{ см}$ – предельный прогиб балки при $L = 5,5 \text{ м}$ (таблица А.2, Приложение А).

Принимаем двутавр 35Б1 по СТО АСЧМ 20-93 (таблица Б.6, Приложение Б). Геометрические характеристики принятого двутавра сводим в таблицу 2.40.

Таблица 2.40 – Геометрические характеристики двутавра 35Б1 по СТО АСЧМ 20-93

h , мм	b , мм	t_f , мм	t_w , мм	r , мм	A , см ²	I_y , см ⁴	W_{ply} , см ³	S_y , см ³	g_I , кг/м
346	174	9	6	14	52,68	11095	716,2	358,1	41,4

Определение класса сечения принятого профиля. Уточняем предел текучести стали С275. При $t_f = 9 \text{ мм} \Rightarrow f_y = 275 \text{ МПа}$ (таблица 1.3).

Коэффициент корректировки по стали $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 275} = 0,924$.

Свес полки $c_f = \frac{b - t_w}{2} - r = \frac{174 - 6}{2} - 14 = 7 \text{ см}$.

Т. к. $c_f / t_f = 7 / 9 = 0,78 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,924 = 8,316$, то полка относится к 1-му классу.

Расчетная высота стенки $c_w = h - 2 \cdot (t_f + r) = 346 - 2 \cdot (9 + 14) = 30 \text{ см}$.

Т. к. $c_w / t_w = 30 / 6 = 50 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,924 = 66,53$, то стенка относится к 1-му классу.

Следовательно, сечение балки соответствует **1-му классу**.

Уточняем нагрузку на балку с учетом ее собственного веса:

$$q_{Ed} = g_{Ed} \cdot B + \gamma_{G \text{ sup}} \cdot g_1 \cdot k_{FI} = 14,52 \cdot 3,2 + 1,35 \cdot 41,4 / 100 \cdot 1,0 = 47,023 \text{ кН / м};$$

$$q_k = g_k \cdot B + g_1 = 7,7 \cdot 3,2 + 41,4 / 100 = 25,054 \text{ кН / м}.$$

Уточним изгибающий момент в балке

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8} = \frac{47,023 \cdot 5,5^2}{8} = 177,81 \text{ кНм}.$$

Расчетное усилие сдвига в опорном сечении

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L}{2} = \frac{47,023 \cdot 5,5}{2} = 129,31 \text{ кН}.$$

Проверка сопротивления сдвигу сечения. Площадь сдвига A_v

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 52,68 - 2 \cdot 17,4 \cdot 0,9 + (0,6 + 2 \cdot 1,4) \cdot 0,9 = 24,42 \text{ см}^2.$$

$$\text{Площадь } \eta \cdot h_w \cdot t_w \text{ (п. 2.1.6)} A_{v0} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,0 \cdot 30 \cdot 0,6 = 18 \text{ см}^2,$$

где $\eta = 1,0$ (таблица 2.4).

Условие $A_v > A_{v0}$ выполняется.

Расчетное сопротивление сдвигу сечения в пластической стадии

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{24,42 \cdot 275 \cdot 10^{-1}}{1,025 \cdot \sqrt{3}} = 378,26 \text{ кН}.$$

$$\text{Условие прочности сечения сдвигу выполняется } \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{129,31}{378,26} = 0,342 < 1,0.$$

Проверка сопротивления сдвигу стенки сечения при локальных воздействиях.

Проверку сопротивления сдвигу стенки при локальных воздействиях требуется выполнять только в случае этажного сопряжения балок. Принимаем опирание второстепенной балки на главную балку в «одном уровне» в целях увеличения эффективной высоты под балочной площадкой. Следовательно, проверку сопротивления сдвигу стенки сечения при локальных воздействиях выполнять не требуется.

Проверка сопротивления изгибу сечения. Расчетное сопротивление изгибу $M_{c,Rd}$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{716,2 \cdot 10^{-2} \cdot 275 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 192,15 \text{ кНм}.$$

Условие прочности сопротивлению изгибу выполняется

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{177,81}{192,15} = 0,925 < 1,0.$$

Проверка предельного состояния эксплуатационной пригодности. Для изгибаемого элемента предельное состояние эксплуатационной пригодности определяется относительным прогибом

$$a = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot L^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{25,054 \cdot 10^{-2} \cdot 550^4}{210000 \cdot 10^{-1} \cdot 11095} = 1,28 \text{ см} < a_{lim} = 2,87 \text{ см}.$$

Условие выполнено.

Принятое сечение балки – двутавр 35Б1 СТО АСЧМ 20-93 из стали С275 по ГОСТ 27772-88 удовлетворяет всем требованиям.

Пример 2.2. Подбор сечения составной балки 3-го класса

Подобрать сечение сварной составной двутавровой балки 3-го класса из стали С255 по ГОСТ 27772-88. Пролет составной балки $L = 16$ м, шаг балок настила $B = 2,0$ м. Расчетная схема балки с нагрузкой на балку приведена на рисунке 2.10. Расчетный изгибающий момент $M'_{Ed} = 2304$ кНм, расчетное поперечное усилие $V'_{Ed} = 576$ кН. Узловая нагрузка на балку для проверки предельных состояний несущей способности $F = 144$ кН, для проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности $F_k = 125$ кН. Сопряжение балок – этажное.

Уточняем усилия в соответствии с расчетной схемой и с учетом собственного веса балки:

– расчетный изгибающий момент $M'_{Ed} = k_g \cdot 2304 = 1,03 \cdot 2304 = 2373,12 \text{ кНм}$;

– расчетное поперечное усилие $V'_{Ed} = k_g \cdot 576 = 1,03 \cdot 576 = 593,28 \text{ кН}$,

где $k_g = 1,03$ – коэффициент, учитывающий собственный вес балки, рекомендуемое значение $k_g = 1,01 \dots 1,03$.

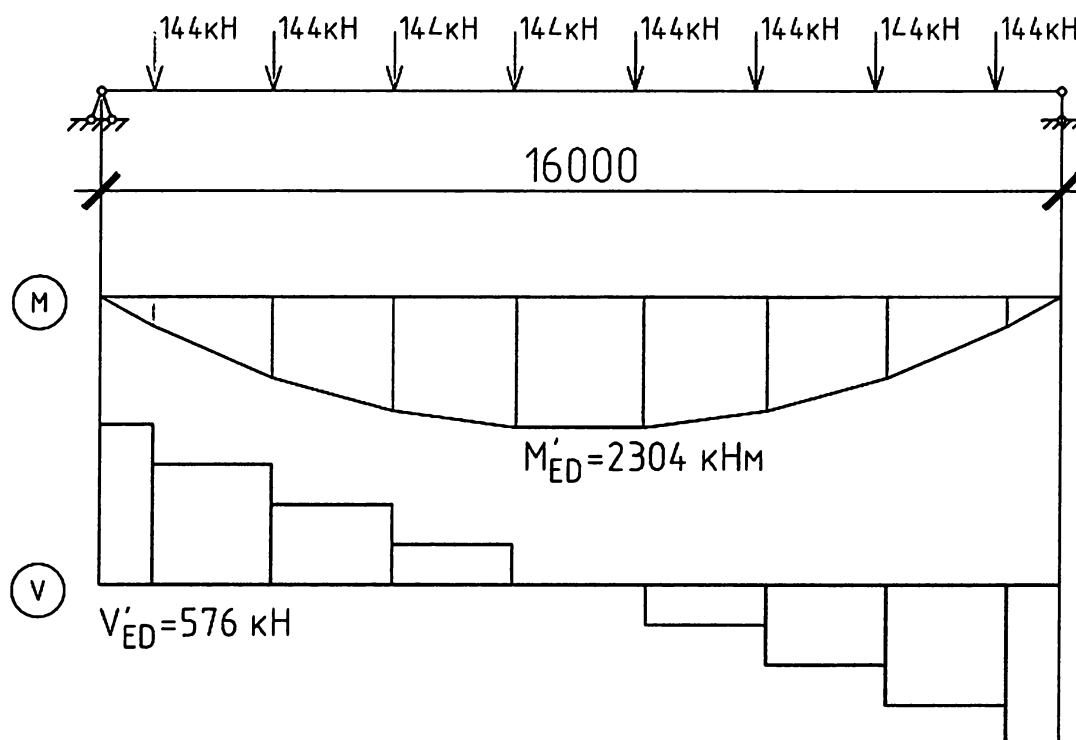


Рисунок 2.10 – Расчетная схема балки и эпюра внутренних усилий

Компоновка поперечного сечения балки. Определим требуемые моменты сопротивления и инерции сечения балки в предположении, что подобранное сечение будет класса 3.

$$\frac{M_{Ed}}{W_{ely}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{r,y} = \frac{M'_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2373,12 \cdot 10^2 \cdot 1,025}{245 \cdot 10^{-1}} = 9928 \text{ см}^3,$$

где $\gamma_{M0} = \frac{\gamma_m}{\gamma_c} = \frac{1,025}{1,00} = 1,025$ – частный коэффициент безопасности при определении несущей

способности поперечных сечений по прочности независимо от класса (таблица 1.8);

$f_y = 245 \text{ МПа}$ – предел текучести стали С255 (таблица 1.3).

Минимальная высота балки

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{f_y \cdot l}{E} \cdot \left[\frac{l}{a} \right] \cdot \frac{F_k}{F} = \frac{5}{24} \cdot \frac{245 \cdot 10^{-1} \cdot 1600}{210000 \cdot 10^{-1}} \cdot 228 \cdot \frac{125}{144} = 76,97 \text{ см},$$

где $\left[\frac{a}{l} \right] = \frac{1}{228} \Rightarrow \left[\frac{l}{a} \right] = 228$ (таблица А.2, Приложение А).

Конструктивная высота балки $h = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12} \right) l$, принимаем $h = \frac{1}{10} \cdot l = \frac{1}{10} \cdot 16 = 1,6 \text{ м}$.

Для сварных балок высотой до 2 м рекомендуемая толщина стенки находится из фор-

мулы $t_w = 7 \text{ мм} + \frac{3 \cdot h}{1000} = 7 \text{ мм} + \frac{3 \cdot 1600}{1000} = 11,8 \text{ мм}$.

Принимаем $t_w = 12$ мм. Тогда оптимальная высота балки

$$h_{opt} = k \sqrt{\frac{W_{tr,y}}{t_w}} = 1,15 \sqrt{\frac{9928}{1,2}} = 1,046 \text{ м},$$

где k – конструктивный коэффициент, принимаемый для сварных балок равным 1,15.

Принимаем высоту балки $h = 1250$ мм. Определим оптимальную толщину стенки.

1. Из условия прочности сдвигу ($\eta = 1,00$, п. 2.1.6)

$$t_w \geq \frac{V_{Ed} \cdot \gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}{f_y \cdot h \cdot \eta} = \frac{593,28 \cdot 1,025 \cdot \sqrt{3}}{245 \cdot 10^{-1} \cdot 125 \cdot 1} = 0,344 \text{ мм}.$$

2. Из условия 3-го класса сечения

$$t_w \geq \frac{h}{124 \cdot \varepsilon} = \frac{1,25}{124 \cdot 0,979} = 10,29 \text{ мм},$$

где $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 245} = 0,979$ – коэффициент корректировки по стали.

Окончательно принимаем стенку балки из стали по ГОСТ 19903 толщиной $t_w = 10$ мм (таблица Б.7, Приложение Б). Задаемся толщиной полки $t_f = 20$ мм (таблица Б.7, Приложение Б).

$$\text{Из условия свариваемости } \frac{t_f}{t_w} = \frac{20}{10} = 2,0 < 3.$$

Определяем ширину полки балки.

1. Из условия обеспечения сопротивления изгибу.

$$\text{Высота стенки балки } h_w = h - 2t_f = 125 - 2 \cdot 2,0 = 121 \text{ см}.$$

$$\text{Высота по осям поясов } h_f = h - t_f = 125 - 2,0 = 123 \text{ см}$$

$$\text{Требуемый момент инерции сечения } I_{tr,y} = W_{tr,y} \cdot \frac{h}{2} = 9928 \cdot \frac{125}{2} = 620522 \text{ см}^4.$$

$$\text{Момент инерции стенки балки } I_{wy} = \frac{t_w}{12} \cdot h_w^3 = \frac{1,0}{12} \cdot 121^3 = 147630 \text{ см}^4.$$

Требуемый момент инерции полки

$$I_{fy} = I_{tr,y} - I_{wy} = 620522 - 147630 = 472892 \text{ см}^4.$$

Требуемая площадь и ширина полки

$$A_f = \frac{2 \cdot I_f}{h_f^2} = \frac{2 \cdot 472892}{123^2} = 62,51 \text{ см}^2;$$

$$b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{62,51}{2,0} = 31,26 \text{ см}.$$

2. Максимальная ширина пояса из условия 3-го класса сечения (без учета сварных швов) $b_{max} = t_w + 2 \cdot 14 \cdot \varepsilon \cdot t_f = 1,0 + 2 \cdot 14 \cdot 0,979 \cdot 2 = 55,83 \text{ см}.$

3. Ширину пояса принимаем из условия $\frac{h}{5} = 24 \text{ см} \leq b \leq \frac{h}{3} = 40 \text{ см}$, из условия опирания вышележащих конструкций $b \geq 18 \text{ см}.$

По таблице Б.7 Приложения Б принимаем ширину пояса балки

$$b = 32 \text{ см} < b_{max} = 55,83 \text{ см}.$$

Принятое сечение составной сварной балки приведено на рисунке 2.11.

Определяем расчетные геометрические характеристики сечения.

$$\text{Площадь сечения } A = 2 \cdot b \cdot t_f + h_w \cdot t_w = 2 \cdot 32 \cdot 2 + 121 \cdot 1,0 = 249 \text{ см}^2.$$

Момент инерции сечения относительно оси $y - y$

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

$$= \frac{1,0}{12} \cdot 121^3 + 2 \cdot \left[32 \cdot 2 \cdot \left(\frac{2}{2} + \frac{121}{2} \right)^2 + \frac{32}{12} \cdot 2^3 \right] = 631801 \text{ см}^4.$$

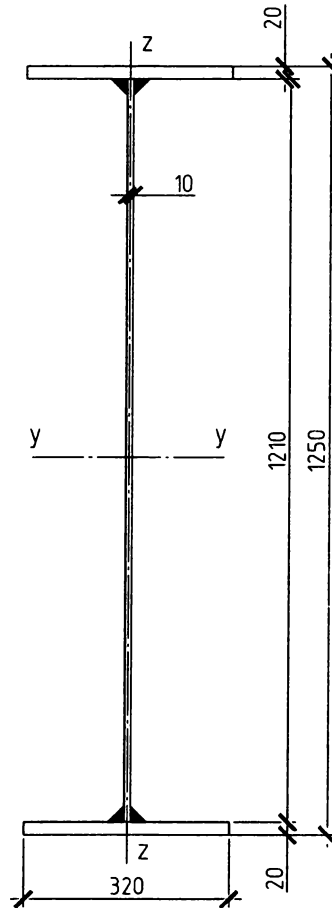


Рисунок 2.11 – Сечение составной сварной балки

Момент сопротивления сечения относительно оси $y - y$

$$W_{ely} = \frac{I_y}{0,5 \cdot h} = \frac{631821}{0,5 \cdot 125} = 10108,8 \text{ см}^3.$$

Проверка необходимости учета сдвигового запаздывания.

$$b_0 = 15,5 \leq \frac{L}{50} = \frac{1600}{50} = 32,$$

где $b_0 = \frac{b - t_w}{2} = \frac{32 - 1,0}{2} = 15,5 \text{ см}$ – ширина свободного свеса полки;

$$\frac{L}{50} = \frac{1600}{50} = 32 \text{ см} \text{ – предельное значение ширины свободного свеса полки.}$$

Учет сдвигового запаздывания не требуется.

Определение класса сечения балки. Уточняем предел текучести стали С255. При $t_f = 20 \text{ мм} \Rightarrow f_y = 245 \text{ МПа}$ (таблица 1.3).

$$\text{Свес полки } c_f = \frac{(b - t_w)}{2} = \frac{(32 - 1,0)}{2} = 15,5 \text{ см.}$$

Т. к. $\frac{c_f}{t_f} = \frac{15,5}{2} = 7,75 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,979 = 8,81$, то полка относится к 1-му классу.

Расчетная высота стенки $c_w = h_w = 121$ см.

Т. к. $\frac{c_w}{t_w} = \frac{121}{1,0} = 121 < 124 \cdot \varepsilon = 124 \cdot 0,979 = 121,4$, то стенка относится к 3-му классу.

Сечение балки соответствует 3-му классу.

Уточняем расчетные усилия с учетом собственного веса балки.

Погонная масса балки $g_{gb} = A \cdot \rho = 249 \cdot 10^{-4} \cdot 7850 \cdot 10^{-2} = 1,955 \frac{\kappa H}{м}$,

где $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$ – плотность стали (таблица 1.7).

Уточняем расчетный изгибающий момент в середине пролета

$$M_{Ed} = 2304 + g_{gb} \cdot \frac{L^2}{8} = 2304 + 1,955 \cdot \frac{16^2}{8} = 2366,56 \text{ кНм}.$$

Проверка сопротивления сечения изгибу (проверка прочности).

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{2366,56}{2416,25} = 0,979 < 1,$$

где $M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10108,8 \cdot 10^{-2} \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 2416,25 \text{ кНм}$ – расчетное сопротивление изгибу поперечного сечения 3-го класса.

Проверка сопротивления потере устойчивости балки при изгибе (таблица 2.23, п. 6.3.2.4 [26]). Устойчивость по изгибно-крутильной форме балки с дискретным боковым раскреплением сжатых полок обеспечена, если длина L_c между раскреплениями или результирующая гибкость $\bar{\lambda}_f$ эквивалентной сжатой полки удовлетворяет условию

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{f,z} \cdot \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c,0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}},$$

где $L_c = B = 2,0 \text{ м}$ – расстояние между раскреплениями сжатого пояса балки;

$k_c = 0,94$ – коэффициент, учитывающий характер эпюры изгибающих моментов (таблица 2.22);

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 93,9 \cdot 0,979 = 91,928 \text{ – значение условной гибкости;}$$

$M_{y,Ed} = 2366,56 \text{ кНм}$ – максимальное расчетное значение изгибающего момента между точками раскрепления относительно оси у-у;

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{10108,8 \cdot 10^{-2} \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 2416,25 \text{ кНм} \text{ – минимальное значение расчет-}$$

ного сопротивления сечения между точками;

$$\gamma_{M1} = \frac{\gamma_m}{\gamma_{c1}} = \frac{1,025}{1,0} = 1,025 \text{ – частный коэффициент;}$$

$\gamma_{c1} = 1,0$ – коэффициент условий работы при расчетах на устойчивость;

$i_{f,z}$ – радиус инерции эквивалентной сжатой полки, состоящей из сжатой полки плюс 1/3 сжатой части площади поперечного сечения стенки, относительно второстепенной оси сечения,

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{t_f \cdot b^3}{12} + \frac{h_w \cdot t_w^3}{2 \cdot 3 \cdot 12}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 32^3}{12} + \frac{121 \cdot 1,0^3}{2 \cdot 3 \cdot 12}} = 8,06 \text{ см};$$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{h_w \cdot t_w^3}{b \cdot t_f + \frac{h_w}{2 \cdot 3} \cdot t_w}} = \sqrt{\frac{121 \cdot 1,0^3}{32 \cdot 2 + \frac{121}{2 \cdot 3} \cdot 1,0}}$$

$\bar{\lambda}_{c,0} = 0,5$ – предельное значение условной гибкости эквивалентной сжатой полки (таблица 2.23).

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{f,z} \cdot \lambda_1} = \frac{0,94 \cdot 2,0 \cdot 10^2}{8,06 \cdot 91,928} = 0,254 < \bar{\lambda}_{c,0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \cdot \frac{2416,25}{2366,56} = 0,510.$$

Проверку устойчивости изгибаемого элемента выполнять не требуется.

Изменение сечения балки. Изменение сечения выполняют на расстоянии не более $x_{\max} = L/6 = 16/6 = 2,667 \text{ м}$. Принимаем $x_1 = 2,6 \text{ м} < x_{\max} = 2,667 \text{ м}$ от опоры (рисунок 2.12).

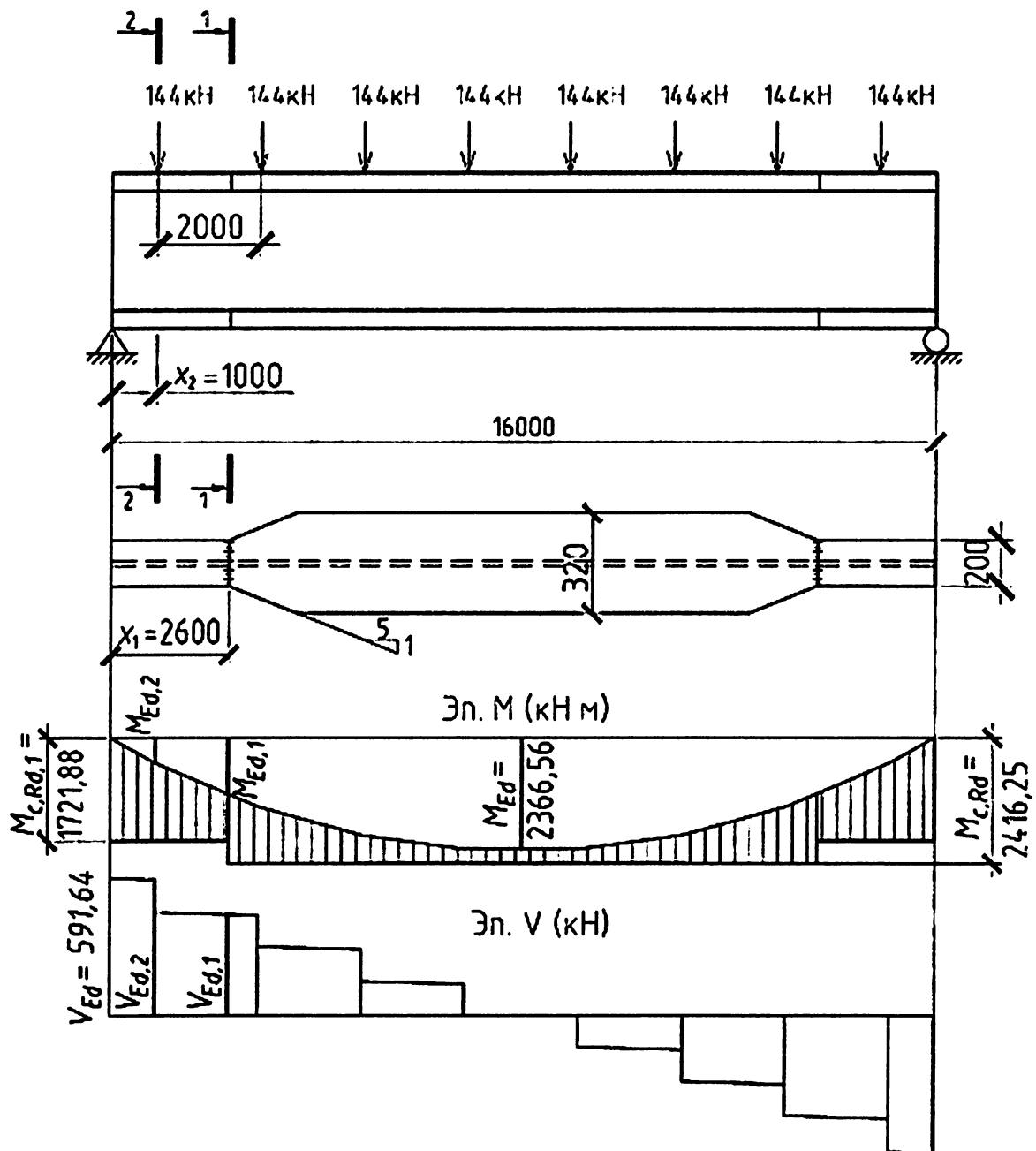


Рисунок 2.12 – Изменение сечения составной балки

Определяем внутренние усилия в сечении 1-1 в соответствии с расчетной схемой и учетом собственного веса балки. Расчетный изгибающий момент

$$M_{Ed,1} = V_{Ed} \cdot x_1 - F \cdot (x_1 - B) - g_{gb} \cdot \frac{x_1 \cdot x_1}{2} =$$

$$= 591,64 \cdot 2,6 - 144 \cdot (2,6 - 2) - 1,955 \cdot \frac{2,6^2}{2} = 1445,26 \text{ кНм.}$$

Расчетное поперечное усилие

$$V_{Ed,1} = V_{Ed} - F - g_{gb} \cdot x_1 = 591,64 - 144 - 1,955 \cdot 2,6 = 442,56 \text{ кН.}$$

Компоновка измененного поперечного сечения балки. Требуемый момент сопротивления сечения (для класса 3)

$$W_{tr,y1} = \frac{M_{Ed,1} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1445,26 \cdot 10^3 \cdot 1,025}{245} = 6046,5 \text{ см}^3.$$

Определим ширину полки составной балки из условия прочности сопротивлению изгибу сечения. Требуемый момент инерции сечения

$$I_{tr,y1} = W_{tr,y1} \cdot \frac{h}{2} = 6046,5 \cdot \frac{125}{2} = 377906 \text{ см}^4,$$

$$\text{требуемый момент инерции полок } I_{f,y1} = I_{tr,y1} - I_{w,y} = 377906 - 147630 = 230276 \text{ см}^4.$$

Требуемая площадь и ширина полки

$$A_f = \frac{2 \cdot I_f}{h_f^2} = \frac{2 \cdot 230276}{123^2} = 30,44 \text{ см}^2; \quad b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{30,44}{2,0} = 15,22 \text{ см.}$$

В соответствии с таблицей Б.7 Приложения Б принимаем ширину пояса балки в месте изменения сечения $b_1 = 20 \text{ см}$. Ширина полки из конструктивных соображений

$$b_1 = 20 \text{ см} > \frac{b}{2} = \frac{32}{2} = 16 \text{ см} \text{ и } b_1 = 20 \text{ см} > 18 \text{ см}.$$

Геометрические характеристики сечения. Площадь сечения

$$A_1 = 2 \cdot b_1 \cdot t_f + h_w \cdot t_w = 2 \cdot 20 \cdot 2 + 121 \cdot 1,0 = 201 \text{ см}^2.$$

Момент инерции сечения относительно оси у-у в сечении 1-1

$$I_{y1} = \frac{t_w}{12} \cdot h_w^3 + 2 \cdot \left[b_1 \cdot t_f \cdot \left(\frac{t_f}{2} + \frac{h_w}{2} \right)^2 + \frac{b_1}{12} \cdot t_f^3 \right] =$$

$$= \frac{1,0}{12} \cdot 121^3 + 2 \cdot \left[20 \cdot 2 \cdot \left(\frac{2}{2} + \frac{121}{2} \right)^2 + \frac{20}{12} \cdot 2^3 \right] = 450237 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления сечения относительно оси у-у

$$W_{el,y1} = \frac{I_{y1}}{0,5 \cdot h} = \frac{450237}{0,5 \cdot 125} = 7203,79 \text{ см}^3.$$

Определение класса измененного сечения. Класс сжатой полки принятого сечения

$$c_f = \frac{b_1 - t_w}{2} = \frac{20 - 1,0}{2} = 9,5 \text{ см.}$$

$$\text{Т. к. } \frac{c_f}{t_f} = \frac{9,5}{2} = 4,75 < 9 \cdot \varepsilon = 8,811 - \text{полка относится к 1-му классу.}$$

Класс стенки сечения не изменился – 3-й класс.

Измененное сечение балки соответствует **3-му классу**.

Проверка сопротивления изгибу сечения. Расчетное сопротивление изгибу

$$M_{c,Rd,1} = \frac{W_{el,y1} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7203,79 \cdot 10^{-2} \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 1721,88 \text{ кНм.}$$

$$\text{Условие прочности сопротивлению изгибу } \frac{M_{Ed,1}}{M_{c,Rd,1}} = \frac{1445,26}{1721,88} = 0,839 < 1.$$

Проверка сопротивления сечения сдвигу (на опоре). Уточняем расчетное поперечное усилие в опорном сечении

$$V_{Ed} = 576 + g_{gb} \cdot \frac{L}{2} = 576 + 1,955 \cdot \frac{16}{2} = 591,64 \text{ кН.}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{591,64}{1448,28} = 0,409 < 1,$$

где $V_{pl,Rd} = \frac{I_{y1} \cdot t_w \cdot f_y}{S_y \cdot \gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{450237 \cdot 1 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{4290,13 \cdot 1,025 \cdot \sqrt{3}} = 1448,28 \text{ кН}$ – расчетное сопротивление сдвигу сечения в упругой стадии;

$$S_y = b \cdot t_f \cdot \left(\frac{t_f}{2} + \frac{h_w}{2} \right) + t_w \cdot \frac{h_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} = 20 \cdot 2 \cdot \left(\frac{2}{2} + \frac{121}{2} \right) + 1,0 \cdot \frac{121}{2} \cdot \frac{121}{4} = 4290,13 \text{ см}^3 \text{ – статический}$$

момент сопротивления полусечения относительно оси у – у.

Проверка сопротивления сдвигу опорной части сечения с учетом потери устойчивости. Проверку требуется выполнять, если выполняется условие (п. 6.2.6 (6) [26])

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{121}{1,0} = 121 > \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1,2} \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} = 61,21,$$

где $\eta = 1,2$ – рекомендуемое значение для сталей классов до S460 (п. 5.1(2) [27]).

Проверка сопротивлению сдвигу сечения с учетом потери устойчивости требуется.

Полное сопротивление сдвигу сечения $V_{b,Rd} = V_{bf,Rd} + V_{bw,Rd}$.

Сопротивлением сдвигу поясов $V_{bf,Rd}$ пренебрегаем, учитывая малое значение этой составляющей по сравнению с $V_{bw,Rd}$. Сопротивление сдвигу стенки

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{0,58 \cdot 121 \cdot 1,0 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{\sqrt{3} \cdot 1,025} = 968,49 \text{ кН},$$

где $\chi_w = \frac{0,83}{\lambda_w} = \frac{0,83}{1,43} = 0,58$ – коэффициент для гибкой опорной части;

$$\lambda_w = \frac{h_w}{86,4 \cdot t_w \cdot \varepsilon} = \frac{121}{86,4 \cdot 1,0 \cdot 0,979} = 1,43 \text{ – условная гибкость стенки;}$$

$$\gamma_{M1} = \frac{\gamma_m}{\gamma_{cl}} = \frac{1,025}{1,0} = 1,025 \text{ – частный коэффициент;}$$

$\gamma_{cl} = 1,0$ – коэффициент условий работы при расчетах на устойчивость.

Таким образом, $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = 968,49 \text{ кН}$.

Проверка сопротивления сдвигу с учетом потери устойчивости стенки

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} = \frac{591,64}{968,49} = 0,61 < 1.$$

Проверяем приведенные напряжения на границе стенки в месте изменения сечения при $\sigma_{z,Ed} = 0$ (рисунок 2.13, сечение 1-1, $x_1 = 2,6$ м).

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = \sqrt{194,2^2 + 3 \cdot 24,18^2} = 198,66 \text{ МПа} < \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{245}{1,025} = 239,02 \text{ МПа},$$

где σ_1 , τ_1 – расчетные нормальные и касательные напряжения в краевом участке стенки балки на уровне поясных швов в сечении 1-1 (рисунок 2.13):

$$\sigma_1 = \frac{M_{Ed,1}}{I_{y1}} \cdot \frac{h_w}{2} = \frac{1445,26 \cdot 10^3}{450237} \cdot \frac{121}{2} = 194,2 \text{ МПа};$$

$$S_{f,y1} = b_1 \cdot t_f \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = 20 \cdot 2,0 \cdot \left(\frac{121}{2} + \frac{2,0}{2} \right) = 2460 \text{ см}^3;$$

$$\tau_1 = \frac{V_{Ed,1} \cdot S_{f,y1}}{I_{y1} \cdot t_w} = \frac{442,56 \cdot 2460 \cdot 10}{450237 \cdot 1,0} = 24,18 \text{ МПа}.$$

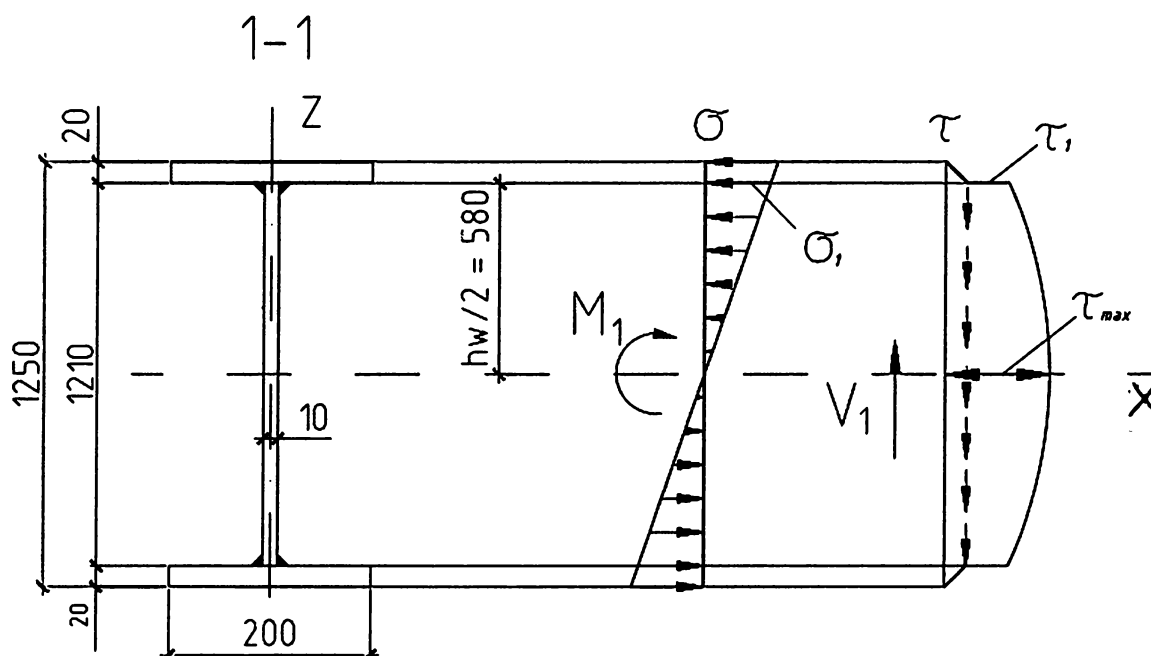


Рисунок 2.13 – Напряжения в сечении 1-1

Проверяем приведенные напряжения в наиболее нагруженной точке на границе полки со стенкой под балкой настила (сечение 2-2, $\sigma_{z,Ed} \neq 0$, рисунок 2.14). Расчетное значение местного напряжения в стенке в поперечном направлении вычисляем по формуле 3.2 [27]

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{F_{Ed}}{b_{eff} \cdot (t_w + a_{st,l})} = \frac{144 \cdot 10}{21,4 \cdot 1,0} = 67,29 \text{ МПа} < \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{245}{1,025} = 239,02 \text{ МПа},$$

где $a_{st,l}$ – площадь сечения брутто элементов жесткости, распределенных на единицу длины s_e ; при отсутствии ребер жесткости $a_{st,l} = 0$;

b_{eff} – длина зоны распределения местных напряжений; на границе полки со стенкой

$$b_{eff} = s_e = s_s + 2t_f = 17,4 + 2 \cdot 2,0 = 21,4 \text{ см}.$$

Расчетный изгибающий момент

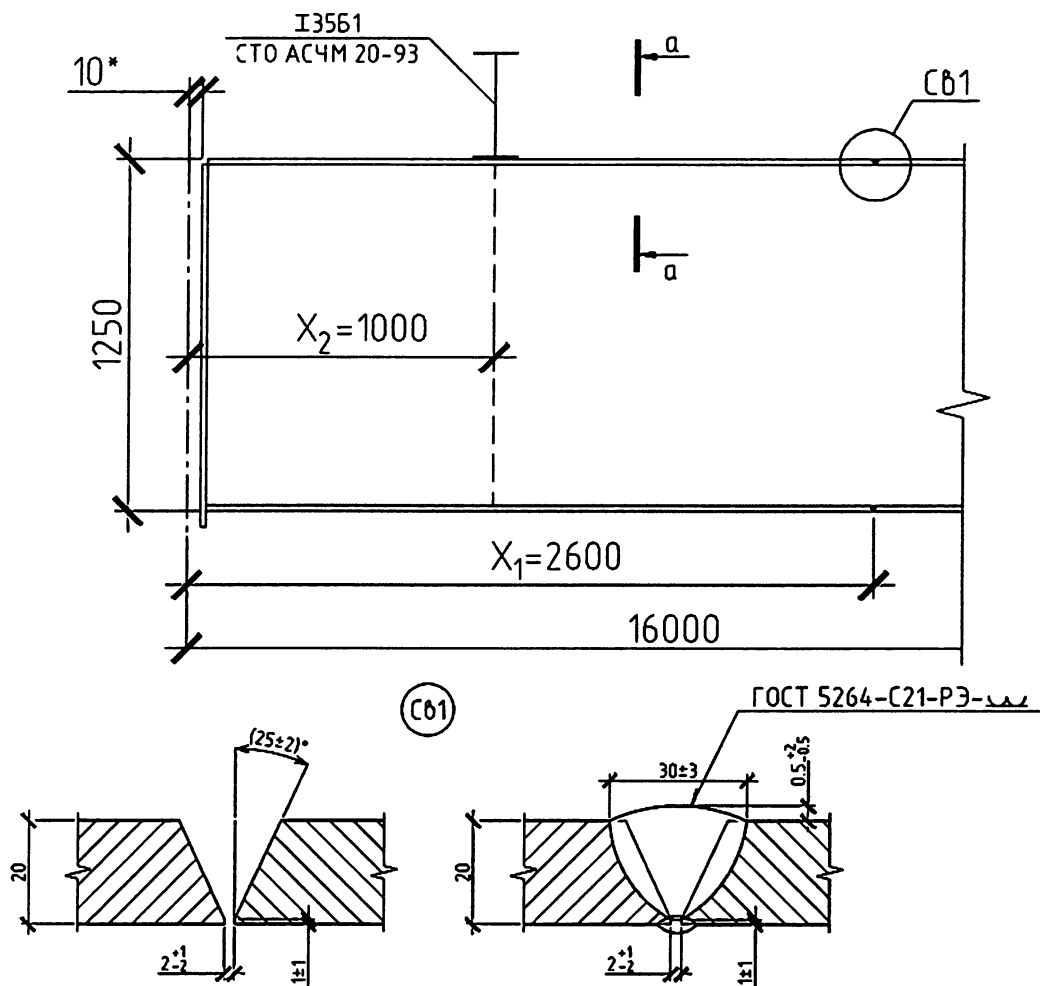
$$M_{Ed,2} = V_{Ed} \cdot x_2 - g_{gb} \cdot \frac{x_2 \cdot x_2}{2} = 591,64 \cdot 1,0 - 1,955 \cdot \frac{1,0^2}{2} = 590,66 \text{ кНм}.$$

$$\text{Расчетное поперечное усилие } V_{Ed,2} = V_{Ed} - g_{gb} \cdot x_2 = 591,64 - 1,955 \cdot 1,0 = 589,68 \text{ кН}.$$

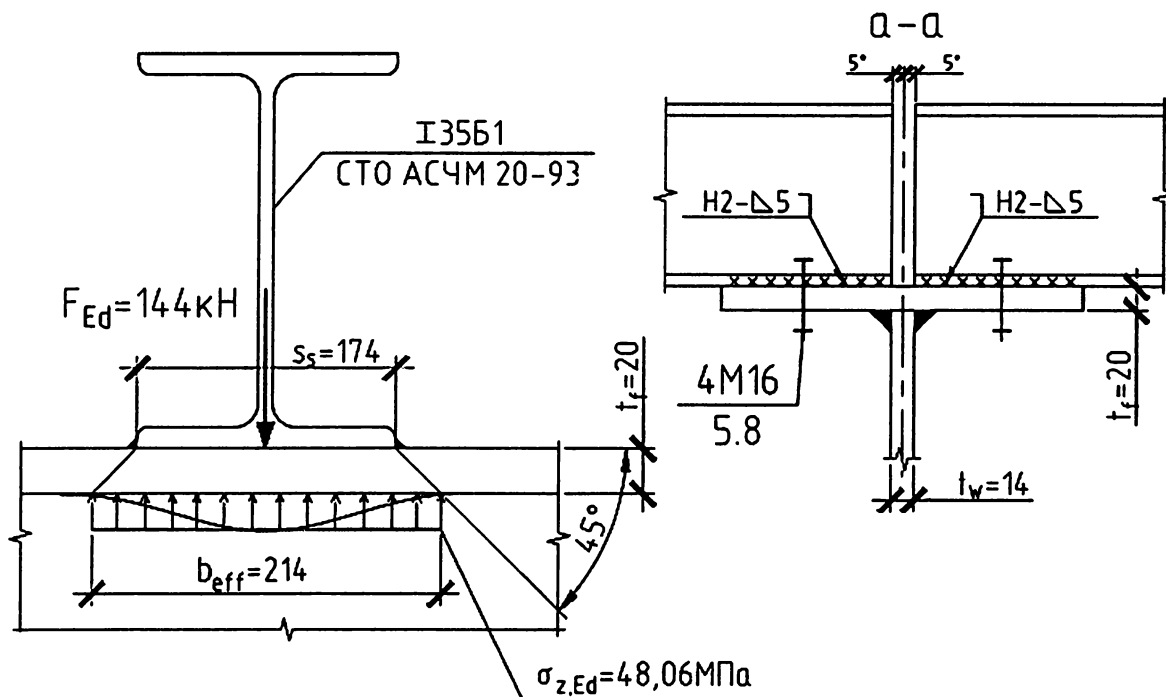
Нормальные и касательные напряжения в балке в краевом участке стенки балки на уровне поясных швов в сечении 2-2 ($x_2 = 2,0$ м)

$$\sigma_2 = \frac{M_{Ed,2}}{I_{y1}} \cdot \frac{h_w}{2} = \frac{590,66 \cdot 10^3}{450237} \cdot \frac{121}{2} = 79,37 \text{ МПа};$$

а)



б)



* – размер корректируется при монтаже

а – расчетное сечение; б – схема локальных напряжений в балке

Рисунок 2.14 – К расчету приведенных напряжений на границе полки со стенкой в сечении 2-2

$$\tau_2 = \frac{V_{Ed,2} \cdot S_{f,y1}}{I_{y1} \cdot t_w} = \frac{589,68 \cdot 2460 \cdot 10}{450237 \cdot 1,0} = 32,22 \text{ МПа}.$$

Приведенные напряжения в сечении 2-2 под балкой настила (рисунок 2.14)

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 =$$

$$\left(\frac{79,37}{245/1,025} \right)^2 + \left(\frac{67,29}{245/1,025} \right)^2 - \left(\frac{79,37}{245/1,025} \right) \cdot \left(\frac{67,23}{245/1,025} \right) + 3 \cdot \left(\frac{32,22}{245/1,025} \right)^2 = 0,151 < 1$$

Условие прочности в сечении 2-2 выполняется.

Балку настила крепим к составной балке ручной электродуговой сваркой по ГОСТ 5264 (рисунок 2.14б). По таблице 3.1 для стали С245 принимаем электрод Э42. В соответствии с таблицей 3.3 принимаем катет сварного шва $k_f = 5$ мм.

Стык поясов выполняем ручной электродуговой сваркой по ГОСТ 5264 с полным проваром. Принимаем V-образную разделку кромок по типу С21 (таблица 3.8). Шов выполняем с физическим контролем качества. Для снятия концентрации напряжений осуществляем плавный переход от металла сварного шва к основному металлу. Конструкция сварного шва стыка поясов приведена на рисунке 2.14 (см. узел Св1).

Примеры расчета и конструирования колонн

Пример 2.3. Подбор сечения центрально-сжатой сплошной колонны

Подобрать сечение сварной центрально-сжатой колонны из стали С255 по ГОСТ 27772-88. Расчетная нагрузка на колонну $N_{Ed} = 2700$ кН. Геометрическая длина колонны $l = 7720$ мм. Закрепление концов колонны – шарнирное (рисунок 2.15а).

Компоновка сечения сварной колонны. Требуемую площадь сечения колонны определяем из условия устойчивости при продольном изгибе

$$A \geq \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{\chi_{min} \cdot f_y} = \frac{2700 \cdot 1,025}{0,75 \cdot 245 \cdot 10^{-1}} = 150,61 \text{ см}^2,$$

где $\chi = 0,75$ – понижающий коэффициент для соответствующей формы потери устойчивости (предварительно рекомендуется принимать в пределах $0,7 \dots 0,85$);

$f_y = 245 \text{ МПа}$ – предел текучести для стали С245 (таблица 1.3);

$$\gamma_{M1} = \frac{\gamma_m}{\gamma_c} = \frac{1,025}{1,00} = 1,025 \text{ – частный коэффициент безопасности при определении несущей}$$

способности элемента по устойчивости (таблица 1.8).

При компоновке стержня колонны из трех листов размеры листов назначают из следующих соображений:

- ширина поясных листов b должна быть не более высоты сечения h ($b \leq h$);
- для поясов применяют листы толщиной $t_f = 8 \dots 40$ мм;
- для стенки толщиной $t_w = 6 \dots 16$ мм $\leq t_f$.

Сечение колонны проектируем из условия исключения потери местной устойчивости частей сечения, т. е. класс сечения должен быть $1 \dots 3$.

Принимаем $t_w = 10$ мм. Тогда в соответствии с таблицей 1.11 высота стенки

$$\frac{c}{t_w} \leq 42 \cdot \varepsilon \Rightarrow h_w \leq t_w \cdot 42 \cdot \varepsilon = 10 \cdot 42 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} = 411 \text{ мм}.$$

Принимаем $t_f = 20$ мм. Тогда для полки (таблица 1.12)

$$\frac{c}{t_f} \leq 14 \cdot \varepsilon \Rightarrow b \leq 2(t_f \cdot 14 \cdot \varepsilon) = 2 \cdot \left(20 \cdot 14 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} \right) = 548 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $h = 400$ мм, $h_w = 360$ мм, $t_w = 10$ мм, $b = 380$ мм, $t_f = 20$ мм. Сечение колонны показано на рисунке 2.15.

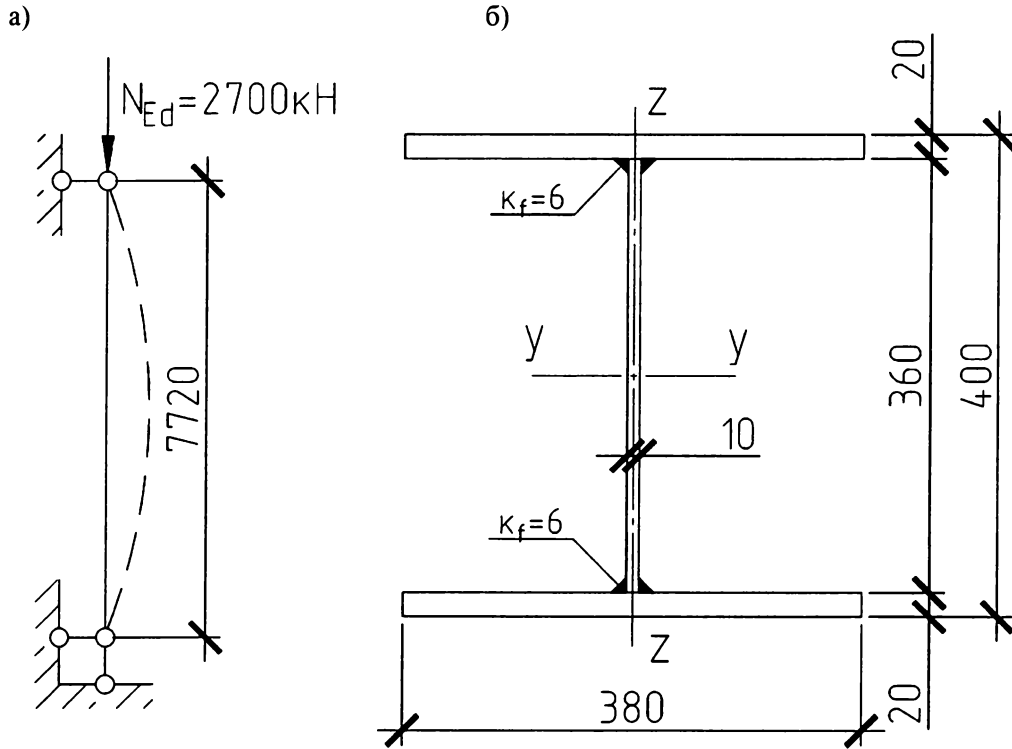


Рисунок 2.15 – Расчетная схема (а) и сечение сварной колонны (б)

Геометрические характеристики сечения

$$A = 2 \cdot t_f \cdot b + t_w \cdot h_w = 2 \cdot 20 \cdot 38 + 10 \cdot 360 = 188 \text{ см}^2;$$

$$I_y = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b \cdot t_f^3}{12} + t_f \cdot b \cdot \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 \right) = \frac{10 \cdot 360^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{38 \cdot 20^3}{12} + 20 \cdot 38 \cdot \left(\frac{360 + 20}{2} \right)^2 \right) = 58810,67 \text{ см}^4;$$

$$I_z = \frac{h_w \cdot t_w^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{t_f \cdot b^3}{12} \right) = \frac{360 \cdot 10^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{20 \cdot 38^3}{12} \right) = 18293,67 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{58810,67}{188}} = 17,7 \text{ см}; \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{18293,67}{188}} = 9,86 \text{ см};$$

$$I_t = \frac{b \cdot t_f^3 \cdot 2 + t_w^3 \cdot h_w}{3} = \frac{38 \cdot 20^3 \cdot 2 + 10^3 \cdot 360}{3} = 214,67 \text{ см}^4;$$

$$I_\omega = \frac{I_y \cdot (h - t_f)^2}{4} = \frac{58810,67 \cdot (400 - 20)^2}{4} = 21230651 \text{ см}^6.$$

Определение класса сечения колонны. Уточняем предел текучести стали С255. При $t_f = 18$ мм $\Rightarrow f_y = 245$ МПа (таблица 1.3).

$$\text{Свес полки } c = \frac{b - (t_w + 2k_f)}{2} = \frac{380 - (10 + 2 \cdot 6)}{2} = 179 \text{ мм}.$$

$$\text{Т. к. } 10 \cdot \varepsilon = 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} = 9,79 < \frac{c}{t_f} = \frac{179}{20} = 8,95 < 10 \cdot \varepsilon = 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} = 9,79, \text{ то}$$

полка относится к 2-му классу.

$$\text{Расчетная высота стенки } c = h_w - 2 \cdot k_f = 360 - 2 \cdot 10 = 340 \text{ мм.}$$

$$\text{Т. к. } \frac{c}{t_w} = \frac{340}{10} = 34 < 38 \cdot \varepsilon = 38 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} = 37,2, \text{ то стенка относится к 2-му классу.}$$

Сечение колонны относится к поперечному сечению 2-го класса.

Проверка прочности поперечного сечения. В соответствии с таблицей 2.2 расчетное значение осевой силы $N_{c,Rd}$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{188 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 4493,66 \text{ кН.}$$

$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{2700}{4493,66} = 0,60 < 1,0$. Несущая способность поперечного сечения по прочности обеспечена.

Проверка устойчивости колонны при продольном изгибе. Вычисление условных гибкостей элемента:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{y,cr}}{i_y \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{772}{17,7 \cdot 93,9 \cdot 0,979} = 0,47; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{l_{z,cr}}{i_z \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{772}{9,86 \cdot 93,9 \cdot 0,979} = 0,85.$$

Выбор кривых потери устойчивости:

– относительно оси y – y : $t_f < 40$ мм (таблица 2.11) – кривая b . Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $\alpha_y = 0,34$ (таблица 2.10);

– относительно оси z – z : $t_f < 40$ мм (таблица 2.11) – кривая c . Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $\alpha_z = 0,49$ (таблица 2.10).

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,47 - 0,2) + 0,47^2] = 0,66;$$

$$\Phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,85 - 0,2) + 0,85^2] = 1,02;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,66 + \sqrt{0,66^2 - 0,47^2}} = 0,90;$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,02 + \sqrt{1,02^2 - 0,85^2}} = 0,63;$$

$$\chi_{min} = 0,63.$$

Расчётное значение несущей способности колонны по устойчивости

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,63 \cdot 188 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 2831,9 \text{ кН.}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{2700}{2831,9} = 0,953 < 1,0. \text{ Несущая способность колонны по устойчивости при про-}$$

дольном изгибе обеспечена.

Проверка устойчивости колонны при крутильной и изгибно-крутильной формах потери устойчивости. Для элементов с двумя осями симметрии в сечении потеря устойчивости колонны по изгибно-крутильной форме не характерна, поэтому в настоящем примере выполняется проверка только по крутильной форме потери устойчивости.

Критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по крутильной форме п. 2.3.2

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_\omega}{l^2} \right) =$$

$$= \frac{1}{20,25^2} \cdot \left(0,81 \cdot 10^4 \cdot 214,67 + \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 21230651}{772^2} \right) = 22223,6 \text{ кН},$$

где $i_0 = \sqrt{i_y^2 + i_z^2} = \sqrt{17,7^2 + 9,86^2} = 20,25 \text{ см}$.

Условная гибкость элемента при крутильной форме потери устойчивости (таблица 2.13)

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,T}}} = \sqrt{\frac{188 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{22223,6}} = 0,455.$$

Выбор кривой потери устойчивости осуществляется относительно оси $z-z$: $t_f < 40 \text{ мм}$, тогда, в соответствии с таблицей 2.11, – кривая c . Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $\alpha_T = \alpha_z = 0,49$ (таблица 2.10).

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0,2) + \bar{\lambda}_T^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,455 - 0,2) + 0,455^2] = 0,666;$$

$$\chi_T = \frac{1}{0,666 + \sqrt{0,666^2 - 0,455^2}} = 0,868.$$

Расчётное значение несущей способности колонны по крутильной форме потери устойчивости

$$N_{bT,Rd} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,868 \cdot 188 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 3899,06 \text{ кН}.$$

$$\text{Проверка устойчивости } \frac{N_{Ed}}{N_{bT,Rd}} = \frac{2700}{3899,06} = 0,692 < 1,0. \text{ Несущая способность колонны}$$

по крутильной форме потери устойчивости обеспечена.

Пример 2.4. Подбор сечения центрально-сжатой сквозной колонны

Подобрать сечение центрально-сжатой сквозной колонны из стали С245 по ГОСТ 27772-88. Расчетная нагрузка на колонну $N_{Ed} = 1600 \text{ кН}$. Геометрическая длина колонны $l = 8500 \text{ мм}$. Закрепление концов колонны – шарнирное (рисунок 2.16).

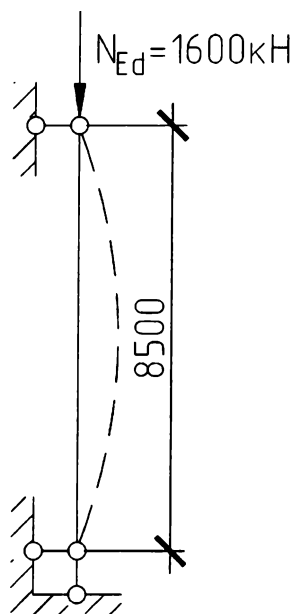


Рисунок 2.16 – Расчетная схема сквозной колонны

Требуемая площадь сечения ветви колонны

$$A \geq \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{m0}}{2 \cdot \chi_{\min} \cdot f_y} = \frac{1600 \cdot 1,025}{2 \cdot 0,75 \cdot 245 \cdot 10^{-1}} = 44,63 \text{ см}^2,$$

где $\chi = 0,75$ – понижающий коэффициент для соответствующей формы потери устойчивости (предварительно рекомендуется принимать в пределах $0,7 \dots 0,85$);

$f_y = 245 \text{ МПа}$ – предел текучести для стали С245 (таблица 1.3);

$$\gamma_{M1} = \frac{\gamma_m}{\gamma_c} = \frac{1,025}{1,00} = 1,025 \text{ – частный коэффициент безопасности при определении несущей}$$

способности элемента по устойчивости (таблица 1.8).

Принимаем сечение ветвей из двух двутавров № 35Б1 по ГОСТ 26020-83 (таблица 2.41).

Таблица 2.41 – Геометрические характеристики двутавра № 35Б1 по ГОСТ 26020-83

h , мм	b , мм	t_f , мм	t_w , мм	R , мм	A_0 , см ²	J_{y0} , см ⁴	J_{z0} , см ⁴	i_{z0} , см	q_1 , кг/м
346	155	8,5	6,2	18	49,53	10060	529,6	3,27	38,9

Компоновка поперечного сечения. Соединение ветвей осуществляем на планках. Зададимся гибкостью ветви колонны $\lambda_b = 25$ ($\lambda_b < \lambda_z$, в противном случае возможна потеря устойчивости ветви ранее потери устойчивости колонны в целом). Определим расстояние между ветвями колонны из условия равноустойчивости $\lambda_y = \lambda_z$.

$$\lambda_z = \sqrt{\lambda_y^2 - \lambda_b^2} = \sqrt{63,02^2 - 25^2} = 57,85 > 40.$$

$$h_0 \geq \frac{l_z}{\alpha_2 \cdot \lambda_z} = \frac{850}{0,52 \cdot 57,85} = 28,26 \text{ см},$$

где $\alpha_2 = 0,52$ (для сечения из двух швеллеров полками внутрь $\alpha_2 = 0,44$, прил. 15 [5]).

Принимаем $h_0 = 31$ см (рисунок 2.17). Проверим наличие зазора между внутренними гранями ветвей колонны $b_1 = h_0 - b_f = 310 - 155 = 155 \text{ мм} > 150 \text{ мм}$.

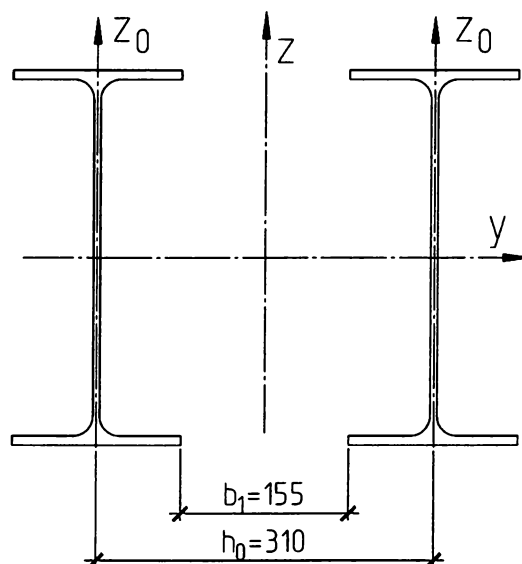


Рисунок 2.17 – Сечение сквозной колонны

Требуемое расстояние между планками в свету $l_b = \lambda_b \cdot i_z^b = 25 \cdot 3,27 = 81,75 \text{ см}$.

Принимаем $l_b = 61 \text{ см}$. Определяем размеры планки. Ширина планки

$$b_b = b_1 + 2 \cdot (4,0 \div 5,0) = 15,5 + 2 \cdot 4 = 23,5 \text{ см. Принимаем } b_b = 24 \text{ см.}$$

Высоту планки d_b назначаем в пределах $(0,5 \dots 0,75)b$.

$$d_b = (0,5 \div 0,75) \cdot b = 0,6 \cdot 31 = 18,6 \text{ см.}$$

Принимаем $d_b = 19$ см. Толщина планки принимается в пределах $t_b = (6...12)$ мм или $\left(\frac{1}{30}d_b\right)$. Принимаем $t_b = 8$ мм.

Расстояние между осями планок $a = l_b + d_b = 61 + 19 = 80$ см.

Вычисляем коэффициент эффективности μ .

$$I_1(I_z) = 2 \left[I_{ch} + A_{ch} \cdot (0,5 \cdot h_0)^2 \right] = 2 \left[529,6 + 49,53 \cdot (0,5 \cdot 31)^2 \right] = 24858,4 \text{ см}^4,$$

где $A_{ch} = A_0$ – площадь поперечного сечения одной ветви, таблица 2.41;

$I_{ch} = I_{zo}$ – момент инерции ветви, таблица 2.41.

$$i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2 \cdot A_{ch}}} = \sqrt{\frac{24858,4}{2 \cdot 49,53}} = 15,84 \text{ см};$$

$$\lambda = \frac{L}{i_0} = \frac{850}{15,84} = 53,66.$$

В соответствии с требованиями таблицы 6.8 [26] при $\lambda_z \leq 75 \Rightarrow \mu = 1,0$.

Момент инерции эффективного (расчетного) сечения сквозного элемента с планочной решеткой (п. 6.4.3.1 [26])

$$I_{eff} = 0,5 \cdot h_0^2 \cdot A_{ch} + 2\mu \cdot I_{ch} = 0,5 \cdot 31^2 \cdot 49,53 + 2 \cdot 1,0 \cdot 529,6 = 24858,4 \text{ см}^4.$$

Сдвиговая жесткость колонны S_v (п. 6.4.3.1 [26])

$$s_v = \frac{24 \cdot E \cdot I_{ch}}{a^2 \cdot \left[1 + \frac{2 \cdot I_{ch} \cdot h_0}{n \cdot I_b \cdot a} \right]} = \frac{24 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 529,6}{80^2 \cdot \left[1 + \frac{2 \cdot 529,6 \cdot 31}{2 \cdot 457,3 \cdot 80} \right]} = 28787 \text{ кН} <$$

$$< \frac{2\pi^2 \cdot E \cdot I_{ch}}{a^2} = \frac{2 \cdot 3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 529,6}{80^2} = 34267 \text{ кН},$$

где $I_b = \frac{t_b \cdot d_b^3}{12} = \frac{0,8 \cdot 19^3}{12} = 457,3 \text{ см}^4$ – момент инерции сечения одной планки в плоскости решетки;

$n = 2$ – количество плоскостей планочной решетки.

Для элемента с двумя одинаковыми ветвями расчетное усилие $N_{ch,Ed}$ (п. 6.4.1 [26]).

$$N_{ch,Ed} = 0,5 \cdot N_{Ed} + \frac{M_{Ed} \cdot h_0 \cdot A_{ch}}{2I_{eff}} = \frac{1600}{2} + \frac{3778,7 \cdot 31 \cdot 49,53}{2 \cdot 24858,4} = 916,7 \text{ кН},$$

где $M_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot e_0 + M'_{Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}} = \frac{1600 \cdot 1,7}{1 - \frac{1600}{7124} - \frac{1600}{28787}} = 3778,7 \text{ кНсм}$, расчетное значение максимального

момента в середине длины сквозного элемента с учетом эффектов второго порядка;

$M'_{Ed} = 0$ – расчетное значение максимального момента, возникающего в середине длины сквозного элемента без учета эффектов второго порядка;

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{eff}}{L^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 24858,4}{850^2} = 7124 \text{ кН}, \text{ – эффективная критическая сила в}$$

сквозном элементе;

$$e_0 = \frac{L}{500} = 850 / 500 = 1,7 \text{ см} \text{ – начальное искривление (рисунок 2.18).}$$

Определяем класс поперечного сечения. Уточняем предел текучести стали С245. При $t_f = 8,5 \text{ мм} \Rightarrow f_y = 245 \text{ МПа}$ (таблица 1.3).

Расчетная высота стенки $c = h - 2(t_f + r) = 346 - 2(8,5 + 18) = 293 \text{ мм}$.

Т. к. $\frac{c}{t_w} = \frac{293}{6,2} = 47,2 > 42\varepsilon = 42\sqrt{\frac{235}{245}} = 41,1$, то стенка относится к **4-му классу**.

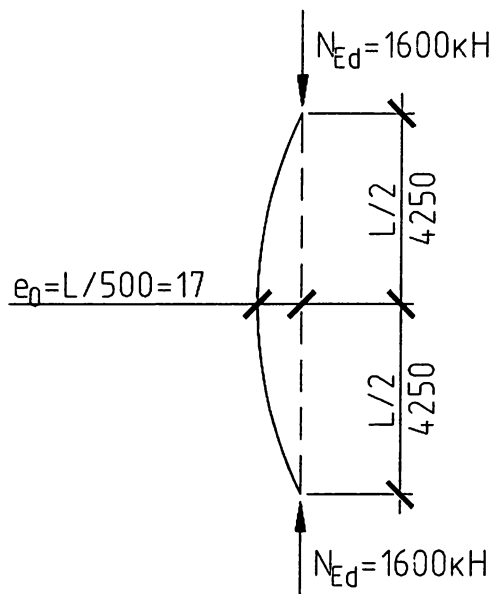


Рисунок 2.18 – К определению начального искривления колонны

Эффективную площадь сечения определяем в соответствии с п. 4.4 [27]

$$\lambda_p = \frac{\frac{c}{t_w}}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{47,2}{28,4 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} \cdot \sqrt{4}} = 0,848,$$

где $k_\sigma = 4$ – коэффициент, учитывающий потерю устойчивости (таблица 4.1 или 4.2 [27]).

$$\text{Т. к. } \lambda_p > 0,67 \text{ то } \rho = \frac{\lambda_p - 0,055(3 + \psi)}{\lambda_p^2} = \frac{0,848 - 0,055 \cdot 4}{0,848^2} = 0,873,$$

где $\psi = 1$ – отношение напряжений (таблица 4.1 [27]).

$$A_{eff.0} = (A_{eff.ch}) = A_{ch} - (1 - \rho) \cdot t_w \cdot c = 49,53 - (1 - 0,873) \cdot 0,62 \cdot 29,3 = 47,22 \text{ см}^2.$$

Понижающий коэффициент при потере устойчивости относительно оси $z_0 - z_0$.

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5}{245}} = 92.$$

$$\text{Условная гибкость } \bar{\lambda}_{ch.z} = \frac{l_b}{\lambda_1 \cdot \sqrt{I_{z.0} / A_{eff.0}}} = \frac{80}{92 \cdot \sqrt{529,6 / 47,22}} = 0,26.$$

Выбор кривой потери устойчивости осуществляется относительно оси $z_0 - z_0$: тогда в соответствии с таблицей 2.11 – кривая b . Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $\alpha_z = 0,34$ (таблица 2.10).

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{ch.z} - 0,2) + \bar{\lambda}_{ch.z}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,34(0,26 - 0,2) + 0,26^2 \right] = 0,544;$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_{ch.z}^2}} = \frac{1}{0,544 + \sqrt{0,544^2 - 0,26^2}} = 0,979.$$

Понижающий коэффициент при потере устойчивости относительно оси у-у.

$$\text{Условная гибкость } \bar{\lambda}_{ch,y} = \frac{L_{eff}}{\lambda_1 \cdot \sqrt{I_{y,0} / A_{eff}}} = \frac{850}{92 \cdot \sqrt{10060 / 47,22}} = 0,633.$$

Выбор кривой потери устойчивости осуществляется относительно оси у-у: тогда в соответствии с таблицей 2.11 – кривая *a*. Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $\alpha_y = 0,21$ (таблица 2.10).

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + 0,21(0,633 - 0,2) + 0,633^2 \right] = 0,745;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_{ch,y}^2}} = \frac{1}{0,745 + \sqrt{0,745^2 - 0,633^2}} = 0,879.$$

Проверка устойчивости колонны.

$$\chi = \min(\chi_z; \chi_y) = \min(0,979; 0,879) = 0,879.$$

$$N_{ch.Rd} = \frac{\chi_{min} \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,879 \cdot 47,22 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 992,1 \text{ кН}.$$

$$\frac{N_{ch.Ed}}{N_{ch.Rd}} = \frac{916,7}{992,1} = 0,924 < 1. \text{ Несущая способность колонны по устойчивости при про-}$$

дольном изгибе обеспечена.

Проверка планок и швов (п. 6.4.1(7) [26]). Проверка планок сквозной колонны должна выполняться для крайней панели на поперечную силу V_{Ed}

$$V_{Ed} = \pi^2 \cdot \frac{M_{Ed}}{L} = 3,14^2 \cdot \frac{3778,7}{850} = 43,83 \text{ кН}.$$

$$\text{Сдвиг в одной планке } V_{b.Ed} = \left(\frac{V_{Ed}}{2} \right) \cdot \frac{a}{h_0} = \left(\frac{43,83}{2} \right) \cdot \frac{80}{31} = 56,56 \text{ кН}.$$

$$\text{Момент в одной планке } M_{b.Ed} = \left(\frac{V_{Ed}}{2} \right) \cdot \frac{a}{2} = \left(\frac{43,83}{2} \right) \cdot \frac{80}{2} = 876,6 \text{ кНсм}.$$

$$\text{Расчетное сопротивление сварного шва } f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{37 / \sqrt{3}}{0,8 \cdot 1,3} = 20,54 \text{ кН / см}^2.$$

Катет сварного шва, прикрепляющего планки, принимаем равным $k_f = 8$ мм.

Эффективная толщина сварных швов $a = k_f \cdot \cos 45^\circ = 0,8 \cdot 0,707 = 0,566 \text{ см}.$

$$\tau_V = \frac{V_{b.Ed}}{d_b \cdot a} = \frac{56,56}{19 \cdot 0,566} = 5,26 \text{ кН / см}^2;$$

$$\tau_M = \frac{M_{b.Ed}}{d_b^2 \cdot a / 6} = \frac{876,6}{19^2 \cdot 0,566 / 6} = 25,74 \text{ кН / см}^2;$$

Т. к. $\sqrt{\tau_V^2 + \tau_M^2} = \sqrt{5,26^2 + 25,74^2} = 26,27 \text{ кН / см}^2 > f_{vw,d} = 20,54 \text{ кН / см}^2$, то увеличиваем высоту планки до $d_b = 22 \text{ см}$ (рисунок 2.19).

$$\tau_V = \frac{V_{b.Ed}}{d_b \cdot a} = \frac{56,56}{22 \cdot 0,566} = 4,54 \text{ кН / см}^2;$$

$$\tau_M = \frac{M_{b.Ed}}{d_b^2 \cdot a / 6} = \frac{876,6}{22^2 \cdot 0,566 / 6} = 20 \text{ кН / см}^2;$$

$$\sqrt{\tau_V^2 + \tau_M^2} = \sqrt{4,54^2 + 20^2} = 20,5 \text{ кН / см}^2 < f_{vw,d} = 20,54 \text{ кН / см}^2.$$

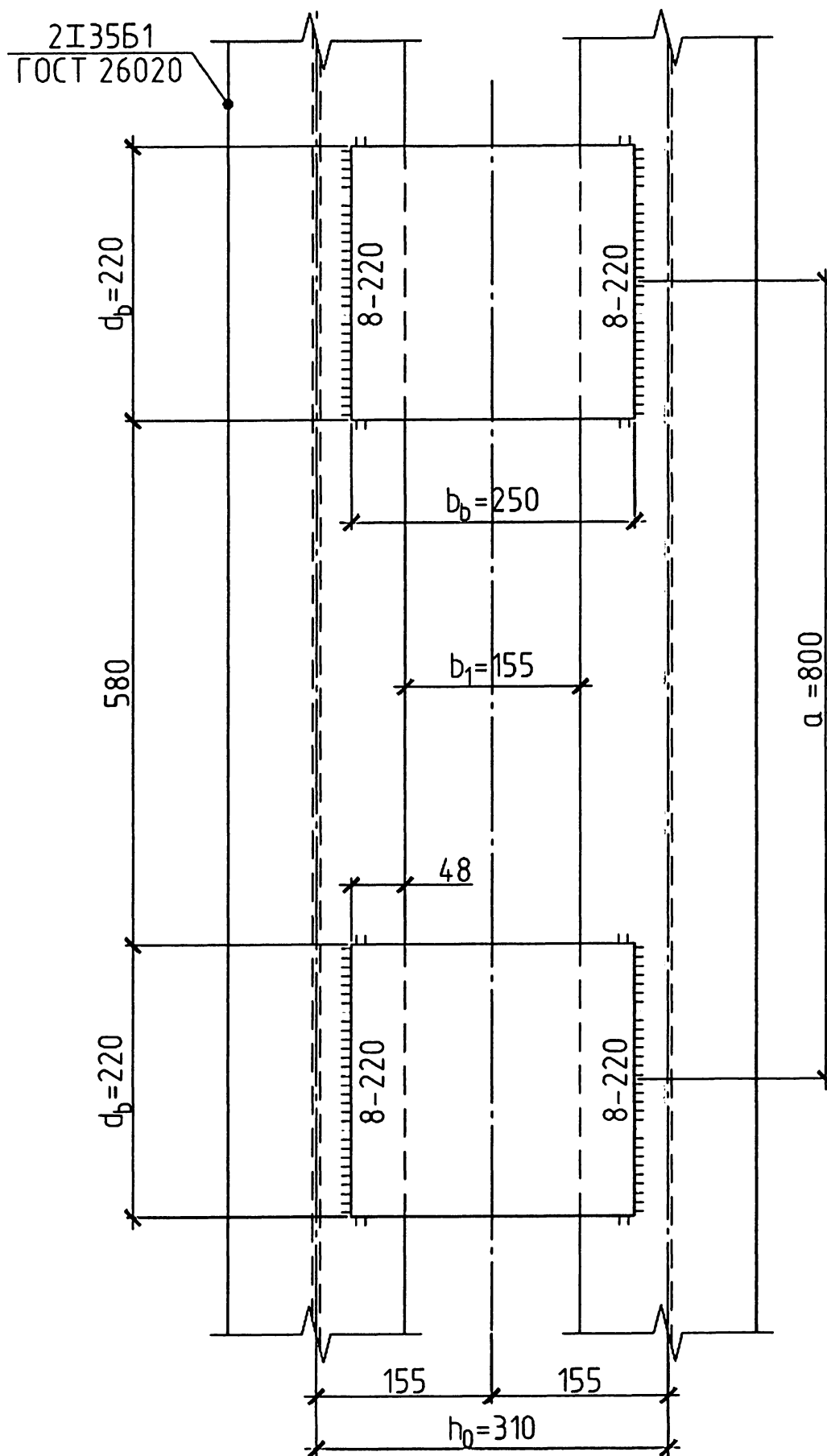


Рисунок 2.19 – Расположение планок сквозной колонны

Пример 2.5. Подбор сечения внецентренно-сжатой сплошной колонны

Подобрать сечение внецентренно-сжатой сплошной колонны из стали С245 по ГОСТ 27772-88. Раскладка стеновых сэндвич-панелей вертикальная, без промежуточных стеновых ригелей. Геометрическая длина колонны $H_k = 5500$ мм. Расчетная схема колонны представлена на рисунке 2.20а. Расчетные усилия в колонне представлены в таблице 2.42.

Таблица 2.42 – Расчетные усилия в колонне

№ комбинации	Сечение	N_{Ed} , кН	M_{Ed} , кНм	V_{Ed} , кН
1	В защемлении (1-1)	153,95	43,32	14,31
	В оголовке (2-2)	153,95	0	3,02
2	В защемлении (1-1)	107,07	62,02	21,83
	В оголовке (2-2)	107,07	0	2,99

Компоновка сечения колонны. Задаемся высотой сечения колонны

$$h_{mp} \approx \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{20} \right) \cdot H_k = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{20} \right) \cdot 5500 = (220 \div 275) \text{ мм.}$$

Принимаем двутавр 23Ш1 по ГОСТ 26020-83 (таблица Б.5 Приложение Б). Геометрические характеристики принятого двутавра сводим в таблицу 2.43.

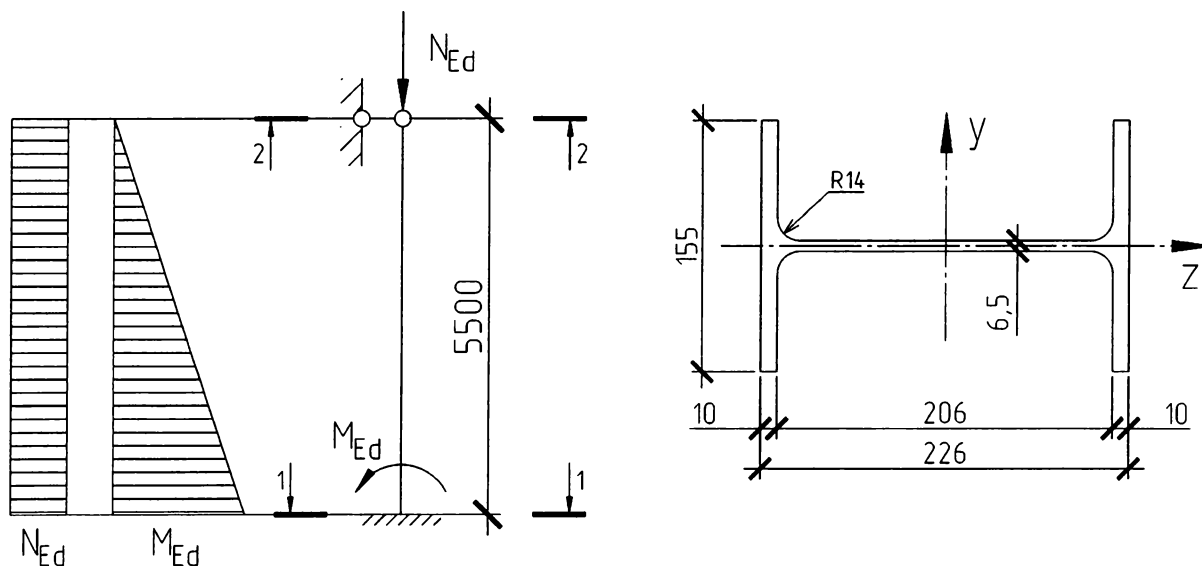


Рисунок 2.20 – Расчетная схема колонны (а) и принятое сечение колонны (б)

Таблица 2.43 – Геометрические характеристики сечения колонны

№ профиля	h , мм	b , мм	t_w , мм	t_f , мм	R , мм	A , см ²
23Ш1	226	155	6,5	10	14	46,08

Окончание таблицы 2.43

I_y , см ⁴	W_y , см ³	S_y , см ³	$W_{pl,y}$, см ³	i_y , см	I_z , см ⁴	i_z , см	I_t , см ⁴	I_ω , см ⁴
4260	377	210	420	9,62	622	3,67	15,554	72550,1

Сечение колонны подбираем по комбинации, которая дает максимальное значение величины N_B . Для 1-й комбинации

$$N_{B1} = \frac{M_{Ed}}{h} + \frac{N_{Ed}}{2} = \frac{43,32}{0,226} + \frac{153,95}{2} = 268,7 \text{ кН}.$$

$$\text{Для 2-й комбинации } N_{B2} = \frac{M_{Ed}}{h} + \frac{N_{Ed}}{2} = \frac{62,2}{0,226} + \frac{107,07}{2} = 328 \text{ кН}.$$

Т. к. $N_{B1} = 268,7 \text{ кН} < N_{B2} = 328 \text{ кН}$, то сечение колонны подбираем по 2-й комбинации.

Определение класса сечения колонны. Уточняем предел текучести стали С245. При $t_f = 10 \text{ мм} \Rightarrow f_y = 245 \text{ МПа}$ (таблица 1.3).

$$\text{Коэффициент } \varepsilon \text{ для стали С245 } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{245}} = 0,98.$$

$$\text{Расчетная высота стенки } c_w = h - 2 \cdot (t_f + R) = 226 - 2 \cdot (10 + 14) = 178 \text{ мм}.$$

$$\text{Отношение } \frac{c_w}{t_w} = \frac{178}{6,5} = 27,4.$$

Найдем коэффициент отношения напряжений на краях стенки

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{\frac{N_{Ed}}{A} - \frac{M_{Ed}}{W_y}}{\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_y}} = \frac{\frac{107,07 \cdot 10}{46,08} - \frac{62,02 \cdot 1000}{377}}{\frac{107,07 \cdot 10}{46,08} + \frac{62,02 \cdot 1000}{377}} = -0,752.$$

$$\text{Определим коэффициент сжатой части стенки } \alpha = \frac{1}{1 - \psi} = \frac{1}{1 - (-0,752)} = 0,571.$$

При $\alpha = 0,571 > 0,5$ и, т. к. $\frac{c_w}{t_w} = 27,4 < \frac{396 \cdot \varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \cdot 0,98}{13 \cdot 0,571 - 1} = 60,4$, то сечение стенки относится к 1-му классу (таблица 1.11).

Определяем класс сечения полки.

$$\text{Отношение } \frac{c_f}{t_f} = \frac{b_f - t_w - 2 \cdot R}{2 \cdot t_f} = \frac{155 - 6,5 - 2 \cdot 14}{2 \cdot 10} = \frac{60,3}{10} = 6.$$

Т. к. $\frac{c_f}{t_f} = 6 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,98 = 8,8$, то сечение полки относится к 1-му классу (таблица 1.12).

Согласно 1.5 (1) поперечное сечение колонны относится к 1-му классу.

Проверка прочности поперечного сечения. Сопротивление сдвигу следует определять с учетом потери местной устойчивости стенки, не усиленной ребрами жесткости, если выполняется условие:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{206}{6,5} = 31,74 < \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta} = \frac{72 \cdot 0,98}{1,0} = 70,6, \text{ потерю местной устойчивости стенки от дей-$$

ствия касательных напряжений учитывать не требуется.

Площадь сдвига для прокатных двутавровых сечений (таблица 2.4)

$$A_v = A - 2 \cdot b_f \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot R) \cdot t_f = 46,08 - 2 \cdot 15,5 \cdot 1,0 + (0,65 + 2 \cdot 1,4) \cdot 1,0 = 18,53 \text{ см}^2.$$

Расчетное значение несущей способности на сдвиг в пластической стадии при отсутствии кручения

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{18,53 \cdot 245}{\sqrt{3} \cdot 1,025} \cdot 0,1 = 255,72 \text{ кН}.$$

$$\text{Проверяем выполнение условия (таблица 2.4)} \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{21,82}{255,72} = 0,085 < 1,0.$$

Условие выполняется, несущая способность колонны на сдвиг обеспечена.

Т. к. $V_{Ed} = 21,82 < 127,86 = 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$, то расчет на совместное действие изгибающего момента и поперечной силы не требуется.

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения при равномерном сжатии в пластической стадии

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{46,08 \cdot 245 \cdot 0,1}{1,025} = 1101,42 \text{ кН}.$$

Определим необходимость учета влияния осевой силы на несущую способность двутавровых сечений на изгиб в пластической стадии относительно оси у-у (таблица 2.7)

$$N_{Ed} = 107,7 \text{ кН} < 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 1101,42 = 275,36 \text{ кН} \text{ и}$$

$$N_{Ed} = 107,7 \text{ кН} < \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 20,6 \cdot 0,65 \cdot 245 \cdot 0,1}{1,025} = 160,03 \text{ кН}.$$

Все условия выполняются, значит учитывать влияние осевой силы на несущую способность элемента по прочности не требуется.

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения на изгиб в пластической стадии относительно оси у-у (таблица 2.3)

$$M_{c,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{420 \cdot 245 \cdot 10^{-3}}{1,025} = 100,39 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\text{Т.к. } \frac{M_{Ed}}{M_{c,y,Rd}} = \frac{62,02}{100,39} = 0,618 < 1,0, \text{ прочность колонны обеспечена.}$$

Расчет колонны на устойчивость. Устойчивость элементов с поперечным сечением классов 1 и 2 обеспечена, если выполняются условия таблицы 2.26.

Для жесткого сопряжения ригеля с колонной $\mu_y = 2,0$ и $\mu_z = 1,0$. Тогда расчетные длины колонны относительно осей у-у и z-z:

$$L_{cr,y} = \mu_y \cdot H_k = 2,0 \cdot 550 = 1100 \text{ см};$$

$$L_{cr,z} = \mu_z \cdot H_k = 1,0 \cdot 550 = 550 \text{ см}.$$

Вычисление условных гибкостей колонны:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{y,cr}}{i_y \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{1100}{9,62 \cdot 93,9 \cdot 0,98} = 1,243,$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{z,cr}}{i_z \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{550}{3,67 \cdot 93,9 \cdot 0,98} = 1,629.$$

Выбор кривых потери устойчивости.

Для прокатных двутавров при $\frac{h}{b} = \frac{226}{155} = 1,46 > 1,2$ и $t_f = 10 \text{ мм} \leq 40 \text{ мм}$ кривыми потери устойчивости являются (таблица 2.11):

– относительно оси у-у – кривая *a*. Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $a_y = 0,21$ (таблица 2.10);

– относительно оси z-z – кривая *b*. Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $a_z = 0,34$ (таблица 2.10).

Понижающие коэффициенты:

$$\Phi_y = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \cdot \left(1 + 0,21 \cdot (1,243 - 0,2) + 1,243^2 \right) = 1,382;$$

$$\Phi_z = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \cdot \left(1 + 0,34 \cdot (1,629 - 0,2) + 1,629^2 \right) = 2,07;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,382 + \sqrt{1,382^2 - 1,243^2}} = 0,504 < 1,0;$$

$$\chi_z = \frac{I}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{I}{2,07 + \sqrt{2,07^2 - 1,629^2}} = 0,299 < 1,0;$$

$$\chi_{min} = 0,299.$$

Критический момент (формула 2.11)

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{cr,z}^2} \cdot \sqrt{\frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L_{cr,z}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} =$$

$$= 1,77 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 210000 \cdot 10^{-1} \cdot 622}{550^2} \cdot \sqrt{\frac{72550,1}{622} + \frac{550^2 \cdot 80770 \cdot 15,554}{3,14^2 \cdot 210000 \cdot 622}} = 15290,5 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где $C_1 = 1,77$ – коэффициент, зависящий от внешней нагрузки, действующей на элемент, и условий закрепления концов элемента (таблица 2.33) и отношения концевых моментов между точками закрепления (в заземлении и на оголовке колонны)

$$\psi = \frac{M_{Ed,2}}{M_{Ed,1}} = \frac{0}{62,02} = 0;$$

$L_{cr,z} = 550 \text{ см}$ – расчетная длина относительно оси z-z;

$E = 210000 \text{ МПа}$ – модуль упругости стали (таблица 1.7);

$G = 80770 \text{ МПа}$ – модуль сдвига (таблица 1.7).

Условная гибкость при изгибно-крутильной форме потери устойчивости для сечений

$$1\text{-го и } 2\text{-го классов } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{420 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{15290,5}} = 0,820.$$

Для прокатных двутавров при $\frac{h}{b} = \frac{226}{155} = 1,46 \leq 2$ кривая потери устойчивости – кривая b (таблица 2.21). Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $a_{LT} = 0,34$ (таблица 2.20);

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left(1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right) = 0,5 \cdot \left(1 + 0,34 \cdot (0,82 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,82^2 \right) = 0,824,$$

где $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ и $\beta = 0,75$ – поправочные коэффициенты (таблица 2.19).

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,824 + \sqrt{0,824^2 - 0,75 \cdot 0,82^2}} = 0,805.$$

Поправочный коэффициент, учитывающий изменение изгибающего момента между элементами бокового закрепления (таблица 2.22):

$$k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33 \cdot \psi} = \frac{1}{1,33 - 0,33 \cdot 0} = 0,752.$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right] =$$

$$= 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,752) \cdot \left[1 - 2 \cdot (0,805 - 0,8)^2 \right] = 0,876 \leq 1,0.$$

Понижающий коэффициент при потере устойчивости по изгибно-крутильной форме для прокатных сечений (таблица 2.19)

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} = \frac{0,805}{0,876} = 0,919 \leq 1,0 = \min \left(1,0; \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \right) = \min(1,0; 1,487) = \min \left(1,0; \frac{1}{0,82^2} \right).$$

Следовательно, для дальнейших расчетов принимаем $\chi_{LT,mod} = 0,919$.

Определяем коэффициенты перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов $C_{m,y}$ и $C_{m,LT}$. В соответствии с таблицей 2.32 при $\psi = 0$

$$C_{m,y} = C_{m,LT} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot 0 = 0,6.$$

Характеристические сопротивления сечений 1-го и 2-го классов сжатию и изгибу относительно оси у-у:

$$N_{Rk} = f_y \cdot A = 245 \cdot 0,1 \cdot 46,08 = 1128,96 \text{ кН};$$

$$M_{y,Rk} = f_y \cdot W_{pl,y} = 245 \cdot 10^3 \cdot 420,0 \cdot 10^{-6} = 102,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Коэффициенты взаимодействия для поперечных сечений классов 1 и 2, чувствительных к деформациям кручения для открытых типов поперечных сечений при отсутствии раскреплений от кручения, определяем по формулам таблицы 2.30 для $\bar{\lambda}_z = 1,629 > 0,4$.

$$k_{yy} = C_{m,y} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} \right) = 0,6 \cdot \left(1 + (1,243 - 0,2) \cdot \frac{107,07}{0,504 \cdot 1128,96} \right) = 0,721 >$$

$$> C_{m,y} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} \right) = 0,6 \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{107,07}{0,504 \cdot 1128,96} \right) = 0,693.$$

Принимаем $k_{yy} = 0,693$.

$$k_{zy} = 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{C_{m,LT} - 0,25} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} = 1 - \frac{0,1 \cdot 1,629}{0,6 - 0,25} \cdot \frac{107,07}{0,299 \cdot 1128,96} = 0,849 <$$

$$< 1 - \frac{0,1}{C_{m,LT} - 0,25} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} = 1 - \frac{0,1}{0,6 - 0,25} \cdot \frac{107,07}{0,299 \cdot 1128,96} = 0,907,$$

Принимаем $k_{zy} = 0,907$.

Проверяем устойчивость (таблица 2.26)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} = \frac{107,07}{0,504 \cdot 1128,96} + 0,693 \cdot \frac{62,02}{0,919 \cdot 102,9} = 0,66 < 1,0;$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} = \frac{107,07}{0,299 \cdot 1128,96} + 0,907 \cdot \frac{62,02}{0,919 \cdot 102,9} = 0,935 < 1,0.$$

Условия выполняются, устойчивость колонны обеспечена.

Глава 3. Сварные соединения

3.1 Материалы для сварных соединений

(1) Выбор электродов, сварочной проволоки и флюсов следует производить в соответствии с требованиями таблицы 3.1.

Таблица 3.1 – Материалы для сварки, соответствующие стали

Сталь	Материалы для сварки				
	в углекислом газе (ГОСТ 8050) или в его смеси с аргоном (ГОСТ 10157)	под флюсом (ГОСТ 9087)		порошковой проволокой (ГОСТ 26271)	покрытыми электродами (ГОСТ 9467)
Марка				Тип электрода	
сварочной проволоки	флюса	порошковой проволоки			
$f_y < 290 \text{ Н/мм}^2$	Св-08Г2С	Св-08А	АН-348-А	ПП-АН-3 ПП-АН-8	Э42 ¹⁾ , Э42А
$290 \text{ Н/мм}^2 \leq f_y < 590 \text{ Н/мм}^2$		Св-08ГА	АН-60 ¹⁾		Э46 ¹⁾ , Э46А
		Св-10ГА ²⁾	АН-17-М		Э50 ¹⁾ , Э50А
		Св-10Г2 ²⁾ Св-10НМА	АН-43 АН-47 АН-348-А ³⁾		
$f_y \geq 590 \text{ Н/мм}^2$	Св-08Г2С Св-08ХГСМА	Св-10НМА	АН-17-М	ПП-АН-3 ПП-АН-8	Э60
	Св-10ХГ2СМА	Св-8ХН2ГМЮ			Э70
¹⁾ Флюс АН-60 и электроды типа Э42, Э46 и Э50 следует применять для конструкций групп 2 и 3 (по СНиП II-23) при расчетных температурах $t \geq -45^\circ\text{C}$. ²⁾ Не применять в сочетании с флюсом марки АН-43. ³⁾ Для флюса марки АН-348-А требуется дополнительный контроль механических свойств металла шва при сварке соединяемых элементов всех толщин при расчетных температурах $t < -45^\circ\text{C}$ и толщин свыше 32 мм – при расчетных температурах $t \geq -45^\circ\text{C}$.					
Примечание – При соответствующем технико-экономическом обосновании для сварки конструкций допускается использовать сварочные материалы (проволоку, флюсы, защитные газы), не указанные в настоящей таблице. При этом механические свойства металла шва, выполняемого с их применением, должны быть не ниже свойств, обеспечиваемых применением материалов согласно настоящей таблице.					

3.2 Номинальное значение временного сопротивления f_u металла угловых швов для типов электродов и марок сварочной проволоки

Таблица 3.2 – Номинальное значение временного сопротивления металла угловых швов

Сварочные материалы				f_u , Н/мм ²
Тип электрода (по ГОСТ 9467 -75)	Марки проволоки (по ГОСТ 2246-70*) для автоматической или полуавтоматической сварки		Марки порошковой проволоки (по ГОСТ 26271-84)	
	под флюсом (по ГОСТ 9087-81*)	в углекислом газе (по ГОСТ 8050-85) или в его смеси с аргоном (по ГОСТ 10157-79*)		
Э42, Э42А	Св-08, Св-08А	–	–	410
Э46, Э46А	Св-08ГА	–	–	450
Э50, Э50А	Св-10ГА, Св-10Г2СЦ	Св-08Г2С	ПП-АН8, ПП-АН3	490
Э60	Св-10НМА, Св-10Г2СЦ*, СВ-10Г2	Св-08Г2С*	–	590
Э70	Св-08ХН2ГМЮ, Св-08Х1ДЮ	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХГ2СДЮ	–	685

Окончание таблицы 3.2

Сварочные материалы				f_u , Н/мм ²
Тип электрода (по ГОСТ 9467 -75)	Марки проволоки (по ГОСТ 2246-70*) для автоматической или полуавтоматической сварки		Марки порошковой проволоки (по ГОСТ 26271-84)	
	под флюсом (по ГОСТ 9087-81*)	в углекислом газе (по ГОСТ 8050-85) или в его смеси с аргоном (по ГОСТ 10157-79*)		
Э85	—	—	—	835

¹⁾ Только для швов с катетом $k_f \leq 8$ мм в конструкциях из стали с номинальным значением предела текучести 440 Н/мм² и более.

3.3 Размеры катетов угловых сварных швов

(1) Катет углового шва k_f не должен превышать $1,2t$ (где t – наименьшее из значений толщины свариваемых элементов).

(2) Катет шва, наложенного на закругленную кромку фасонного проката толщиной t , как правило, не должен превышать $0,9t$.

(3) Катет углового шва k_f должен удовлетворять требованиям расчета и быть, как правило, не менее указанного в таблице 3.3. Катет шва в тавровом двустороннем, а также в нахлесточном и угловом соединениях допускается принимать менее указанного в таблице 3.3, но не менее 4 мм. Размеры шва при этом должны обеспечивать несущую способность, определяемую расчетом.

Таблица 3.3 (т. 38 [19]) – Рекомендованные минимальные размеры катетов угловых сварных швов в стальных конструкциях

Вид соединения	Вид сварки	f_y , Н/мм ²	Минимальные катеты швов k_f , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов t , мм						
			4-5	6-10	11-16	17-22	23-32	33-40	41-80
Тавровое с двусторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое	Ручная дуговая	До 285	4	4	4	5	5	6	6
		Св. 285 до 390	4	5	6	7	8	9	10
		Св. 390 до 590	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и механизированная	До 285	3	4	4	5	5	6	6
		Св. 285 до 390	3	4	5	6	7	8	9
		Св. 390 до 590	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная дуговая	До 375	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и механизированная		4	5	6	7	8	9	10

Примечания: 1. В конструкциях из стали с пределом текучести свыше 590 МПа, а также из всех сталей при толщине элементов свыше 80 мм минимальные катеты угловых швов следует принимать по специальным техническим условиям.
2. В конструкциях группы 4 минимальные катеты односторонних угловых швов следует уменьшать на 1 мм при толщине свариваемых элементов до 40 мм включительно и на 2 мм – при толщине элементов свыше 40 мм.

3.4 Определение расчетных сопротивлений сварных швов

(1) По EN 1993-1-8 [28] могут быть рассчитаны угловые, угловые круговые, стыковые, пробочные и сварные швы с клинообразным зазором, из материалов толщиной 4 мм и более.

(2) Эффективную длину сварного шва l_{eff} следует определять $l_{eff} = L - 2a$. Снижение эффективной длины сварного шва не требуется при условии обеспечения полноразмерности сварного шва по всей его длине, включая начало и конец шва.

(3) Сварной угловой шов с эффективной длиной менее 30 мм или менее шестикратной толщины сварного шва не является несущим швом.

Таблица 3.4 – Определение расчетных сопротивлений сварных швов

Тип сварного шва	Расчетное сопротивление
Стыковой	Расчетное сопротивление стыковых сварных швов с полным проваром следует принимать равным расчетному сопротивлению самой слабой из соединяемых деталей, при условии, что сварка выполнена с применением соответствующих сварочных материалов, позволяющих получать образцы сварного шва с пределом текучести металла шва и временным сопротивлением, по крайней мере равными соответствующим значениям для основного металла. Расчетное сопротивление стыковых сварных швов с визуальными методами контроля качества <i>рекомендуется</i> умножать на 0,85
Угловой	1. Расчетное сопротивление углового сварного шва можно считать достаточным, если в каждой точке по его длине равнодействующая всех сил, передаваемых сварным швом единичной длины, удовлетворяет следующему условию: $F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad (3.1)$ где $F_{w,Ed}$ – расчетное значение внешних усилий, действующих на единицу длины сварного шва; $F_{w,Rd}$ – расчетное значение сопротивления на единицу длины сварного шва, рассчитывается по формуле 3.2. 2. Независимо от ориентации продольного сечения сварного шва относительно направления приложения силы расчетное сопротивление сварного шва единичной длины $F_{w,Rd}$ следует определять по формуле $F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a \quad (3.2)$ где $f_{vw,d}$ – расчетное сопротивление сдвигу сварного шва, рассчитывается по формуле 3.3; a – эффективная толщина сварного шва, таблица 3.5. 3. Расчетное сопротивление сдвигу сварного шва $f_{vw,d}$ следует определять по формуле $f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (3.3)$ где f_u – номинальное значение предела прочности основного металла. β_w – поправочный коэффициент для угловых сварных швов, таблица 3.6
Пробочный	Расчетное значение сопротивления пробочного сварного шва $F_{w,Rd}$ следует определять по формуле $F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w \quad (3.4)$ где $f_{vw,d}$ – расчетное сопротивление сдвигу сварного шва, рассчитывается по формуле 3.3; A_w – расчетная площадь сечения шва, принимается равной площади отверстия

3.5 Эффективная толщина сварных швов

(1) Эффективную толщину a углового сварного шва следует принимать равной высоте вписанного треугольника (равностороннего или неравностороннего) (рисунок 3.1). Примеры назначения эффективной толщины сварных швов приведены в таблице 3.5.

(2) Эффективная толщина углового сварного шва должна быть не менее 3 мм.

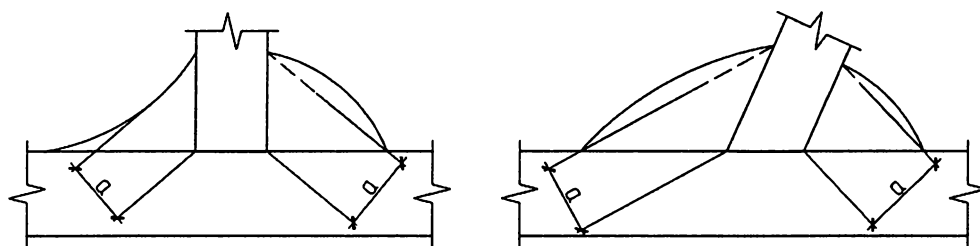


Рисунок 3.1 (рис. 4.3 [28]) – Эффективная толщина углового сварного шва

Таблица 3.5 (т. 9.2 [30]) – Примеры назначения эффективной толщины сварных швов

Тип сварного шва		Эскиз	Эффективная толщина сварного шва a
Сварной шов с клинообразным зазором			
С полным проваром	Стыковой шов		$a = t_1$
	Двусторонний стыковой шов с усилением угловыми швами		$a = t_1$
	Стыковой шов с подварочным швом		
	Стыковой шов с полным проваром		
Рассчитываются как угловые швы	Стыковой шов с неполным проваром ¹⁾		a устанавливают опытным путем, равно расстоянию от центра корня шва до поверхности шва
	Стыковой шов с неполным проваром ¹⁾		
	Двусторонний стыковой шов с неполным проваром ¹⁾		

Окончание таблицы 3.5

Тип сварного шва		Эскиз	Эффективная толщина сварного шва a
Рассчитываются как угловые швы	Двусторонний стыковой шов с неполным проваром ¹⁾		a устанавливают опытным путем
	Двусторонний шов без подготовки кромок шва (выполняется полуавтоматической или автоматической сваркой)		a устанавливают опытным путем; зазор b устанавливают в соответствии с технологией сварки; для сварки под флюсом $b = 0$
	Угловой шов	Теоретический центр корня шва 	a равно высоте вписанного равностороннего треугольника, отмеренной до теоретического центра корня шва
	Двусторонний угловой шов	Теоретический центр корня шва 	
	Угловой шов	Теоретический центр корня шва 	$a = \bar{a} + e$, где $\bar{a}$ соответствует толщине шва a , равно высоте вписанного равностороннего треугольника, отмеренной до теоретического центра корня шва; e определяют опытным путем
	Двойной угловой шов	Теоретический центр корня шва 	
Сварной шов трехэлементного соединения			Передача усилия от А к В: $a = t_2$ для $t_2 < t_3$
			Передача усилия от С к А и В: $a = b$

¹⁾ Для швов с углом раскрытия кромок менее 45° размер a следует уменьшить на 2 мм или установить опытным путем. Исключением являются швы, выполняемые дуговой сваркой в защитных газах в положении «в лодочку» и в нижнем положении.

3.6 Поправочный коэффициент β_w для угловых сварных швов

Таблица 3.6 (т. 9.3 [30]) – Поправочный коэффициент β_w для угловых сварных швов

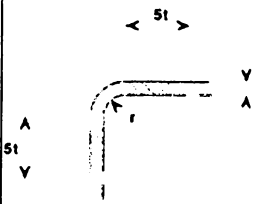
Классы стали в соответствии со стандартами				Поправочный коэффициент β_w
ГОСТ 27772	EN 10025	EN 10210	EN 10219	
C235 C245	S235 S235 W	S235 H	S235 H	0,8
C255 C275 C285	S275 S275 N/NL S275 M/ML	S275 H S275 NH/NLH	S275 H S275 NH/NLH S275 MH/MLH	0,85
C345 (К) C355 (К, П) C355-1 C375	S355 S355 N/NL S355 M/ML S355 W	S355 H S355 NH/NLH	S355 H S355 NH/NLH S355 MH/MLH	0,9
C390 C390-1	S420 N/NL S420 M/ML		S420 MH/MLH	1,0
C440	S460 N/NL S460 M/ML S460 Q/QL/QL1	S460 NH/NLH	S460 NH/NLH S460 MH/MLH	1,0

3.7 Сварка в холоднодеформированных зонах

(1) Сварку в пределах зон шириной $5t$ с каждой стороны холоднодеформированной зоны, см. таблицу 3.2, допускается выполнять при соблюдении одного из следующих требований:

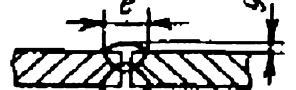
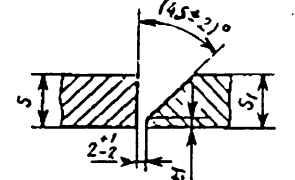
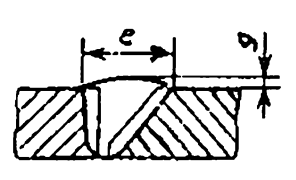
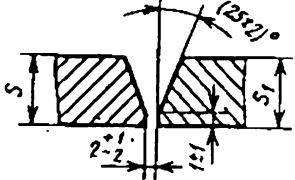
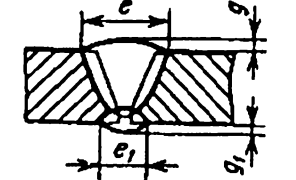
- холоднодеформированные зоны подвергнуты нормализации после холодного деформирования, но до начала сварочных работ;
- отношение r/t удовлетворяет значениям таблицы 3.7.

Таблица 3.7 (т. 4.2 [28]) – Требования к сварке в зонах холодного деформирования и прилегающего к ним металла

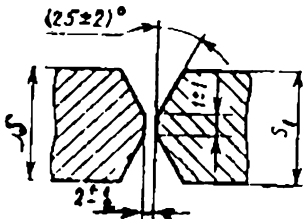
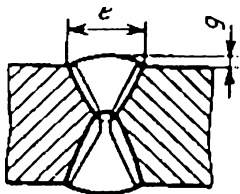
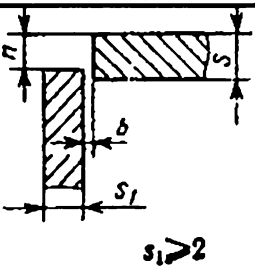
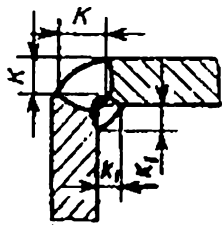
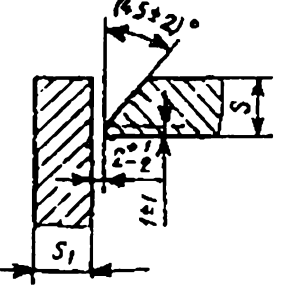
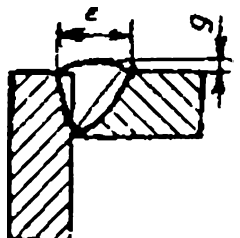
r/t	Деформация вследствие холодного деформирования, %	Максимальная толщина, мм		
		В общем случае		При полном раскислении алюминием (Al $\geq 0,02$ %)
		доминирует статическая нагрузка	доминирует подвижная, вибрационная и т. п. нагрузка	
≥ 25	≤ 2	Любая	Любая	Любая
≥ 10	≤ 5	Любая	16	Любая
$\geq 3,0$	≤ 14	24	12	24
$\geq 2,0$	≤ 20	12	10	12
$\geq 1,5$	≤ 25	8	8	10
$\geq 1,0$	≤ 33	4	4	6
Примечание – Холоднодеформированные замкнутые профили согласно EN 10.219, которые не удовлетворяют предельным значениям, указанным в настоящей таблице, допускается считать соответствующими этим значениям, если толщина металла профиля не превышает 12,5 мм и если эти профили изготовлены из спокойной стали (с раскислением алюминием) качества J2H, K2H, MH, MLH, NH или NLH и, кроме того, сталь содержит углерода C $\leq 0,18\%$, фосфора P $\leq 0,020\%$ и серы S $\leq 0,012\%$.				
В других случаях сварка допускается только в зонах, расположенных на расстоянии $5t$ от углов сечения профиля, если допустимость применения сварки для этого частного случая может быть подтверждена испытаниями.				

3.8 Основные типы сварных соединений ручной дуговой сварки по ГОСТ 5264-80

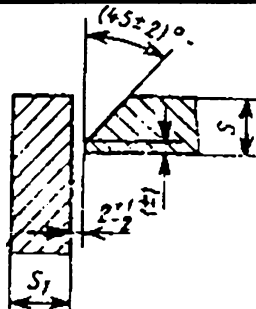
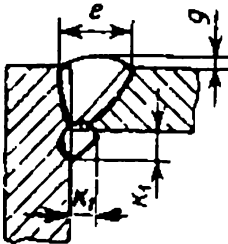
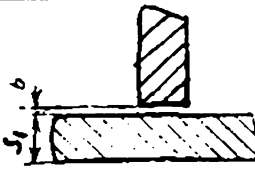
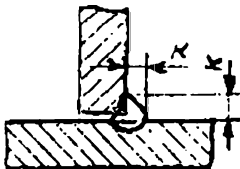
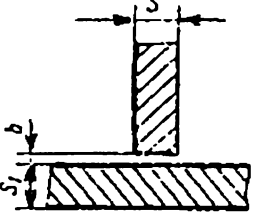
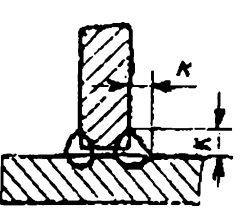
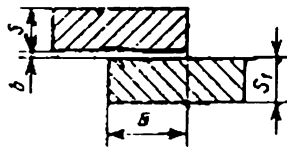
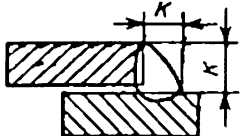
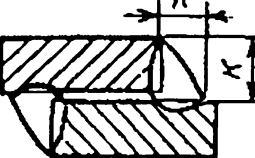
Таблица 3.8

Характер сварного шва и форма подготовленных кромок	Условное обозначение сварного соединения	Конструктивные элементы			
		подготовительных кромок свариваемых деталей	шва сварного соединения		
Стыковые соединения					
Односторонний без скоса кромок	C2				
		$s=s_1$ св. 1,5 до 3	$b = 1 \pm 1$	$e \leq 7$	$g = 1,5 \pm 1$
		св. 3 до 4	$b = 2 \pm 0,5$	$e \leq 8$	$g = 2 \pm 1$
Двусторонний без скоса кромок	C7				
		$s=s_1$ св. 2 до 4	$b = 2 \pm 1$	$e \leq 9$	$g = 1,5 \pm 1$
		св. 4 до 5	$b = 2 \pm 1,5$	$e \leq 10$	$g = 2 \pm 1$
Односторонний со скосом одной кромки	C8				
		$s=s_1$ св. 5 до 8	$e = 12 \pm 2$	$g = 0,5^{+1,5}_{-0,5}$	
		св. 8 до 11	$e = 16 \pm 2$		
		св. 11 до 14	$e = 20 \pm 2$		
		св. 14 до 17	$e = 24 \pm 3$	$g = 0,5^{+2}_{-0,5}$	
		св. 17 до 20	$e = 28 \pm 3$		
		св. 20 до 24	$e = 32 \pm 3$		
		св. 24 до 28	$e = 35 \pm 3$		
		св. 28 до 32	$e = 38 \pm 3$		
		св. 32 до 36	$e = 41 \pm 3$		
Двусторонний со скосом двух кромок	C21				
		$s=s_1$ св. 11 до 14	$e = 19 \pm 2$	$g = 0,5^{+1,5}_{-0,5}$	
		св. 14 до 17	$e = 22 \pm 3$	$g = 0,5^{+2}_{-0,5}$	
		св. 17 до 20	$e = 26 \pm 3$		
		св. 20 до 24	$e = 30 \pm 3$		
		св. 24 до 28	$e = 34 \pm 3$		
		св. 28 до 32	$e = 38 \pm 3$		
		св. 32 до 36	$e = 42 \pm 3$		
		св. 36 до 40	$e = 47 \pm 3$		

Продолжение таблицы 3.8

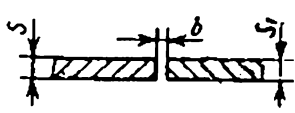
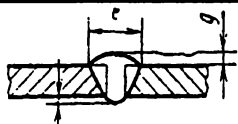
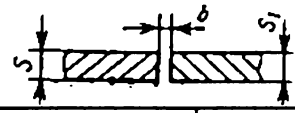
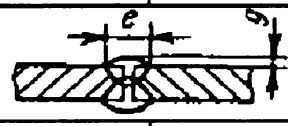
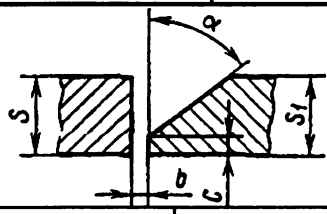
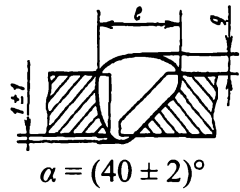
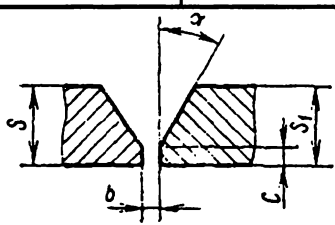
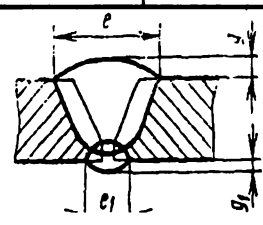
Характер сварного шва и форма подготовленных кромок	Условное обозначение сварного соединения	Конструктивные элементы		
		подготовительных кромок свариваемых деталей	шва сварного соединения	
Двусторонний с двумя симметричными скосами кромок	С25			
		$s = s_1$ св. 8 до 11	$e = 10 \pm 2$	$g = 0,5^{+1,5}_{-0,5}$
		св. 11 до 14	$e = 12 \pm 2$	
		св. 14 до 17	$e = 14 \pm 3$	
		св. 17 до 20	$e = 16 \pm 3$	$g = 0,5^{+2}_{-0,5}$
		св. 20 до 24	$e = 18 \pm 3$	
		св. 24 до 28	$e = 20 \pm 3$	
		св. 28 до 32	$e = 22 \pm 3$	
		св. 32 до 36	$e = 24 \pm 3$	
		св. 36 до 40	$e = 26 \pm 3$	
Угловые соединения				
Двусторонний без скоса кромок	У5			
		s св. 3 до 30	n от $0,5s$ до s	$b = 0 + 2$
Односторонний со скосом одной кромки	У6			
		s св. 8 до 11	$e = 16 \pm 2$	$g = 0,5^{+1,5}_{-0,5}$
		св. 11 до 14	$e = 20 \pm 2$	
		св. 14 до 17	$e = 24 \pm 3$	
		св. 17 до 20	$e = 28 \pm 3$	$g = 0,5^{+2}_{-0,5}$
		св. 20 до 24	$e = 32 \pm 3$	
		св. 24 до 28	$e = 35 \pm 3$	
		св. 28 до 32	$e = 38 \pm 3$	
		св. 32 до 36	$e = 41 \pm 3$	
		св. 36 до 40	$e = 44 \pm 3$	

Окончание таблицы 3.8

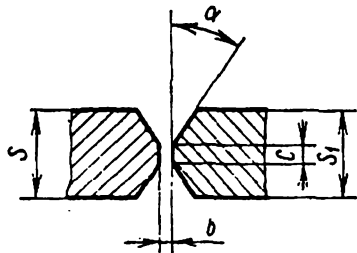
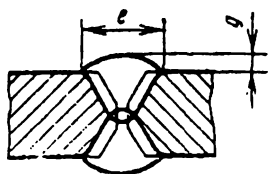
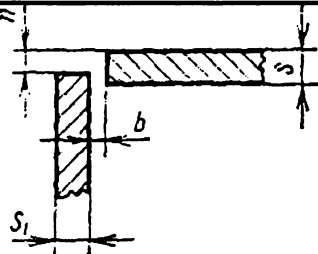
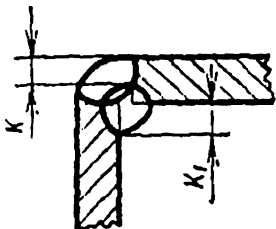
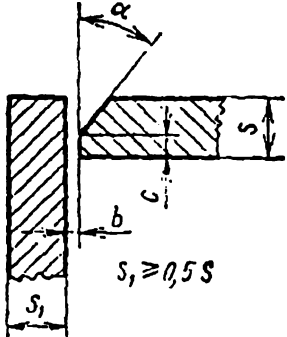
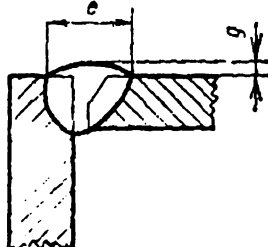
Характер сварного шва и форма подготовленных кромок	Условное обозначение сварного соединения	Конструктивные элементы	
		подготовительных кромок свариваемых деталей	шва сварного соединения
Двусторонний с двумя симметричными скосами одной кромки	У7		
		s св. 14 до 17	$e = 24 \pm 3$
		св. 17 до 20	$e = 28 \pm 3$
		св. 20 до 24	$e = 32 \pm 3$
		св. 24 до 28	$e = 35 \pm 3$
		св. 28 до 32	$e = 38 \pm 3$
		св. 32 до 36	$e = 41 \pm 3$
		св. 36 до 40	$e = 44 \pm 3$
$g = 0,5^{+2}_{-0,5}$			
Тавровые соединения			
Односторонний без скоса кромок	Т1		
		s св. 3 до 15	$b = 0 + 2$
		св. 15 до 40	$b = 0 + 3$
Двусторонний без скоса кромок	Т3		
		s св. 3 до 15	$b = 0 + 2$
		св. 15 до 40	$b = 0 + 3$
Нахлесточные соединения			
Односторонний без скоса кромок	Н1		
Двусторонний без скоса кромок	Н2	s св. 2 до 5	$b = 0 + 1$
		s св. 5 до 10	$b = 0 + 1,5$
		s св. 10 до 60	$b = 0 + 2$
			

3.9 Основные типы сварных соединений дуговой сварки в защитных газах (в CO₂) по ГОСТ 14771-76*

Таблица 3.9

Характер сварного шва и форма подготовленных кромок	Условное обозначение сварного соединения	Конструктивные элементы			
		подготовительных кромок свариваемых деталей		шва сварного соединения	
Стыковые соединения					
Односторонний без скоса кромок	С2 (ИНп, ИП, УП)				
		$s = 2,2 - 4$	$b = 0 + 1,5$	$e \leq 8$	$g = 1,5 \pm 0,5$
		$4,5 - 6$	$b = 2 + 2,0$	$e \leq 12$	
Двусторонний без скоса кромок	С7 (УП)				
		$s = 7 - 8$	$b = 1,5 + 1$	$e \leq 9$	$g = 2,0 \pm 1,5$
		$9 - 10$		$e \leq 10$	
		$11 - 12$	$b = 2,0 + 1$	$e \leq 14$	
Односторонний со скосом одной кромки	С8 (УП)				
		$s = 12 - 14$	$b = c = 2^{+1}_{-2}$	$e = 18 \pm 3$	$g = 0,5 + 1$
		$16 - 18$		$e = 22 \pm 3$	$g = 2^{+1}_{-2}$
		$20 - 22$		$e = 26 \pm 3$	
		$24 - 26$		$e = 30 \pm 4$	
		$28 - 30$		$e = 34 \pm 4$	
		$32 - 34$		$e = 38 \pm 4$	
		$36 - 40$		$e = 42 \pm 4$	
Двусторонний со скосом двух кромок	С21 (УП)				
		$s = 12 - 14$	$b = c = 2^{+1}_{-2}$	$e = 13 \pm 3$	$g = 2^{+1}_{-2}$
		$16 - 18$		$e = 16 \pm 3$	
		$20 - 22$		$e = 20 \pm 4$	
		$24 - 26$		$e = 24 \pm 4$	
		$28 - 30$		$e = 28 \pm 4$	
		$32 - 36$		$e = 32 \pm 4$	
		$38 - 42$		$e = 36 \pm 4$	

Продолжение таблицы 3.9

Характер сварного шва и форма подготовленных кромок	Условное обозначение сварного соединения	Конструктивные элементы					
		подготовительных кромок свариваемых деталей		шва сварного соединения			
Двусторонний с двумя симметричными скосами кромок	С25 (ИП, УП)			 $\alpha = (20 \pm 2)^\circ$			
		$s = 10 - 12$	$b = c = 1 \pm 1$	$e = 8 \pm 2$	$g = 2^{+1}_{-2}$		
		$14 - 16$		$e = 10 \pm 2$			
		$18 - 20$		$e = 12 \pm 2$			
		$22 - 28$	$b = c = 2^{+1}_{-2}$	$e = 15 \pm 2$			
		$30 - 36$		$e = 18 \pm 3$			
		$38 - 45$		$e = 20 \pm 3$			
		Угловые соединения					
		Двусторонний без скоса кромок	У5 (ИП, УП)	 $s_1 \geq 0,8s$			
				$s = 0,8 - 6,0$	$n \text{ св. } 0,5s \text{ до } s$	$b = 0 + 1$	
$7,0 - 11,0$	$b = 0 + 1,5$						
$12,0 - 30,0$	$b = 0 + 2$						
Односторонний со скосом одной кромки	У6 (УП)	 $s_1 \geq 0,5s$		 $\alpha = (40 \pm 2)^\circ$			
		$s = 12,0 - 14,0$	$e = 18 \pm 3$	$g = 2^{+1}_{-2}$			
		$16,0 - 18,0$	$e = 22 \pm 3$				
		$20,0 - 22,0$	$e = 26 \pm 3$				
		$24,0 - 26,0$	$e = 30 \pm 4$				
		$28,0 - 30,0$	$e = 34 \pm 4$				
		$32,0 - 34,0$	$e = 38 \pm 4$				
		$36,0 - 40,0$	$e = 42 \pm 4$				
		$g = 1 \pm 1$					

Окончание таблицы 3.9

Характер сварного шва и форма подготовленных кромок	Условное обозначение сварного соединения	Конструктивные элементы	
		подготовительных кромок свариваемых деталей	шва сварного соединения
Двусторонний с двумя симметричными скосами одной кромки	У7 (УП)		
		s = 12,0 - 14,0	e = 18 ± 3
		16,0 - 18,0	e = 22 ± 3
		20,0 - 22,0	e = 26 ± 4
		24,0 - 26,0	e = 30 ± 4
		28,0 - 30,0	e = 34 ± 4
		32,0 - 34,0	e = 38 ± 4
		36,0 - 40,0	e = 42 ± 4
		g = 2 ⁺¹ ₋₂	
Тавровые соединения			
Односторонний без скоса кромок	T1 (ИНп, ИП, УП)		
Двусторонний без скоса кромок	T3 (ИНп, ИП, УП)		
		s = 0,8 - 3	b = 0 ± 0,5
		3,2 - 5,5	b = 0 ± 1,0
		6 - 20	b = 0 ± 1,5
		22 - 40	b = 0 ± 2,0
Нахлесточные соединения			
Односторонний без скоса кромок	H1 (ИП, УП)		
Двусторонний без скоса кромок	H2 (ИП, УП)		
		s = 2,2 - 10	b = 0 + 1
		10 - 28	b = 0 + 1,5
		28 - 60	b = 0 + 2

Примеры расчета сварных соединений

Пример 3.1. Расчёт нахлесточного сварного соединения

Рассчитать соединение внахлестку растянутого элемента из полосовой стали С285 по ГОСТ 27772-88 сечением – 200×10 мм к листу толщиной 12 мм (рисунок 3.2). Определить наименьшую длину нахлестки при условии равнопрочности элемента и его прикреплении лобовым и двумя фланговыми швами.

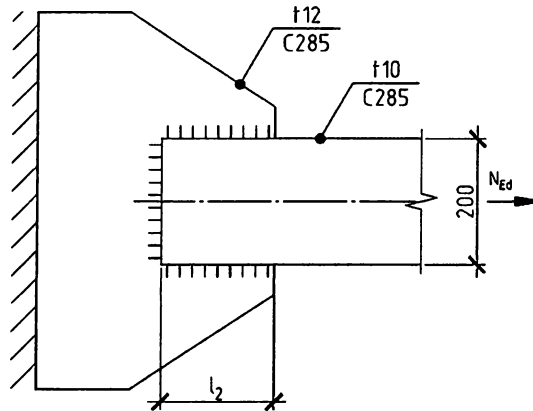


Рисунок 3.2 – Нахлесточное соединение из двух листов

Определяем предельное усилие, воспринимаемое элементом. Предел текучести f_y и предел прочности f_u листового проката из стали С285 по ГОСТ 27772-88 определяем по таблице 1.3 для толщины проката $t = 12$ мм: $f_y = 265$ МПа и $f_u = 380$ МПа. Тогда расчетное значение несущей способности листа $N_{Ed} = f_y \cdot A = 26,5 \cdot 20 \cdot 1 = 530$ кН.

Катет равнобедренного углового шва для ручной сварки в нижнем положении принимаем $k_f = 8$ мм. Эффективная толщина сварных швов $a = k_f \cdot \cos 45^\circ = 0,8 \cdot 0,707 = 0,566$ см. В соответствии с таблицей 3.1 для ручной электродуговой сварки принимаем электроды типа Э42 по ГОСТ 9467.

По таблице 3.6 принимаем $\beta_w = 0,85$. Частный коэффициент безопасности для сварных швов $\gamma_{M2} = 1,3$ (таблица 1.8). Рассчитываем несущую способность на единицу длины сварного шва и сопротивление сварного шва соответственно:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 19,85 \cdot 0,566 = 11,24 \text{ кН / см};$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{380 \cdot 10^{-1}}{\sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot 1,3} = 19,85 \text{ кН / см}^2.$$

$$\text{Эффективная длина лобового шва } l_{eff,1} = l_1 - 2a = 20 - 2 \cdot 0,566 = 18,87 \text{ см.}$$

Расчетное значение несущей способности лобового шва

$$N_{Ed,1} = F_{w,Rd} \cdot l_{eff,1} = 11,24 \cdot 18,87 = 212,1 \text{ кН.}$$

Определяем усилие, приходящееся на каждый фланговый шов

$$N_{Ed,2} = (N_{Ed} - N_{Ed,1}) / 2 = (530 - 212,1) / 2 = 158,95 \text{ кН.}$$

$$\text{Эффективная длина флангового шва } l_{eff,2} = \frac{N_{Ed,2}}{F_{w,Rd}} = \frac{158,95}{11,24} = 14,14 \text{ см.}$$

$$\text{Длина нахлестки } l_2 = l_{eff,2} + 2a = 14,14 + 2 \cdot 0,566 = 15,27 \text{ см.}$$

Принимаем $l_2 = 16$ см.

Пример 3.2. Расчёт пробочного шва

Требуется запроектировать соединение внахлестку двух полос сечением 300×20 мм, соединенных двумя вытянутыми пробочными сварными швами (рисунок 3.3). Материал — сталь класса С255 по ГОСТ 27772-88. Усилие, приложенное к соединению $N_{Ed} = 400$ кН.

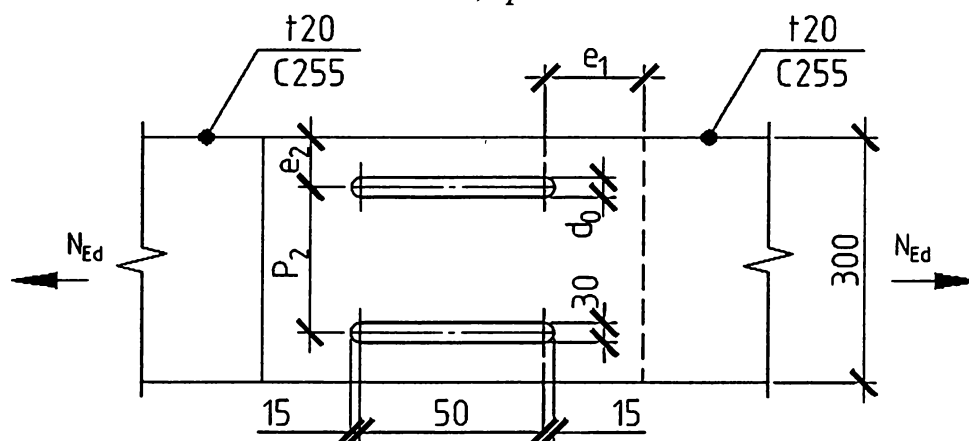


Рисунок 3.3 – Сварное соединение двух полос внахлестку пробочными сварными швами

Назначаем размеры пробочных швов. Ширина $d_0 = t + (8...12)$ мм. Принимаем $d_0 = 20 + 10 = 30$ мм. Концы отверстий выполняют полукруглыми с радиусом $r = 15$ мм.

Расстояние от края полосы до продольной оси пробочного шва при $e_2 \geq 1,5d_0$, принимаем 75 мм. Расстояние между продольными осями пробочных швов при $p_2 \geq 2,4d_0$, принимаем 150 мм. Принятые размеры удовлетворяют требованиям п. 4.8 и таблицы 4.9.

Для стали класса С255 предел прочности $f_u = 370$ МПа.

$$\text{Расчетное сопротивление } f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{370 \cdot 10^{-1}}{\sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot 1,3} = 19,33 \text{ кН / см}^2.$$

Требуемую площадь пробочных швов определяем из условия несущей способности по формуле 3.4 $A_w = \frac{N_{Ed}}{f_{vw,d}} = \frac{400}{19,33} = 20,69 \text{ см}^2$.

Длину отверстия под пробочный шов назначаем 50 мм.

Площадь сечения вытянутого пробочного шва $A_w = 5 \cdot 3 + 3,14 \cdot 1,5^2 = 22,1 \text{ см}^2$, что больше требуемой площади, равной $20,69 \text{ см}^2$.

Пример 3.3. Расчёт прикрепления уголков к фасонке

Требуется рассчитать крепление двух уголков 75×8 к фасонке толщиной 10 мм (рисунок 3.4). Расчетное растягивающее усилие в уголках $N_{Ed} = 425$ кН. Материал — сталь С245 по ГОСТ 27772-88. Сварка полуавтоматическая по ГОСТ 14771 в среде углекислого газа в смеси с аргоном.

По таблице 3.1 принимаем сварочную проволоку марки Св-08Г2С диаметром $d = 1,2$ мм. Предел прочности стали С245 $f_u = 370$ МПа.

Назначаем катеты сварных швов по обуху и перу $k_f = 6$ мм. Принятый катет $k_f = 6$ мм больше минимально допустимого катета $k_f = 4$ мм, принятого по таблице 3.3. Катет сварного шва по перу $k_f = 6 \text{ мм} < 0,9 \cdot t = 0,9 \cdot 8 = 7,2 \text{ мм}$.

$$\text{Эффективная толщина сварных швов } a = k_f \cdot \cos 45^\circ = 0,6 \cdot 0,707 = 0,42 \text{ см}.$$

Расчетное значение несущей способности единицы длины сварного шва и расчетное сопротивление сварного шва соответственно

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 20,54 \cdot 0,42 = 8,63 \text{ кН / см};$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{370 \cdot 10^{-1}}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,3} = 20,54 \text{ кН / см}^2,$$

где $\beta_w = 0,8$ – поправочный коэффициент (таблица 3.6).

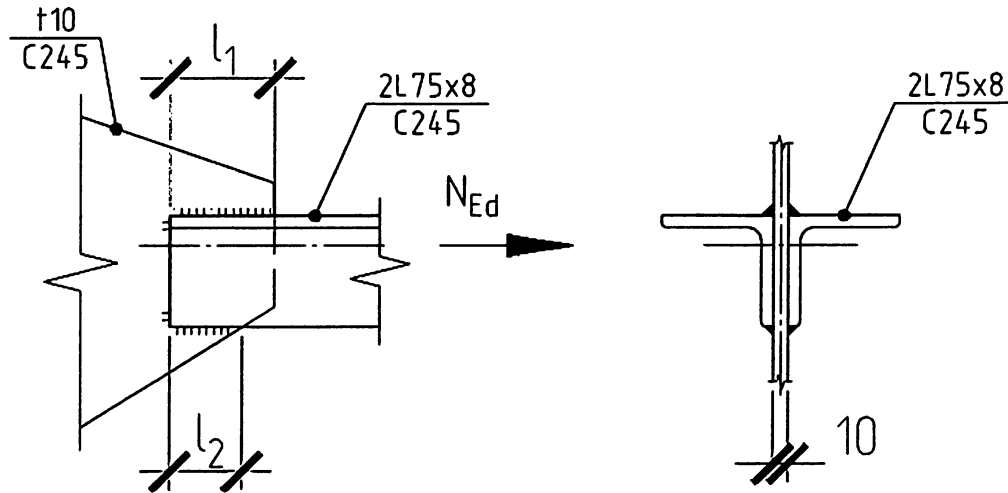


Рисунок 3.4 – Сварной узел фермы

Определяем расчетные усилия на сварные швы

– по обушке уголка $N_{Ed1} = 0,7 \cdot 425 = 297,5 \text{ кН};$

– по перу уголка $N_{Ed2} = 0,3 \cdot 425 = 127,5 \text{ кН}.$

Определяем эффективную длину сварного шва по обушке уголка

$$l_{eff1} = \frac{N_{Ed1}}{2 \cdot F_{w,Rd}} = \frac{297,5}{2 \cdot 8,63} = 17,24 \text{ см}.$$

Конструктивная длина шва $l_1 = l_{eff1} + 2a = 17,24 + 2 \cdot 0,42 = 18,08 \text{ см}.$

Принимаем $l_1 = 19 \text{ см}.$

Эффективная длина сварного шва по перу уголка $l_{eff2} = \frac{N_{Ed2}}{2 \cdot F_{w,Rd}} = \frac{127,5}{2 \cdot 8,63} = 7,39 \text{ см}.$

Конструктивная длина шва $l_2 = l_{eff2} + 2a = 7,39 + 2 \cdot 0,42 = 8,23 \text{ см}.$

Принимаем $l_2 = 9,0 \text{ см}.$

Для снятия концентрации напряжений сварные швы заводим за грань на величину 2 катета шва, т. е. $2 \cdot k_f = 2 \cdot 6 = 12 \text{ мм}.$

Пример 3.4. Расчёт крепления стального настила к балкам

Рассчитать сварные швы, прикрепляющие стальной настил к прокатным балкам (рисунок 3.5). Сталь C255 по ГОСТ 27772-88. Пролет настила 1,2 м, толщина 0,8 см.

Опираение настила на параллельные балки позволяет считать, что он изгибается по цилиндрической поверхности. Для расчета такого настила мысленно вырежем из него полосу единичной ширины, закрепленную по концам неподвижными шарнирами (рисунок 3.5).

Определим усилие растяжения H на 1 см настила

$$H = k_{FI} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot \left[\frac{a}{l} \right]^2 \cdot E_1 \cdot t_n = 1,0 \cdot 1,5 \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot \left[\frac{1}{123} \right]^2 \cdot 23076,92 \cdot 0,8 = 4,51 \text{ кН/см},$$

где $k_{FI} = 1,0$ – коэффициент для соответствующего класса надежности (таблица 1.2В [20], таблица A1.2(В) [24]);

$$\left[\frac{a}{l} \right] = \frac{1}{n_0}, \text{ при } l = 1,2 \text{ м } n_0 = 123 \text{ (таблица А.2, Приложение А);}$$

$$E_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{1 - 0,3^2} = 230769,2 \text{ МПа} - \text{цилиндрический модуль деформации;}$$

$\nu = 0,3$ – коэффициент Пуассона (таблица 1.7);

$E = 2,1 \cdot 10^5$ – модуль упругости стали (таблица 1.7).

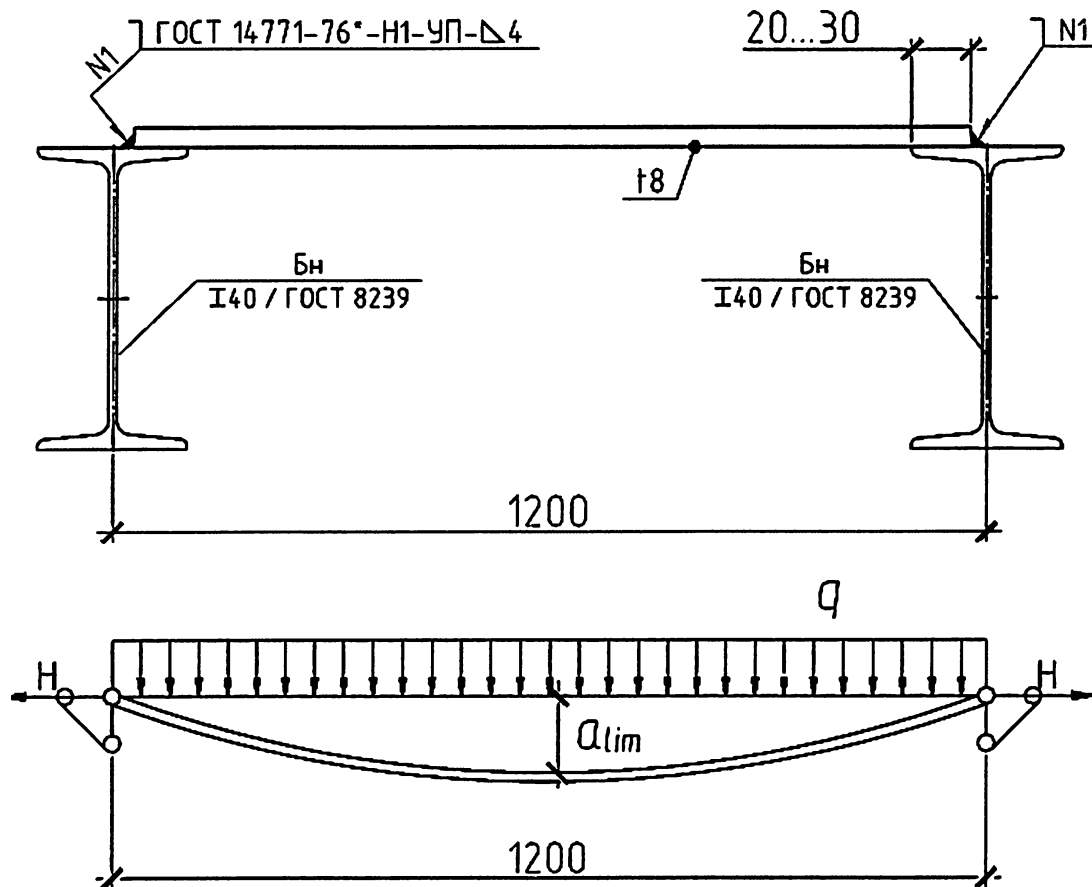


Рисунок 3.5 – К расчету крепления настила

Для крепления настила принимаем дуговую сварку (ГОСТ 14771-76*) в углекислом газе (ГОСТ 8050-85) сварочной проволокой СВ-08Г2С (ГОСТ 2246-71*) Ø1,4–2 мм.

Расчетное сопротивление сдвигу сварного шва

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{380 \cdot 10^{-1}}{\sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot 1,3} = 19,85 \text{ кН/см}^2,$$

где $\beta_w = 0,85$ – поправочный коэффициент (таблица 3.6).

Эффективную высоту сварного шва определяем из условия 3.2 (таблица 3.4)

$$a = \frac{H}{f_{vw,d}} = \frac{4,52}{19,85} = 0,23 \text{ см.}$$

Катет сварного углового шва, прикрепляющего настил к балкам,

$$k_f = \frac{a}{\cos 45^\circ} = \frac{0,23}{\cos 45^\circ} = 0,33 \text{ см.}$$

Окончательно по таблице 3.3 принимаем минимально допустимое значение k_f в зависимости от толщины наиболее толстого из свариваемых элементов: для двутавра № 40 по ГОСТ 8239-89 при толщине полки $t_f = 14,2$ мм, $k_f = 4$ мм.

Пример 3.5. Расчёт поясных швов составной балки

Рассчитать поясные швы составной балки при этажном сопряжении балок. Сечение составной балки приведено на рисунке 3.6. Сталь балки – С255 по ГОСТ 27772-88. Пролет балки – 16 м. Расчетная поперечная сила в сечении 1-1 составляет $V_{1-1} = 368,14$ кН.

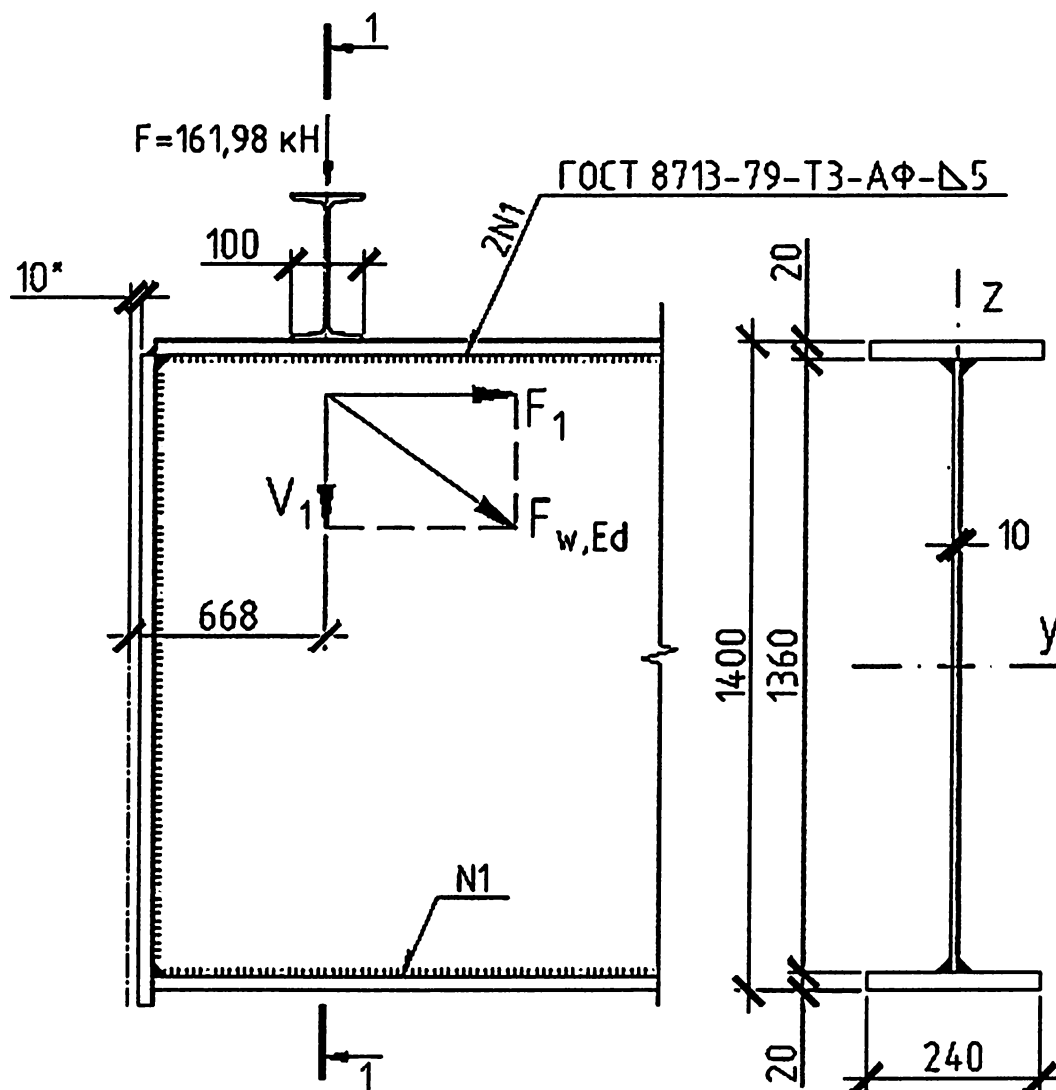


Рисунок 3.6 – К расчету поясных швов составной балки

Статический момент полки (отсеченной части)

$$S_1 = b_1 \cdot t_f \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = 24 \cdot 2,0 \cdot \left(\frac{136}{2} + \frac{2,0}{2} \right) = 3312 \text{ см}^3.$$

Момент инерции составной балки в опорной части

$$I_1 = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b_1 \cdot t_f^3}{12} + b_1 \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 \right) =$$

$$= \frac{1,0 \cdot 136^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{24 \cdot 2^3}{12} + 24 \cdot 2 \cdot \left(\frac{136}{2} + \frac{2}{2} \right)^2 \right) = 666709,3 \text{ см}^4.$$

Сила сдвига, приходящаяся на 1 см балки, определяется через касательные напряжения

$$F_1 = \frac{V_{1-1} \cdot S_1}{I_1} = \frac{368,14 \cdot 3312}{666709,3} = 1,83 \text{ кН / см}.$$

Расчетное давление от балки настила на единицу длины

$$V_1 = \frac{F}{b_{eff}} = \frac{168,98}{14} = 12,07 \text{ кН / см},$$

где b_{eff} – условная длина распределения местного давления, $b_{eff} = s_s + 2t_f = 10 + 2 \cdot 2 = 14 \text{ см}$.

$$\text{Тогда } F_{w,Ed} = \sqrt{F_1^2 + V_1^2} = \sqrt{1,83^2 + 12,07^2} = 12,21 \text{ кН / см}.$$

Соединение поясов составной балки со стенкой осуществляем двусторонними поясными швами. Для сварки пояса со стенкой принимаем автоматическую сварку (ГОСТ 8713-97) под флюсом АН-60 (ГОСТ 9087-81*) проволокой СВ-08ГА (ГОСТ 2246-71*) Ø3 – 5 мм (таблица 3.1). Расчетное сопротивление сдвигу сварного шва определяем по формуле 3.3

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{37}{\sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot 1,3} = 19,33 \text{ кН / см}^2,$$

где $\beta_w = 0,85$ поправочный коэффициент (таблица 3.6).

Эффективную высоту сварного шва определяем из формулы 3.2

$$a = \frac{F_{w,Ed}}{n_w \cdot f_{vw,d} \cdot l_{eff}} = \frac{12,21}{2 \cdot 19,33 \cdot 1} = 0,32 \text{ см},$$

где $l_{eff} = 1 \text{ см}$ – расчетная длина сварного шва;

$n_w = 2$ – количество сварных швов, прикрепляющих полку к стенке балки.

Катет сварного шва $k_f = a / \cos 45^\circ = 0,271 / 0,707 = 0,383 \text{ см}$.

В соответствии с требованиями таблицы 3.3 при $t_f = 20 \text{ мм}$ для автоматической сварки принимаем $k_f = 5 \text{ мм}$.

Пример 3.6. Расчет крепления консоли металлической колонны

Требуется проверить прочность сварного соединения консоли с колонной (рисунок 3.7). Материал – сталь С245 по ГОСТ 27772-88. К консоли приложена расчетная сосредоточенная сила $F = 800 \text{ кН}$ с эксцентриситетом $e = 350 \text{ мм}$.

Принимаем дуговую сварку (ГОСТ 14771-76*) в углекислом газе (ГОСТ 8050-85) сварочной проволокой СВ-08Г2С (ГОСТ 2246-71*) диаметром 1,4 мм. Катет шва $k_f = 8 \text{ мм}$. Эффективная толщина сварного шва $a = k_f \cdot \cos 45^\circ = 8 \cdot 0,707 = 5,66 \text{ мм}$.

Для расчета сварного соединения стенки консоли с колонной применим направленный метод расчета углового сварного шва.

В месте крепления консоли к колонне действуют поперечная сила $V_{Ed} = 800 \text{ кН}$ и изгибающий момент $M_{Ed} = 800 \cdot 0,35 = 280 \text{ кН / м}$.

Изгибающий момент воспринимают швы в полках, а поперечную силу – только вертикальные швы, прикрепляющие стенку консоли к колонне.

Усилие, воспринимаемое сварными швами, прикрепляющими полки консоли к колонне, составит

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h - t_f} = \frac{280 \cdot 10^2}{53,2 - 1,6} = 542,64 \text{ кН}.$$

Нормальные и касательные напряжения в расчетном сечении шва определяем по формуле 9.10 [30]

$$\tau_{\perp} = \frac{N_{Ed} \cdot \cos 45^\circ}{\sum l_{eff} \cdot a} = \sigma_{\perp} = \frac{N_{Ed} \cdot \sin 45^\circ}{\sum l_{eff} \cdot a} = \frac{542,64 \cdot 0,707}{(28 + 13 + 13) \cdot 0,566} = 12,44 \text{ кН / см}^2.$$

Проверяем прочность сварных швов по формуле 4.1 [28]

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2} = \sqrt{12,44^2 + 3 \cdot 12,44^2} = 24,88 \text{ кН / см}^2 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{36}{0,8 \cdot 1,3} = 34,62 \text{ кН / см}^2;$$

$$\sigma_{\perp} = 12,44 \text{ кН / см}^2 < \frac{0,9 f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 36}{1,3} = 24,92 \text{ кН / см}^2.$$

Прочность сварных швов, прикрепляющих полки консоли к колонне, обеспечена.

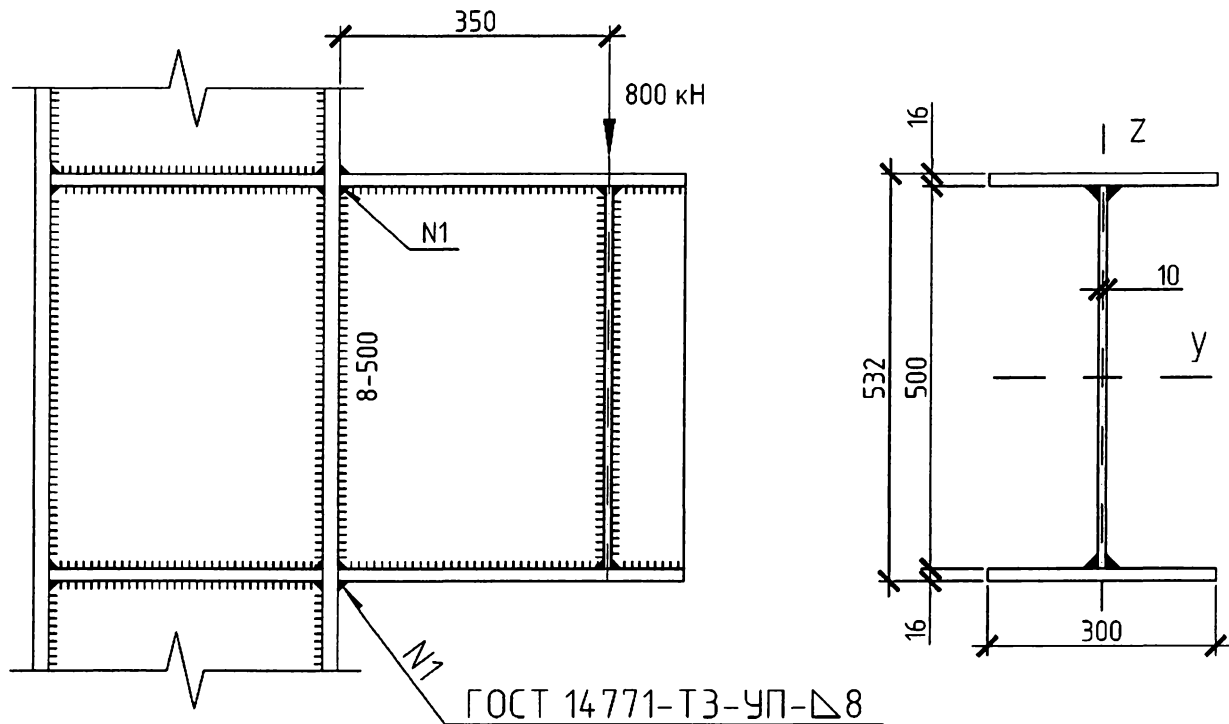


Рисунок 3.7 – Узел крепления консоли к колонне

Эффективная длина угловых сварных швов, прикрепляющих стенку консоли к колонне $l_{eff} = 50 - 2 \cdot 0,566 = 48,87 \text{ см}$. Расчетное значение внутреннего усилия, действующего на единицу длины сварного шва стенки консоли,

$$F_{w,Ed} = \frac{N}{l_{eff}} = \frac{800}{2 \cdot 48,87} = 8,18 \text{ кН / см}.$$

Расчетное сопротивление сварного шва на сдвиг

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{36}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,3} = 19,99 \text{ кН / см}^2,$$

где $\beta_w = 0,8$ – поправочный коэффициент (таблица 3.6).

Несущая способность сварного шва единичной длины

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 19,99 \cdot 0,566 = 11,31 \text{ кН / см}.$$

Несущая способность угловых швов, прикрепляющих стенку консоли к колонне, обеспечена, так как $F_{w,Ed} = 8,18 \text{ кН / см} < F_{w,Rd} = 11,31 \text{ кН / см}$.

Глава 4. Болтовые соединения

4.1 Частные коэффициенты γ_M для болтовых соединений

Таблица 4.1 (т. 2.1 [28]) – Частные коэффициенты γ_M для болтовых соединений

Сопротивление элементов и поперечных сечений	Обозначение	Значение	
		EN 10025-2 (3,4,5) EN 10210-1 EN 10219-1	Нац. прилож.
Сопротивление болтов	γ_{M2}	1,25	1,3
Сопротивление пластин на смятие			
Сопротивление на сдвиг контактных поверхностей:			
в предельном состоянии несущей способности (категория С)	γ_{M3}	1,25	
в предельном состоянии эксплуатационной пригодности (категория В)	$\gamma_{M3,ser}$	1,1	
Предварительное натяжение высокопрочных болтов	γ_{M7}	1,1	

4.2 Номинальные значения предела текучести f_{yb} и временного сопротивления f_{ub} для болтов

Таблица 4.2 (т. 3.1 [28]) – Номинальные значения предела текучести f_{yb} и временного сопротивления f_{ub} для болтов

Класс прочности	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9	12.9*
f_{yb} , Н/мм ²	240	320	300	400	480	640	900	1080
f_{ub} , Н/мм ²	400	400	500	500	600	800	1000	1200
* В соответствии с п. 3.1.1[28] болты класса прочности 12.9 применять запрещено.								

(1) Значения предела текучести f_{yb} и временного сопротивления (предела прочности) f_{ub} , приведенные в таблице 4.2, следует принимать в качестве характеристических значений.

(2) В качестве болтов с предварительным натяжением допускается использовать только болты классов прочности 8.8 и 10.9.

(3) При расчете фундаментных болтов из стали, по ссылочным стандартам группы 1 (см. 1.2.1 [28]) и группы 4 (см. 1.2.4 [28]), или из стали для предварительно напряженных арматурных стержней по EN 10080 номинальное значение предела текучести не должно превышать 640 Н/мм² при работе фундаментных болтов на срез и 900 Н/мм² – в остальных случаях.

(4) При расчете на растяжение фундаментных болтов из сталей по ГОСТ 24379 номинальное значение предела текучести рекомендуется вычислять по формуле $R_{ba}=0,4 R_{un}$ [23].

4.3 Площадь поперечного сечения стержня болта A и площадь сечения болта при расчете на растяжение A_s

Таблица 4.3 (т. 62* [23], т. 5.3 [20])

d , мм	Площадь болта		d , мм	Площадь болта		d , мм	Площадь болта	
	A , см ²	A_s , см ²		A , см ²	A_s , см ²		A , см ²	A_s , см ²
6	0,283	0,201	16	2,01	1,57	27*	5,72	4,59
8	0,502	0,366	18*	2,54	1,92	30	7,06	5,6
10	0,785	0,61	20	3,14	2,45	36	10,17	8,16
12	1,13	0,88	22*	3,80	3,03	42	13,85	11,20
14	1,54	1,2	24	4,52	3,52	48	18,09	14,72
* Болты указанных диаметров, в соответствии с т.62* [23] применять не рекомендуется								

4.4 Категории болтовых соединений

4.4.1 Соединения, работающие на сдвиг

(1) Болтовые соединения, работающие на сдвиг, следует рассчитывать в зависимости от категории следующим образом:

а) **Соединение категории А:** как срезное соединение.

В данной категории следует применять болты классов прочности 4.6–10.9. Предварительное натяжение и особые условия для контактных поверхностей не требуются. Расчетное усилие сдвига не должно превышать расчетное сопротивление срезу, определенное согласно 4.5, и расчетное сопротивление смятию, определенное согласно 4.5 и 3.7 [28];

б) **Соединение категории В:** как фрикционное (на болтах с контролируемым натяжением) соединение в предельном состоянии эксплуатационной пригодности.

В данной категории следует применять болты с предварительным натяжением согласно 4.2(1). В предельном состоянии эксплуатационной пригодности не должно быть деформаций сдвига между контактными поверхностями. Расчетное усилие сдвига в предельном состоянии эксплуатационной пригодности не должно превышать расчетного сопротивления сдвигу контактных поверхностей, определенное по 4.7. Расчетное усилие сдвига в предельном состоянии несущей способности не должно превышать расчетное сопротивление срезу, определенное согласно 3.6 [28], и расчетное сопротивление смятию, определенное согласно 4.5 и 3.7 [28];

с) **Соединение категории С:** как фрикционное (на болтах с контролируемым натяжением) соединение в предельном состоянии несущей способности.

В данной категории следует применять болты с предварительным натяжением согласно 4.2(1). В предельном состоянии несущей способности не должно быть деформаций сдвига между контактными поверхностями. Расчетное усилие сдвига в предельном состоянии несущей способности не должно превышать расчетное сопротивление сдвигу контактных поверхностей, определенное согласно 4.7, а также расчетные сопротивления смятию, определенные согласно 4.5 и 3.7 [28]. Кроме того, при соединении растянутых элементов следует проверять расчетное сопротивление поперечного сечения нетто $N_{net,Rd}$ в пластической стадии в месте расположения болтовых отверстий (п. 6.2 EN 1993-1-1,) в предельном состоянии несущей способности.

4.4.2 Соединения, работающие на растяжение

(2) Болтовые соединения, работающие на растяжение, следует рассчитывать в зависимости от категории следующим образом:

а) **Соединение категории D:** как соединение без предварительного натяжения болтов.

В данной категории следует применять болты классов прочности 4.6–10.9. Предварительное натяжение не требуется. Соединения данной категории не следует применять при частом воздействии переменной растягивающей нагрузки. Однако они могут применяться в соединениях, воспринимающих усилия от ветровых нагрузок.

б) **Соединение категории Е:** как соединение с предварительным контролируемым натяжением болтов.

В данной категории следует применять болты классов прочности 8.8–10.9 с контролируемым предварительным натяжением в соответствии со ссылочными стандартами группы 7 [28].

Таблица 4.4 (т. 3.2 [28]) – Категории болтовых соединений

Категория	Критерий	Примечание
Соединения, работающие на сдвиг		
А Срезное соединение	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Предварительное натяжение не требуется. Могут использоваться болты классов 4.6 – 10.9

Окончание таблицы 4.4

Категория	Критерий	Примечание
Соединения, работающие на сдвиг		
В Фрикционное (на болтах с контролируемым натяжением) соединение в предельном состоянии эксплуатационной пригодности	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Следует применять болты класса 8.8 или 10.9 с предварительным натяжением. Сопротивление сдвигу контактных поверхностей в предельном состоянии эксплуатационной пригодности определяется согласно 4.7
С Фрикционное (на болтах с контролируемым натяжением) соединение в предельном состоянии несущей способности	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $\sum F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Следует применять болты класса 8.8 или 10.9 с предварительным натяжением. Сопротивление сдвигу контактных поверхностей в предельном состоянии несущей способности определяется согласно 4.7. $N_{net,Rd}$ – см. 4.1.1 с)
Соединения, работающие на растяжение		
Д Соединение без предварительного натяжения болтов	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Предварительное натяжение не требуется. Могут использоваться болты классов 4.6–10.9. $B_{p,Rd}$ определяется по таблице 4.5
Е Соединение с предварительным натяжением болтов	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Следует применять болты класса 8.8 или 10.9 с предварительным натяжением. $B_{p,Rd}$ определяется по таблице 4.5
Расчетное растягивающее усилие $F_{t,Ed}$ должно включать возможное усилие отрыва вследствие эффекта рычага, см. 3.11 [28]. Болты, подверженные усилию сдвига совместно с растягивающим усилием, должны также удовлетворять условиям, приведенным в таблице 4.5.		

4.5 Расчетные значения сопротивлений сдвигу и/или растяжению одиночных крепежных деталей

(1) Расчетные значения сопротивлений растяжению и срезу по резьбовой части болта, приведенные в таблице 4.5, следует применять только для болтов, изготовленных в соответствии со ссылочными стандартами группы 4 (см. 1.2.4 [28]). Для элементов с резьбой, выполненной согласно EN 1090, таких как фундаментные болты или стержни связей (тяжи), изготовленных из круглого проката, следует использовать соответствующие значения из таблицы 4.5. Для болтов, резьба которых не соответствует EN 1090, соответствующие значения из таблицы 4.5 следует умножать на коэффициент 0,85.

(2) Болты M12 и M14 можно использовать также в отверстиях с зазором, равным 2 мм, при условии, что расчетное значение сопротивления смятию группы болтов менее или равно расчетному значению сопротивления срезу группы болтов. Кроме того, для болтов классов прочности 4.8, 5.8, 6.8, 8.8 и 10.9 расчетное значение сопротивления срезу $F_{v,Rd}$ следует принимать равным значению, приведенному в таблице 4.5, умноженному на 0,85.

(3) Резьба болтов повышенной точности не должна располагаться в плоскости среза. Длина резьбовой части болтов повышенной точности, расположенная в пределах толщины элемента, не должна превышать 1/3 его толщины.

(4) При соединении элементов внахлестку одним рядом болтов, см. рисунок 4.1, следует предусматривать шайбы как под головку болта, так и под гайку. Расчетное значение сопротивления смятию $F_{b,Rd}$ болта не должно превышать

$$F_{b,Rd} \leq 1,5f_u d t / \gamma_{M2}. \quad (4.1)$$

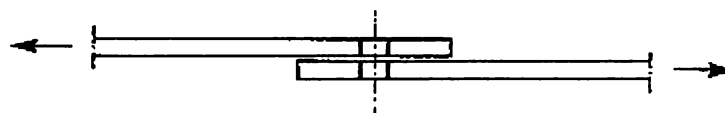


Рисунок 4.1 (рис. 3.3 [28]) – Соединение внахлестку одним рядом болтов

Таблица 4.5 (т. 3.4 [28]) – Сопротивление срезу и/или растяжению одиночных крепежных деталей

Вид отказа	Болты
Срез одной плоскости	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}, \quad (4.2)$ а) если плоскость среза проходит через резьбовую часть болта ($A = A_s$, где A_s – площадь поперечного сечения болта нетто): для болтов классов прочности 4.6, 5.6 и 8.8 $\alpha_v = 0,6$; для болтов классов прочности 4.8, 5.8, 6.8 и 10.9 $\alpha_v = 0,5$; б) если плоскость среза проходит через гладкую часть болта (A – площадь поперечного сечения болта брутто) $\alpha_v = 0,6$
Смятие ^{1),2),3)}	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}, \quad (4.3)$ где α_b – меньшее из α_d, $\frac{f_{ub}}{f_u}$ и 1,0; а) вдоль усилия: для крайних болтов $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$; для средних болтов $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$; б) поперек усилия: для крайних болтов k_1 – меньшее из $2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7$; $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ или 2,5; для средних болтов k_1 – меньшее из $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ и 2,5
Разрыв при растяжении ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}, \quad (4.4)$ где $k_2 = 0,63$ – для болта с потайной головкой; $k_2 = 0,9$ – в остальных случаях
Вырывание	$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2} \quad (4.5)$
Отказ вследствие среза и растяжения	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.6)$
¹⁾ Сопротивление смятию $F_{b,Rd}$ болтов составляет: — для отверстий с большим зазором — 0,8 сопротивления смятию болтов, установленных в нормальные отверстия; — для овальных отверстий при передаче нагрузки перпендикулярно продольной оси отверстия — 0,6 сопротивления смятию болтов, установленных в нормальные круглые отверстия. ²⁾ Для болтов с потайной головкой: — сопротивление смятию $F_{b,Rd}$ определяется из условия равенства толщины элемента t толщине присоединяемого элемента, за вычетом половины глубины зенкерования; — при определении сопротивления растяжению $F_{t,Rd}$ угол и глубина зенкерования должны соответствовать ссылочным стандартам группы 4 (см. 1.2.4 [28]). В противном случае сопротивление растяжению $F_{t,Rd}$ должно быть обосновано соответствующим образом. ³⁾ Если усилие на болт приложено не параллельно краю элемента, то проверка сопротивления смятию может осуществляться раздельно на действие компонентов усилия, приложенных параллельно и перпендикулярно краю элемента.	

4.6 Протяженные соединения

(1) Если расстояние L_j между центрами крайних крепежных деталей вдоль усилия (см. рисунок 4.2) больше $15d$, то расчётное сопротивление срезу каждой крепежной детали $F_{v,Rd}$, вычисленное согласно таблице 4.5, следует умножать на понижающий коэффициент β_{Lj} , определяемый по формуле

$$\beta_{Lj} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d}, \quad (4.7)$$

но $\beta_{Lj} \leq 1$ и $\beta_{Lj} \geq 0,75$.

(2) Указание 4.6 (1) не применяется, если имеет место равномерное распределение усилия сдвига по длине соединения, например, при передаче усилия сдвига между стенкой и полкой поперечного сечения.

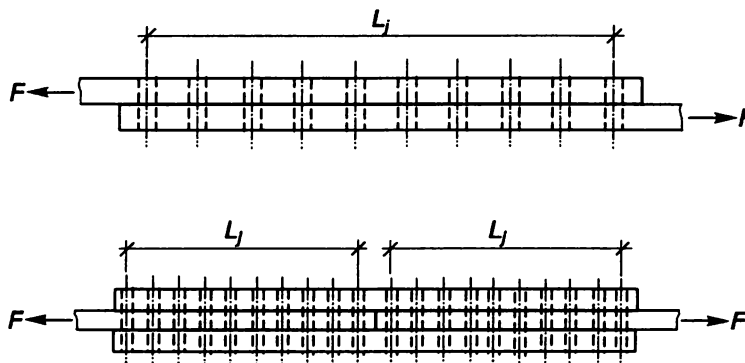


Рисунок 4.2 (рис. 3.7 [28]) – Протяженные соединения

4.7 Фрикционные соединения на болтах классов прочности 8.8 и 10.9

4.7.1 Расчетное сопротивление сдвигу поверхностей трения

(1) Расчетное сопротивление сдвигу поверхностей трения, стянутых одним болтом с предварительным натяжением классов прочности 8.8 и 10.9, следует определять по формулам:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C}, \quad (4.8a)$$

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3,ser}} \cdot F_{p,C}, \quad (4.8b)$$

где k_s – принимается согласно таблице 4.6;

n – количество поверхностей трения соединяемых элементов;

μ – коэффициент трения, принимаемый по таблице 4.7.

Таблица 4.6 (т. 3.6 [28]) – Значения k_s

Описание	k_s
Болты, установленные в нормальные отверстия	1,0
Болты, установленные в отверстия с большим зазором или в короткие овальные отверстия при передаче усилия перпендикулярно продольной оси отверстия	0,85
Болты, установленные в длинные овальные отверстия при передаче усилия перпендикулярно продольной оси отверстия	0,7
Болты, установленные в короткие овальные отверстия при передаче усилия параллельно продольной оси отверстия	0,76
Болты, установленные в длинные овальных отверстиях при передаче усилия параллельно продольной оси отверстия	0,63

Таблица 4.7 (т. 18 [1], т. 5.7 [20]) – Коэффициент трения μ для болтов с предварительным натяжением

Класс поверхностей трения	Обработка поверхности	Коэффициент трения μ
A	Поверхности, продуваемые дробью или песком, с удаленной сыпучей ржавчиной, без коррозионных язв	0,5
B	Поверхности, продуваемые дробью или песком: а) с металлизированным напылением продуктов на основе алюминия или цинка; б) с покрытием щелочной цинковой силикатной краской слоем от 50 мкм до 80 мкм	0,4
C	Поверхности, очищаемые проволочной щеткой или с помощью газопламенной очистки, с удаленной сыпучей ржавчиной	0,3
D	Поверхности в состоянии после прокатки	0,2
При наличии окрашенной поверхности с течением времени может произойти потеря предварительного натяжения		

(2) Для болтов классов прочности 8.8 и 10.9, соответствующих ссылочным стандартам группы 4 (см. 1.2.4 [28]) с контролируемым натяжением, в соответствии со ссылочными стандартами группы 7 (см. 1.2.7 [28]) усилие предварительного натяжения $F_{p,C}$ в формуле (4.8) следует вычислять по формуле (4.9) или принимать по таблице 4.8

$$F_{p,C} = 0,7f_{ub}A_s. \quad (4.9)$$

Таблица 4.8 – Значения $F_{p,C}$, кН

Класс прочности	Диаметр болта d , мм							
	12	16	20	22	24	27	30	36
8.8	47	88	137	170	198	257	314	458
10.9	59	110	172	212	247	321	393	572
12.9*	74	132	206	255	296	386	470	685
* В соответствии с п. 3.1.1 [28] болты класса прочности 12.9 применять запрещено.								

4.7.2 Совместное действие растяжения и сдвига

(1) Если фрикционное соединение помимо сдвигающего усилия $F_{v,Ed}$ или $F_{v,Ed,ser}$ воспринимает также растягивающее усилие $F_{t,Ed}$ или $F_{t,Ed,ser}$, то расчетное сопротивление сдвигу поверхностей трения, стянутых одним болтом, определяют следующим образом:

– для соединений категории B

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s n \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed,ser})}{\gamma_{M3,ser}}, \quad (5.10a)$$

– для соединений категории C

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}}. \quad (5.10b)$$

(2) Если в соединении, воспринимающем изгибающий момент, контактное усилие в сжатой зоне уравнивает приложенное растягивающее усилие, то снижение сопротивления сдвигу контактных поверхностей не требуется.

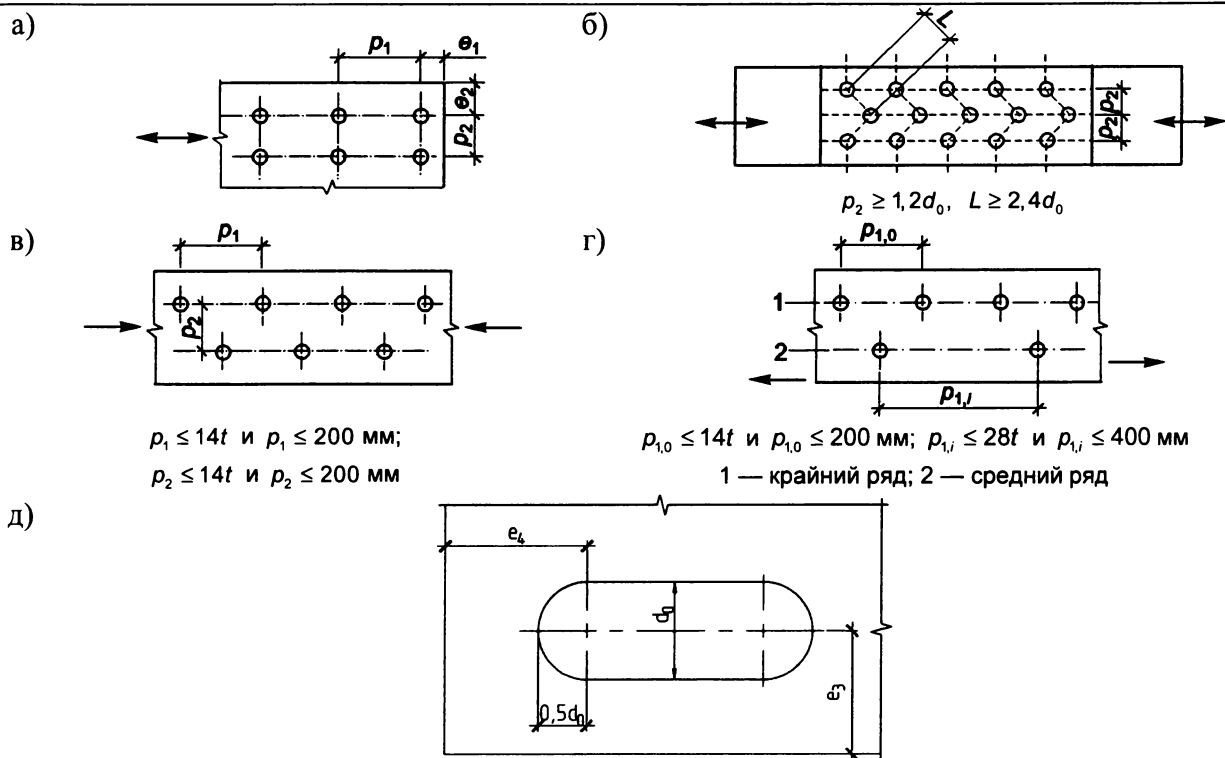
4.8 Расположение отверстий для болтов

Таблица 4.9 (т. 5.9 [20], т. 3.3 [28]) – Минимальные и максимальные расстояния между центрами отверстий, расстояния от центра болта (отверстия) до края элемента вдоль и поперек усилия

Расстояние, см. рисунок 4.3	Минимальное значение	Максимальное значение ^{1),2),3)}			Рекомендуемое максимальное значение
		Конструкции, изготовленные из сталей, соответствующих EN 10025, кроме сталей, соответствующих EN 10025-5		Конструкции, изготовленные из сталей, соответствующих EN 10025-5	
		Сталь подвержена влиянию атмосферной или другой коррозии	Сталь не подвержена влиянию атмосферной или другой коррозии	Сталь без покрытия	Сталь по ГОСТ 27772
Расстояние от центра болта (отверстия) до края элемента вдоль усилия, e_1	$1,2d_0$	$4t \sim 40$ мм		Большее из значений: $8t$ или 125 мм	$4d_0$ или $8t$
Расстояние от центра болта (отверстия) до края элемента поперек усилия, e_2	$1,2d_0$				
Расстояние от оси овального отверстия до края элемента, e_3	$1,5d_0^{4)}$				
Расстояние от центра закругления овального отверстия до края элемента, e_4	$1,5d_0^{4)}$				
Расстояние между центрами болтов (отверстий) вдоль усилия, p_1	$2,2d_0$	Меньшее из значений: $14t$ или 200 мм	Меньшее из значений: $14t$ или 200 мм	Меньшее из значений: $14t$ или 175 мм	а) в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков: $8d_0$ или $12t$
Расстояние между центрами болтов (отверстий) вдоль усилия, $p_{1,0}$					б) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков при растяжении: $16d_0$ или $24t$; тоже, при сжатии: $12d_0$ или $18t$
Расстояние между центрами болтов (отверстий) вдоль усилия, $p_{1,1}$		Меньшее из значений: $28t$ или 400 мм			
Расстояние между центрами болтов (отверстий) поперек усилия, $p_2^{5)}$	$2,4d_0$	Меньшее из значений: $14t$ или 200 мм	Меньшее из значений: $14t$ или 200 мм	Меньшее из значений: $14t$ или 175 мм	

Окончание таблицы 4.9

- 1) Максимальные расстояния между центрами отверстий, расстояния от центра отверстия до края элемента вдоль и поперек усилия не ограничены, кроме случаев, когда:
 - предельные значения для сжатых элементов установлены с целью избежания потери местной устойчивости и коррозии незащищенных элементов (предельные значения приведены в таблице);
 - предельные значения для растянутых элементов, не защищенных от коррозии, установлены с целью избежания ее возникновения (предельные значения приведены в таблице).
- 2) Проверку местной устойчивости сжатых пластин на участках между крепежными деталями следует выполнять согласно EN 1993-1-1, принимая расчетную длину равной $0,6r_1$. Проверка местной устойчивости не требуется, если отношение p_1/t меньше 9ε. Расстояние от центра отверстия до края элемента поперек усилия не должно превышать значений для свободных свесов сжатых элементов, см. EN 1993-1-1. Эти требования не распространяются на расстояния до края элемента вдоль усилия.
- 3) t – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов.
- 4) Ограничения размеров для овальных отверстий приведены в ссылочных стандартах группы 7 (см. 1.2.7 [28]).
- 5) При расположении рядов крепежных деталей в шахматном порядке можно принимать минимальное значение $p_2 = 1,2d_0$, при условии, что минимальное расстояние L между любыми смежными отверстиями составляет не менее $2,4d_0$ (см. рисунок 4.3б).



а – при рядовом расположении отверстий;
 б – при расположении отверстий в шахматном порядке;
 в – при расположении отверстий в шахматном порядке в сжатых элементах;
 г – при расположении отверстий в шахматном порядке в растянутых элементах;
 д – расстояния до края элемента для овальных отверстий

Рисунок 4.3 (рис. 3.1 [28]) – Расстояния между отверстиями и до края элемента

4.9 Расчет на вырыв материала (выкол)

(1) Вырыв (выкол) материала характеризуется сдвигом и разрывом крайней зоны, ограниченной одним рядом или группой болтов (рисунок 4.4).

(2) При передаче сдвигающего усилия на симметричную группу болтов без эксцентриситета расчетное сопротивление вырыву материала крайней зоны определяется по формуле

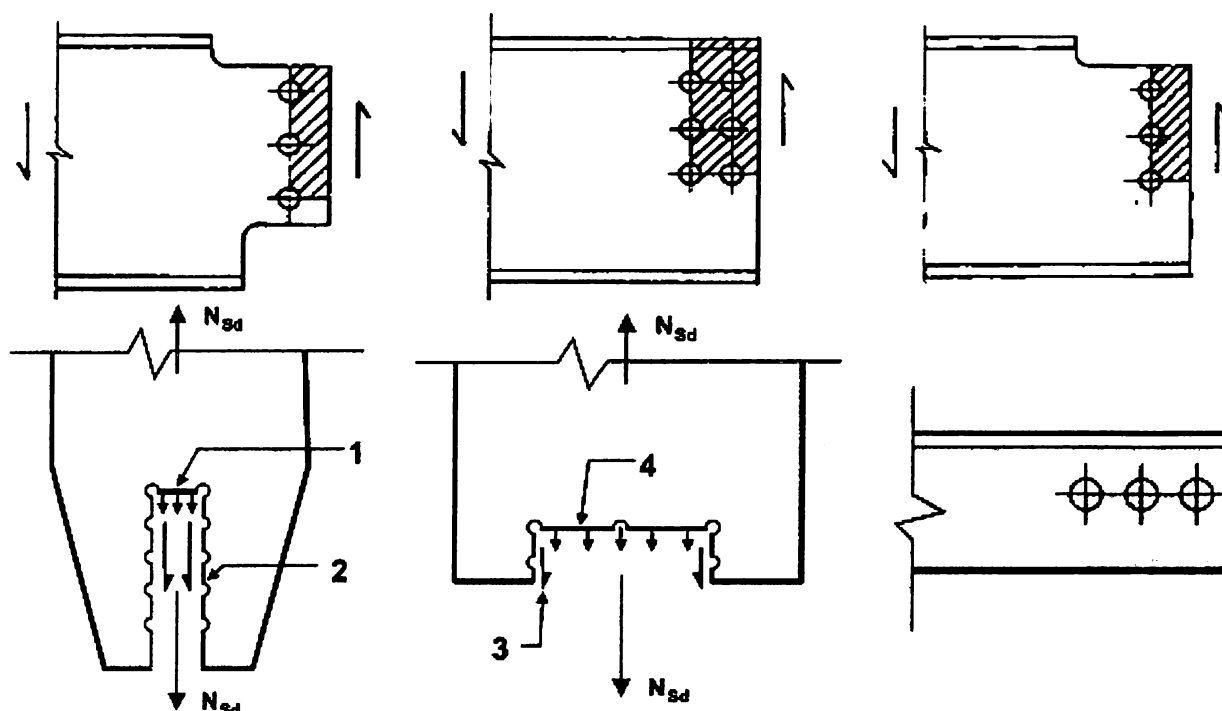
$$V_{\text{eff},1,Rd} = f_u A_{nt} / \gamma_{M2} + (1 / \sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}, \quad (4.11)$$

где A_{nt} – площадь сечения нетто растянутой зоны;

A_{nv} – площадь сечения нетто сдвигаемой зоны.

(3) При передаче сдвигающего усилия на группу болтов с эксцентриситетом расчетное сопротивление при вырыве материала крайней зоны определяется по формуле

$$V_{\text{eff},2,Rd} = 0,5f_u A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0} \quad (4.12)$$



1 – малое растягивающее усилие; 2 – большое сдвигающее усилие;
3 – малое сдвигающее усилие; 4 – большое растягивающее усилие

Рисунок 4.4 (рис. 3.8 [28]) – Вырыв материала крайней зоны

4.10 Размеры отверстий

Таблица 4.10 (т. 11 [1]) – Номинальные зазоры для болтов (в миллиметрах)

Номинальный диаметр болта d	12	14	16	18	20	22	24	27 и более
Нормальные круглые отверстия ^{а)}	1 ^{б), в}		2					3
Круглые отверстия с большим зазором	3	4					6	8
Короткие овальные отверстия (по длине) ^{д)}	4	6					8	10
Длинные овальные отверстия (по длине) ^{д)}	1,5d							

a) Для таких сооружений, как башни и мачты номинальный зазор для нормальных круглых отверстий следует уменьшить на 0,5 мм, если не указано другое.

b) Для крепежных деталей с покрытием номинальный зазор, равный 1 мм, допускается увеличить на толщину покрытия крепежной детали.

c) Болты номинальным диаметром 12 и 14 мм или болты с потайной головкой допускается использовать также для отверстий с зазором, равным 2 мм, при соблюдении условий, приведенных в EN 1993-1-8.

d) Для болтов, установленных в овальные отверстия, номинальные зазоры по ширине отверстия должны быть равны зазорам, установленным для нормальных круглых отверстий

4.11 Ограничения по условиям размеров «места под ключ» при монтаже болтовых соединений

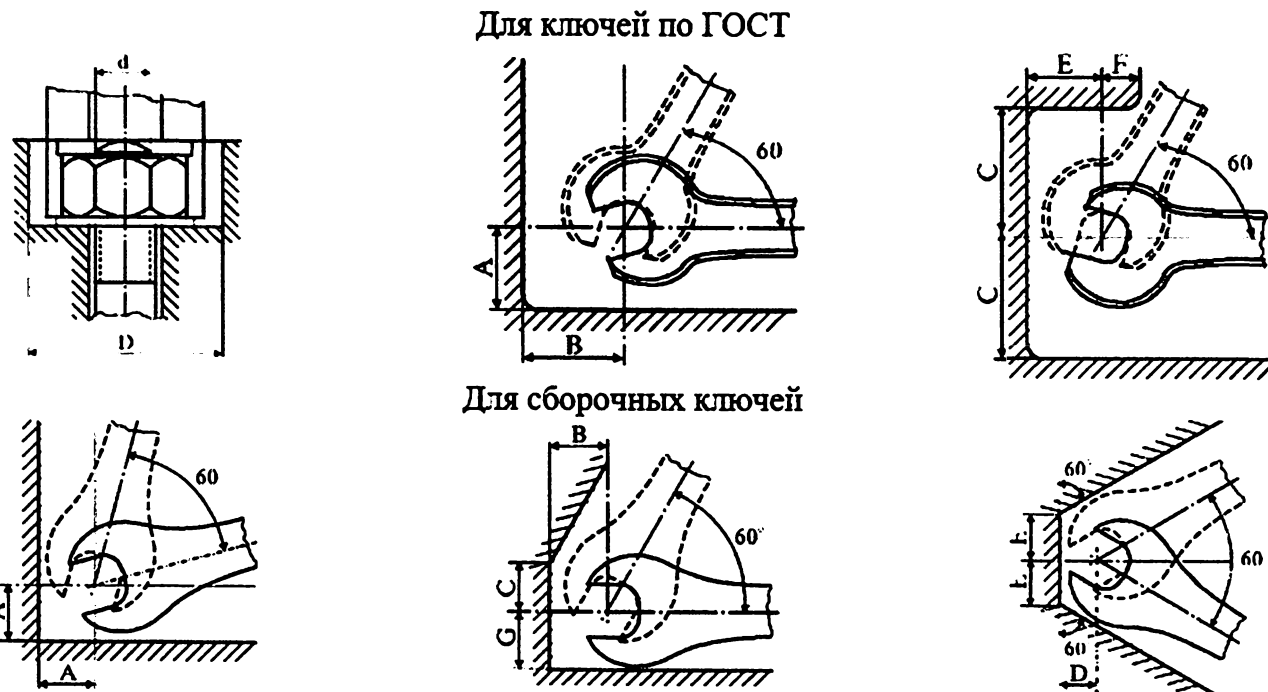
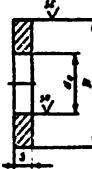
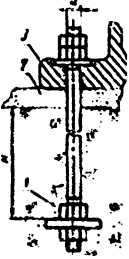
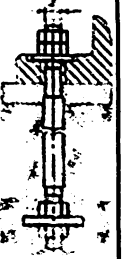
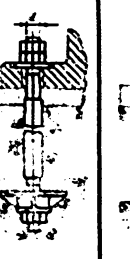
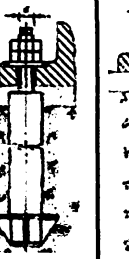


Таблица 4.11 (прил. 6.2 [6]) – Ограничения по условиям размеров «места под ключ»

d болта	Для ключей по ГОСТ, в мм													Для сборочных ключей, в мм					
	12	16	20	24	27	30	33	36	39	42	45	48	52	12	16	20	24	27	30
$D_{\min}$	38	45	55	62	68	75	80	85	92	100	110	120	125	20	23	26	29	31	33
$A_{\min}$	23	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	90	27	32	36	40	45	48
$B_{\min}$	30	35	40	45	50	55	60	68	75	80	90	95	100	24	28	32	36	40	42
$C_{\min}$	32	38	45	50	58	65	70	80	85	90	95	100	105	16	19	22	27	28	32
$E_{\min}$	22	25	28	30	35	40	42	45	50	55	60	65	70	22	27	30	35	38	40
$F_{\max}$	10	12	16	18	20	25	25	30	30	35	35	35	35	—	—	—	—	—	—
$G_{\min}$	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	29	34	39	44	49	52

4.12 Размеры и расчетные сопротивления анкерных болтов по ГОСТ 24379.1-2012 и максимальные расчетные усилия на болты

Таблица 4.12 (т. 5.12 [20], [7])

Наружный диаметр болта d , мм	Площадь сечения болта нетто A_{sa} , см ²	Минимальная длина заделки H , мм, при $R_{ba} = 145$ МПа						Разме- ры шайбы. мм, $D \times s$ 	Расчетные сопротивления R_{ba} , МПа, анкерных болтов из стали марок по ГОСТ		Максимальное расчетное усилие при статической нагрузке ² , кН, допускае- мое на болт из стали марки по ГОСТ, $N_{ba} = A_{sa} \cdot R_{ba} / k_0$			
		25d	15d	15d	15d	30d	10d (8d)							
									ВСт3пс2, ВСт3кп2 по ГОСТ 535 Сталь 20 по ГОСТ 1050	ГОСТ 19281		ВСт3пс2, ВСт3кп2 по ГОСТ 535 Сталь 20 по ГОСТ 1050	ГОСТ 19281	
									09Г2С	10Г2С1		09Г2С	10Г2С1	
12	0,84	300	—	—	—	—	96	36x3	145	185	190	11,6	14,8	15,2
16	1,57	400	240	—	—	—	160	42x4		185	190	21,7	27,7	28,4
20	2,45	500	300	—	—	—	200	45x8		185	190	33,8	43,2	44,3
24	3,52	600	360	—	—	—	240	55x8		185	190	48,6	62	63,7
30	5,60	750	450	—	—	—	300	80x10		185	190	77,3	98,7	101,3
36	8,16	900	540	—	—	—	360	90x10		180	180	112,7	139,9	139,9
42	11,20	1050	630	—	—	—	420	95x14		180	180	154,7	192	192
48	14,72	1200	720	—	—	—	480	105x14		180	180	203,3	252,3	252,3
56	20,30	—	—	840	—	1680	—	115x16		180	180	280,3	348	348
64	26,76	—	—	960	—	1920	—	130x16		175	170	369,5	446	433,3
72	34,60	—	—	1080	—	2160	—	140x18		175	170	477,8	576,7	560,2
80	43,44	—	—	1200	—	2400	—	160x20		175	170	599,9	724	703,3
90	55,91	—	—	1350	—	2700	—	180x20		170	170	772,1	905,2	905,2
100	69,95	—	—	—	1500	3000	—	190x22		170	170	961,8	1127,7	1127,7
110	85,56	—	—	—	1650	3300	—	200x22		170	165	1181,5	1385,3	1344,5
125	111,91	—	—	—	1875	3750	—	240x25		170	165	1545,4	1811,9	1758,6
140	141,81	—	—	—	2100	—	—	270x25		170	165	1958,3	2296	2228,4

1. Расчетное сопротивление растяжению фундаментных и анкерных болтов из других марок сталей следует вычислять по формуле $R_{ba} = 0,4 R_{ст}$ [23].
2. В соответствии с п. 3.9 [17] при статических нагрузках коэффициент $k_0 = 1,05$. При динамических нагрузках необходим пересчет с $k_0 = 1,15$.
3. Сталь по ГОСТ 535 должна поставляться по 1-й группе.
4. Болты, устанавливаемые в просверленные скважины готовых фундаментов, не допускается применять для крепления несущих колонн зданий, оборудованных мостовыми кранами, а также для высотных зданий и сооружений, для которых ветровая нагрузка является основной. При этом глубина заделки болтов должна быть не менее $20d$.

Примеры расчета болтовых соединений

Пример 4.1. Расчет и конструирование стыкового соединения на болтах класса точности В

Запроектировать стыковое соединение двух листов сечением 360×20 мм из стали С245 по ГОСТ 27772-88, воспринимающих продольное усилие $N_{Ed} = 1100$ кН, на болтах класса точности В.

Данное соединение относится к категории А: срезное соединение. Следовательно, для конструирования соединения принимаем болты М20 класса прочности 4.8. Диаметр отверстий d_0 для болтов класса точности В принимаем 21 мм. Толщину накладок t принимаем 12 мм.

Болтовое соединение конструируем таким образом, чтобы плоскость среза проходила через гладкую часть болта, тогда коэффициент $\alpha_v = 0,6$ (таблица 4.5); площадь поперечного сечения стержня болта $A = 3,14$ см² (таблица 4.3). В соответствии с таблицей 4.2 временное сопротивление болта класса прочности 4.8 $f_{ub} = 400$ МПа. По таблице 4.1 принимаем значение частного коэффициента безопасности $\gamma_{M2} = 1,3$.

По формуле 4.2 (таблица 4.5) определяем расчетную несущую способность одного болта на срез $F_{v,Rd}$ при двух плоскостях среза

$$F_{v,Rd} = n_v \cdot \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 2 \cdot \frac{0,6 \cdot 400 \cdot 3,14 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 115,94 \text{ кН}.$$

По формуле 4.3 (таблица 4.5) определяем расчетную минимальную несущую способность болтового соединения на смятие $F_{b,Rd}$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 2,5 \cdot \frac{0,635 \cdot 370 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 2}{1,3} = 180,73 \text{ кН},$$

где $f_u = 370$ МПа – предел прочности стали класса С245 по ГОСТ 27772-88 для листового проката толщиной $t = 20$ мм по ТКП EN 1993-1-1;

$d = 2$ см – номинальный диаметр болта;

$t = 2$ см – меньшее из значений толщины соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении;

$$\alpha_b = 0,635 \text{ – меньшее из значений } \alpha_d = \min(0,635; 0,861), \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{400}{370} = 1,081 \text{ и } 1,0.$$

Принимаем рядовое расположение болтов. В соответствии с п. 4.8 и таблицей 4.9 расстояние до края элемента вдоль e_1 и поперек действия усилия e_2 должно быть не менее $1,2d_0 = 1,2 \cdot 21 = 25,2$ мм. Принимаем $e_1 = e_2 = 40$ мм. Шаг болтов вдоль действия усилия p_1 должен быть не менее $2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 21 = 46,2$ мм, поперек действия усилия p_2 – не менее $2,4d_0 = 2,4 \cdot 21 = 50,4$ мм (таблица 4.9). Принимаем $p_1 = p_2 = 70$ мм.

Определяем значения α_d и k_1 :

а) вдоль действия усилия:

$$\text{– для крайних болтов } \alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{40}{3 \cdot 21} = 0,635;$$

$$\text{– для средних болтов } \alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{70}{3 \cdot 21} - \frac{1}{4} = 0,861;$$

б) поперек действия усилия:

– для крайних болтов

$$k_1 = 2,5 \text{ – наименьшее из значений } 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{40}{21} - 1,7 = 3,63 \text{ и } 2,5;$$

– для средних болтов

$$k_1 = 2,5 \text{ – наименьшее из значений } 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \cdot \frac{70}{21} - 1,7 = 2,967 \text{ и } 2,5.$$

Определяем требуемое количество болтов по одну сторону стыка

$$n \geq \frac{N_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd})} = \frac{1100}{115,94} = 9,49.$$

Принимаем 10 болтов. Конструкция стыкового соединения листов на накладках представлена на рисунке 4.5.

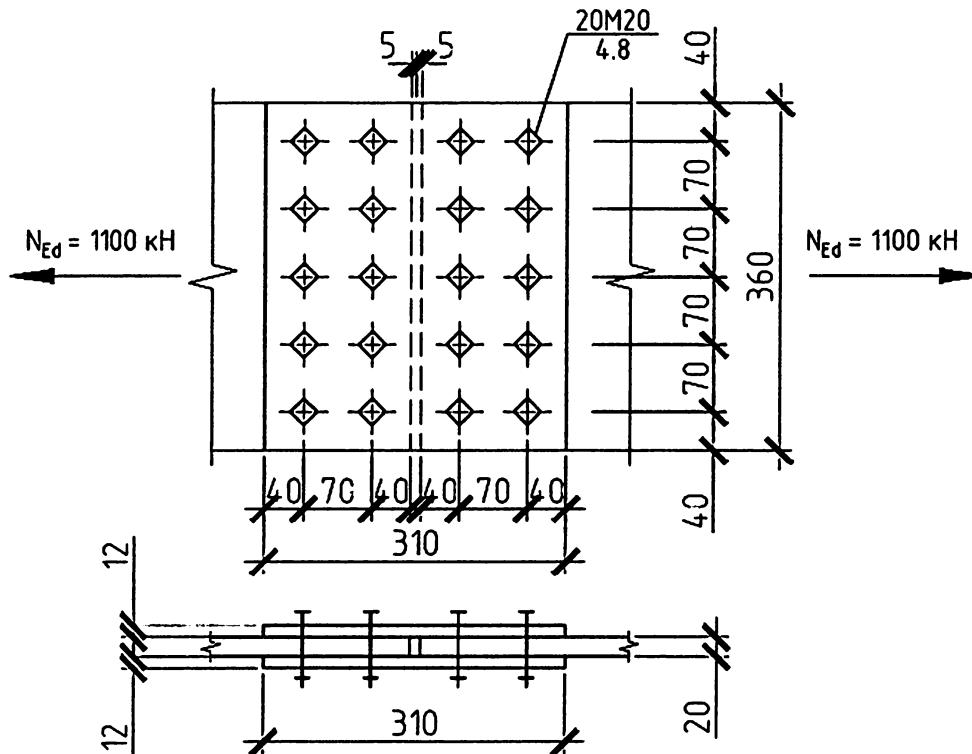


Рисунок 4.5 – Стыковое соединение листов на болтах класса точности В

Проверяем прочность листа на растяжение в соответствии с п. 2.1.3

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{1100}{1306,4} = 0,842 < 1,0,$$

где $N_{t,Rd}$ — расчетное значение несущей способности на растяжение,

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}).$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения брутто в пластической

$$\text{стадии } N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 1721 \text{ кН},$$

где $A = 36 \cdot 2 = 72 \text{ см}^2$ — площадь поперечного сечения листа брутто;

$f_y = 245 \text{ МПа}$ — предел текучести стали С245 для листового проката толщиной $t = 20 \text{ мм}$ по ГОСТ 27772-88;

$\gamma_{M0} = 1,025$ — частный коэффициент безопасности при определении несущей способности поперечных сечений по прочности (таблица 1.8).

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения нетто в пластической стадии при наличии отверстий для болтов

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 51 \cdot 370 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 1306,4 \text{ кН},$$

где $A_{net} = 2 \cdot (36 - 5 \cdot 2,1) = 51 \text{ см}^2$ — площадь поперечного сечения листа нетто.

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) = \min(1721; 1306,4) = 1306,4 \text{ кН}$$

Пример 4.2. Расчёт и конструирование стыкового соединения на высокопрочных болтах

Запроектировать стыковое соединение двух листов сечением 360×20 мм из стали С275 по ГОСТ 27772-88, воспринимающих продольное усилие $N_{Ed} = 1250$ кН. Болтовое соединение категории С – в предельном состоянии по несущей способности.

Для конструирования стыка принимаем высокопрочные болты М20 класса прочности 10.9. Диаметр отверстий под болты d_0 принимаем 22 мм. Толщина накладок $t = 12$ мм.

Для поверхностей трения принимаем класс обработки А – поверхности, продуваемые дробью или песком, с удаленной сыпучей ржавчиной, без коррозионных язв. В соответствии с таблицей 4.7 $\mu = 0,5$.

Определяем расчетную несущую способность на сдвиг поверхностей трения, стянутых одним болтом, по формуле (5.3а)

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C} = \frac{1,0 \cdot 2 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 172 = 137,6 \text{ кН},$$

где $k_s = 1,0$ – коэффициент, принимаемый по таблице 4.6;

$n = 2$ – количество поверхностей трения соединяемых элементов;

$\gamma_{M3} = 1,25$ – частный коэффициент безопасности, таблица 4.1;

$F_{p,C} = 172$ кН – усилие предварительного натяжения, определяемое по таблице 4.8.

Болтовое соединение конструируем таким образом, чтобы плоскость среза проходила через гладкую часть болта, тогда коэффициент $\alpha_v = 0,6$ (таблица 4.5); площадь поперечного сечения стержня болта $A = 3,14 \text{ см}^2$ (таблица 4.3). В соответствии с таблицей 4.2 временное сопротивление болта класса прочности 10.9 $f_{ub} = 1000$ МПа. Значение частного коэффициента безопасности $\gamma_{M2} = 1,3$ (таблица 4.1).

Расчетную минимальную несущую способность болтового соединения на смятие $F_{b,Rd}$ вычисляем по формуле 4.3 (таблица 4.5)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 2,5 \cdot \frac{0,606 \cdot 370 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 2}{1,3} = 172,48 \text{ кН},$$

где $f_u = 370$ МПа – предел прочности стали класса С245 по ГОСТ 27772-88 для листового проката толщиной $t = 20$ мм;

$d = 2$ см – номинальный диаметр болта;

$t = 2$ см – меньшее из значений толщин соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении;

$\alpha_b = 0,606$ – меньшее из значений $\alpha_d = \min(0,606; 0,811)$, $\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{1000}{370} = 2,703$ и 1,0.

Расстояние до края элемента вдоль e_1 и поперек усилия e_2 должно быть не менее $1,2d_0 = 1,2 \cdot 22 = 26,4$ мм. Принимаем $e_1 = e_2 = 40$ мм. Шаг болтов вдоль действия усилия p_1 должен быть не менее $2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 22 = 48,4$ мм, поперек усилия p_2 — не менее $2,4d_0 = 2,4 \cdot 22 = 52,8$ мм (п. 4.8 и таблица 4.9). Принимаем $p_1 = p_2 = 70$ мм.

Определяем значения α_d и k_1 :

а) вдоль действия усилия:

– для крайних болтов $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{40}{3 \cdot 22} = 0,606$;

– для средних болтов $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{70}{3 \cdot 22} - \frac{1}{4} = 0,811$;

б) поперек действия усилия:

– для крайних болтов

$k_1 = 2,5$ – меньшее из значений $2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{40}{22} - 1,7 = 3,39$ и 2,5;

– для средних болтов

$$k_1 = 2,5 - \text{меньшее из значений } 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \cdot \frac{70}{22} - 1,7 = 2,75 \text{ и } 2,5.$$

Определяем требуемое количество болтов по одну сторону стыка

$$n \geq \frac{N_{Ed}}{F_{v,Ed}} = \frac{1250}{137,6} = 9,08,$$

$$\text{где } F_{v,Ed} = \min(F_{s,Rd}; F_{b,Rd}) = \min(137,6; 172,48) = 137,6 \text{ кН}.$$

Принимаем 10 болтов. Конструкция стыкового соединения листов на накладках представлена на рисунке 4.6.

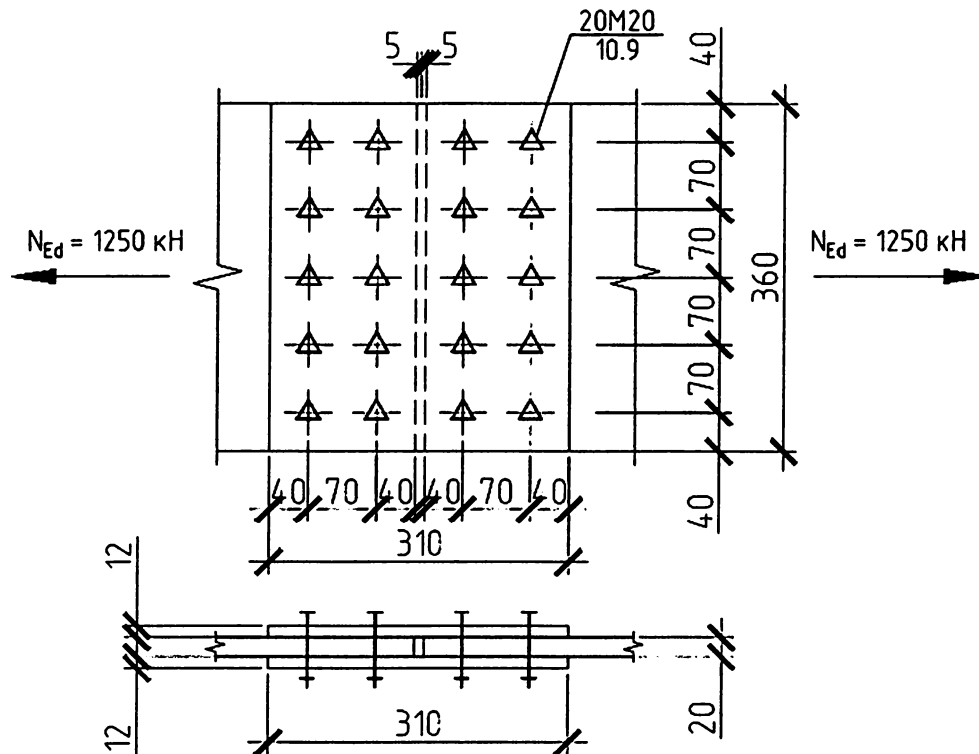


Рисунок 4.6 – Стык листов на болтах с предварительным натяжением класса прочности 10.9

Проверяем прочность листа на растяжение в соответствии с п. 2.1.3

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{1250}{1280,8} = 0,976 < 1,0,$$

где $N_{t,Rd}$ — расчетное значение несущей способности на растяжение;

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}) = \min(1861,47; 1280,8; 1292,7) = 1280,8 \text{ кН}.$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения брутто в пластической

$$\text{стадии } N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72 \cdot 265 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 1861,47 \text{ кН},$$

где $A = 36 \cdot 2 = 72 \text{ см}^2$ – площадь поперечного сечения листа брутто;

$f_y = 265 \text{ МПа}$ – предел текучести стали С275 для листового проката толщиной $t = 20 \text{ мм}$;

$\gamma_{M0} = 1,025$ – частный коэффициент безопасности (таблица 1.8).

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения нетто в пластической стадии при наличии отверстий для болтов

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 50 \cdot 370 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 1280,8 \text{ кН},$$

где $A_{net} = 2 \cdot (36 - 5 \cdot 2,2) = 50 \text{ см}^2$ – площадь поперечного сечения листа нетто.

Для фрикционных соединений категории С

$$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{50 \cdot 265 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 1292,7 \text{ кН}.$$

Пример 4.3. Фланцевое соединение категории D

Запроектировать фланцевое соединение элементов из гнутых сварных труб квадратного сечения 140×8 по ГОСТ 30245 из стали С245 по ГОСТ 27772-88. Растягивающее усилие $N_{Ed} = 800 \text{ кН}$. Сталь фланцев С345 по ГОСТ 27772-88. Соединение без предварительного натяжения болтов — категория D (рисунок 4.7).

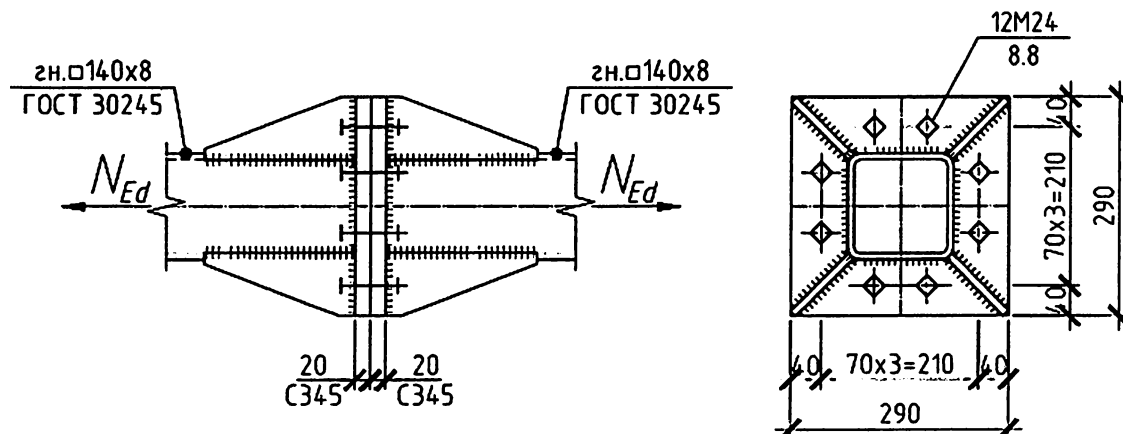


Рисунок 4.7 – Фланцевое соединение категории D (на болтах класса точности В)

Принимаем болты М24 класса прочности 4.8. В соответствии с формулой 4.4 (таблица 4.5) расчетная несущая способность одного болта на растяжение

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 400 \cdot 3,52 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 97,78 \text{ кН},$$

где $k_2 = 0,9$ – для болта с обычной головкой (таблица 4.5);

$f_{ub} = 400 \text{ МПа}$ – номинальное значение временного сопротивления болта на растяжение класса прочности 4.8 (таблица 4.2);

$A_s = 3,52 \text{ см}^2$ – площадь сечения нетто болта (таблица 4.3);

$\gamma_{M2} = 1,3$ – частный коэффициент безопасности (таблица 4.1).

Толщину фланца принимаем равной 20 мм. Расчетную несущую способность соединения на вырывание вычисляем по формуле 4.5 (таблица 4.5)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 3,14 \cdot 3,6 \cdot 2 \cdot 470 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 490,4 \text{ кН},$$

где $f_u = 470 \text{ МПа}$ – предел прочности стали С345 по ГОСТ 27772-88 для листового проката толщиной $t = 20 \text{ мм}$ (таблица 1.3);

$t_p = 20 \text{ мм}$ – толщина пластины под головкой болта или гайкой;

$d_m = 36 \text{ мм}$ – среднее значение расстояний между краями и гранями головки болта или гайки, принимаемое по меньшему из значений.

Требуемое количество болтов

$$n \geq \frac{N_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = \frac{750}{\min(97,48; 490,4)} = 7,69.$$

Принимаем 8 болтов. Под болты принимаем нормальные круглые отверстия, $d_0 = 26 \text{ мм}$ (таблица 4.10). В соответствии с таблицей 4.9 минимальное расстояние между центрами отверстий $2,2d_0 = 2,2 \cdot 26 = 57,2 \text{ мм}$, принимаем 70 мм. Конструкция узла представлена на рисунке 4.7.

Пример 4.4. Фланцевое соединение категории Е

Запроектировать фланцевое соединение элементов из гнутых сварных труб квадратного сечения 140×8 по ГОСТ 30245 из стали С245 по ГОСТ 27772-88. Растягивающее усилие $N_{Ed} = 1300$ кН. Сталь фланцев С345 по ГОСТ 27772-88. Соединение с предварительным натяжением болтов — категория Е.

Для конструирования фланцевого соединения принимаем высокопрочные болты М24 класса прочности 8.8. Расчетная несущая способность одного высокопрочного болта на растяжение (формула 4.4 (таблица 4.5))

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 800 \cdot 3,52 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 194,95 \text{ кН}.$$

Толщину фланца принимаем равной 20 мм. Тогда расчетная несущая способность соединения на вырывание (формула 4.5 (таблица 4.5))

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 3,14 \cdot 3,6 \cdot 2 \cdot 470 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 490,4 \text{ кН},$$

где $f_u = 470$ МПа – предел прочности стали С345 по ГОСТ 27772-88 для листового проката толщиной $t = 20$ мм (таблица 1.3);

$t_p = 20$ мм – толщина пластины под головкой болта или гайкой;

$d_m = 36$ мм – среднее значение расстояний между краями и гранями головки болта или гайки, принимаемое по меньшему из значений.

Требуемое количество высокопрочных болтов

$$n \geq \frac{N_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = \frac{1300}{\min(194,95; 490,4)} = 6,67.$$

Принимаем 8 болтов. Под болты принимаем нормальные круглые отверстия $d_0 = 26$ мм (таблица 4.10). В соответствии с таблицей 4.9 минимальное расстояние между центрами отверстий $2,2d_0 = 2,2 \cdot 26 = 57,2$ мм, принимаем 70 мм. Конструкция узла представлена на рисунке 4.8.

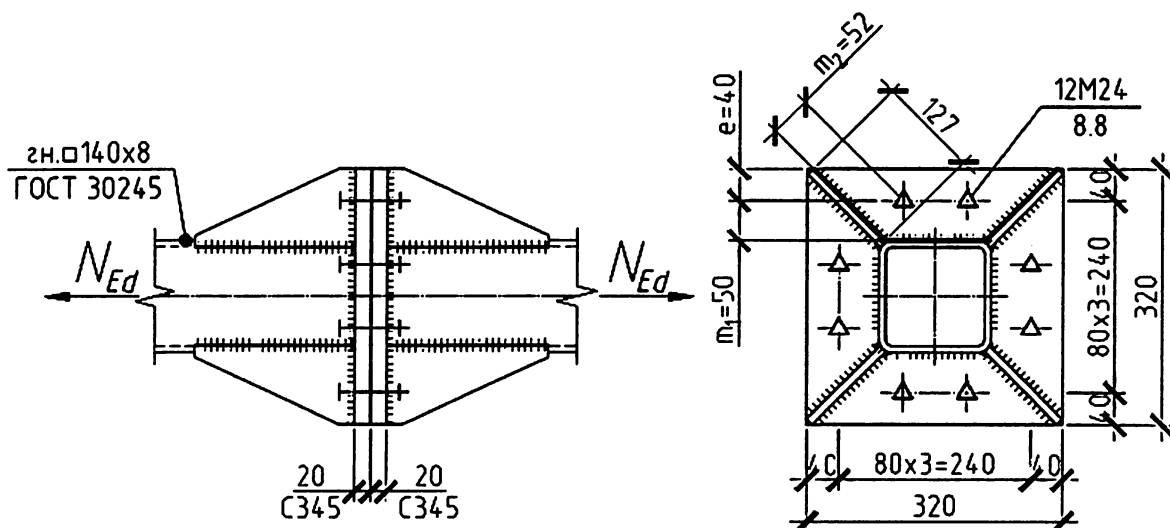


Рисунок 4.8 – Фланцевое соединение категории Е (на болтах класса прочности 8.8)

Проверяем достаточность толщины фланца из условия его работы на изгиб совместно с болтами. Подкрепляем фланец четырьмя вутами толщиной 8 мм. Рассматриваем Т-образные элементы. По таблице 3.3 наиболее толстому элементу принимаем катет швов, приваривающих пояс к фланцу $k_f = 8$ мм. Тогда эффективная толщина сварных швов a и размер m :

$$a = k_f \cdot \cos 45^\circ = 8 \cdot 0,7 = 5,6 \text{ мм};$$

$$m = m_1 - 0,8 \cdot a \cdot \sqrt{2} = 50 - 0,8 \cdot 5,6 \cdot \sqrt{2} = 43,7 \text{ мм}.$$

Определяем эффективную длину Т-образного элемента. Заметим, что для принятой конструкции длины линейчатых пластических шарниров не могут превышать длины линии излома на рисунке 4.8. Определяем коэффициенты

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = \frac{43,7}{43,7+40} = 0,522; \quad \lambda_2 = \frac{m_2}{m+e} = \frac{52}{43,7+40} = 0,621.$$

По графику на рисунке 6.11 [28] определяем коэффициент $\alpha = 5,5$.

$$l_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot L_p = 127 + 64 = 191 \\ 2 \cdot \pi \cdot m = 2 \cdot \pi \cdot 43,7 = 274,5 \\ \alpha \cdot m = 5,5 \cdot 43,7 = 240,3 \end{array} \right\} = 191 \text{ мм.}$$

Определим возможность появления эффекта рычага при изгибе фланца. Для этого находим зажимную длину болта, равную сумме толщин соединяемых элементов, шайбы и половины толщин головки болта и гайки $L_b = 20 + 20 + 4 + (15 + 18) / 2 = 60,5 \text{ мм}$ и величину

$$L_b^* = \frac{8,8 \cdot m^3 \cdot A_s}{l_{eff} \cdot t_f^3} = \frac{8,8 \cdot 43,7^3 \cdot 352}{191 \cdot 20^3} = 169,2 \text{ мм.}$$

Так как $L_b < L_b^*$, то появление эффекта рычага возможно (т. 6.2 [28]).

Определяем момент, соответствующий образованию линейчатого пластического шарнира во фланце, $M_{pl,Rd} = \frac{l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{19,1 \cdot 2^2 \cdot 325 \cdot 10^{-1}}{4 \cdot 1,025} = 605,6 \text{ кН} \cdot \text{см}.$

$$M_{pl,Rd} = \frac{l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{19,1 \cdot 2^2 \cdot 325 \cdot 10^{-1}}{4 \cdot 1,025} = 605,6 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Предельная растягивающая сила в болтах при образовании двух линейчатых пластических шарниров (учтен эффект рычага), что соответствует случаю 1 (т. 6.2 [28])

$$F_{T,1,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{2 \cdot 605,6}{4,37} = 277,16 \text{ кН}.$$

Предельная растягивающая сила в болтах при образовании одного линейчатого пластического шарнира и разрыве болтов (учтен эффект рычага), что соответствует случаю 2

$$(т. 6.2 [28]) \quad F_{T,2,Rd} = \frac{M_{pl,1,Rd} + n \cdot F_{T,3,Rd}}{m + n} = \frac{605,6 + 4 \cdot 194,95}{4,37 + 4} = 165,5 \text{ кН}.$$

$$\text{Расчетное усилие, приходящееся на 1 болт, } N_{1,Ed} = \frac{1300}{8} = 162,5 \text{ кН}.$$

Проверка несущей способности

$$N_{1,Ed} = 162,5 \text{ кН} < \min(F_{T1,Rd}; F_{T2,Rd}) = \min(277,16; 165,5) = 165,5 \text{ кН}.$$

Прочность узла обеспечена.

Глава 5. Расчет и конструирование узлов

5.1 Сопряжения и опорные узлы балок

Пример 5.1. Опорный узел составной балки

Запроектировать опорный узел сварной составной балки (рисунок 5.1). Сталь С245 по ГОСТ 27772-88. Опорная реакция балки $V_{Ed} = 1150$ кН.

Назначаем размеры опорного ребра. Опорную часть балки из соображений центральной передачи усилия на колонну проектируем в соответствии с ТКП EN 1993-1-5 [27] (рисунок 5.1 б – с жесткой опорной частью). Ширину опорного ребра принимаем равной ширине полки в опорной части $b_r = b_l = 260$ мм.

Определяем требуемую площадь опорного ребра

$$A_r = \frac{V_{Ed} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{1150 \cdot 1,025 \cdot 10}{245} = 48,11 \text{ см}^2,$$

где $\gamma_{m0} = 1,025$ – частный коэффициент (таблица 1.8);

$f_y = 245$ МПа – предел текучести стали С245 (таблица 1.3).

Тогда требуемая толщина опорного ребра $t_r \geq \frac{A_r}{b_r} = \frac{48,11}{26} = 1,85$ см.

В соответствии с таблицей Б.7 Приложения Б принимаем толщину опорного ребра $t_r = 20$ мм ≥ 12 мм. Площадь опорного ребра сечением – 260х20 составляет $A_r = 26 \cdot 2 = 52 \text{ см}^2$.

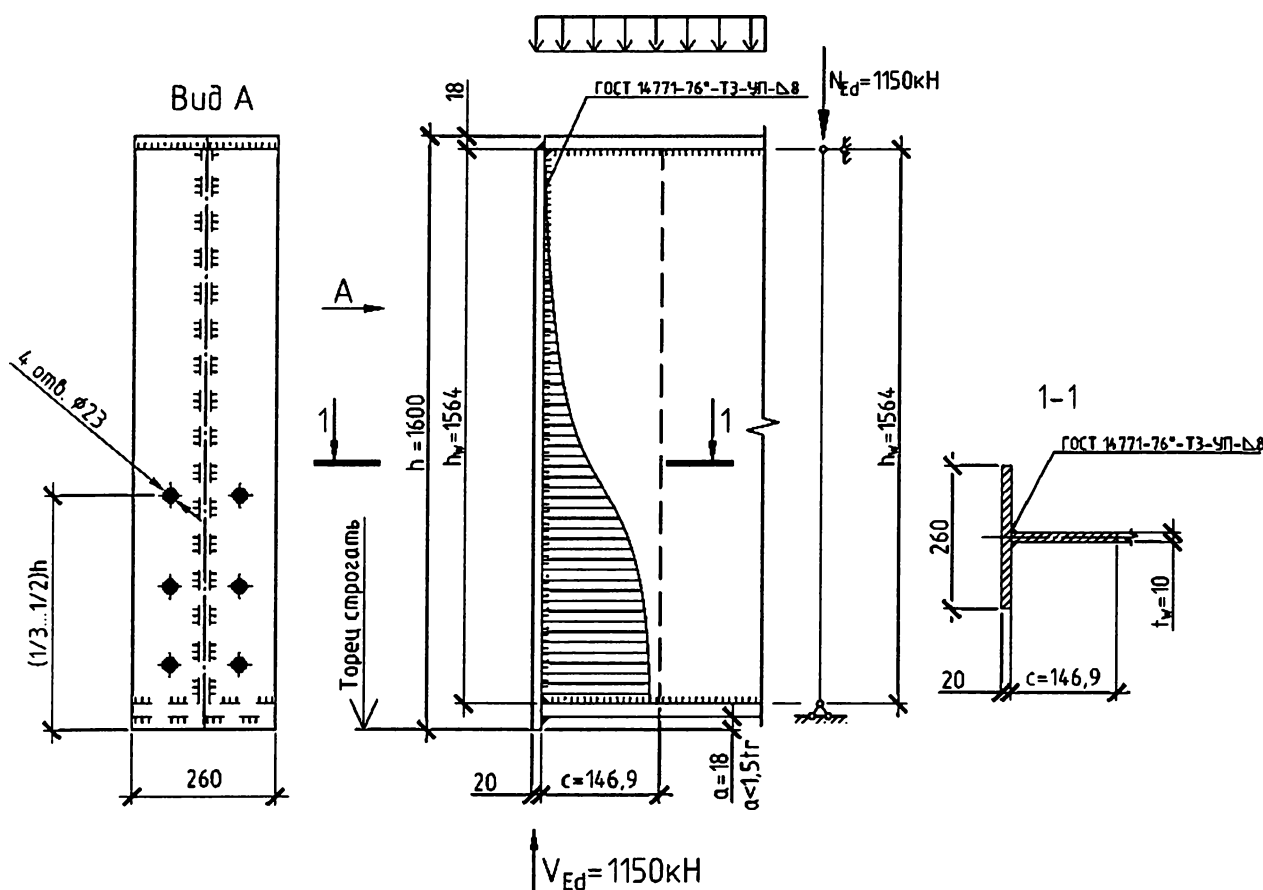


Рисунок 5.1 – Опорный участок балки

Класс сжатой полки опорного ребра

$$c_r = \frac{(b_r - t_w)}{2} = \frac{26 - 1,0}{2} = 12,5 \text{ см};$$

$$\frac{c_r}{t_r} = \frac{12,5}{2,0} = 6,25 \text{ см} < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} = 8,81.$$

Условие выполняется, следовательно, сечение опорного ребра относится к 1-му классу.

Проверка устойчивости опорного ребра по изгибной форме из плоскости стенки

Ширина участка стенки, включенного в работу опорной стойки, определяется в соответствии с требованиями п. 9.1(3) [27]

$$c = 15 \cdot \varepsilon \cdot t = 15 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}} \cdot 1 = 14,69 \text{ см};$$

$$A_{cr} = A_r + c \cdot t_w = 52 + 14,69 \cdot 1 = 66,69 \text{ см}^2;$$

$$I_{cr} = \frac{t_r \cdot b_r^3}{12} = \frac{2 \cdot 26^3}{12} = 2929,33 \text{ см}^3;$$

$$i_{y,cr} = \sqrt{\frac{I_{cr}}{A_{cr}}} = \sqrt{\frac{2929,33}{66,69}} = 6,628 \text{ см};$$

$$l_{y,cr} = h_w = 156,4 \text{ см}.$$

$$\text{Условная гибкость } \bar{\lambda} = \frac{l_{y,cr}}{i_{y,cr} \cdot 93,9 \varepsilon} = \frac{156,4}{6,628 \cdot 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{245}}} = 0,257.$$

Выбор кривой потери устойчивости:

– относительно оси y – y : $t_f < 40$ мм (таблица 2.11) – кривая b . Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $\alpha_y = 0,34$ (таблица 2.10);

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,257 - 0,2) + 0,257^2] = 0,543;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,543 + \sqrt{0,543^2 - 0,257^2}} = 0,979.$$

Расчётное значение несущей способности по устойчивости

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_y \cdot A_{cr} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,979 \cdot 66,69 \cdot 245 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 1560,6 \text{ кН}.$$

$$\text{Т. к. } \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1150}{1560,6} = 0,737 < 1, \text{ то несущая способность поперечного сечения по}$$

устойчивости при продольном изгибе обеспечена.

Расчет сварного шва, прикрепляющего опорное ребро к стенке балки

Принимаем дуговую сварку по ГОСТ 14771 в углекислом газе (ГОСТ 8050) сварочной проволокой Св-08Г2С по ГОСТ 2246 диаметром $d = 1,4 \dots 2,0$ мм. Принимаем катет двустороннего сварного шва, прикрепляющего опорное ребро к стенке балки $k_{f,min} = 5$ мм.

Расчетное сопротивление сварного шва соответственно

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{37}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,3} = 20,54 \text{ кН / см}^2,$$

где $\beta_w = 0,8$ – поправочный коэффициент (таблица 3.6);

$\gamma_{M2} = 1,3$ – частный коэффициент безопасности для сварных швов (таблица 1.8).

Эффективную высоту сварного шва находим исходя из условия

$$a = \frac{1,2 \cdot F_{vw,d}}{f_{vw,d} \cdot l_{eff} \cdot n_w},$$

где n_w – количество сварных швов, прикрепляющих опорное ребро к стенке;

l_{eff} – эффективная длина сварного шва¹.

$$\text{Подставляя вместо } l_{eff} = 120a, \text{ получим } a = \sqrt{\frac{1,2 \cdot F_{vw,d}}{f_{vw,d} \cdot n_w \cdot 120}} = \sqrt{\frac{1,2 \cdot 1150}{20,54 \cdot 2 \cdot 120}} = 0,529 \text{ см.}$$

$$\text{Тогда катет сварного шва } k_f \geq \frac{a}{\cos 45^\circ} = \frac{0,529}{0,707} = 0,75 \text{ см.}$$

В соответствии с требованиями таблицы 3.3 принимаем $k_f = 8$ мм. Ребро привариваем к стенке по всей высоте сплошными швами. Опорное ребро выпускаем за пределы нижнего пояса на $18 \text{ мм} < 1,5 \cdot t_r = 1,5 \cdot 20 = 30 \text{ мм}$. Торец ребра, опирающийся на оголовок колонны, должен быть пристроган.

Для фиксации положения балки на оголовке колонны принимаем 2 болта М20. Для фиксации балок между собой принимаем 6 болтов М20, установленных в пределах высоты $(1/2 \dots 1/3) \cdot h$.

Пример 5.2. Шарнирное сопряжение балок

Запроектировать шарнирное сопряжение балок, показанное на рисунке 5.2. Материал балок – сталь С285 по ГОСТ 27772-88. Опорная реакция второстепенной балки $V = 140$ кН.

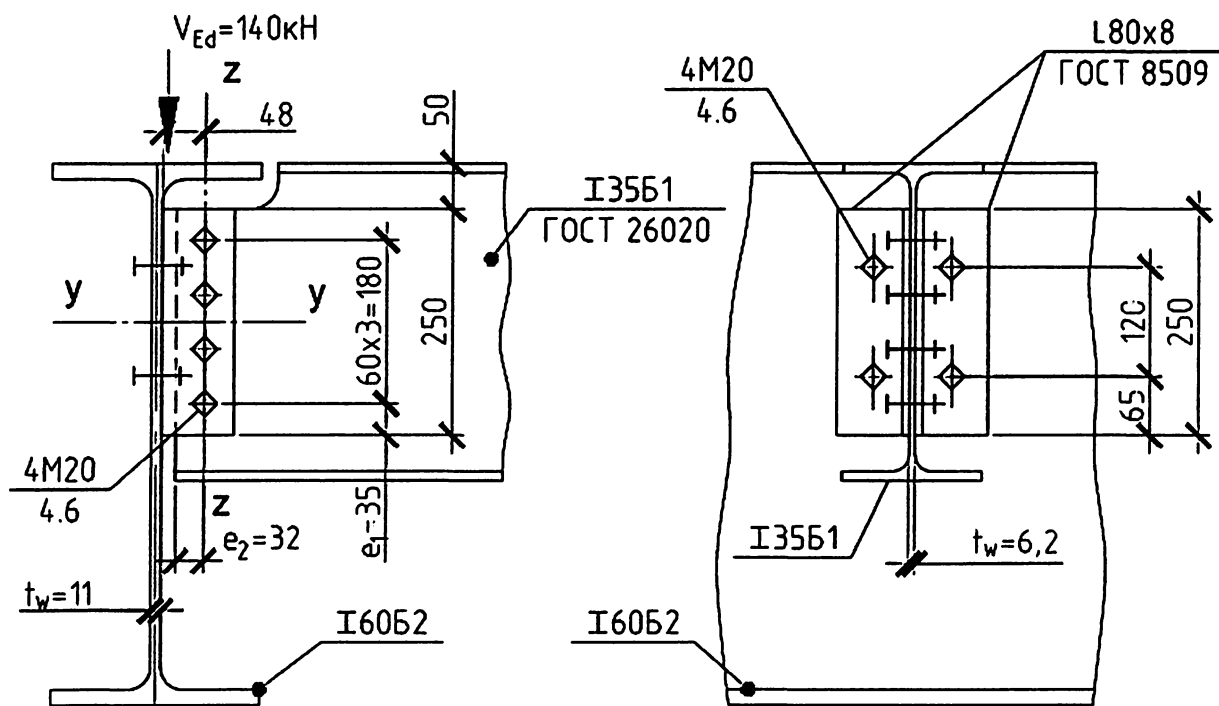


Рисунок 5.2 – Шарнирное сопряжение балок

Стык проектируем на болтах при помощи накладок из уголков L80x80x8 по ГОСТ 8509. Применяем болты М20 класса прочности 4.6. Предельное усилие, воспринимаемое одним болтом при одной плоскости среза, определяем по формуле 4.2 (таблица 4.5)

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 400 \cdot 2,45 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 45,23 \text{ кН},$$

где $f_{ub} = 400 \text{ МПа}$ – временное сопротивление болта класса прочности 4.6 (таблица 4.2);

$A_s = 2,45 \text{ см}^2$ – площадь поперечного сечения болта нетто (таблица 4.3).

¹ Вследствие неравномерного распределения напряжений по высоте сварного шва, прикрепляющего опорное ребро к стенке балки, эффективную длину сварного шва рекомендуется ограничить $120a \approx 85\beta_f k_f$

В соответствии с таблицей 4.10 принимаем нормальные отверстия, тогда $d_0 = 22 \text{ мм}$. Тогда предельное усилие смятия наиболее тонкого элемента (стенка балки двутавра 35Б1 по ГОСТ 26020) определяется при следующих параметрах (таблица 4.5).

$$\text{Для крайних болтов } \alpha_b = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{35}{3 \cdot 22} = 0,53.$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{400}{400} = 1,0,$$

где $f_u = 400 \text{ МПа}$ – предел прочности стали С285 (таблица 1.3).

$$k_1 = \frac{2,8e_2}{d_0} - 1,7 = \frac{2,8 \cdot 32}{22} - 1,7 = 2,37 < 2,5;$$

$$F_{d,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,37 \cdot 0,53 \cdot 400 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 0,62}{1,3} = 47,93 \text{ кН}.$$

Для дальнейших расчетов принимаем меньшее из предельных усилий $F_{v,Rd}$.

$$\text{Требуемое количество болтов } n_b = \frac{V_{Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{140}{45,23} = 3,1, \text{ принимаем по 4 болта М20}$$

класса 4.6. для крепления уголков к главной и балке настила. Схема расположения болтов показана на рисунке 5.2.

Проверим болты балки настила на совместное действие поперечной силы и момента, возникающего вследствие эксцентричности расположения болтов относительно точки приложения реакции.

Определим моменты инерции группы болтов относительно осей у-у и z-z

$$I_y = \sum z^2 = 2(3^2 + 9^2) = 180 \text{ см}^2; \quad I_z = 0, \quad I = I_y + I_z = 180 \text{ см}^2.$$

Максимальная перерезывающая сила, приходящаяся на болт в направлении оси у-у,

$$F_y = \frac{V_{Ed} e \cdot z_{\max}}{I} = \frac{140 \cdot 4,5 \cdot 9}{180} = 31,5 \text{ кН}.$$

Перерезывающая сила, приходящаяся на болт в направлении оси z-z,

$$F_z = \frac{V_{Ed}}{n_b} = \frac{140}{4} = 35 \text{ кН}.$$

Результирующая перерезывающая сила для крайних болтов

$$F_{r,Ed} = \sqrt{F_z^2 + F_y^2} = \sqrt{35^2 + 31,5^2} = 47,09 \text{ кН} < F_{d,Rd} = 47,93 \text{ кН}.$$

Сравнение произведено с предельным усилием смятия, так как болты балки настила имеют две плоскости среза, следовательно, предельное усилие на срез будет вдвое больше ранее вычисленного.

Расчет на выкол материала крайней зоны балки настила производим по формуле 4.12

$$\begin{aligned} V_{eff,2,Rd} &= \frac{0,5 f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{nv}}{\gamma_{M0}} = \\ &= \frac{0,5 \cdot 400 \cdot 10^{-1} \cdot 8,97}{1,3} + \frac{285 \cdot 10^{-1} \cdot 8,97}{\sqrt{3} \cdot 1,025} = 282 \text{ кН} > V_{Ed} = 140 \text{ кН}, \end{aligned}$$

где $A_{nt} = A_{nv} = (3p_1 + e_1 - 3,5d_0)t_w = (3 \cdot 6,0 + 3,5 - 3,5 \cdot 2,2) \cdot 0,65 = 8,97 \text{ см}^2$.

Условие прочности выполнено.

Пример 5.3. Шарнирное сопряжение балок

Запроектировать шарнирное сопряжение балок, показанное на рисунке 5.3. Материал балок – сталь С245 по ГОСТ 27772-88. Опорная реакция второстепенной балки $V=130$ кН. Балка настила – двутавр № 40Б1 по ГОСТ 26020-83.

Балки настила крепим на болтах к поперечным ребрам, совмещаемым с ребрами жесткости на стенке главной балки (рисунок 5.3). Сечение ребер принимаем – 120х10 мм. Торцы ребер должны иметь скосы 40х60 мм для пропуска поясных швов и их разгрузки от сварочных напряжений.

В соответствии с п. 4.4.1 данное соединение относится к категории А: срезное соединение. Следовательно, для конструирования соединения принимаем болты М20 класса прочности 4.8. Диаметр отверстий d_0 для болтов класса точности В принимаем 21 мм. Болтовое соединение конструируем таким образом, чтобы плоскость среза проходила через резьбовую часть болта, тогда коэффициент $\alpha_v = 0,5$ для болтов классов прочности 4.8 (таблица 4.5); площадь поперечного сечения стержня болта нетто $A_s = 2,45$ см² (таблица 4.3). В соответствии с таблицей 4.2 значение номинального временного сопротивления на растяжение болта класса прочности 4.8 $f_{ub} = 400$ МПа. По таблице 4.1 принимаем значение частного коэффициента безопасности $\gamma_{M2} = 1,3$.

Расчетную несущую способность одного болта на срез $F_{v,Rd}$ при одной плоскости среза определяем по формуле 4.2 (таблица 4.5)

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 400 \cdot 2,45 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 37,69 \text{ кН}.$$

Расчетную минимальную несущую способность болтового соединения на смятие $F_{b,Rd}$ вычисляем по формуле 4.3 (таблица 4.5)

$$F_{d,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,556 \cdot 370 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 0,7}{1,3} = 55,39 \text{ кН},$$

где $f_u = 370$ МПа – предел прочности стали С245 по ГОСТ 27772-88 (таблица 1.3);

$d = 2$ см – номинальный диаметр болта;

$t = 0,7$ см – меньшее из значений толщин соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении.

Принимаем рядовое расположение болтов. В соответствии с таблицей 4.9 расстояние до края элемента вдоль e_1 и поперек действия усилия e_2 должно быть не менее $1,2d_0 = 1,2 \cdot 21 = 25,2$ мм. Принимаем $e_1 = e_2 = 35$ мм. Шаг болтов поперек действия усилия p_2 — не менее $2,4d_0 = 2,4 \cdot 21 = 50,4$ мм (таблица 4.9). Принимаем $p_1 = p_2 = 80$ мм.

Определяем значения α_d и k_1 :

а) вдоль действия усилия:

$$\text{— для крайних болтов } \alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{35}{3 \cdot 21} = 0,556;$$

$$\alpha_b = \min(\alpha_d = 0,556; \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{400}{370} = 1,081 \text{ и } 1,0) = 0,556.$$

б) поперек действия усилия:

— для крайних болтов

$$k_1 = 2,5 \text{ — наименьшее из значений } 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{40}{21} - 1,7 = 3,63 \text{ и } 2,5;$$

— для средних болтов

$$k_1 = 2,5 \text{ — наименьшее из значений } 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \cdot \frac{80}{21} - 1,7 = 3,63 \text{ и } 2,5.$$

Определяем требуемое количество болтов стыка

$$n_b = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd})} = \frac{130}{37,69} = 3,45.$$

Принимаем 4 болта. Схема расположения болтов показана на рисунке 5.3.

$$V_{eff,2,Rd} = \frac{0,5 f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{nv}}{\gamma_{M0}} =$$

$$= \frac{0,5 \cdot 370 \cdot 10^{-1} \cdot 14,11}{1,3} + \frac{245 \cdot 10^{-1} \cdot 14,11}{\sqrt{3} \cdot 1,025} = 395,5 \text{ кН} > V_{Ed} = 130 \text{ кН},$$

где $A_{nt} = A_{nv} = (3p_1 + e_1 - 3,5 \cdot d_0) \cdot t_w = (3 \cdot 8,0 + 3,5 - 3,5 \cdot 2,1) \cdot 0,7 = 14,11 \text{ см}^2$.

Условие прочности выполнено.

5.2 Монтажные стыки балок

Пример 5.4. Монтажный стык составной балки на накладках на высокопрочных болтах

Запроектировать стык балки на высокопрочных болтах с накладками в середине пролета (фрикционное соединение категории С). Поперечное сечение балки представлено на рисунке 5.4. Балка из стали С345 по ГОСТ 27772-88. Максимальный расчетный изгибающий момент в рассматриваемом сечении $M_{Ed} = 3875 \text{ кНм}$, расчетное значение поперечной силы $V_{Ed} = 0$.

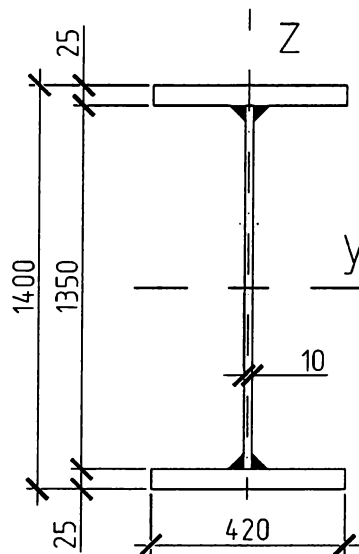


Рисунок 5.4 – Поперечное сечение балки

Для конструирования стыка принимаем высокопрочные болты М24 класса прочности 10.9. В соответствии с таблицей 4.10 под болты принимаем нормальные круглые отверстия, тогда диаметр отверстий $d_0 = d + 2 = 26 \text{ мм}$. По таблице 4.7 для поверхностей трения принимаем класс обработки А – поверхности, продуваемые дробью или песком, с удаленной сыпучей ржавчиной, без коррозионных язв, тогда $\mu = 0,5$. Расчетная несущая способность на сдвиг поверхностей трения, стянутых одним болтом, определяется по формуле 4.8а

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{P,C} = \frac{1,0 \cdot 2 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 247 = 197,6 \text{ кН},$$

где $\gamma_{M3} = 1,25$ – частный коэффициент (таблица 4.1);

$k_s = 1,0$ – коэффициент (таблица 4.6);

$F_{P,C} = 247 \text{ кН}$ – усилие предварительного напряжения (таблица 4.8);

$n = 2$ – количество поверхностей трения соединяемых элементов.

Стык поясов. Каждый пояс балки перекрываем тремя накладками: –420х14 и 2–180х14 мм общей площадью сечения

$$A_H = 1,4 \cdot (42 + 2 \cdot 18) = 109,2 \text{ см}^2 > A_f = b_f \cdot t_f = 42 \cdot 2,5 = 105 \text{ см}^2.$$

Момент инерции пояса балки $I_f = I - I_w = 1197718,75 - 205031,25 = 992687,5 \text{ см}^4$,

где $I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 135^3}{12} = 205031,25 \text{ см}^4$;

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

$$= \frac{1,0 \cdot 135^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{42 \cdot 2,5^3}{12} + 42 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{135}{2} + \frac{2,5}{2} \right)^2 \right) = 1197718,75 \text{ см}^4.$$

Часть изгибающего момента, воспринимаемого поясами балки,

$$M_{f,Rd} = \frac{M_{Ed} \cdot I_f}{I} = \frac{3875 \cdot 992687,5}{1197718,75} = 3211,66 \text{ кНм}.$$

$$\text{Усилие в поясе } N_{f,Rd} = \frac{M_{f,Rd}}{h_f} = \frac{3211,66}{1,375} = 2335,75 \text{ кН},$$

где $h_f = h_w + t_f = 1,35 + 0,025 = 1,375 \text{ м}$ – расстояние по осям поясов.

$$\text{Количество болтов крепления накладок } n = \frac{N_{f,Rd}}{F_{s,Rd}} = \frac{2335,75}{197,6} = 11,82 \text{ шт.}$$

Принимаем количество болтов $n = 12$.

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения пояса нетто в

$$\text{пластической стадии } N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{f,net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 79 \cdot 460 \cdot 10^{-1}}{1,3} = 2515,85 \text{ кН},$$

где $\gamma_{M2} = 1,3$ – частный коэффициент (таблица 4.1);

$f_u = 460 \text{ МПа}$ – предел прочности стали С345 (таблица 1.3);

$A_{f,net} = 2,5 \cdot (42 - 4 \cdot 2,6) = 79 \text{ см}^2$ – площадь поперечного сечения пояса нетто по краю стыка (рисунок 5.5, сечение а – а).

Расчетное значение несущей способности пояса нетто как для фрикционных соединений категории С

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{f,net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{79 \cdot 305 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 2350,73 \text{ кН},$$

где $\gamma_{M0} = 1,025$ – частный коэффициент безопасности (таблица 1.8);

$f_y = 305 \text{ МПа}$ – предел текучести стали С345 (таблица 1.3).

Проверяем прочность пояса на растяжение.

$$\text{Т. к. } \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{N_{f,Rd}}{\min(N_{u,Rd}; N_{net,Rd})} = \frac{2335,75}{\min(2515,85; 2350,73)} = 0,994 < 1, \text{ то прочность пояса}$$

обеспечена.

Площадь накладок нетто (рисунок 5.5, сечение б–б)

$$A_{net} = 1,4 \cdot ((42 - 4 \cdot 2,6) + 2 \cdot (18 - 2 \cdot 2,6)) = 80,08 \text{ см}^2.$$

Т. к. $A_{net} = 80,08 \text{ см}^2 > A_{f,net} = 79 \text{ см}^2$, то проверка прочности накладок не требуется.

Стык стенки. Толщину накладок принимаем равной толщине стенки 10 мм. Изгибающий момент, воспринимаемый стенкой балки

$$M_{w,Rd} = \frac{M_{Ed} \cdot I_w}{I} = \frac{3875 \cdot 205031,25}{1197718,75} = 663,34 \text{ кНм}.$$

Принимаем расстояние между крайними по высоте рядами болтов

$$a_{\max} = 1200 - 2 \cdot 60 = 1080 \text{ мм.}$$

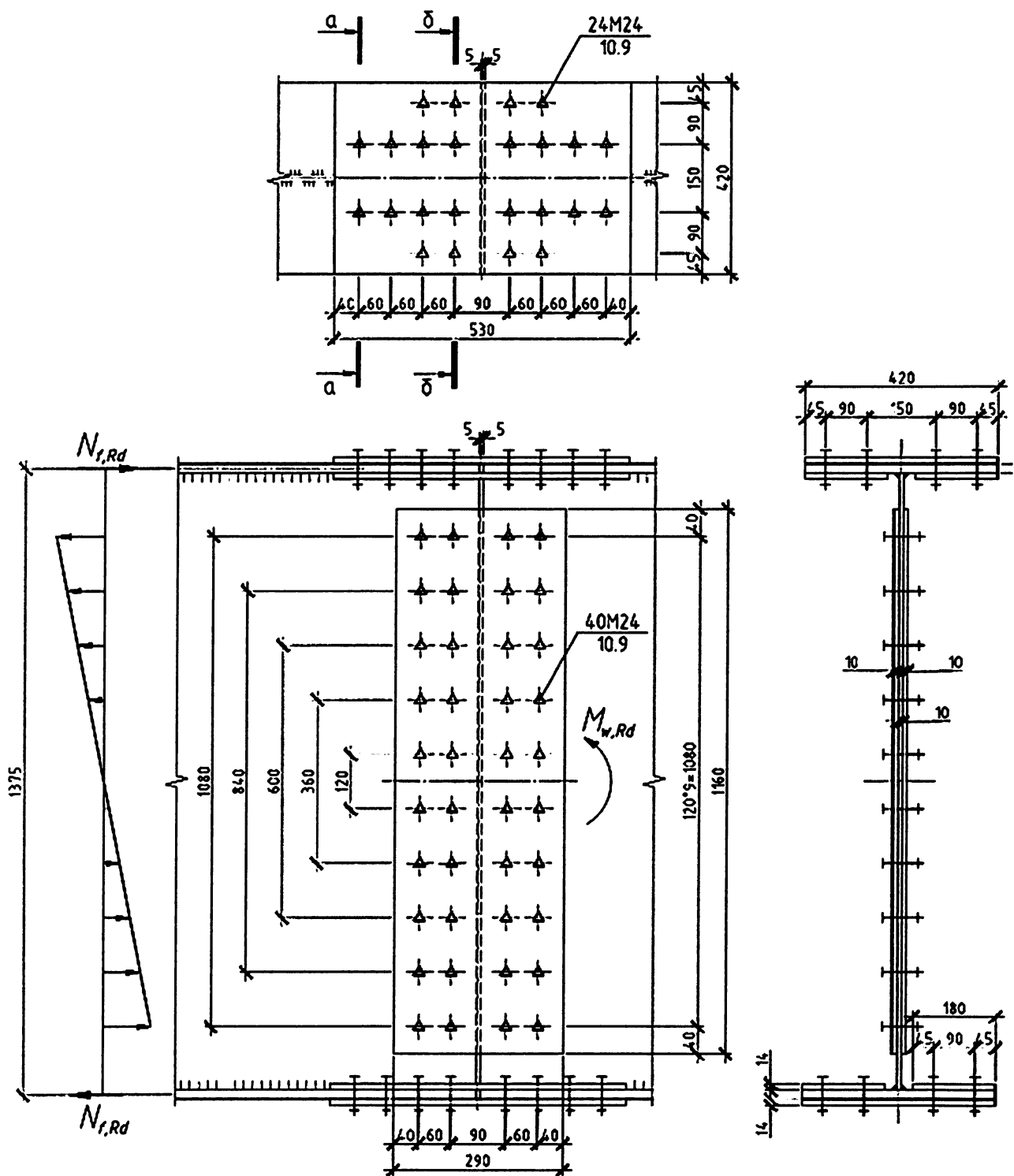


Рисунок 5.5 – Конструкция узла

Для перекрытия стенки балки принимаем по два вертикальных ряда с каждой стороны стыка. Тогда коэффициент стыка α

$$\alpha = \frac{M_{w,Rd}}{m \cdot a_{\max} \cdot F_{s,Rd}} = \frac{663,34 \cdot 100}{2 \cdot 108 \cdot 197,6} = 1,55.$$

По таблице 5.1² принимаем количество рядов болтов по вертикали $k = 10$, $\alpha = 2,04 > 1,55$. Болты расставляем по вертикали с шагом $120 \text{ мм} > p_2 = 2,4 \cdot d_0 = 2,4 \cdot 26 = 62,4 \text{ мм}$, по горизонтали с шагом $60 \text{ мм} > p_1 = 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 26 = 57,2 \text{ мм}$. Максимальное расстояние по вертикали между крайними по высоте рядами болтов $a_{\max} = 9 \cdot 120 = 1080 \text{ мм}$. Проверяем стык стенки по формуле

$$N_{\max} = M_{w,Rd} \cdot \frac{a_{\max}}{m \cdot \sum a_i^2} = 663,34 \cdot \frac{1,08}{2 \cdot 2,376} = 150,76 \text{ кН} < F_{s,Rd} = 197,6 \text{ кН},$$

где $\sum a_i^2 = (0,12)^2 + (0,36)^2 + (0,6)^2 + (0,84)^2 + (1,08)^2 = 2,376 \text{ м}^2$.

Конструкция стыка приведена на рисунке 5.5.

Пример 5.5. Монтажный стык составной балки на фланцах

Запроектировать стык балки на высокопрочных болтах с фланцами в середине пролета (соединение категории Е). Поперечное сечение балки представлено на рисунке 5.6. Балка из стали С345 по ГОСТ 27772-88. Максимальный расчетный изгибающий момент в рассматриваемом сечении $M_{Ed} = 3000 \text{ кНм}$, расчетное значение поперечной силы $V_{Ed} = 0$.

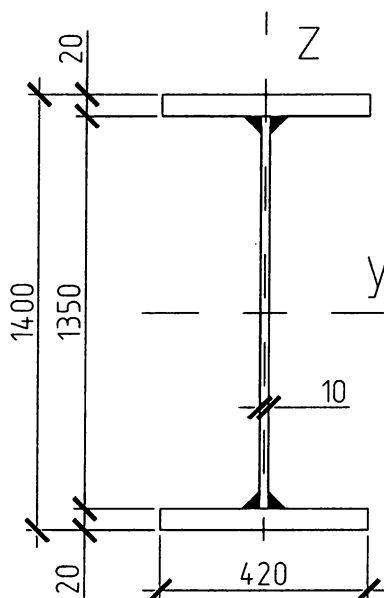


Рисунок 5.6 – Поперечное сечение балки

Принимаем болты М24 класса прочности 10.9. Предельное усилие из условия разрыва болтов при растяжении $F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 100 \cdot 3,52}{1,3} = 243,69 \text{ кН}$,

где $f_{ub} = 1000 \text{ МПа}$ – временное сопротивление болта класса прочности 10.9 (таблица 4.2);

$k_2 = 0,9$ – коэффициент (таблица 4.5);

$A_s = 3,52 \text{ см}^2$ – площадь сечения болта при расчёте на растяжение (таблица 4.3);

$\gamma_{M2} = 1,3$ – частный коэффициент для болтового соединения (таблица 4.1).

Момент инерции пояса балки $I_f = I - I_w = 1009525,3 - 209621 = 799904,3 \text{ см}^4$,

² Таблица 5.1 (таблица 7.9 [5]) – Коэффициент стыка стенок балок α

k	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
α	1.40	1.55	1.71	1.87	2.04	2.20	2.36	2.52	2.69	2.86

где $I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 136^3}{12} = 209621 \text{ см}^4$;

$$I = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 \right) = \frac{1,0 \cdot 136^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{42 \cdot 2^3}{12} + 42 \cdot 2 \cdot \left(\frac{136}{2} + \frac{2}{2} \right)^2 \right) = 1009525,3 \text{ см}^4.$$

Часть изгибающего момента, воспринимаемого поясом балки

$$M_f = \frac{M_{Ed} \cdot I_f}{I} = \frac{3000 \cdot 799904,3}{1009525,3} = 2377,07 \text{ кНм}.$$

Усилие в поясе $N_f = \frac{M_f}{h_w} = \frac{2377,07}{1,36} = 1747,8 \text{ кН}.$

Количество болтов $n = \frac{N_f}{F_{s,Rd}} = \frac{1747,8}{243,69} = 7,17 \text{ шт}.$

Из условия симметричного расположения принимаем количество болтов $n = 8$.

Толщину фланца принимаем конструктивно $t_f = 30 \text{ мм}.$

Находим несущую способность болтов, рассматривая эквивалентные Т-образные элементы для полки и стенки по отдельности.

Разрушение Т-образного элемента возможно по одной из трех схем: 1 – образование линейчатых пластических шарниров в полке и превращение ее в механизм, 2 – образование линейчатых пластических шарниров с одновременным разрывом болтов, 3 – разрыв болтов. Схемы разрушения приведены на рисунке 5.7.

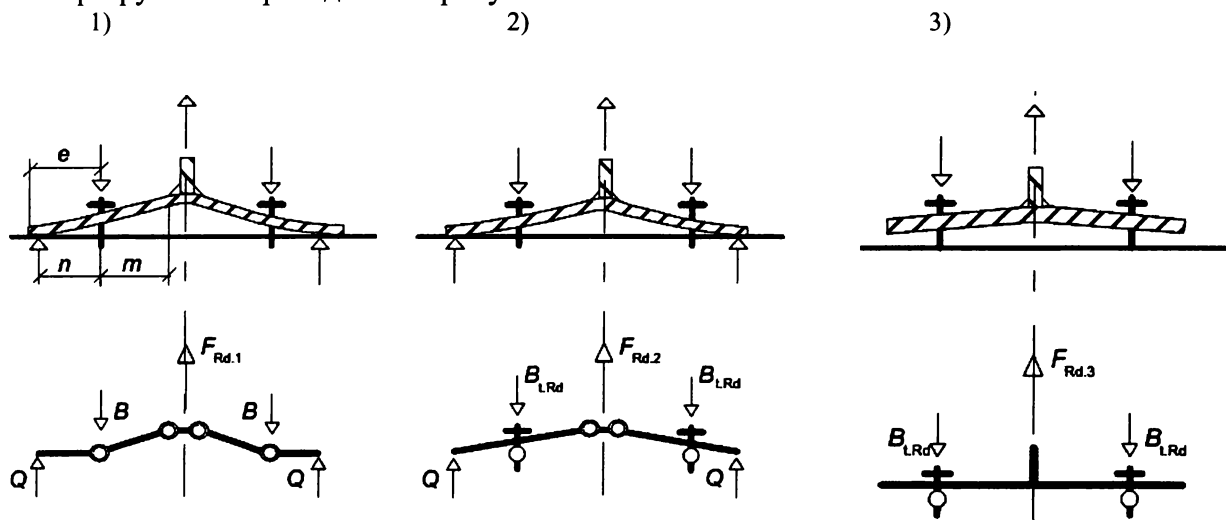


Рисунок 5.7 – Схемы разрушения Т-образного элемента

На рисунке 5.7 схема 1 представлена в виде разрушения полки элемента с образованием четырех пластических шарниров (так называемый «эффект рычага»). Обычно толщину фланцев принимают таким образом, чтобы «эффект рычага» присутствовал. В противном случае пластических шарниров будет два.

Дальнейшие проверки проводим, приняв размещение болтов в соответствии с рисунком 5.8.

Т-образный элемент полки балки

Для данного узла определяем несущую способность для двух нижних рядов болтов. Определяем геометрические размеры:

– для болтов у растянутой полки балки $m_1 = 6 \text{ см} ;$

– с учетом влияния сварных швов

$$m = 6 - 0,5 \cdot t_{wc} - 0,8 \cdot a_c \cdot \sqrt{2} = 6 - 0,8 \cdot 0,7 \cdot \sqrt{2} = 5,2 \text{ см}.$$

Фланец подкреплён ребром снизу для симметрии со стенкой балки.

Длину эквивалентного Т-образного элемента определяем, рассматривая болты в четвертях фланца под растянутой полкой, принимая наименьшее значение:

– рассматривая болты изолированно при очертании линии излома по окружности

$$l_{eff1} = 2\pi \cdot m = 2 \cdot 3,14 \cdot 5,2 = 32,6 \text{ см};$$

– рассматривая болты изолированно при ином очертании линии излома

$$l_{eff} = \alpha \cdot m = 5,2 \cdot 5,2 = 27,04 \text{ см},$$

где α – коэффициент, определяем по рисунку 6.11 [28].

Для этого определяем коэффициенты

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = \frac{5,2}{5,2+4} = 0,565; \quad \lambda_2 = \frac{m_1}{m+e} = \frac{6}{5,2+4} = 0,652.$$

По рисунку 6.11 [28] коэффициент $\alpha = 5,2$. Эффективная длина эквивалентного таврового элемента для нижних болтов

$$l_{eff2} = \alpha \cdot m = 5,2 \cdot 5,2 = 27,04 \text{ см};$$

– рассматривая болты в группе из двух при очертании линии излома по окружности

$$l_{eff3} = \pi \cdot m + p = 3,14 \cdot 5,2 + 7 = 23,32 \text{ см};$$

– рассматривая болты в группе из двух при ином очертании линии излома

$$l_{eff4} = 0,5p + \alpha \cdot m - (2m + 0,625e) = 0,5 \cdot 7 + 5,2 \cdot 5,2 - (2 \cdot 5,2 + 0,625 \cdot 4) = 17,64 \text{ см},$$

где $p = 7 \text{ см}$ – расстояние между болтами у растянутой полки балки (рисунок 5.8).

Принимаем эффективную длину Т-образного элемента $l_{eff} = l_{eff4} = 17,64 \text{ см}$.

Определяем возможность появления «эффекта рычага» при изгибе фланца. Для этого находим зажимную длину болта, равную сумме толщин соединяемых элементов, шайбы и половины толщин головки болта и гайки $L_b = 2,5 + 2,5 + 0,4 + \frac{1,3+1,6}{2} = 6,85 \text{ см}$, а также

$$\text{величину } L_b^* = \frac{8,8 \cdot m^3 \cdot A_s}{l_{eff} \cdot t_f^3} = \frac{8,8 \cdot 5,2^3 \cdot 3,52}{17,64 \cdot 3^3} = 9,14 \text{ см}.$$

Так как $L_b < L_b^*$, то в соответствии с таблицей 6.2 [28] возможно появление эффекта рычага.

Эффективную длину эквивалентного таврового элемента для нижних болтов определяем в соответствии с п. 6.2.6.5 [28].

Момент, соответствующий образованию пластического шарнира в полке,

$$M_{pl,Rd} = \frac{l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{17,64 \cdot 3^2 \cdot 24,5}{4 \cdot 1,025} = 948,7 \text{ кНсм}.$$

Определяем предельные усилия в эквивалентном Т-образном элементе растянутой полки балки для трех схем разрушения, рассматривая с учетом симметрии половину стыка

Схема 1

$$F_{T1,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 948,7}{5,2} = 729,7 \text{ кН}.$$

Схема 2

$$F_{T2,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n_1 \cdot \sum F_{t,Rd}}{m + n_1} = \frac{2 \cdot 948,7 + 4 \cdot 243,69 \cdot 4}{5,2 + 4} = 630,05 \text{ кН}.$$

Здесь под знаком суммы учтено общее количество болтов у растянутого пояса с одной стороны от стенки балки.

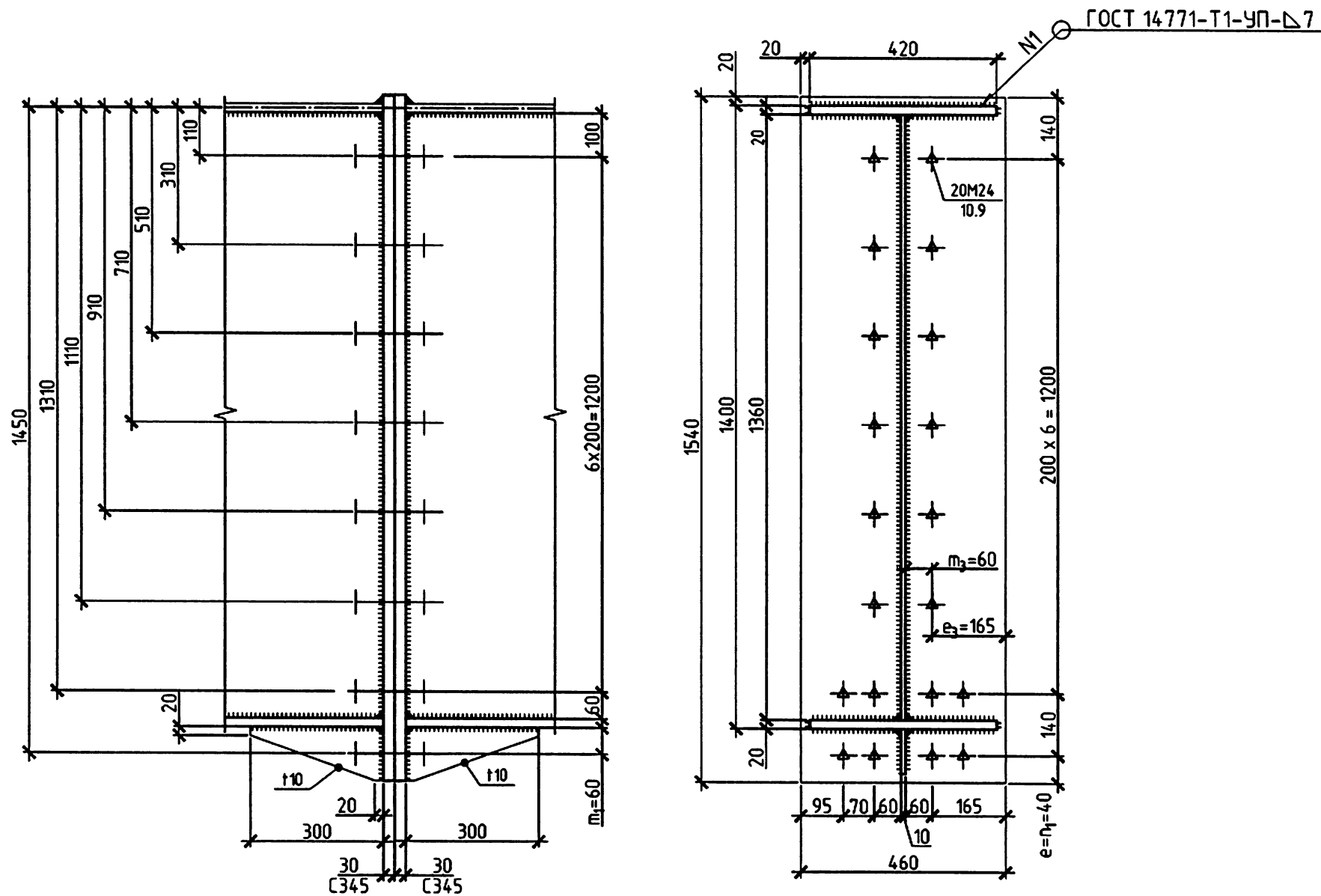


Рисунок 5.8 – Конструктивное решение фланцевого соединения составной балки

Схема 3

$$F_{T3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 4 \cdot 243,69 = 974,76 \text{ кН}.$$

Для дальнейшего расчета для Т-образного элемента растянутой полки принимаем наименьшее значение. Тогда с учетом симметрии

$$F_{T,Rd} = 2 \cdot F_{T1,Rd} = 2 \cdot 630,05 = 1260,1 \text{ кН}.$$

Т-образный элемент стенки балки

Для данного узла определяем несущую способность для двух болтов у стенки балки. Определяем геометрические размеры:

– для болтов у стенки балки $m_3 = 6 \text{ см}$;

– с учетом влияния сварных швов

$$m = 6 - 0,5 \cdot t_{wc} - 0,8 \cdot a_c \cdot \sqrt{2} = 6 - 0,8 \cdot 0,7 \cdot \sqrt{2} = 5,2 \text{ см}.$$

«Эффект рычага», как было проверено ранее, присутствует.

Эффективную длину эквивалентного таврового элемента для болтов определяем в соответствии с п. 6.2.6.5 [28].

Определяем длину эквивалентного Т-образного элемента для каждой горизонтальной пары болтов:

– рассматривая болты изолированно при очертании линии излома по окружности

$$l_{eff1} = 2\pi \cdot m = 2 \cdot 3,14 \cdot 5,2 = 32,6 \text{ см};$$

– рассматривая болты изолированно при ином очертании линии излома

$$l_{eff} = 4 \cdot m + 1,25e_3 = 4 \cdot 5,2 + 1,25 \cdot 16,5 = 41,42 \text{ см};$$

– рассматривая болты в группе из двух пар при очертании линии излома по окружности

$$l_{eff3} = \pi \cdot m + p = 3,14 \cdot 5,2 + 20 = 36,33 \text{ см};$$

– рассматривая болты в группе из двух при ином очертании линии излома

$$l_{eff4} = e_3 + 0,5p = 16,5 + 0,5 \cdot 20 = 26,5 \text{ см},$$

где $p = 20 \text{ см}$ – расстояние между болтами у стенки балки (рисунок 5.8).

Принимаем эффективную длину Т-образного элемента $l_{eff} = l_{eff4} = 26,5 \text{ см}$.

Момент, соответствующий образованию пластического шарнира в полке,

$$M_{pl,Rd} = \frac{l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{m0}} = \frac{26,5 \cdot 3^2 \cdot 24,5}{4 \cdot 1,025} = 1425,2 \text{ кНсм}.$$

Определяем предельные усилия в эквивалентном Т-образном элементе растянутой полки балки для трех схем разрушения, рассматривая с учетом симметрии половину стыка.

Схема 1

$$F_{T1,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 1425,2}{5,2} = 1096,3 \text{ кН}.$$

Схема 2

$$F_{T2,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n_1 \cdot \sum F_{t,Rd}}{m + n_1} = \frac{2 \cdot 1425,2 + 4 \cdot 243,69 \cdot 2}{5,2 + 4} = 521,73 \text{ кН}.$$

Здесь под знаком суммы учтено общее количество болтов у стенки балки в одном горизонтальном ряду.

Схема 3

$$F_{T3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \cdot 243,69 = 487,38 \text{ кН}.$$

Для дальнейшего расчета Т-образного элемента стенки, находящегося снизу, принимаем наименьшее значение. Тогда $F_{T,Rd3} = F_{T3,Rd} = 487,38 \text{ кН}$.

Для остальных Т-образных элементов усилия в них определяем, рассматривая поворот фланца относительно центра сжатой полки балки (рисунок 5.8):

$$\text{для четвертого } F_{T,Rd4} = 487,38 \cdot \frac{91}{110} = 403,2 \text{ кН};$$

$$\text{для пятого } F_{T,Rd5} = 487,38 \cdot \frac{71}{110} = 314,6 \text{ кН};$$

$$\text{для шестого } F_{T,Rd6} = 487,38 \cdot \frac{51}{110} = 226 \text{ кН};$$

$$\text{для седьмого } F_{T,Rd7} = 487,38 \cdot \frac{31}{110} = 137,3 \text{ кН};$$

$$\text{для восьмого } F_{T,Rd8} = 487,38 \cdot \frac{11}{110} = 48,7 \text{ кН}.$$

Предельный расчетный изгибающий момент узла

$$M_{Rd} = 1260,1 \cdot 1,38 + 487,38 \cdot 1,11 + 403,2 \cdot 0,91 + 314,6 \cdot 0,71 + 226 \cdot 0,51 + 137,3 \cdot 0,31 + 48,7 \cdot 0,11 = 3033,4 \text{ кНм}.$$

$$\text{Проверяем условие } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{3000}{3033,4} = 0,989 < 1. \text{ Условие выполнено.}$$

Катет швов, прикрепляющих стенку к фланцу, принимаем 7 мм.

Швы, прикрепляющие полки к фланцам, выполняем стыковыми с полным проваром.

Проверяем несущую способность сварных швов.

$$\text{Усилие, воспринимаемое сварными швами, } N_f = \frac{M_{Ed}}{h} = \frac{3000}{1,54 - 0,75} = 3797,5 \text{ кН}.$$

Расчетное значение сопротивления сварного шва на единицу его длины для стенки:

$$F_{w,Rd1} = f_{vwd} \cdot a \cdot 2 = 19,33 \cdot 1 = 19,33 \text{ кН/см},$$

где $a = k_f \cdot \cos 45^\circ \cdot 2 = 0,7 \cdot 0,707 \cdot 2 = 1 \text{ см}$ – эффективная высота сварного шва для крепления стенки балки к фланцу;

$$f_{vwd} = \frac{f_{uw}}{\beta_w \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} = \frac{37}{0,85 \cdot \sqrt{3} \cdot 1,3} = 19,33 \text{ кН/см}^2,$$

где $\beta_w = 0,85$ – поправочный коэффициент (таблица 3.6).

Расчетное значение сопротивления сварного шва на единицу его длины для полки

$$F_{w,Rd2} = f_{vwd} \cdot a \cdot 2 = 19,33 \cdot 2 = 38,66 \text{ кН/см},$$

где a – эффективная высота стыкового шва, $a = t_f = 20 \text{ мм}$.

Расчетное значение сопротивления сварного шва

$$F_{w,Rd} = F_{w,Rd1} \cdot l_1 + F_{w,Rd2} \cdot l_2 = 19,33 \cdot 458 + 38,66 \cdot 165 = 15232 \text{ кН},$$

где $l_1 = 2 \cdot (1,34 + 0,95) = 4,58 \text{ м} = 458 \text{ см};$

$$l_2 = 0,42 + 6 \cdot 0,205 = 1,65 \text{ м} = 165 \text{ см}.$$

$$\eta_w = \frac{N_f}{F_{w,Rd}} = \frac{3797,5}{15232} = 0,249 < 1.$$

Прочность сварных швов крепления фланцев к балке обеспечена.

Пример 5.6. Равнопрочный стык составной балки на сварке

Законструировать равнопрочный стык составных балок на сварке. Сечение балки приведено на рисунке рисунок 2.11 (см. пример 2.2).

Заводские стыки поясов и стенки составных балок осуществляют соединением листов до сборки их в балку. Основным видом соединения сварных соединений листов является

соединение встык. При таком соединении при полном проваре соединяемых элементов соединения считаются равнопрочными основному металлу и их можно не рассчитывать.

Монтажную сварку принимаем ручную электродугую по ГОСТ 5264.

На монтаже сжатый пояс и стенку соединяем прямым швом встык, а растянутый пояс – косым швом под углом 60° к оси балки, из-за затруднительных способов физического контроля. Такой стык равнопрочен основному сечению балки и может не рассчитываться.

Для уменьшения сварочных напряжений в первую очередь свариваем поперечные стыковые швы стенки (1) и поясов (2 и 3), имеющие наибольшую поперечную усадку. Оставленные незаваренными на заводе участки поясных швов длиной 500 мм дают возможность поясным листам несколько вытянуться при усадке швов.

В последнюю очередь завариваем поясные угловые швы, имеющие небольшую продольную усадку (4 и 5).

Конструктивное решение равнопрочного стыка составной балки на сварке приведено на рисунке 5.9.

5.3 Базы колонн

Пример 5.7. База центрально-сжатой сплошной колонны

Законструировать базу центрально-сжатой колонны по **примеру 2.3** (рисунок 2.15). Расчетная нагрузка на колонну без учета ее собственного веса $N_{Ed} = 2700$ кН.

Расчетная нагрузка на базу колонны с учетом ее собственного веса и узловой нагрузки

$$N_{Ed} = 2700 + g_k \cdot \gamma_f = 2700 + 7,72 \cdot 1,35 = 2710,42 \text{ кН},$$

где $g_k = (h_w \cdot t_w + 2 \cdot b \cdot t_f) \cdot l \cdot \rho_{cm} = (0,36 \cdot 0,01 + 2 \cdot 0,38 \cdot 0,02) \cdot 7,72 \cdot 78,5 = 11,4$ кН.

Расчетное сопротивление смятию под эквивалентным Т-образным элементом определим согласно ТКП EN 1993-1-8 (п. 6.2.5 [28]) и ТКП EN 1992-1-1 (п. 6.7 [28]).

Определяем расчетное значение сопротивления смятию материала под опорной плитой

$$f_{jd} = \beta_j \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{cl}}{A_{c0}}} = \frac{2}{3} \cdot 16,67 \cdot 1,5 = 16,67 \text{ МПа},$$

где β_j – коэффициент, учитывающий материал под опорной плитой, значение которого можно принять равным $2/3$, при условии, что нормативное сопротивление материала стяжки (подливки) не превышает $0,2$ нормативного сопротивления бетона фундамента, а толщина стяжки (подливки) не более $0,2$ наименьшей ширины стальной опорной плиты. В тех случаях, когда толщина стяжки (подливки) более 50 мм, нормативное сопротивление материала стяжки (подливки) следует принимать равным сопротивлению бетона фундамента;

A_{c0} – площадь нагружения; A_{cl} – максимальная расчетная площадь распределения с геометрическим подобием по отношению к A_{c0} . Принимаем $\sqrt{\frac{A_{cl}}{A_{c0}}} = 1,5 < 3$;

$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа}$ – расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии;

γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона, см. п. 2.4.2.4 [25];

α_{cc} – коэффициент, учитывающий влияние длительных эффектов на прочность и неблагоприятных эффектов в результате неблагоприятного способа приложения нагрузки. Рекомендуемое значение равно $1,0$.

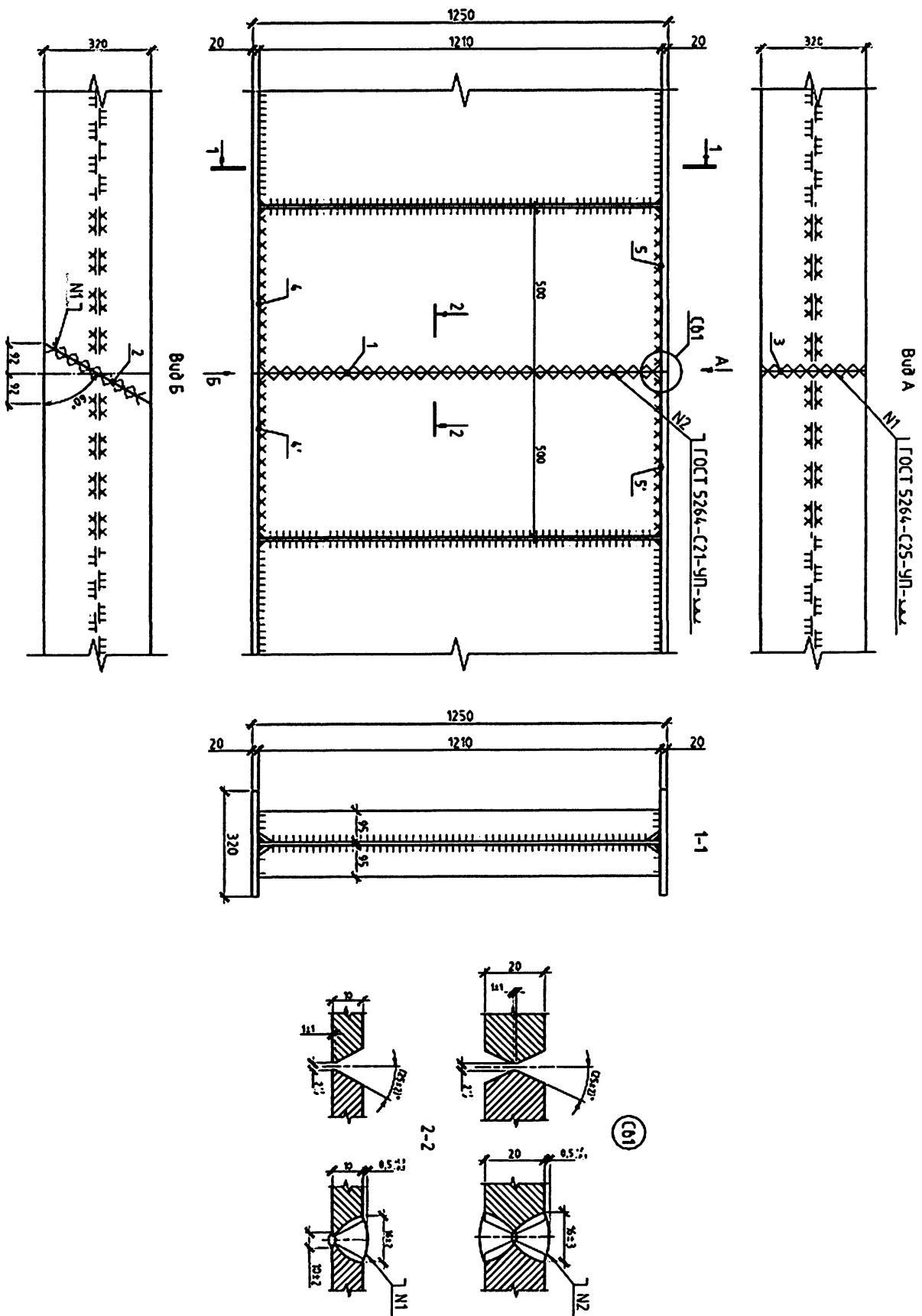


Рисунок 5.9 – Равнопрочный стык составной балки на сварке

Толщину плиты определяем методом итераций. По таблице Б.7 Приложения Б задаемся толщиной плиты $t = 28 \text{ мм} > t_f = 20 \text{ мм}$. Опорную плиту конструируем из стали С255 по ГОСТ 27772-88, $f_y = 235 \text{ МПа}$ (таблица 1.3). Значение ширины свеса полки эквивалентного Т-образного сечения c определяем по п. 6.2.5 [27]

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{m0}}} = 28 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 16,67 \cdot 1,025}} = 59,95 \text{ мм}.$$

Определяем величину эффективной площади, ограниченной штриховой линией (рисунок 5.10)

$$\begin{aligned} A_{eff} &= 2 \cdot (2 \cdot c + t_f) \cdot (b + 2 \cdot c) + (h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot c) \cdot (t_w + 2 \cdot c) = \\ &= 2 \cdot (2 \cdot 5,996 + 2) \cdot (38 + 2 \cdot 5,996) + (30 - 2 \cdot 2,0 - 2 \cdot 5,996) \cdot (1 + 2 \cdot 5,996) = 1580,97 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

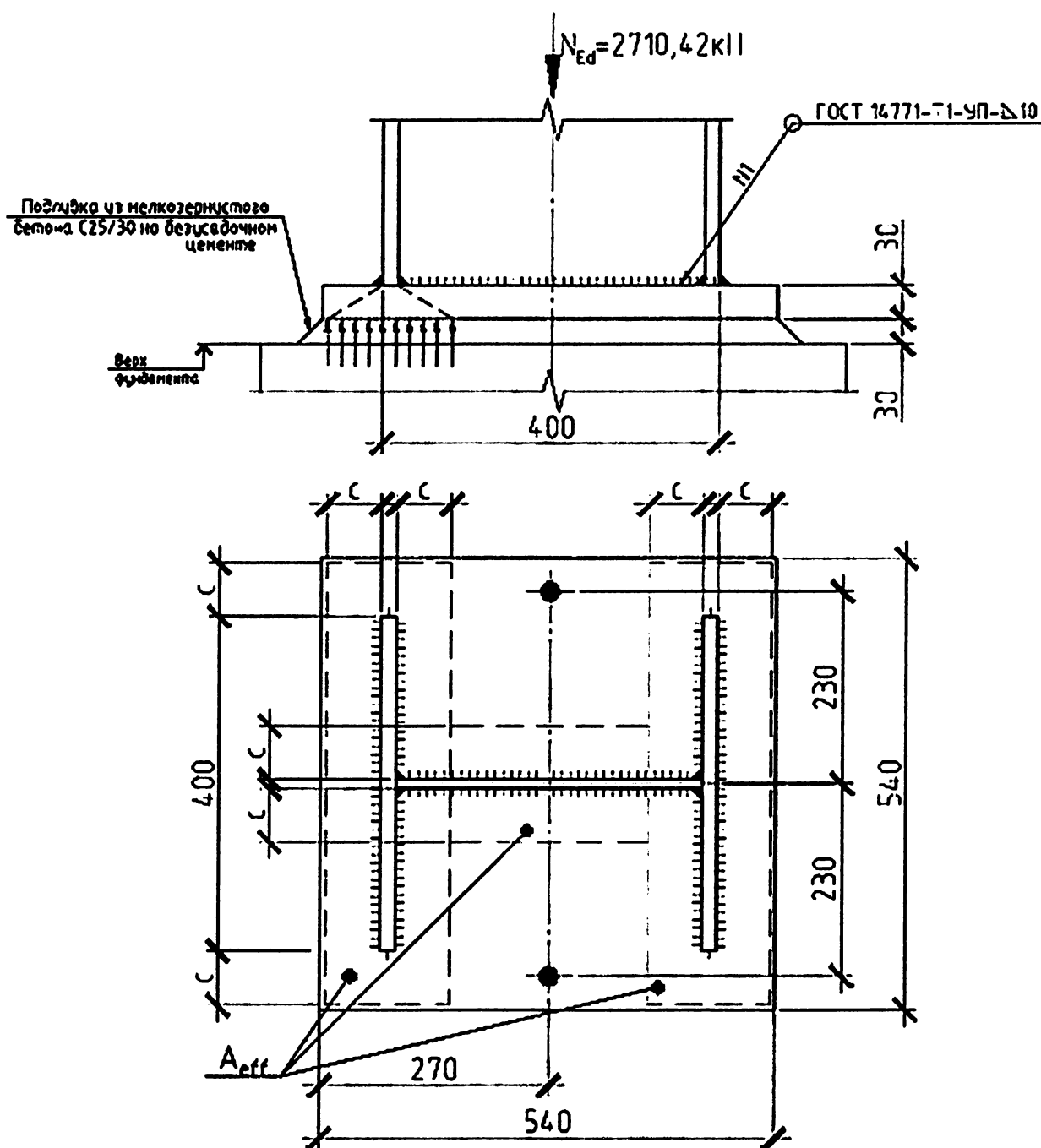


Рисунок 5.10 – К расчету базы центрально-сжатой сплошной колонны

Величина давления под эквивалентным Т-образным элементом

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff}} = \frac{2710,42 \cdot 10}{1580,97} = 17,14 \text{ МПа} > f_{jd} = 16,67 \text{ МПа}.$$

Условие не выполнено, принимаем толщину плиты $t = 30 \text{ мм} > t_f = 20 \text{ мм}$. Тогда

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{m0}}} = 30 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 16,67 \cdot 1,025}} = 64,23 \text{ мм};$$

$$A_{eff} = 2 \cdot (2 \cdot c + t_f) \cdot (b + 2 \cdot c) + (h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot c) \cdot (t_w + 2 \cdot c) = \\ = 2 \cdot (2 \cdot 6,423 + 2) \cdot (38 + 2 \cdot 6,423) + (30 - 2 \cdot 2,0 - 2 \cdot 6,423) \cdot (1 + 2 \cdot 6,423) = 1691,85 \text{ см}^2;$$

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff}} = \frac{2710,42 \cdot 10}{1691,85} = 16,02 \text{ МПа} < f_{jd} = 16,67 \text{ МПа}.$$

Условие выполнено, оставляем принятую толщину плиты.

Размеры плиты назначаем, исходя из размера c . Принимаем плиту с размерами в плане 540x540 мм (рисунок 5.10).

Колонну к плите привариваем дуговой сваркой по ГОСТ 14771-76* в углекислом газе (ГОСТ 8050-85) проволокой СВ-08Г2С (ГОСТ 2246-71*) диаметром 1,4–2,0 мм, угловыми сварными швами катетом 10 мм. Усилие, действующее на 1 см длины шва:

$$F_{w,Ed} = \frac{N_{Ed}}{2b + 4b_{ef} + 2h_w} = \frac{2710,42}{2 \cdot 38 + 4 \cdot (0,5 \cdot 38 - 1) + 2 \cdot 36} = 12,32 \frac{\text{кН}}{\text{см}};$$

$$F_{w,Rd} = \frac{f_u \cdot a}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{m2}} = \frac{370 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0 \cdot 0,707}{\sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot 1,3} = 13,67 \frac{\text{кН}}{\text{см}},$$

где $\beta_w = 0,85$ – поправочный коэффициент для угловых сварных швов (таблица 3.6);

$\gamma_{m2} = 1,3$ – принято по таблице 1.8.

$F_{w,Ed} = 12,32 \text{ кН/см} < F_{w,Rd} = 13,67 \text{ кН/см}$ – условие прочности выполняется.

Анкерные болты воспринимают только монтажные нагрузки, поэтому принимаем М20.

Пример 5.8. База центрально-сжатой сквозной колонны

Законструировать базу сквозной центрально-сжатой сквозной колонны по **примеру 2.4** (рисунок 2.18). Расчетная нагрузка на колонну без учета ее собственного веса $N_{Ed} = 1600 \text{ кН}$.

Расчетная нагрузка на базу колонны с учетом ее собственного веса и узловой нагрузки

$$N_{Ed} = 1600 + g_k \cdot \gamma_f = 1600 + 6,61 \cdot 1,35 = 1608,9 \text{ кН},$$

где $g_k = 2 \cdot q_1 \cdot l = 2 \cdot 38,9 \cdot 10^{-2} \cdot 8,5 = 6,61 \text{ кН}$;

$q_1 = 38,9 \text{ кг/м}$ – масса 1 м. п. двутавра 35Б1 по ГОСТ 26020-83 (таблица Б.5 приложения Б).

Определяем расчетное значение сопротивления смятию материала под опорной плитой

$$f_{jd} = \beta_j \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{cl}}{A_{c0}}} = \frac{2}{3} \cdot 16,67 \cdot 1,5 = 16,67 \text{ МПа},$$

где β_j – коэффициент, учитывающий материал под опорной плитой, значение которого можно принять равным 2/3, при условии, что нормативное сопротивление материала стяжки (подливки) не превышает 0,2 нормативного сопротивления бетона фундамента, а толщина стяжки (подливки) не более 0,2 наименьшей ширины стальной опорной плиты. В тех случаях, когда толщина стяжки (подливки) более 50 мм, нормативное сопротивление материала стяжки (подливки) следует принимать равным сопротивлению бетона фундамента;

A_{c0} – площадь нагружения; A_{cl} – максимальная расчетная площадь распределения с

геометрическим подобием по отношению к A_{c0} . Принимаем $\sqrt{\frac{A_{cl}}{A_{c0}}} = 1,5 < 3$;

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа} - \text{расчетное значение предела прочности бетона при}$$

осевом сжатии;

γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона, см. п 2.4.2.4 [25];

α_{cc} – коэффициент, учитывающий влияние длительных эффектов на прочность и неблагоприятных эффектов в результате неблагоприятного способа приложения нагрузки.

Рекомендуемое значение равно 1,0.

Определение толщины плиты. Толщину диафрагмы принимаем 6 мм. Толщину плиты определяем методом итераций. По таблице Б.7 Приложения Б задаемся толщиной плиты $t = 12 \text{ мм} > t_f = 8,5 \text{ мм}$. Опорную плиту конструируем из стали С245 по ГОСТ 27772-88, $f_y = 245 \text{ МПа}$ (таблица 1.3). Значение ширины свеса полки эквивалентного Т-образного сечения c определяем по п. 6.2.5 [27]

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{m0}}} = 12 \cdot \sqrt{\frac{245}{3 \cdot 16,67 \cdot 1,025}} = 26,24 \text{ мм.}$$

Определяем величину эффективной площади, ограниченной штриховой линией

$$\begin{aligned} A_{eff} &= 4 \cdot (b + 2 \cdot c) \cdot (2 \cdot c + t_f) + (h_0 - t_w - 2 \cdot c) \cdot (2 \cdot c + t_d) + 2 \cdot (h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot c) \cdot (2 \cdot c + t_w) = \\ &= 4 \cdot (15,5 + 2 \cdot 2,624) \cdot (2 \cdot 2,624 + 0,85) + (31 - 0,62 - 2 \cdot 2,624) \cdot (2 \cdot 2,624 + 0,6) + \\ &+ 2 \cdot (34,6 - 2 \cdot 0,85 - 2 \cdot 2,624) \cdot (2 \cdot 2,624 + 0,62) = 1124,6 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Величина давления под эквивалентным Т-образным элементом

$$\sigma_f = \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} = \frac{1608,9 \cdot 10}{1124,6} = 14,31 \text{ МПа} < f_{jd} = 16,67 \text{ МПа.}$$

Условие выполнено, оставляем принятую толщину плиты.

Размеры плиты назначаем, исходя из размера c . Принимаем плиту с размерами в плане 530х400 мм (рисунок 5.11).

Колонну к плите привариваем дуговой сваркой по ГОСТ 14771-76* в углекислом газе (ГОСТ 8050-85) проволокой СВ-08Г2С (ГОСТ 2246-71*) диаметром 1,4–2,0 мм, угловыми сварными швами катетом 6 мм. Усилие, действующее на 1 см длины шва:

$$\begin{aligned} F_{w,Ed} &= \frac{N_{Ed}}{4 \cdot [b + (b - t_w)] + 4 \cdot (h - 2 \cdot t_f) + 2 \cdot (h_0 - t_w)} = \\ &= \frac{1608,9}{4 \cdot [15,5 + (15,5 - 0,62)] + 4 \cdot (34,6 - 2 \cdot 0,85) + 2 \cdot (31 - 0,62)} = 5,13 \frac{\text{кН}}{\text{см}}; \end{aligned}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{f_u \cdot a}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{m2}} = \frac{370 \cdot 10^{-1} \cdot 0,6 \cdot 0,707}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,3} = 8,72 \frac{\text{кН}}{\text{см}},$$

где $\beta_w = 0,85$ – поправочный коэффициент для угловых сварных швов (таблица 3.6);

$\gamma_{m2} = 1,3$ – принято по таблице 1.8.

$$F_{w,Ed} = 5,13 \frac{\text{кН}}{\text{см}} < F_{w,Rd} = 8,72 \frac{\text{кН}}{\text{см}}, \text{ условие прочности выполняется.}$$

Расчёт диафрагмы. Схема для расчета диафрагмы принимается из условия защемления диафрагмы в стенке колонны. Ширина грузовой площади, с которой собирается реактивное давление фундамента σ_f на диафрагму (рисунок 5.12)

$$d_d = \frac{h}{2} = \frac{34,6}{2} = 17,3 \text{ см.}$$

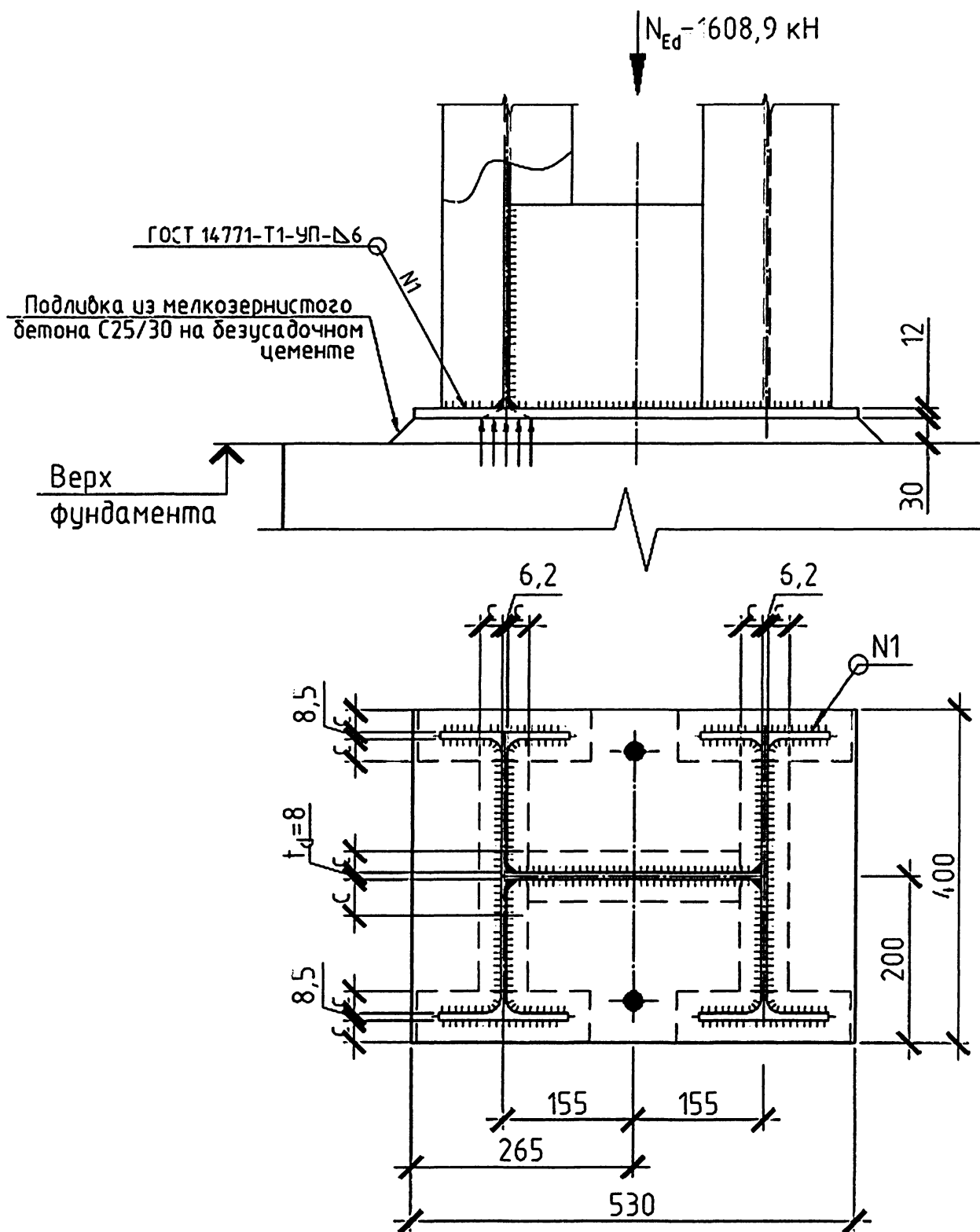


Рисунок 5.11 – К расчету базы центрально-сжатой сквозной колонны

Интенсивность погонной нагрузки на диафрагму

$$q_d = \sigma_f \cdot d_d = 14,31 \cdot 10^{-1} \cdot 17,3 = 24,76 \text{ кН / см.}$$

Расчетная длина сварного шва, прикрепляющего диафрагму к опорной плите,

$$l_d = h_0 - t_w = 31 - 0,62 = 30,38 \text{ см.}$$

$$M_d = \frac{q_d \cdot l_d^2}{12} = \frac{24,76 \cdot 30,38^2}{12} = 1904,3 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

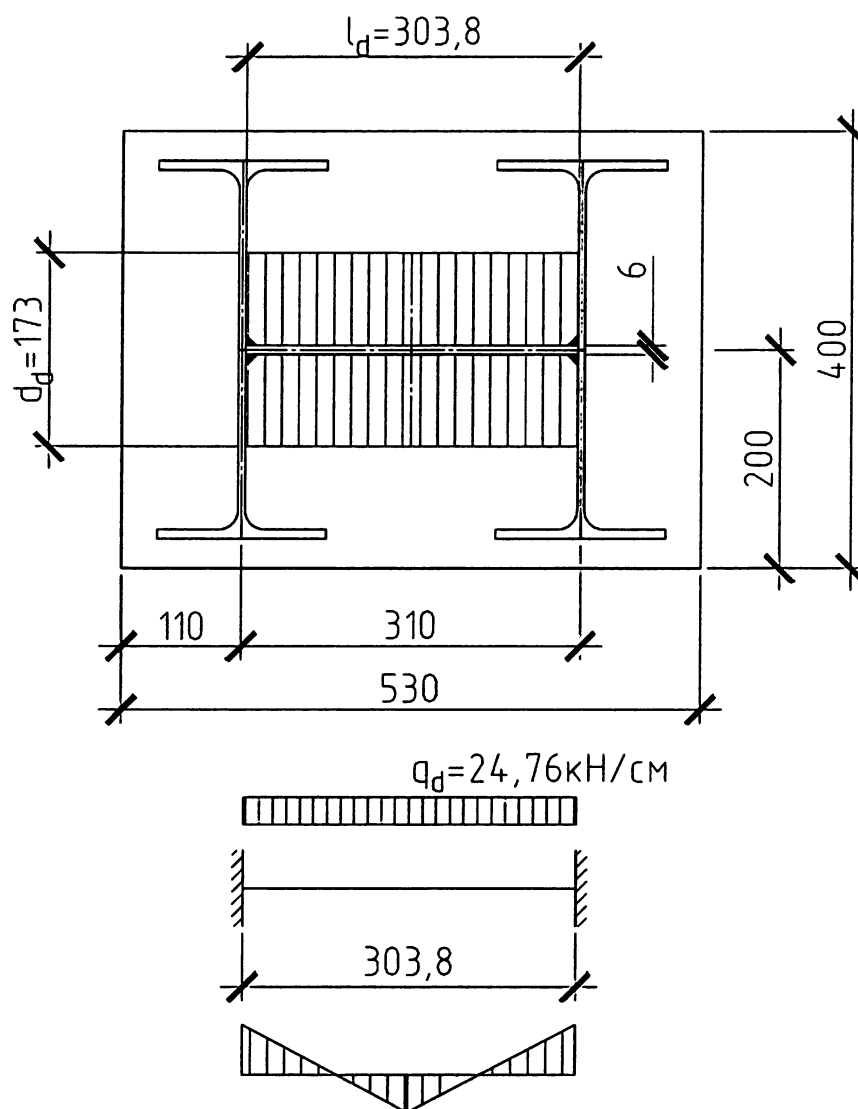


Рисунок 5.12 – К расчету диафрагмы

$$V_d = \frac{q_d \cdot l_d}{2} = \frac{24,76 \cdot 30,38}{2} = 376,1 \text{ кН}.$$

Катет шва принимаем $k_f = 8$ мм. Высоту диафрагмы принимаем предварительно 30 см. Тогда расчетная длина сварного шва, прикрепляющего диафрагму,

$$l_{eff} = 30 - 2a = 30 - 2 \cdot 0,8 \cdot 0,707 = 28,87 \text{ см}.$$

$$W_w = 2 \cdot \frac{a \cdot l_{eff}^2}{6} = 2 \cdot \frac{0,8 \cdot 0,707 \cdot 28,87^2}{6} = 157,14 \text{ см}^3;$$

$$A_w = 2 \cdot a \cdot l_{eff} = 2 \cdot 0,8 \cdot 0,707 \cdot 28,87 = 32,66 \text{ см}^2;$$

$$\tau_M = \frac{M_d}{W_w} = \frac{1904,3}{157,14} = 12,12 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{24,5}{1,025} = 23,9 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\tau_V = \frac{V_d}{A_w} = \frac{376,1}{32,66} = 11,52 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Расчетное сопротивление сдвигу сварного шва

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{370 \cdot 10^{-1}}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,3} = 20,54 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2},$$

где $\beta_w = 0,8$ – поправочный коэффициент для угловых сварных швов для стали С245 (таблица 3.6); $\gamma_{M2} = 1,3$ – принято по таблице 1.8.

$$\sqrt{\tau_M^2 + \tau_V^2} = \sqrt{12,12^2 + 11,52^2} = 16,72 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < f_{vw,d} = 20,54 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Анкерные болты воспринимают только монтажные нагрузки, поэтому принимаем М20.

Пример 5.9. База внецентренно-сжатой сквозной колонны

Законструировать базу внецентренно-сжатой сплошной колонны по **примеру 2.5**. Плита базы из стали С255 по ГОСТ 27772-88. Расчетная схема и сечение колонны представлены на рисунке 2.20. Расчетные усилия в уровне базы колонны представлены в таблице 5.2. Сопряжение колонны с фундаментом – жесткое. Материал фундамента – бетон класса С²⁵/30.

Таблица 5.2 – Расчетные усилия в уровне базы колоны

№ комбинации	Сечение	N_{Ed} , кН	M_{Ed} , кНм	V_{Ed} , кН
1	В защемлении	153,95	43,32	14,31
2	(сечение 1-1, рисунок 2.20а)	107,07	62,02	21,83

Определяем расчетное значение сопротивления смятию материала под опорной плитой

$$f_{jd} = \beta_j \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{cl}}{A_{c0}}} = \frac{2}{3} \cdot 16,67 \cdot 1,5 = 16,67 \text{ МПа},$$

где β_j – коэффициент, учитывающий материал под опорной плитой, значение которого можно принять равным 2/3, при условии, что нормативное сопротивление материала стяжки (подливки) не превышает 0,2 нормативного сопротивления бетона фундамента, а толщина стяжки (подливки) не более 0,2 наименьшей ширины стальной опорной плиты. В тех случаях, когда толщина стяжки (подливки) более 50 мм, нормативное сопротивление материала стяжки (подливки) следует принимать равным сопротивлению бетона фундамента;

A_{c0} – площадь нагружения; A_{cl} – максимальная расчетная площадь распределения с геометрическим подобием по отношению к A_{c0} . Принимаем $\sqrt{\frac{A_{cl}}{A_{c0}}} = 1,5 < 3$;

$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа}$ – расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии;

γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона, см. п 2.4.2.4 [25];

α_{cc} – коэффициент, учитывающий влияние длительных эффектов на прочность и неблагоприятных эффектов в результате неблагоприятного способа приложения нагрузки. Рекомендуемое значение равно 1,0.

Определение толщины плиты. Из условия плиты свариваемости с полкой колонны по таблице Б.7 Приложения Б задаемся толщиной плиты $t = 30 \text{ мм} > t_f = 10 \text{ мм}$. Опорную плиту конструируем из стали С255 по ГОСТ 27772-88, $f_y = 235 \text{ МПа}$ (таблица 1.3). Значение ширины свеса полки эквивалентного Т-образного сечения c определяем по формуле

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} = 30 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 16,67 \cdot 1,025}} = 64,24 \text{ мм}.$$

Ширина и длина эффективной площади, ограниченной штриховой линией

$$b_{eff} = 2 \cdot (2c + t_f) = 2 \cdot (2 \cdot 64,24 + 10) = 138,48 \text{ мм};$$

$$l_{eff} = (2c + b_f) = (2 \cdot 64,24 + 155) = 283,48 \text{ мм}.$$

Ширину плиты базы принимаем равной $B = 340 \text{ мм} > l_{eff} = 283,48 \text{ мм}$. Длину плиты принимаем из условия размещения анкерных болтов равной $L = 586 \text{ мм}$.

Схема базы колонны показана на рисунке 5.13.

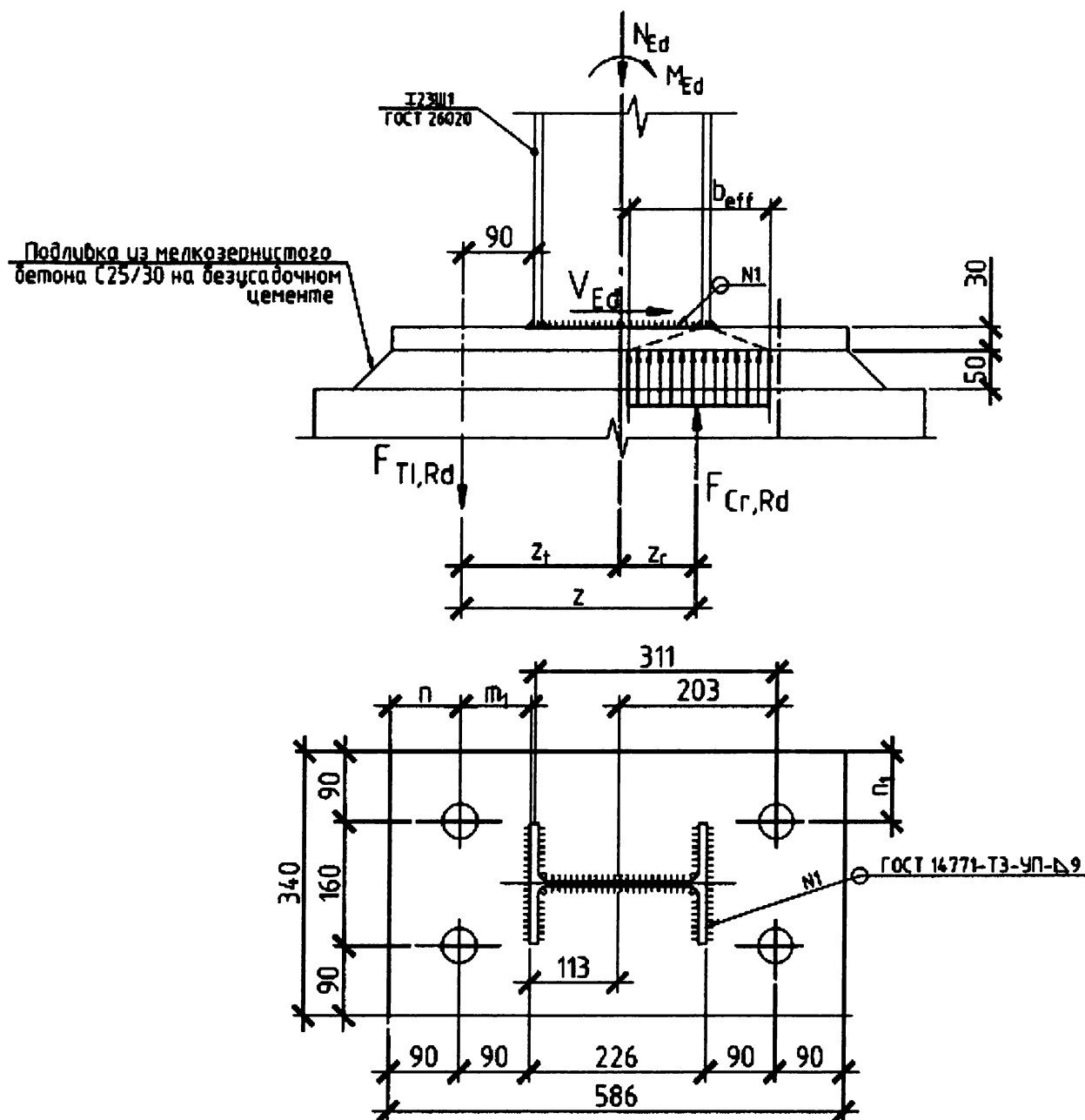


Рисунок 5.13 – Схема базы внецентренно-сжатой колонны

Расчет анкерных болтов. Принимаем по два анкерных болта по ГОСТ 24379.1-2012 из стали класса ВСт3пс2 с каждой стороны колонны симметрично. В соответствии с таблицей 4.12 расчетное сопротивление анкерных болтов $f_{ba} = 145 \text{ МПа}$. При статических нагрузках коэффициент $k_0 = 1,05$ (примечание 2 к таблице 4.12, п. 3.9 [17]).

Определяем плечи внутренних сил (рисунок 5.13).

$$z_c = h / 2 - t_f / 2 = 226 / 2 - 10 / 2 = 108 \text{ мм};$$

$$z_t = h / 2 + m_1 = 226 / 2 + 90 = 203 \text{ мм};$$

$$z = z_c + z_t = 108 + 203 = 311 \text{ мм}.$$

Определяем эксцентриситеты приложения сил для каждой комбинации усилий:

1-я комбинация

$$e = M_{Ed} / N_{Ed} = 43,32 \cdot 10^3 / 153,95 = 281,4 \text{ мм} > z_c = 108 \text{ мм};$$

2-я комбинация

$$e = M_{Ed} / N_{Ed} = 62,02 \cdot 10^3 / 107,07 = 579,2 \text{ мм} > z_c = 108 \text{ мм}.$$

Во всех случаях происходит отрыв плиты. В этом случае наиболее невыгодной будет комбинация с большим эксцентриситетом, то есть вторая. Её принимаем для дальнейших расчетов. Определяем усилие растяжения в анкерных болтах

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_c}{z} = \frac{62,02 \cdot 10^3 - 107,07 \cdot 108}{311} = 162,24 \text{ кН}.$$

Требуемая площадь сечения анкерных болтов при двух болтах с каждой стороны базы

$$A_{s,lr} = \frac{F_{t,Ed} \cdot k_0}{2 \cdot f_{ba}} = \frac{162,24 \cdot 10 \cdot 1,05}{2 \cdot 145} = 5,87 \text{ см}^2.$$

По таблице 4.12 принимаем анкерные болты М36 с $A_s = 8,16 \text{ см}^2$.

Определяем возможность эффекта «рычага» в растянутой стороне базы. Для этого определяем длину условной анкеровки болтов, которая равна восьми диаметрам болта плюс сумма величин: толщина подливки под плитой, толщина плиты базы, толщина анкерной плитки, толщина гайки.

$$L_b = 8 \cdot 36 + 50 + 30 + 10 + 15 = 393 \text{ мм}.$$

По таблице 3.3 наиболее толстому элементу принимаем катет швов, приваривающих колонну к опорной плите $k_f = 9 \text{ мм}$. Тогда эффективная толщина сварных швов a и размер m :

$$a = k_f \cdot \cos 45^\circ = 9 \cdot 0,707 = 6,36 \text{ мм};$$

$$m = m_1 - 0,8 \cdot a \cdot \sqrt{2} = 90 - 0,8 \cdot 6,36 \cdot \sqrt{2} = 82,87 \text{ мм}.$$

Определяем эффективную длину Т-образного элемента

$$l_{eff,l} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5B = 0,5 \cdot 340 = 170 \\ 2\pi m = 2 \cdot \pi \cdot 82,87 = 520,7 \\ 4m + 1,25n = 4 \cdot 82,87 + 1,25 \cdot 90 = 444 \\ 2m + 0,625n + 0,5 \cdot p = 2 \cdot 82,87 + 0,625 \cdot 90 + 0,5 \cdot 160 = 299,5 \\ 2m + 0,625n + n_1 = 2 \cdot 82,87 + 0,625 \cdot 90 + 90 = 312 \end{array} \right\} = 170 \text{ мм}.$$

Отметим, что для такой конструкции базы совершенно очевидным является разрушение плиты по линейчатым пластическим шарнирам, параллельным полке колонны, что соответствует самой верхней формуле.

Критическая длина анкеровки равна

$$L_b^* = \frac{8,8 \cdot m^3 \cdot A_s \cdot n_b}{l_{eff,l} \cdot t^3} = \frac{8,8 \cdot 82,87^3 \cdot 8,16 \cdot 10^2 \cdot 1}{170 \cdot 30^3} = 890 \text{ мм}.$$

Так как $L_b = 393 \text{ мм} < L_b^* = 890 \text{ мм}$, то эффект рычага возникает.

Определяем предельную растягивающую силу с левой стороны в соответствии таблицей 6.2 ТКП EN 1993-1-8 [28] с учетом того, что анкерные болты расположены с одной стороны Т-образного элемента.

Определяем предельный момент в сечении полки Т-образного элемента при возникновении в ней пластического шарнира

$$M_{pl,l,Rd} = \frac{\sum l_{eff,l} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{MO}} = \frac{0,170 \cdot 0,03^2 \cdot 235 \cdot 10^3}{4 \cdot 1,025} = 8,77 \text{ кНм}.$$

Предельная растягивающая сила в анкерных болтах при образовании двух линейчатых пластических шарниров (учтен эффект рычага), что соответствует случаю 1 (т. 6.2 [28])

$$F_{T,l,Rd} = 2 \cdot \frac{4 \cdot M_{pl,l,Rd}}{m} = 2 \cdot \frac{4 \cdot 8,77 \cdot 10^3}{82,87} = 846,6 \text{ кН}.$$

Предельная растягивающая сила в анкерных болтах при образовании одного линейчатого пластического шарнира и разрыве анкерных болтов (учтен эффект рычага), что соответствует **случаю 2** (т. 6.2 [28])

$$F_{T,2,Rd} = 2 \cdot \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rd} + n \cdot F_{T,3,Rd}}{m + n} = 2 \cdot \frac{2 \cdot 8,77 \cdot 10^3 + 90 \cdot 225,37}{82,87 + 90} = 437,6 \text{ кН}.$$

Предельная растягивающая сила в анкерных болтах при их разрыве, что соответствует **случаю 3** (т. 6.2 [28]),

$$F_{T,3,Rd} = 2 \cdot \frac{f_{ba} \cdot A_s}{k_0} = 2 \cdot \frac{145 \cdot 8,16 \cdot 10^{-1}}{1,05} = 225,37 \text{ кН}.$$

Расчетное предельное значение усилия в анкерных болтах с растянутой стороны базы равно минимальному значению силы по трем случаям разрушения, т. е.

$$F_{T,Rd} = F_{T,3,Rd} = 225,37 \text{ кН}.$$

Проверка прочности базы. Площадь сжатой зоны бетона при предельном усилии в анкерных болтах определяется из условия равновесия проекций всех сил на вертикальную ось

$$A_c = \frac{N_{Ed} + F_{T,Rd}}{f_{jd}} = \frac{107,07 + 225,37}{16,67 \cdot 10^{-1}} = 199,46 \text{ см}^2.$$

Тогда ширина сжатой зоны при ее длине l_{eff} равна

$$b_c = \frac{A_c}{l_{eff}} = \frac{199,46 \cdot 10^2}{283,48} = 70,36 \text{ мм} < b_{eff} = 138,48 \text{ мм}.$$

Следовательно, сжатая зона лежит в пределах ширины Т-образного элемента полки колонны и плечо z_c не следует корректировать.

Предельный изгибающий момент при разрушении по растянутой зоне в предположении, что сила и момент растут синхронно с сохранением эксцентриситета e , может быть определен из уравнения равновесия моментов относительно центра тяжести сжатой зоны

$M_{Rd} = F_{T,Rd} \cdot z + N_{Rd} \cdot z_c = F_{T,Rd} \cdot z + M_{Rd} \cdot \frac{z_c}{e}$. Тогда выражение для предельного изгибающего момента

$$M_{Rd} = \frac{F_{T,Rd} \cdot z}{1 - \frac{z_c}{e}} = \frac{225,37 \cdot 0,311}{1 - \frac{0,108}{0,579}} = 86,15 \text{ кНм} > M_{Ed} = 62,02 \text{ кНм}.$$

Предельный момент при разрушении по сжатой зоне определится аналогично, из условия равновесия относительно анкерных болтов

$$M_{Rd} = F_{c,Rd} \cdot z + N_{Rd} \cdot z_t = F_{c,Rd} \cdot z + M_{Rd} \cdot \frac{z_t}{e},$$

где $F_{c,Rd} = l_{eff} \cdot b_{eff} \cdot f_{jd} = 283,5 \cdot 138,5 \cdot 16,67 \cdot 10^{-3} = 654,3 \text{ кН}$.

Тогда

$$M_{Rd} = \frac{F_{c,Rd} \cdot z}{1 - \frac{z_t}{e}} = \frac{654,3 \cdot 0,311}{1 - \frac{0,203}{0,579}} = 313,3 \text{ кНм} > M_{Ed} = 62,02 \text{ кНм}.$$

Таким образом, несущая способность базы обеспечена.

Проверка жесткости базы. Базы колонн одноэтажных промышленных зданий можно классифицировать как жесткие, если удовлетворяется следующее условие

$$s_{jini} \geq 30 \cdot E \cdot I_c / L_c = \frac{30 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \cdot 4260 \cdot 10^{-8}}{5,5} = 48796 \text{ кНм},$$

где $I_c = 4260 \text{ см}^4$ – момент инерции поперечного сечения колонны относительно оси у-у (см. таблицу 2.43);

$L_c = 5,5 \text{ м}$ – высота колонны.

Вращательную жёсткость S_j базы колонны, подверженной совместному действию осевой силы и изгибающего момента, определяем по формуле:

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z^2}{1/k_T + 1/k_C} \cdot \frac{e}{e - e_k},$$

где $e_k = \frac{z_c \cdot k_C - z_c \cdot k_T}{k_T + k_C}$.

Определяем коэффициенты жесткости, для этого используем значения из таблицы 6.11 [28]

$$k_C = k_{13} = \frac{E_c \cdot \sqrt{b_{eff1} \cdot l_{eff1}}}{1,275 \cdot E} = \frac{31 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{85 \cdot 10^{-3} \cdot 230 \cdot 10^{-3}}}{1,275 \cdot 2,1 \cdot 10^5} = 16,18 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 16,18 \text{ мм},$$

где при определении размеров сжатой зоны принимается значение

$$c = 1,25 \cdot t = 1,25 \cdot 30 = 37,5 \text{ мм};$$

$$b_{eff1} = 2 \cdot (2 \cdot c + t_f) = 2 \cdot (2 \cdot 37,5 + 10) = 85 \text{ мм};$$

$$l_{eff} = (2 \cdot c + b_f) = (2 \cdot 37,5 + 226) = 230 \text{ мм}.$$

С учетом того, что анкерные болты расположены с одной стороны Т-образного элемента, определяем коэффициенты жесткости для растянутой зоны с учетом «эффекта рычага»

$$k_{15} = \frac{0,85 \cdot l_{eff,1} \cdot t^3}{2 \cdot m^3} = \frac{0,85 \cdot 0,170 \cdot 0,03^3}{2 \cdot 0,08287^3} = 3,427 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 3,427 \text{ мм};$$

$$k_{16} = \frac{1,6 \cdot A_s}{2 \cdot L_b} = \frac{1,6 \cdot 8,16 \cdot 10^2}{2 \cdot 393} = 1,66 \text{ мм}.$$

Тогда при двух анкерных болтах

$$k_T = \frac{1}{\frac{1}{2k_{15}} + \frac{1}{2k_{16}}} = \frac{1}{\frac{1}{2 \cdot 3,437} + \frac{1}{2 \cdot 1,661}} = 2,238 \text{ мм};$$

$$e_k = \frac{108 \cdot 16,188 - 203 \cdot 2,238}{16,188 + 2,238} = 70,232 \text{ мм}.$$

Начальная жесткость базы колонны

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z^2}{1/k_T + 1/k_C} \cdot \frac{e}{e - e_k} = \frac{2,1 \cdot 10^8 \cdot 0,311^2}{\frac{1}{2,238 \cdot 10^{-3}} + \frac{1}{16,188 \cdot 10^{-3}}} \cdot \frac{579,25}{579,25 - 70,232} = 45440 \text{ кНм}.$$

Так как $S_{j,ini} = 45440 \text{ кНм} < 30EI_c / L_c = 48796 \text{ кНм}$, то узел относится к полужестким, что недопустимо для баз колонн в смещаемых рамах. Для увеличения жесткости базы рационально увеличить наименьший коэффициент жесткости – для анкерных болтов. Для этого принимаем анкерные болты М42 с $A_s = 11,2 \text{ см}^2$.

Тогда $L_b = 8 \cdot 42 + 50 + 30 + 10 + 15 = 441 \text{ мм}$.

$$k_{16} = \frac{1,6 \cdot A_s}{2 \cdot L_b} = \frac{1,6 \cdot 11,2 \cdot 10^2}{2 \cdot 441} = 2,032 \text{ мм};$$

$$k_T = \frac{1}{\frac{1}{2 \cdot k_{15}} + \frac{1}{2 \cdot k_{16}}} = \frac{1}{\frac{1}{2 \cdot 3,437} + \frac{1}{2 \cdot 2,032}} = 2,551 \text{ мм};$$

$$e_k = \frac{108 \cdot 16,188 - 203 \cdot 2,551}{16,188 + 2,551} = 65,66 \text{ мм};$$

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z^2}{1/k_T + 1/k_C} \cdot \frac{e}{e - e_k} = \frac{2,1 \cdot 10^8 \cdot 0,311^2}{\frac{1}{2,551 \cdot 10^{-3}} + \frac{1}{16,188 \cdot 10^{-3}}} \cdot \frac{579,25}{579,25 - 65,66} = 50487 \text{ кНм}.$$

Так как $S_{j,ini} = 50487 \text{ кНм} > 30EI_c / L_c = 48796 \text{ кНм}$, то узел относится к жестким.

Проверка базы на восприятие сдвигающей силы. Так как дополнительных сдвиговых анкеров не устанавливаем, то перерезывающая сила узла будет восприниматься только силами трения и анкерными болтами (п.6.2.2 ТКП EN 1993-1-8).

Расчетная несущая способность на сдвиг поверхности трения между опорной плитой и стяжкой определится: $F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed} = 0,2 \cdot 107,07 = 21,41 \text{ кН}$.

Расчетная несущая способность фундаментного болта базы колонны

$$F_{1,vb,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 360 \cdot 8,16 \cdot 10^{-1}}{1,25} = 141 \text{ кН};$$

$$F_{2,vb,Rd} = \frac{\alpha_b f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,37 \cdot 360 \cdot 8,16 \cdot 10^{-1}}{1,25} = 86,9 \text{ кН},$$

где $\alpha_b = 0,44 - 0,0003 \cdot f_{yb} = 0,44 - 0,0003 \cdot 235 = 0,37$.

Расчетная несущая способность базы колонны на сдвиг без учета растянутых болтов

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + 2 \cdot F_{2,vb,Rd} = 21,41 + 2 \cdot 86,9 = 195,21 \text{ кН}.$$

$V_{Ed} = 21,83 \text{ кН} < F_{v,Rd} = 195,21 \text{ кН}$ – несущая способность базы на сдвиг обеспечена.

Проверка швов, прикрепляющих колонну к плите. При принятом катете угловых сварных швов $k_f = 9 \text{ мм}$ и эффективной толщине $a = 6,3 \text{ мм}$ вычисляем характеристики сечения сварных швов (рисунок 5.13).

$$A_w = 2 \cdot b \cdot a + 4 \cdot \frac{(b-t)}{2} \cdot a + 2 \cdot h_w \cdot a =$$

$$= 2 \cdot 155 \cdot 6,3 + 4 \cdot \frac{155-7}{2} \cdot 6,3 + 2 \cdot 206 \cdot 6,3 = 6413 \text{ мм}^2 = 64,13 \text{ см}^2.$$

$$I_w = 2 \cdot b \cdot a \cdot \left(\frac{h+a}{2} \right)^2 + 4 \cdot \frac{b-t}{2} \cdot a \cdot \left(\frac{h_w+a}{2} \right)^2 + 2 \cdot \frac{a \cdot h_w^3}{12} = 2 \cdot 155 \cdot 6,3 \cdot \left(\frac{226+6,3}{2} \right)^2 +$$

$$+ 4 \cdot \frac{155-7}{2} \cdot \left(\frac{206+6,3}{2} \right)^2 + 2 \cdot \frac{6,3 \cdot 206^3}{12} = 38861758 \text{ мм}^4 = 3886,18 \text{ см}^4;$$

$$W_w = \frac{I_w \cdot 2}{h+a} = \frac{3886,18 \cdot 2}{(226+6,3) \cdot 10^{-1}} = 334,58 \text{ см}^3.$$

Определяем напряжения в швах:

$$\tau_M = \frac{M_{Ed}}{W_w} = \frac{62,02 \cdot 10^3}{334,58} = 185,4 \text{ МПа}; \quad \tau_N = \frac{N_{Ed}}{A_w} = \frac{107,07 \cdot 10}{64,13} = 16,7 \text{ МПа};$$

$$\tau_V = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{21,83 \cdot 10}{64,13} = 3,4 \text{ МПа}.$$

Проверка прочности швов

$$\sqrt{(\tau_M + \tau_N)^2 + \tau_V^2} = \sqrt{(185,4 + 16,7)^2 + 3,4^2} = 202,13 \text{ МПа} <$$

$$< \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{370 / \sqrt{3}}{0,8 \cdot 1,3} = 205,4 \text{ МПа}.$$

Прочность сварных швов обеспечена.

5.4 Оголовки колонн

Пример 5.10. Оголовок центрально-сжатой сплошной колонны

Запроектировать оголовок центрально-сжатой колонны по **примеру 2.3** (рисунок 2.15). Сталь С255 по ГОСТ 27772-88. Опирающие балки на колонну приняты шарнирными. Ширина торцевого ребра балки, через который передается нагрузка, $b_p = 240$ мм. Расчетная нагрузка на оголовок колонны $N_{Ed} = 2700$ кН.

Опорная плита оголовка колонны назначается конструктивно в пределах (20...30) мм. Принимаем $t_{pl} = 25$ мм. Размеры опорной плиты в плане 480x420 мм (рисунок 5.14).

Опорную плиту и ребра конструируем из стали С255 по ГОСТ 27772-88. Расчетная длина сминаемой поверхности ребра $l_{ef} = b_r + 2 \cdot t_{pl} = 24 + 2 \cdot 2,5 = 29$ см.

Толщину ребер определяем из условия прочности при сжатии

$$t_d \geq \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{l_{ef} \cdot f_y} = \frac{2700 \cdot 10 \cdot 1,025}{29 \cdot 235} = 4,06 \text{ см} > 1,2 \text{ см},$$

где $f_y = 235$ МПа – предел текучести стали С255 (таблица 1.3).

Т. к. требуемая толщина ребра $t_d = 4,06$ см превышает максимальную толщину проката для стали С255 по ГОСТ 27772-88 (таблица 1.3), то для ребра принимаем сталь С235 по ГОСТ 27772-88 с $f_y = 215$ МПа при толщине листового проката 40...100 мм (таблица 1.3). Уточняем толщину ребер из условия прочности при сжатии

$$t_d \geq \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{l_{ef} \cdot f_y} = \frac{2700 \cdot 10 \cdot 1,025}{29 \cdot 215} = 4,44 \text{ см} > 1,2 \text{ см},$$

По таблице Б.7 Приложения Б принимаем толщину ребра оголовка $t_d = 45$ мм из стали класса С235 по ГОСТ 27772-88.

Принимаем дуговую сварку по (ГОСТ 14771-76*) в углекислом газе (ГОСТ 8050-85) проволокой СВ-08Г2С (ГОСТ 2246-71*) диаметром 1,4–2,0 мм.

Задаемся катетом сварного шва (таблица 3.3)

$$k_{f,\min} = 6 \text{ мм} < k_f = 10 \text{ мм} < k_{f,\max} = 1,2 \cdot t_d = 1,2 \cdot 25 = 30 \text{ мм}.$$

Расчетное значение несущей способности на 1 см длины шва

$$F_{w,Rd} = \frac{f_u \cdot a}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360 \cdot 1,0 \cdot 0,707 \cdot 10^{-1}}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,3} = 14,13 \frac{\text{кН}}{\text{см}},$$

где $\beta_w = 0,8$ – поправочный коэффициент для угловых сварных швов для стали С235 (таблица 3.6);

$\gamma_{M2} = 1,3$ – принято по таблице 1.8.

Требуемую длину сварного шва, прикрепляющего опорное ребро к стенке колонны, находим из условия прочности угловых сварных швов по формуле 3.1 (таблица 3.4)

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd},$$

где $F_{w,Ed} = \frac{N_{Ed}}{4l_{eff}}$ – усилие, действующее на 1 см длины шва.

Для определения требуемой длины сварного шва приравняем $F_{w,Ed} = F_{w,Rd}$.

$$\text{Тогда } l_{eff} = \frac{N_{Ed}}{4 \cdot F_{w,Rd}} = \frac{2700}{4 \cdot 14,13} = 47,8 \text{ см}.$$

Принимаем высоту ребра $h_d = 50 \text{ см} \geq l = l_{eff} + 2 \cdot a = 47,8 + 2 \cdot 1,0 \cdot 0,707 = 49,21 \text{ см}.$

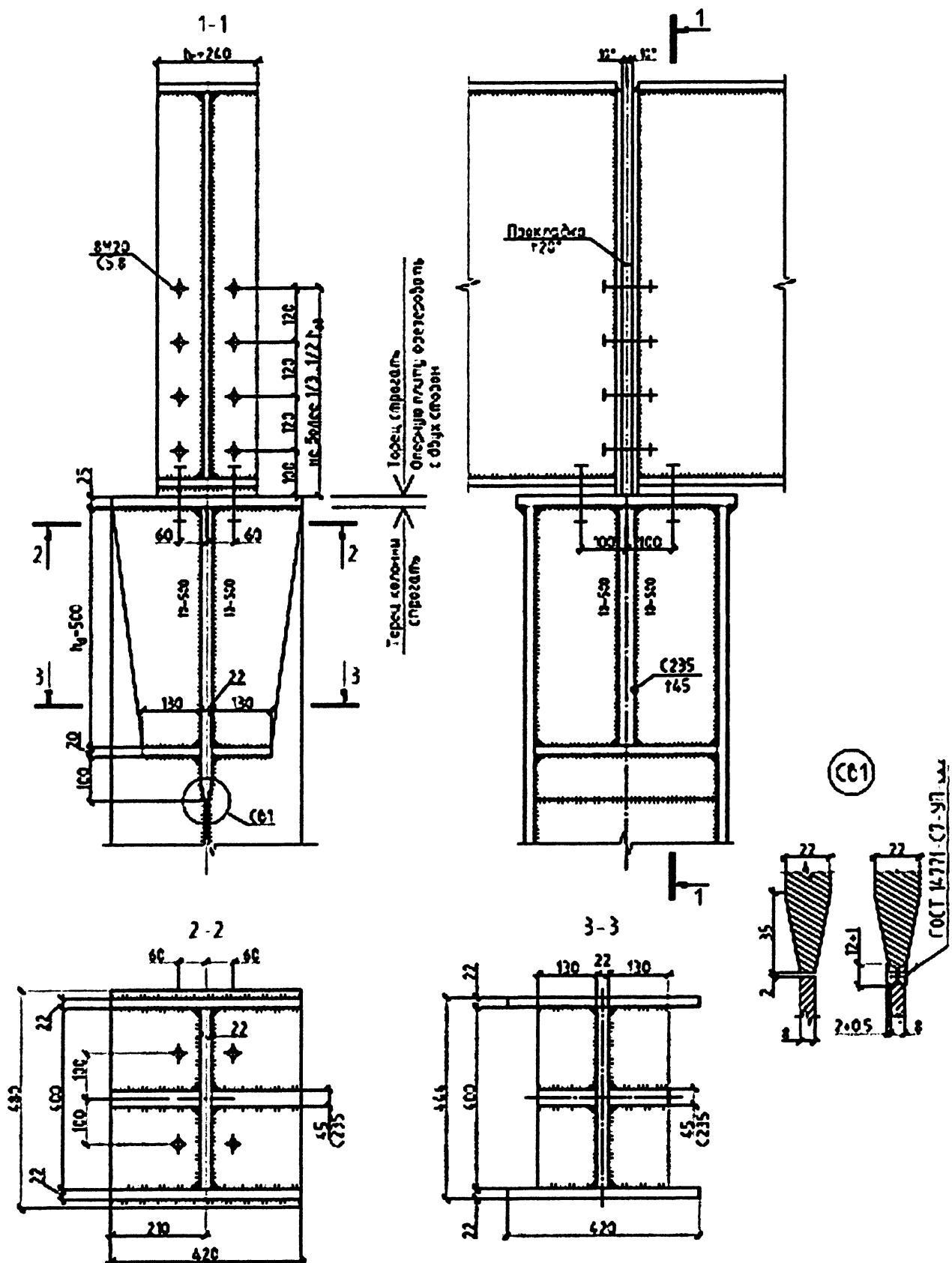


Рисунок 5.14 – Оголовек сплошной центрально-сжатой колонны

Проверяем прочность ребер на сдвиг $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{2700}{5449,6} = 0,495 < 1,0$,

где $N_{c,Rd}$ – сопротивление сдвигу поперечного сечения,

$$N_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot 2 \cdot h_d \cdot t_d}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{215 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 50 \cdot 4,5}{1,025 \cdot \sqrt{3}} = 5449,6 \text{ кН}.$$

Прочность ребер на сдвиг обеспечена. Проверяем прочность стенки колонны на сдвиг.

$$N_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot 2 \cdot h_d \cdot t_d}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{245 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 50 \cdot 0,8}{1,025 \cdot \sqrt{3}} = 1104 \text{ кН}.$$

Т. к. $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{2700}{1104} = 2,45 > 1,0$, условие не выполняется, следовательно, в пределах оголовка колонны требуется установка более толстого листа – ламеля. Требуемая толщина ламеля

$$t_d \geq \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}{f_y \cdot 2 \cdot h_d} = \frac{2700 \cdot 1,025 \cdot \sqrt{3}}{235 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 50} = 2,04 \text{ см}.$$

Принимаем ламель толщиной 22 мм. Сварку ламеля со стенкой колонны выполняем стыковым швом. Для снятия концентрации напряжения в более толстом листе выполняем скос кромок 1/5, в сварном шве наплывы и неровности обрабатываем после сварки. Конструктивное решение оголовка сплошной колонны приведено на рисунке 5.12.

Проверяем напряжение в швах, прикрепляющих ребро к опорной плите, при $k_f = 10$ мм

$$F_{w,Ed} = \frac{N_{Ed}}{\sum l_f} = \frac{2700}{58} = 46,55 \text{ кН / см} > F_{w,Rd} = 13,67 \text{ кН / см},$$

где $\sum l_f = 2 \cdot l_{ef} = 2 \cdot 29 = 58$ см – длина сварных швов, прикрепляющих опорную плиту к оголовку колонны.

Условие не выполняется, опорную реакцию передаем через строганный торец вертикального ребра (рисунок 5.14). Катет шва для крепления к опорной плите вертикального ребра назначаем конструктивно, т. е. $k_f = 7$ мм.

Пример 5.11. Оголовок центрально-сжатой сквозной колонны

Запроектировать оголовок центрально-сжатой сквозной колонны по **примеру 2.4** (рисунок 2.18). Сталь С245 по ГОСТ 27772-88. Опираение главных балок на колонну принято шарнирным. Ширина торцевого ребра балки, через который передается нагрузка, $b_p = 240$ мм. Расчетная нагрузка на оголовок колонны $N_{Ed} = 1600$ кН.

Опорная плита оголовка колонны назначается конструктивно в пределах (20...30) мм. Принимаем $t_{pl} = 20$ мм. Размеры опорной плиты в плане 466x380 мм (рисунок 5.15).

Опорную плиту и ребро конструируем из стали С245 по ГОСТ 27772-88. Расчетная длина сминаемой поверхности ребра $l_{ef} = b_r + 2 \cdot t_{pl} = 24 + 2 \cdot 2,0 = 28$ см.

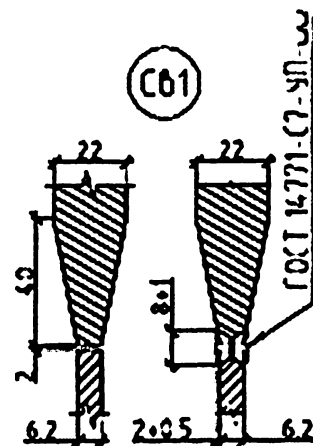
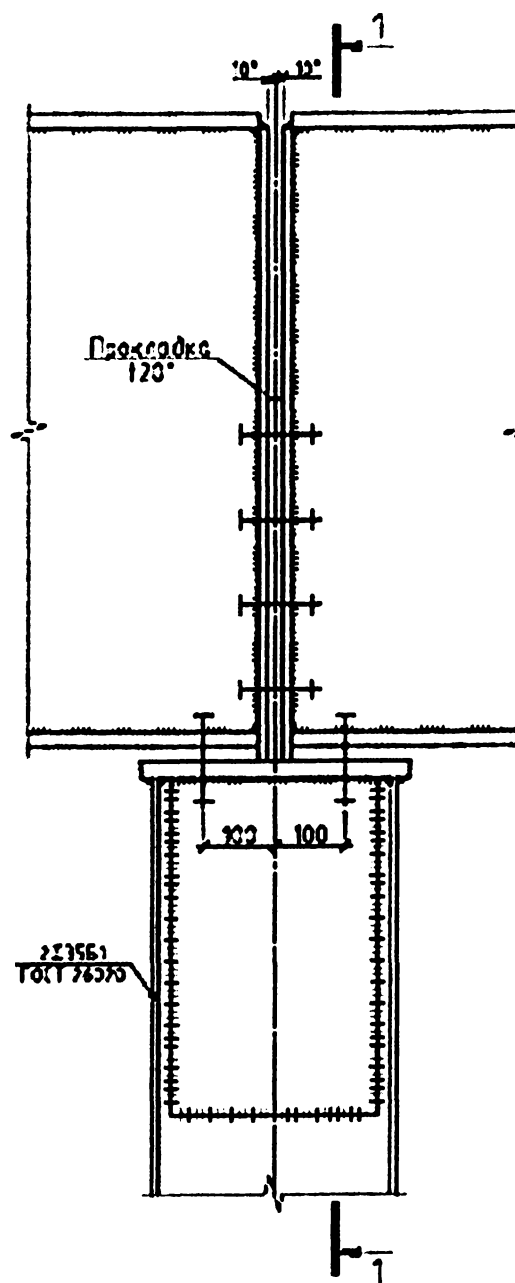
Толщину ребра определяем из условия прочности при сжатии

$$t_d \geq \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{l_{ef} \cdot f_y} = \frac{1600 \cdot 10 \cdot 1,025}{28 \cdot 245} = 2,39 \text{ см} > 1,2 \text{ см},$$

где $f_y = 245$ МПа – предел текучести стали С245 (таблица 1.3).

Т. к. требуемая толщина ребра $t_d = 2,39$ см превышает максимальную толщину проката для стали С245 по ГОСТ 27772-88 (таблица 1.3), то для ребра принимаем сталь С235 по ГОСТ 27772-88 с $f_y = 225$ МПа при толщине листового проката 20...40 мм (таблица 1.3). Уточняем толщину ребра из условия прочности при сжатии

$$t_d \geq \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{l_{ef} \cdot f_y} = \frac{1600 \cdot 10 \cdot 1,025}{28 \cdot 225} = 2,6 \text{ см} > 1,2 \text{ см}.$$



138

По таблице Б.7 Приложения Б принимаем толщину ребра оголовка $t_d = 28$ мм из стали класса С235 по ГОСТ 27772-88. Задаемся катетом сварного шва (таблица 3.3).

$$k_{f,\min} = 6 \text{ мм} < k_f = 8 \text{ мм} < k_{f,\max} = 1,2 \cdot t_d = 1,2 \cdot 20 = 24 \text{ мм}.$$

Расчетное значение несущей способности на 1 см длины шва

$$F_{w,Rd} = \frac{f_u \cdot a}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360 \cdot 0,8 \cdot 0,707 \cdot 10^{-1}}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,3} = 11,3 \frac{\text{кН}}{\text{см}},$$

где $\beta_w = 0,8$ – поправочный коэффициент для угловых сварных швов для стали С235 (таблица 3.6);

$\gamma_{M2} = 1,3$ – принято по таблице 1.8.

Требуемую длину сварного шва, прикрепляющего опорное ребро к стенке колонны, находим из условия прочности угловых сварных швов по формуле 3.1 (таблица 3.4)

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd},$$

где $F_{w,Ed} = \frac{N_{Ed}}{4l_{eff}}$ – усилие, действующее на 1 см длины шва.

Для определения требуемой длины сварного шва приравниваем $F_{w,Ed} = F_{w,Rd}$. Тогда

$$l_{eff} = \frac{N_{Ed}}{4 \cdot F_{w,Rd}} = \frac{1600}{4 \cdot 11,3} = 35,4 \text{ см}.$$

Принимаем высоту ребра $h_d = 38 \text{ см} > l = l_{eff} + 2 \cdot a = 35,4 + 2 \cdot 0,8 \cdot 0,707 = 36,53 \text{ см}$.

Проверяем прочность ребер на сдвиг

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{1600}{2996,93} = 0,593 < 1,0,$$

где $N_{c,Rd}$ – сопротивление сдвигу поперечного сечения,

$$N_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot 2 \cdot h_d \cdot t_d}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{225 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 38 \cdot 2,8}{1,025 \cdot \sqrt{3}} = 2996,93 \text{ кН}.$$

Прочность ребер на сдвиг обеспечена. Проверяем прочность стенки колонны на сдвиг.

$$N_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot 2 \cdot h_d \cdot t_w}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{245 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 38 \cdot 0,62}{1,025 \cdot \sqrt{3}} = 650,3 \text{ кН}.$$

Т. к. $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{1600}{650,3} = 2,46 > 1,0$, условие не выполняется, следовательно, в пределах

оголовка колонны требуется установка более толстого листа – ламеля. Требуемая толщина ламеля

$$t_d \geq \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}{f_y \cdot 2 \cdot h_d} = \frac{1600 \cdot 1,025 \cdot \sqrt{3}}{235 \cdot 10^{-1} \cdot 2 \cdot 38} = 1,59 \text{ см}.$$

Принимаем ламель толщиной 16 мм. Сварку ламеля со стенкой колонны выполняем стыковым швом. Для снятия концентрации напряжения в более толстом листе выполняем скос кромок 1/5, в сварном шве наплывы и неровности обрабатываем после сварки. Конструктивное решение оголовка сплошной колонны приведено на рисунке 5.13.

Проверяем напряжение в швах, прикрепляющих ребро к опорной плите, при $k_f = 8$ мм

$$F_{w,Ed} = \frac{N_{Ed}}{\sum l_f} = \frac{1600}{56} = 28,57 \text{ кН / см} > F_{w,Rd} = 11,3 \text{ кН / см},$$

где $\sum l_f = 2 \cdot l_{ef} = 2 \cdot 28 = 56 \text{ см}$ – длина сварных швов, прикрепляющих опорную плиту к оголовку колонны.

Условие не выполняется, опорную реакцию передаем через строганный торец вертикального ребра (рисунок 5.15). Катет шва для крепления к опорной плите вертикального ребра назначаем конструктивно, т. е. $k_f = 7$ мм.

5.5 Расчет и конструирование узлов ферм из уголков

Пример 5.12. Промежуточный узел верхнего пояса фермы

Выполнить конструирование промежуточного узла верхнего пояса фермы из равнополочных уголков. Сталь С345 по ГОСТ 27772-88. Усилия в стержнях фермы и их сечения приведены в таблице 5.3. Расчетное значение узловой нагрузки от веса кровли $F = 69,4$ кН. Толщина фасонки $t_f = 12$ мм (рисунок 5.16).

Таблица 5.3 – Расчетные усилия в стержнях фермы

№ стержня	1	2	7	8
Усилие N_{Ed} , кН	-280	-240,9	-426	364,8
Сечение уголка	∟ 125x8	∟ 125x8	∟ 110x8	∟ 75x6

Конструирование узла выполняем в следующем порядке. Проводим оси элементов. Конструирование узла фермы выполняем путем вычерчивания их в масштабе. На стержни решетки наносим длины сварных швов прикрепления элементов к фасонке. По полученным длинам швов крепления раскосов определяем размеры фасонки. Стержни решетки не доводим до поясов на расстояние $x = 6 \cdot t_f - 20 = 6 \cdot 12 - 20 = 52$ мм. Величина x принимается не менее 40 мм и не более 80 мм, принимаем $x = 60$ мм. Концы фланговых швов, прикрепляющих стержни решетки, для снижения концентрации напряжений, выводим на торцы стержня на расстояние не менее $2k_f$. Узловые фасонки должны иметь простое очертание с минимальным числом резов (прямоугольное, трапециевидное). Фасонку по возможности выпускают за обушки поясных уголков на 10...15 мм (рисунок 5.16).

Принимаем дуговую сварку по ГОСТ 14771 в углекислом газе (ГОСТ 8050). По таблице 3.1 принимаем сварочную проволоку марки Св-08Г2С диаметром $d=1,2$ мм. Предел прочности стали С345 $f_u = 490$ МПа (таблица 1.3).

Расчетное сопротивление сварного шва

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{490 \cdot 10^{-1}}{\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,3} = 24,18 \text{ кН / см}^2,$$

где $\beta_w = 0,9$ – поправочный коэффициент (таблица 3.6).

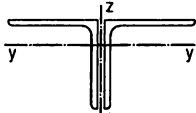
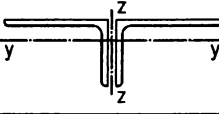
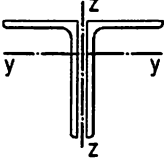
Стержень № 7. Прикреплять элементы решетки из уголков к фасонкам рекомендуется двумя фланговыми швами. Значения коэффициентов, учитывающих распределение усилия в элементе между швами по обушку и перу уголка, принимаются по таблице 5.4³.

Определяем расчетные усилия на сварные швы в стержне уголка

– по обушку уголка $N_{Ed7}^O = k_1 \cdot N_{Ed7} = 0,7 \cdot 426 = 298,2$ кН;

– по перу уголка $N_{Ed7}^П = k_2 \cdot N_{Ed7} = 0,3 \cdot 426 = 127,8$ кН.

³ Таблица 5.4 – Распределение усилий между швами по обушку и перу уголков

Тип сечения	Обушок k_1	Перо k_2
	0.7	0.3
	0.75	0.25
	0.65	0.35

Назначаем катеты сварных швов по обушку $k_f = 8$ мм и перу $k_f = 6$ мм. Принятые катеты больше минимально допустимого катета $k_f = 4$ мм (таблица 3.3). Катет сварного шва по перу $k_f = 6$ мм $< 0,9 \cdot t = 0,9 \cdot 6 = 7,2$ мм.

Эффективная толщина сварных швов по обушку $a = k_f \cdot \cos 45^\circ = 0,8 \cdot 0,707 = 0,566$ см.

Расчетное значение несущей способности единицы длины сварного шва по обушку

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 24,18 \cdot 0,566 = 13,69 \text{ кН / см.}$$

Определяем эффективную длину сварного шва по обушку уголка

$$l_{eff1} = \frac{N_{Ed7}^O}{2 \cdot F_{w,Rd}} = \frac{298,2}{2 \cdot 13,69} = 10,89 \text{ см.}$$

Конструктивная длина шва $l_1 = l_{eff1} + 2a = 10,89 + 2 \cdot 0,566 = 12,02$ см.

Принимаем $l_1 = 13$ см.

Эффективная толщина сварных швов по перу $a = k_f \cdot \cos 45^\circ = 0,6 \cdot 0,707 = 0,424$ см.

Расчетное значение несущей способности единицы длины сварного шва по перу

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 24,18 \cdot 0,424 = 10,25 \text{ кН / см.}$$

Эффективная длина сварного шва по перу уголка $l_{eff2} = \frac{N_{Ed7}^II}{2 \cdot F_{w,Rd}} = \frac{127,8}{2 \cdot 10,25} = 6,23$ см.

Конструктивная длина шва $l_2 = l_{eff2} + 2a = 6,23 + 2 \cdot 0,424 = 7,08$ см.

Принимаем $l_2 = 8,0$ см. Для снятия концентрации напряжений сварные швы заводим за грань на величину $2k_f$.

Стержень № 8. Определяем расчетные усилия на сварные швы в стержне уголка

– по обушку уголка $N_{Ed8}^O = k_1 \cdot N_{Ed8} = 0,7 \cdot 364,8 = 255,4$ кН;

– по перу уголка $N_{Ed8}^II = k_2 \cdot N_{Ed8} = 0,3 \cdot 364,8 = 109,4$ кН.

Назначаем катеты сварных швов по обушку $k_f = 6$ мм и перу $k_f = 5$ мм. Принятые катеты больше минимально допустимого катета $k_f = 4$ мм (таблица 3.3). Катет сварного шва по перу $k_f = 5$ мм $< 0,9 \cdot t = 0,9 \cdot 6 = 5,4$ мм.

Эффективная толщина сварных швов по обушку $a = k_f \cdot \cos 45^\circ = 0,6 \cdot 0,707 = 0,424$ см.

Расчетное значение несущей способности единицы длины сварного шва по обушку

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 24,18 \cdot 0,424 = 10,25 \text{ кН / см.}$$

Определяем эффективную длину сварного шва по обушку уголка

$$l_{eff1} = \frac{N_{Ed8}^O}{2 \cdot F_{w,Rd}} = \frac{298,2}{2 \cdot 10,25} = 14,55 \text{ см.}$$

Конструктивная длина шва $l_1 = l_{eff1} + 2a = 14,55 + 2 \cdot 0,424 = 15,4$ см.

Принимаем $l_1 = 16$ см.

Эффективная толщина сварных швов по перу $a = k_f \cdot \cos 45^\circ = 0,5 \cdot 0,707 = 0,354$ см.

Расчетное значение несущей способности единицы длины сварного шва по перу

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 24,18 \cdot 0,354 = 8,56 \text{ кН / см.}$$

Эффективная длина сварного шва по перу уголка $l_{eff2} = \frac{N_{Ed8}^II}{2 \cdot F_{w,Rd}} = \frac{127,8}{2 \cdot 8,56} = 7,46$ см.

Конструктивная длина шва $l_2 = l_{eff2} + 2a = 7,46 + 2 \cdot 0,354 = 8,17$ см.

Принимаем $l_2 = 9,0$ см. Для снятия концентрации напряжений сварные швы заводим за грань на величину $2k_f$.

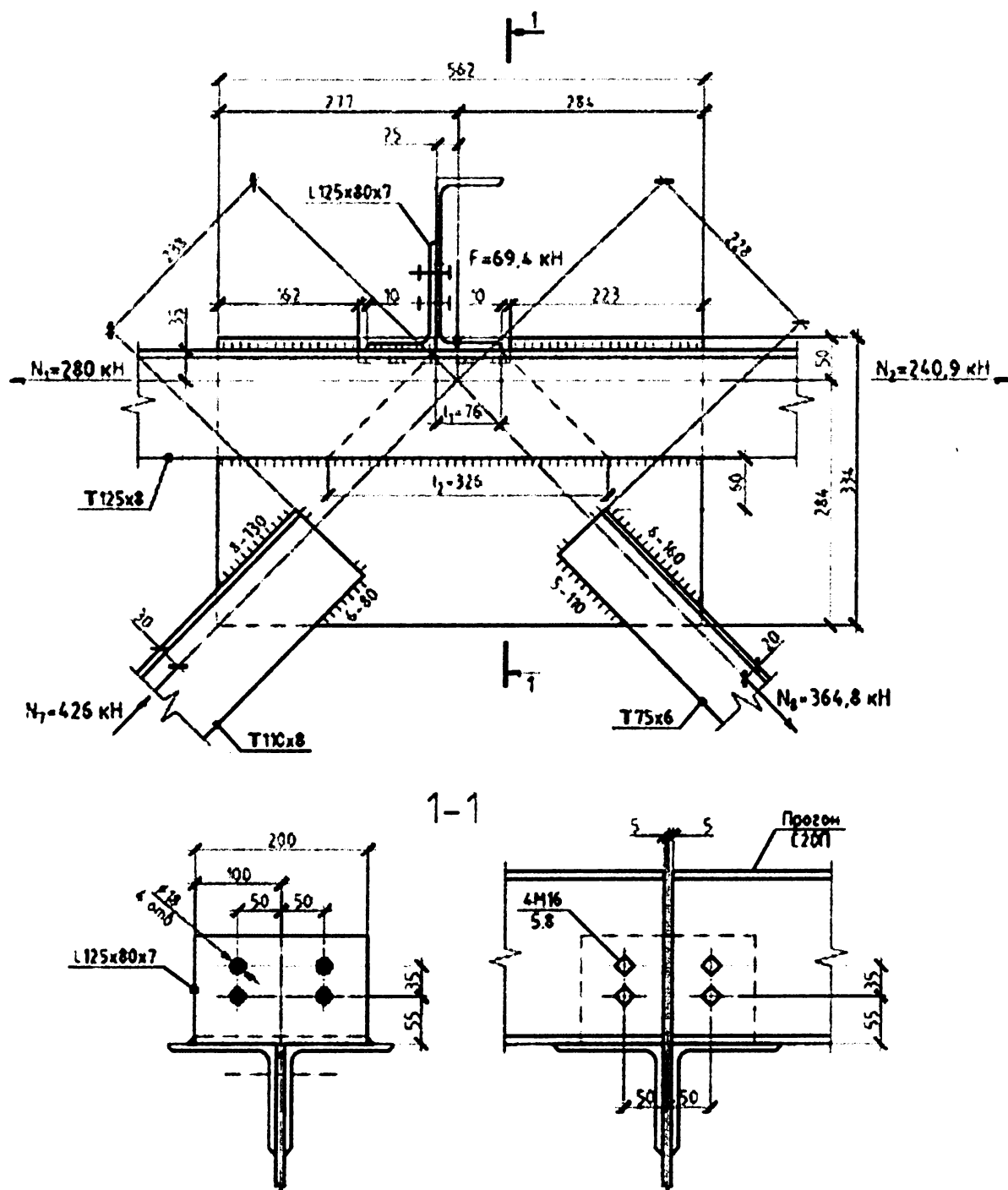


Рисунок 5.16 – Промежуточный узел верхнего пояса фермы

Проверка прочности сварных швов, прикрепляющих фасонку к поясу. По полученным при конструировании узла размерам фасонки длина швов крепления стержня № 1 пояса составляет $l = 16,2$ см. Принимаем катет шва для крепления поясов $k = 5$ мм.

Эффективная высота и длина для крепления левого уголка (№ 1)

$$a = k \cdot \cos 45^\circ = 0,5 \cdot 0,707 = 0,354;$$

$$l_{\text{eff},1} = l_1 - 2a = 16,2 - 2 \cdot 0,354 = 15,49 \text{ см.}$$

Напряжения в левых уголках по обушкам

$$\tau_{N1} = \frac{k_1 \cdot N_1}{2 \cdot l_{\text{eff},1} \cdot a} = \frac{0,7 \cdot 280}{2 \cdot 15,49 \cdot 0,354} = 17,87 \text{ кН / см}^2 < f_{vw,d} = 24,18 \text{ кН / см}^2.$$

Длина швов крепления стержня № 2 пояса к фасонке составляет $l = 22,3$ см.

Эффективная длина для крепления правого уголка (№ 2)

$$l_{eff,2} = l - 2a = 22,3 - 2 \cdot 0,354 = 21,59 \text{ см.}$$

Напряжения в правых уголках по обушкам

$$\tau_{N2} = \frac{k_1 \cdot N_2}{2 \cdot l_{eff,2} \cdot a} = \frac{0,7 \cdot 240,9}{2 \cdot 21,59 \cdot 0,354} = 11,03 \text{ кН / см}^2 < f_{vw,d} = 24,18 \text{ кН / см}^2.$$

Напряжения от узловой нагрузки F

$$\tau_F = \frac{F}{\sum l_{eff} \cdot a} = \frac{69,4}{65,2 \cdot 0,354} = 3,0 \text{ кН / см}^2 < f_{vw,d} = 24,18 \text{ кН / см}^2,$$

где $\sum l_{eff} = 2 \cdot l_2 = 2 \cdot 32,6 = 65,2 \text{ см}$ – суммарная протяженность участков швов, передающих силу F ;

$l_1 = 7,6 \text{ см}$ – ширина опирания прогона;

$$l_2 = l_1 + 2 \cdot b_{yz} = 7,6 + 2 \cdot 12,5 = 32,6 \text{ см.}$$

Конструктивное решение узла приведено на рисунке 5.16.

Пример 5.13. Промежуточный узел нижнего пояса фермы

Выполнить конструирование промежуточного узла нижнего пояса фермы из равнополочных уголков. Сталь С345 по ГОСТ 27772-88. Усилия в стержнях фермы и их сечения приведены в таблице 5.5. Толщина фасонки $t_f = 12 \text{ мм}$ (рисунок 5.17).

Таблица 5.5 – Расчетные усилия в стержнях фермы

№ стержня	4	5	8	9	12
Усилие N_{Ed} , кН	164,5	275,6	364,8	-268,2	-71,8
Сечение уголка	Г90х8	Г90х8	Г75х6	Г100х8	Г63х5

Принимаем дуговую сварку по ГОСТ 14771 в углекислом газе (ГОСТ 8050). По таблице 3.1 принимаем сварочную проволоку марки Св-08Г2С диаметром $d=1,2 \text{ мм}$. Предел прочности стали С345 $f_u = 490 \text{ МПа}$ (таблица 1.3).

Расчетное сопротивление сварного шва

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{490 \cdot 10^{-1}}{\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,3} = 24,18 \text{ кН / см}^2,$$

где $\beta_w = 0,9$ – поправочный коэффициент (таблица 3.6).

Расчет сварных швов, прикрепляющих уголки решетки к фасонке, ведем по примеру 5.12 и сводим в таблицу 5.6.

Таблица 5.6 – К расчету сварных швов

№ стержня	Сечение	N_{Ed} , кН	Шов по обушке					Шов по перу				
			$k_1 N$, кН	k_f , мм	a , см	l_{eff} , см	l , см	$k_2 N$, кН	k_f , мм	a , см	l_{eff} , см	l , см
8	Г75х6	364,8	255,36	6	0,424	12,45	14	109,44	5	0,354	6,39	8
9	Г100х8	268,2	187,74	6	0,424	9,16	10	80,46	5	0,354	4,7	6
12	Г63х5	71,8	50,26	5	0,354	2,94	4	21,54	4/5	0,283	1,57	3

Проверка прочности сварных швов, прикрепляющих фасонку к поясу. По полученным при конструировании узла размерам фасонки длина швов крепления пояса составляет $l = 50,7 \text{ см}$. Принимаем $k_f = 5 \text{ мм}$.

$$\text{Эффективная длина швов } l_{eff} = l - 2a = 50,7 - 2 \cdot 0,354 = 50 \text{ см.}$$

Напряжения в наиболее нагруженных швах по обушкам

$$\tau_N = \frac{N_5 - N_4}{2 \cdot l_{eff} \cdot a} = \frac{275,6 - 164,5}{2 \cdot 50 \cdot 0,354} = 3,14 \text{ кН / см}^2 < f_{vw,d} = 24,18 \text{ кН / см}^2.$$

Конструктивное решение узла приведено на рисунке 5.17.

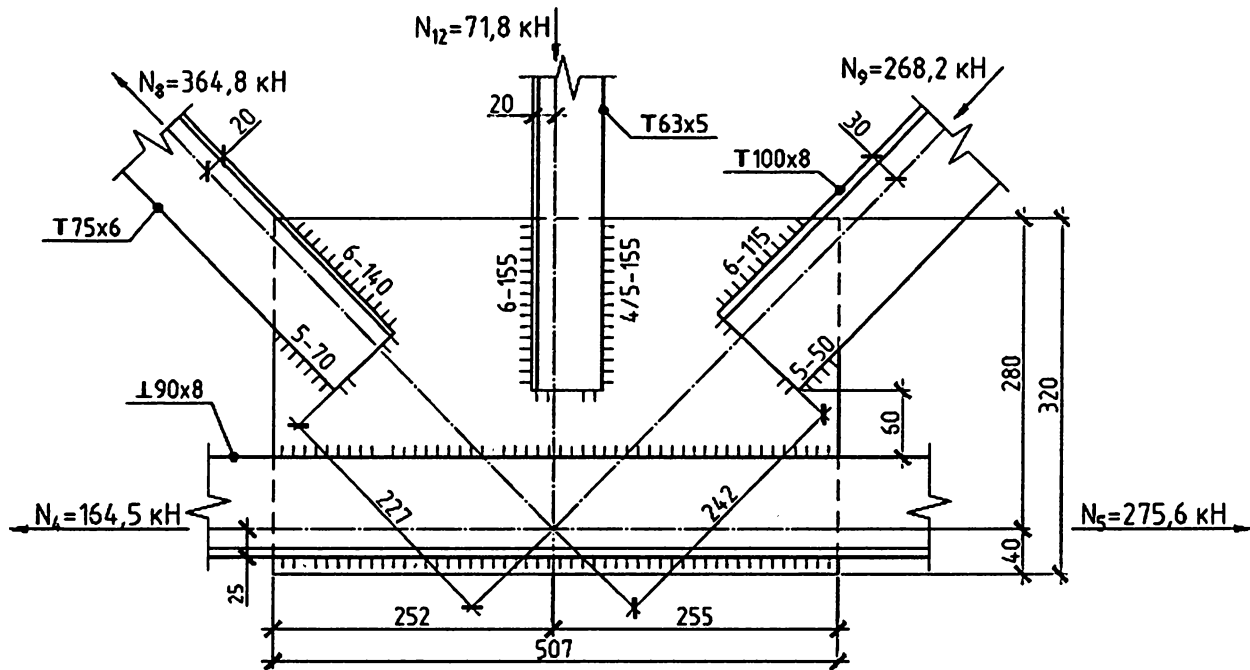


Рисунок 5.17 – Промежуточный узел нижнего пояса фермы

Пример 5.14. Монтажный узел нижнего пояса фермы

Выполнить конструирование монтажного узла нижнего пояса фермы из равнополочных уголков. Сталь С345 по ГОСТ 27772-88. Усилие в стержне нижнего пояса фермы $N_6 = 555,5$ кН, сечение пояса – $\angle 90 \times 8$. Толщина фасонки $t_f = 12$ мм (рисунок 5.18).

Усилие в стыке передается через накладки, прикрепляемые к полкам (фасонка не включается в работу стыка). Размеры сечения накладок подбираем из условия их равнопрочности с перекрываемыми полками уголков пояса ($\angle 90 \times 8$). Принимаем сечение горизонтальных и вертикальных накладок $b_n \times t_n = 90 \times 10$ мм, в этом случае площади сечений накладок будут не менее площади сечений уголков пояса.

Для конструирования стыка принимаем высокопрочные болты М20 класса прочности 10.9. В соответствии с таблицей 4.10 диаметр отверстий под болты d_0 принимаем 22 мм. Площадь сечения одной накладки с учетом ее ослабления одним отверстием

$$A_{net,h} = A_{net,v} = (b_n - d_0) \cdot t_n = (9 - 2,2) \cdot 1 = 6,8 \text{ см}^2.$$

Для фрикционных соединений категории С сопротивление растяжению поперечного сечения нетто в упругой стадии (см. таблицу 2.1)

$$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = \frac{(2 \cdot A_{net,h} + 2 \cdot A_{net,v}) \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(2 \cdot 6,8 + 2 \cdot 6,8) \cdot 345 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 915,6 \text{ кН},$$

где $f_y = 345$ МПа – предел текучести стали С345 (таблица 1.3);

$\gamma_{M0} = 1,025$ – частный коэффициент безопасности (таблица 1.8).

Проверяем прочность пояса на растяжение.

$$\text{Т. к. } \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{555,5}{915,6} = 0,607 < 1,0, \text{ то несущая способность пояса обеспечена.}$$

Для поверхностей трения принимаем класс обработки А — поверхности, продуваемые дробью или песком, с удаленной сыпучей ржавчиной, без коррозионных язв. В соответствии с таблицей 4.7 $\mu = 0,5$. Расчетная несущая способность на сдвиг поверхностей трения, стянутых одним болтом, определяется по формуле 4.8а

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{P.C} = \frac{1,0 \cdot 2 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 172 = 68,8 \text{ кН},$$

где $\gamma_{M3} = 1,25$ – частный коэффициент (таблица 4.1);

$k_s = 1,0$ – коэффициент (таблица 4.6);

$F_{P.C} = 172 \text{ кН}$ – усилие предварительного напряжения (таблица 4.8);

$n = 2$ – количество поверхностей трения соединяемых элементов.

Требуемое число высокопрочных болтов определяем по предельному усилию, воспринимаемому накладкой $N_{t,Rd,h} = N_{t,Rd,v} = \frac{A_{net,v} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6,8 \cdot 345 \cdot 10^{-1}}{1,025} = 228,9 \text{ кН}$.

Число болтов для прикрепления одной горизонтальной накладки при одной плоскости трения по одну сторону от оси стыка

$$n_h = \frac{N_{t,Rd,h}}{F_{s.Rd}} = \frac{228,9}{68,8} = 3,3, \text{ принимаем 4 штуки.}$$

Для прикрепления вертикальных накладок при двух плоскостях трения по одну сторону от оси стыка

$$n_v = \frac{N_{t,Rd,v}}{F_{s.Rd}} = \frac{2 \cdot 228,9}{68,8 \cdot 2} = 3,3, \text{ принимаем 4 штуки.}$$

Расстояние до края элемента вдоль e_1 и поперек усилия e_2 должно быть не менее $1,2d_0 = 1,2 \cdot 22 = 26,4 \text{ мм}$. Принимаем $e_1 = e_2 = 35 \text{ мм}$. Шаг болтов вдоль действия усилия p_1 должен быть не менее $2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 22 = 48,4 \text{ мм}$ (п. 4.8 и таблица 4.9). Принимаем $p_1 = 55 \text{ мм}$.

Швы прикрепления фасонки к поясу принимаем конструктивно $k_f = 5 \text{ мм}$.

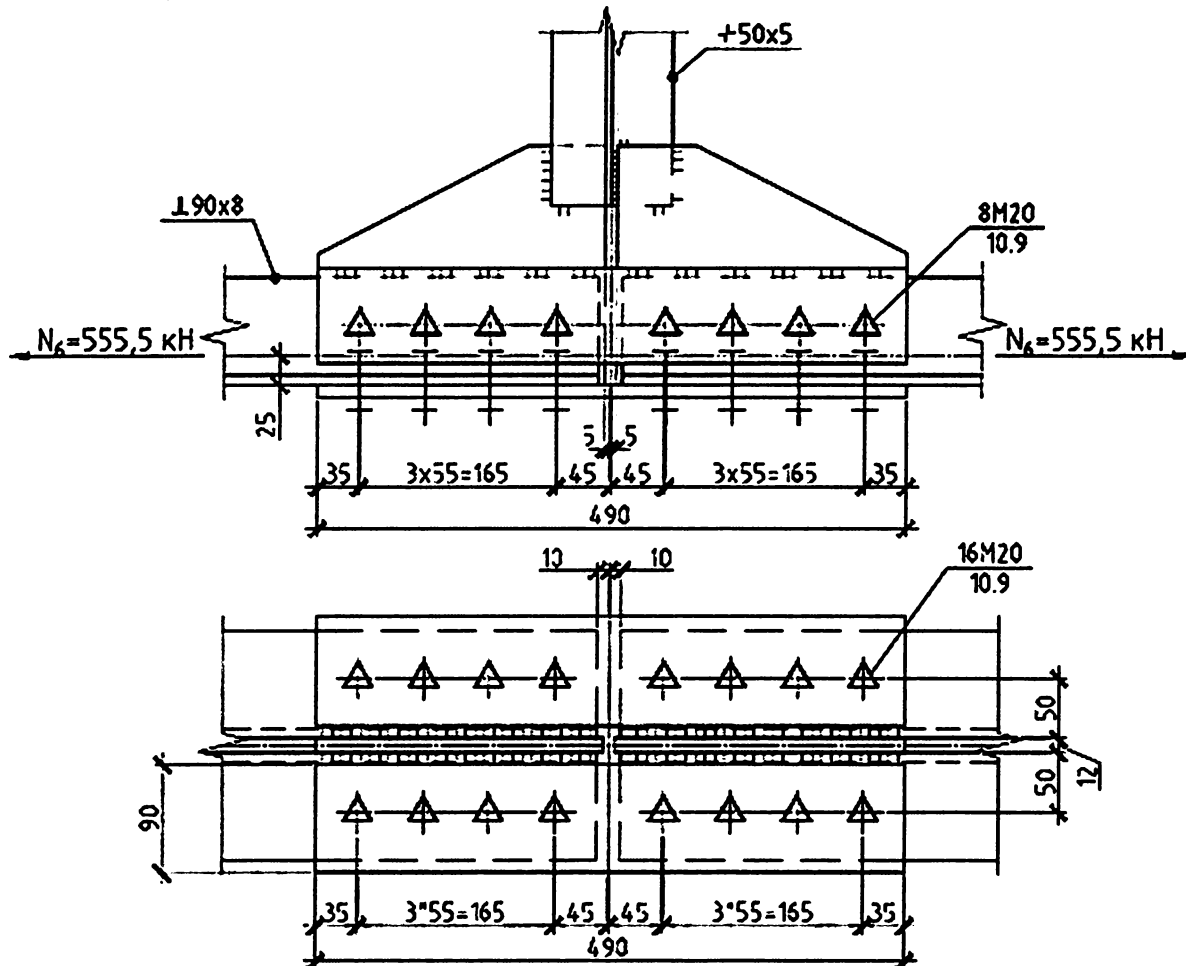


Рисунок 5.18 – Монтажный узел нижнего пояса фермы

Приложение А

Предельные состояния эксплуатационной пригодности

- (1) Предельные состояния, относящиеся к:
- функционированию конструкции или элементов конструкции при нормальных условиях эксплуатации;
 - комфорту пользователей;
 - внешнему виду строительных объектов, классифицируются как предельные состояния эксплуатационной пригодности.

Примечание – Для характеристики эксплуатационной пригодности критериями «*внешнего вида*» являются недопустимо большие прогибы и недопустимая ширина раскрытия трещин, исключая другие показатели.

(2) При проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности следует пользоваться критериями, касающимися:

- а) деформаций, которые оказывают влияние на:
 - внешний вид строительного объекта;
 - комфорт пользователя;
 - функционирование конструкций (включая функционирование оборудования, инженерных сетей и обслуживающего персонала), или которые вызывают повреждения отделочных слоев или неконструктивных элементов;
- б) колебаний, которые:
 - вызывают дискомфорт для пользователя;
 - ограничивают функциональность конструкции;
- с) повреждений, которые могут отрицательно влиять на:
 - внешний вид строительного объекта;
 - долговечность;
 - функционирование конструкции.

(3) Если в EN 1991 – EN 1999 не установлено другое, то для предельного состояния эксплуатационной пригодности рекомендуется применять частные коэффициенты, равные 1,0.

Таблица А.1 (т. А4 [24]) – Расчетные значения воздействий, применяемые для сочетаний воздействий при проверке критериев эксплуатационной пригодности

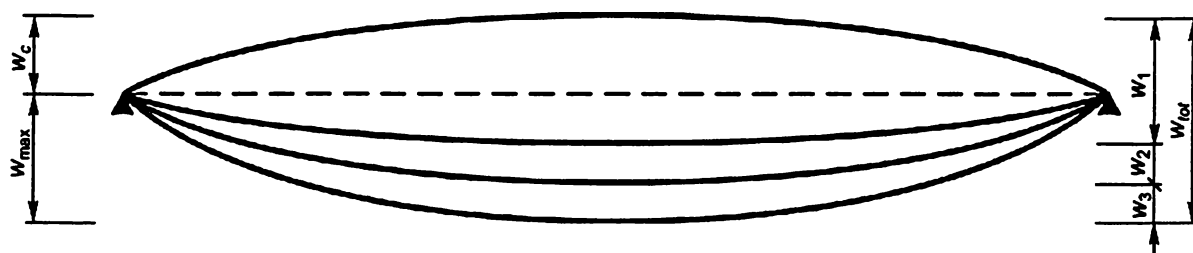
Сочетание	Постоянные воздействия G_d		Переменные воздействия Q_d	
	неблагоприятные	благоприятные	доминирующее	прочие
Характеристическое (редкое)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i}Q_{k,i}$
Частое	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{1,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$
Практически постоянное	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{2,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$

(4) Критерии эксплуатационной пригодности рекомендуется устанавливать для каждого отдельного проекта и согласовывать с заказчиком.

(5) Вертикальные и горизонтальные деформации рекомендуется рассчитывать в соответствии с EN 1992 – EN 1999 при использовании соответствующих сочетаний воздействий согласно выражениям (6.14a) – (6.16b), учитывая требования эксплуатационной пригодности. Особое внимание следует обращать на разграничение обратимых и необратимых предельных состояний. Вертикальные перемещения схематично представлены на рисунке А.1.

(6) Если рассматривается функционирование или повреждение конструкции, отделки или несущих элементов (например, перегородок, заполнений), то при проверке по перемещениям (прогибам) рекомендуется учитывать такие эффекты от постоянных и переменных воздействий, которые появляются после возведения элемента или завершения отделки.

(7) Если рассматривается *внешний вид конструкции*, рекомендуется использовать практически постоянное сочетание воздействий (выражение (6.16b)).



w_c – предварительный выгиб в ненагруженном элементе конструкции;
 w_1 – начальная часть прогиба от постоянных нагрузок на соответствующем сочетании воздействий согласно выражениям (6.14a) – (6.16b); w_2 – длительная часть прогиба от постоянных нагрузок; w_3 – дополнительная часть прогиба, вызванная переменными воздействиями при соответствующем сочетании воздействий согласно выражениям (6.14a) – (6.16b); w_{tot} – полный прогиб, равный сумме $w_1 + w_2 + w_3$;
 w_{max} – остаточный полный прогиб с учетом выгиба

Рисунок А.1 – Определение вертикальных перемещений

(8) Если рассматривается комфорт пользователя или функционирование оборудования, проверки должны учитывать эффекты от соответствующих переменных воздействий.

(9) При расчете строительных конструкций по прогибам (выгибам) и перемещениям должно быть выполнено условие

$$a \leq a_{lim}, \quad (A.1)$$

где a – прогиб (выгиб) и перемещение элемента конструкции (или конструкции в целом);

a_{lim} – предельный прогиб (выгиб) и перемещение, рекомендуется принимать в соответствии с требованиями таблицы А.2 или по [22].

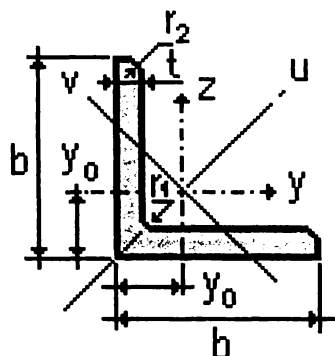
Таблица А.2 (т. 19 [22]) – Вертикальные предельные прогибы элементов

Элементы конструкций	Предъявленные требования	Вертикальные предельные прогибы a_{lim}
Балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы (включая поперечные ребра плит и настилов)		
а) покрытий и перекрытий, открытых для обзора, при расчетном пролете l , м	Эстетико - психологические	
$l < 1$		1/120
$l = 3$		1/150
$l = 6$		1/200
$l = 24$ (12)		1/250
$l = 36$ (14)		1/300
Примечания: 1. Для консоли вместо l следует принимать удвоенный ее вылет. 2. Для промежуточных значений l предельные прогибы следует определять линейной интерполяцией, учитывая требования п. 7 рекомендуемого приложения 6 [22]. 3. Цифры, указанные в скобках, следует принимать при высоте помещений до 6 м включительно. 4. При ограничении прогибов эстетико-психологическими требованиями допускается пролет l принимать равным расстоянию между внутренними поверхностями несущих стен (или колонн). 5. В конструкциях со строительным подъемом прогиб следует уменьшать на величину строительного подъема (приложение 6, пункт 9 [22]).		

(10) Формулы для определения максимального прогиба при расчете в упругой стадии в зависимости от расчетных схем рекомендуется принимать по таблице А.3 или по таблицам 8.1.1, 8.1.2 [32].

Таблица А.3 (т. 8.1.1, 8.1.2 [32])

Расчетная схема	Максимальный прогиб a	Расчетная схема	Максимальный прогиб a
	$a = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot l^4}{EI}$		$a = \frac{P_k l^3}{3EI}$
	$a = \frac{P_k l^3}{48EI}$		$a = \frac{P_k a^2}{6EI} (3l - a)$
	$a = \frac{P_k l^3}{28,17EI}$		$a_{\text{lim}} = \frac{q_k l^4}{8EI}$
	$a = \frac{P_k a^3 b^3}{3EI \cdot l},$ при $x=a$		$a = \frac{q_k a^3}{24EI} (4l - a)$
	$a = \frac{P_k a}{24EI} (3l^2 - 4a^2)$		$a = \frac{q_k l^3}{30EI}$
Прогиб в середине пролета неразрезной балки $a = a_0 + \frac{M_{\text{л}} + M_{\text{пр}}}{16EI}$, где a_0 – прогиб в середине пролета простой балки; $M_{\text{л}}, M_{\text{пр}}$ – абсолютные значения моментов на левой и правой опорах.			



Приложение Б. Сортамент

Б.1 Горячекатаные профили

Б.1.1 Уголки стальные горячекатаные равнополочные. ГОСТ 8509-93

Обозначение по СТБ 21.504-2005 [4]: L 50x4 / ГОСТ 8509-93

Таблица Б.1 – Уголки стальные горячекатаные равнополочные по ГОСТ 8509-93 [16]

Обозначение	Размеры, мм				A, см ²	Масса 1 м, кг/м	Справочные данные для осей								y ₀ , мм	i _z , см, при зазоре a, равном, мм			
							y – y (z – z)			u – u		v – v				8	10	12	14
	I _y = I _z , см ⁴	W _y , см ³	i _y , мм	I _u , см ⁴			i _u , мм	I _v , см ⁴	i _v , мм										
L50x5*	50	5	5,5	1,8	4,8	3,77	11,2	3,13	15,3	17,77	19,2	4,63	9,8	14,2	2,38	2,45	2,53	2,61	
L50x6	50	6	5,5	1,8	5,69	4,47	13,07	3,69	15,2	20,72	19,1	5,43	9,8	14,6	2,4	2,48	2,56	2,64	
L50x7	50	7	5,5	1,8	6,56	5,15	14,84	4,23	15	23,47	18,9	6,21	9,7	15	2,42	2,5	2,58	2,66	
L50x8	50	8	5,5	1,8	7,41	5,82	16,51	4,76	14,9	26,03	18,7	6,98	9,7	15,3	2,44	2,52	2,6	2,68	
L56x4	56	4	6	2	4,38	3,44	13,1	3,21	17,3	20,79	21,8	5,41	11,1	15,2	2,58	2,66	2,74	2,81	
L56x5	56	5	6	2	5,41	4,25	15,97	3,96	17,2	25,36	21,6	6,59	11	15,7	2,61	2,69	2,77	2,85	
L60x4	60	4	7	2,3	4,72	3,71	16,21	3,7	18,5	25,69	23,3	6,72	11,9	16,2	2,74	2,82	2,89	2,97	
L60x5	60	5	7	2,3	5,83	4,58	19,79	4,56	18,4	31,4	23,2	8,18	11,8	16,6	2,76	2,84	2,92	2,99	
L60x6	60	6	7	2,3	6,92	5,43	23,21	5,4	18,3	36,81	23,1	9,6	11,8	17	2,79	2,86	2,94	3,02	
L60x8	60	8	7	2,3	9,04	7,1	29,55	7	18,1	46,77	22,7	12,34	11,7	17,8	2,83	2,91	2,99	3,07	
L60x10	60	10	7	2,3	11,08	8,7	35,32	8,52	17,9	55,64	22,4	15	11,6	18,5	2,87	2,95	3,03	3,11	
L63x4	63	4	7	2,3	4,96	3,9	18,86	4,09	19,5	29,9	24,5	7,81	12,5	16,9	2,86	2,93	3,01	3,08	
L63x5*	63	5	7	2,3	6,13	4,81	23,1	5,05	19,4	36,8	24,4	9,52	12,5	17,4	2,89	2,96	3,04	3,12	
L63x6	63	6	7	2,3	7,28	5,72	27,06	5,98	19,3	42,91	24,3	11,18	12,4	17,8	2,91	2,99	3,06	3,14	
L65x6	65	6	7	2,3	7,52	5,91	29,85	6,39	19,9	47,38	25,1	12,32	12,8	18,3	2,99	3,07	3,14	3,22	

Продолжение таблицы Б.1

Обозначение	Размеры, мм				A, см ²	Масса 1 м, кг/м	Справочные данные для осей								У ₀ , мм	i _z , см, при зазоре а, равном, мм			
							y – y (z – z)			u – u		v – v				8	10	12	14
	I _y = I _z , см ⁴	W _y , см ³	i _y , мм	I _u , см ⁴			i _u , мм	I _v , см ⁴	i _v , мм										
L65x8	65	8	7	2,3	9,84	7,73	38,13	8,3	19,7	60,42	12,7	15,85	24,8	19	3,03	3,1	3,18	3,26	
L70x4.5	70	4,5	8	2,7	6,2	4,87	29,04	5,67	21,6	46,03	27,2	12,04	13,9	18,8	3,14	3,22	3,29	3,37	
L70x5*	70	5	8	2,7	6,86	5,38	31,94	6,27	21,6	50,67	27,2	13,22	13,9	19	3,15	3,23	3,3	3,38	
L70x6	70	6	8	2,7	8,15	6,39	37,58	7,43	21,5	59,64	27,1	15,52	13,8	19,4	3,18	3,25	3,33	3,4	
L70x7	70	7	8	2,7	9,42	7,39	42,98	8,57	21,4	68,19	26,9	17,77	13,7	19,9	3,21	3,28	3,36	3,43	
L70x8	70	8	8	2,7	10,67	8,37	48,16	9,68	21,2	76,35	26,8	19,97	13,7	20,2	3,22	3,3	3,37	3,45	
L70x10	70	10	8	2,7	13,11	10,29	57,9	11,82	21	91,52	26,4	24,27	13,6	21	3,27	3,34	3,42	3,5	
L75x5	75	5	9	3	7,39	5,8	39,53	7,21	23,1	62,65	29,1	16,41	14,9	20,2	3,35	3,42	3,49	3,57	
L75x6*	75	6	9	3	8,78	6,89	46,57	8,57	23	73,87	29	19,28	14,8	20,6	3,37	3,44	3,52	3,59	
L75x7	75	7	9	3	10,15	7,96	53,34	9,89	22,9	84,61	28,9	22,07	14,7	21	3,39	3,47	3,54	3,62	
L75x8	75	8	9	3	11,5	9,02	59,84	11,18	22,8	94,89	28,7	24,8	14,7	21,5	3,42	3,5	3,57	3,65	
L75x9	75	9	9	3	12,83	10,07	66,1	12,43	22,7	104,72	28,6	27,48	14,6	21,8	3,44	3,51	3,59	3,67	
L80x5.5	80	5,5	9	3	8,63	6,78	52,68	9,03	24,7	83,56	31,1	21,8	15,9	21,7	3,56	3,64	3,71	3,79	
L80x6*	80	6	9	3	9,38	7,36	56,97	9,8	24,7	90,4	31,1	23,54	15,8	21,9	3,58	3,65	3,72	3,8	
L80x7	80	7	9	3	10,85	8,51	65,31	11,32	24,5	103,6	30,9	26,97	15,8	22,3	3,6	3,67	3,75	3,82	
L80x8	80	8	9	3	12,3	9,65	73,36	12,8	24,4	116,39	30,8	30,32	15,7	22,7	3,62	3,69	3,77	3,85	
L80x10	80	10	9	3	15,14	11,88	83,58	15,67	24,2	140,31	30,4	36,85	15,6	23,5	3,62	3,69	3,77	3,85	
L80x12	80	12	9	3	17,9	14,05	102,74	18,42	24	162,27	30,1	43,21	15,5	24,2	3,7	3,78	3,85	3,93	
L90x6*	90	6	10	3,3	10,61	8,33	82,1	12,49	27,8	130	35	33,97	17,9	24,3	3,97	4,04	4,11	4,19	
L90x7*	90	7	10	3,3	12,28	9,64	94,3	14,45	27,7	149,67	34,9	38,94	17,8	24,7	3,99	4,06	4,14	4,21	
L90x8	90	8	10	3,3	13,93	10,93	106,11	16,36	27,6	168,42	34,8	43,8	17,7	25,1	4,01	4,08	4,16	4,23	
L90x9	90	9	10	3,3	15,6	12,2	118	18,29	27,5	186	34,6	48,6	17,7	25,5	4,03	4,11	4,18	4,26	
L90x10	90	10	10	3,3	17,17	13,48	128,6	20,07	27,4	203,93	34,5	53,27	17,6	25,9	4,05	4,13	4,2	4,28	
L90x12	90	12	10	3,3	20,33	15,96	149,67	23,85	27,1	235,88	34,1	62,4	17,5	26,7	4,1	4,17	4,25	4,33	

Продолжение таблицы Б.1

Обозначение	Размеры, мм				A, см ²	Масса 1 м, кг/м	Справочные данные для осей								У ₀ , мм	i _z , см, при зазоре а, равном, мм			
							y – y (z – z)			u – u		v – v				8	10	12	14
	I _y = I _z , см ⁴	W _y , см ³	i _y , мм	I _u , см ⁴			i _u , мм	I _v , см ⁴	i _v , мм										
L100x6.5	100	6,5	12	4	12,82	10,06	122,1	16,69	30,9	193,46	38,9	50,73	19,9	26,8	4,36	4,43	4,5	4,58	
L100x7*	100	7	12	4	13,75	10,79	130,59	17,9	30,8	207,01	38,8	54,16	19,8	27,1	4,38	4,45	4,52	4,6	
L100x8*	100	8	12	4	15,6	12,25	147,19	20,3	30,7	233,46	38,7	60,92	19,8	27,5	4,4	4,47	4,55	4,62	
L100x10	100	10	12	4	19,24	15,1	178,95	24,97	30,5	283,83	38,4	74,08	19,6	28,3	4,44	4,52	4,59	4,66	
L100x12	100	12	12	4	22,8	17,9	208,9	29,47	30,3	330,95	38,1	86,84	19,5	29,1	4,49	4,56	4,63	4,71	
L100x14	100	14	12	4	26,28	20,63	237,15	33,83	30	374,98	37,8	99,32	19,4	29,9	4,53	4,6	4,68	4,76	
L100x15	100	15	12	4	27,99	21,97	250,68	35,95	29,9	395,87	37,6	105,48	19,4	30,3	4,55	4,63	4,7	4,78	
L100x16	100	16	12	4	29,68	23,3	263,82	38,04	29,8	416,04	37,4	111,61	19,4	30,6	4,57	4,64	4,72	4,8	
L110x7	110	7	12	4	15,15	11,89	175,61	21,83	34	278,54	42,9	72,68	21,9	29,6	4,78	4,85	4,93	5	
L110x8*	110	8	12	4	17,2	13,5	198,17	24,77	33,9	314,51	42,8	81,83	21,8	30	4,8	4,88	4,95	5,02	
L120x8	120	8	12	4	18,8	14,76	259,75	29,68	37,2	412,45	46,8	107,04	23,9	32,5	5,21	5,28	5,35	5,42	
L120x10	120	10	12	4	23,24	18,24	317,16	36,59	36,9	503,79	46,6	130,54	23,7	33,3	5,25	5,32	5,39	5,47	
L120x12	120	12	12	4	27,6	21,67	371,8	43,3	36,7	590,28	46,2	153,33	23,6	34,1	5,29	5,36	5,44	5,51	
L120x15	120	15	12	4	33,99	26,68	448,9	52,96	36,3	711,32	45,7	186,48	23,4	35,3	5,35	5,43	5,5	5,58	
L125x8*	125	8	14	4,6	19,69	15,46	294,36	32,2	38,7	466,76	48,7	121,98	24,9	33,6	5,39	5,46	5,53	5,61	
L125x9*	125	9	14	4,6	22	17,3	327,48	36	38,6	520	48,6	135,88	24,8	34	5,42	5,49	5,56	5,63	
L125x10	125	10	14	4,6	24,33	19,1	359,82	39,74	38,5	571,04	48,4	148,59	24,7	34,5	5,44	5,51	5,58	5,66	
L125x12	125	12	14	4,6	28,89	22,68	422,32	47,06	38,2	670,02	48,2	174,43	24,6	35,3	5,48	5,56	5,63	5,7	
L125x14	125	14	14	4,6	33,37	26,2	481,76	54,17	38	763,9	47,8	199,62	24,5	36,1	5,52	5,6	5,67	5,75	
L125x16	125	16	14	4,6	37,77	29,65	538,56	61,09	37,8	852,84	47,5	224,29	24,4	36,8	5,56	5,63	5,71	5,78	
L140x9*	140	9	14	4,6	24,72	19,41	465,72	45,55	43,4	739,42	54,7	192,03	27,9	37,8	6,03	6,1	6,17	6,24	
L140x10*	140	10	14	4,6	27,33	21,45	512,29	50,32	43,3	813,62	54,6	210,96	27,8	38,2	6,05	6,12	6,19	6,26	
L140x12	140	12	14	4,6	32,49	25,5	602,49	59,66	43,1	956,98	54,3	248,01	27,6	39	6,09	6,16	6,23	6,3	
L150x10	150	10	14	4,6	29,33	23,02	634,76	58,07	46,5	1008,56	58,6	260,97	29,8	40,7	6,45	6,52	6,59	6,66	

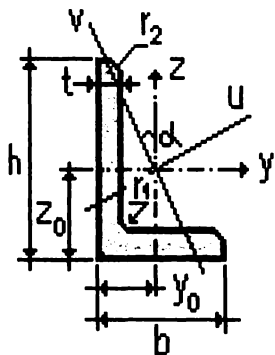
Продолжение таблицы Б.1

Обозначение	Размеры, мм				A, см ²	Масса 1 м, кг/м	Справочные данные для осей								Y ₀ , мм	i _z , см, при зазоре а, равном, мм			
							y – y (z – z)			u – u		v – v				8	10	12	14
	I _y = I _z , см ⁴	W _y , см ³	i _y , мм	I _u , см ⁴			i _u , мм	I _v , см ⁴	i _v , мм										
L150x12	150	12	14	4,6	34,89	27,39	747,48	68,9	46,3	1187,86	58,3	307,09	29,7	41,5	6,49	6,56	6,63	6,7	
L150x15	150	15	14	4,6	43,08	33,82	908,38	84,66	45,9	1442,6	57,9	347,17	29,5	42,7	6,55	6,62	6,69	6,77	
L150x18	150	18	14	4,6	51,09	40,11	1060,08	99,86	45,6	1680,92	57,4	439,24	29,3	43,8	6,6	6,68	6,75	6,82	
L160x10*	160	10	16	5,3	31,43	24,67	774,24	66,19	49,6	1229,1	62,5	319,38	31,9	43	6,84	6,9	6,97	7,05	
L160x11*	160	11	16	5,3	34,42	27,02	844,21	72,44	49,5	1340,06	62,4	347,77	31,8	43,5	6,86	6,93	7	7,07	
L160x12	160	12	16	5,3	37,39	28,35	912,89	78,62	49,4	1450	62,3	375,78	31,7	43,9	6,88	6,95	7,02	7,09	
L160x14	160	14	16	5,3	43,57	33,97	1046,47	90,77	49,2	1662,13	62	430,81	31,6	44,7	6,91	6,98	7,05	7,12	
L160x16*	160	16	16	5,3	49,07	38,52	1175,19	102,64	48,9	1865,73	61,7	484,64	31,4	45,5	6,96	7,03	7,1	7,18	
L160x18	160	18	16	5,3	54,79	43,01	1290,24	114,24	48,7	2061,03	61,3	537,46	31,3	46,3	6,99	7,06	7,13	7,21	
L160x20	160	20	16	5,3	60,4	47,44	1418,85	125,6	48,5	2248,26	61	589,43	31,2	47	7,04	7,11	7,18	7,26	
L180x11*	180	11	16	5,3	38,8	30,47	1216,44	92,47	56	1933,1	70,6	499,78	35,9	48,5	7,68	7,74	7,81	7,88	
L180x12*	180	12	16	5,3	42,19	33,12	1316,62	100,41	55,9	2092,78	70,4	540,45	35,8	48,9	7,69	7,76	7,83	7,9	
L180x15	180	15	16	5,3	52,18	40,96	1607,36	123,74	55,5	2554,99	70	659,73	35,6	50,1	7,75	7,82	7,89	7,96	
L180x18	180	18	16	5,3	61,99	48,66	1884,07	146,36	55,1	2992,69	69,5	775,44	35,4	51,3	7,81	7,88	7,95	8,02	
L180x20	180	20	16	5,3	68,43	53,72	2061,11	161,07	54,9	3271,31	69,1	850,92	35,3	52	7,84	7,91	7,98	8,06	
L200x12*	200	12	18	6	47,1	36,97	1822,78	124,61	62,2	2896,16	78,4	749,4	39,9	53,7	8,48	8,55	8,62	8,69	
L200x13	200	13	18	6	50,85	39,92	1960,77	134,44	62,1	3116,18	78,3	805,35	39,8	54,2	8,51	8,58	8,65	8,72	
L200x14*	200	14	18	6	54,6	42,8	2097	144,17	62	3333	78,1	861	39,7	54,6	8,53	8,6	8,67	8,74	
L200x16	200	16	18	6	61,98	48,65	2362,57	163,37	61,7	3755,39	77,8	969,74	39,6	55,4	8,57	8,64	8,71	8,78	
L200x18	200	18	18	6	69,3	54,4	2620,64	182,22	61,5	4164,54	77,5	1076,74	39,4	56,2	8,61	8,68	8,75	8,82	
L200x20	200	20	18	6	76,54	60,08	2871,47	200,73	61,2	4560,42	77,2	1181,92	39,3	57	8,64	8,72	8,79	8,86	
L200x24	200	24	18	6	90,78	71,26	3350,66	236,77	60,8	5313,5	76,5	1387,73	39,1	58,5	8,72	8,79	8,86	8,93	
L200x25*	200	25	18	6	94,29	74,02	3466,21	245,59	60,6	5494,04	76,3	1438,38	39,1	58,9	8,74	8,81	8,88	8,95	
L200x30*	200	30	18	6	111,54	87,56	4019,6	288,57	60	6351,05	75,5	1698,16	38,9	60,7	8,83	8,9	8,97	9,05	

Окончание таблицы Б.1

Обозначение	Размеры, мм				A, см ²	Масса 1 м, кг/м	Справочные данные для осей								У ₀ , мм	i _z , см, при зазоре а, равном, мм			
							y – y (z – z)			u – u		v – v				8	10	12	14
	I _y = I _z , см ⁴	W _y , см ³	i _y , мм	I _u , см ⁴			i _u , мм	I _v , см ⁴	i _v , мм										
L220x14	220	14	21	7	60,38	47,4	2814,36	175,18	68,3	4470,15	86	1158,56	43,8	59,1	9,3	9,36	9,43	9,5	
L220x16*	220	16	21	7	68,58	53,83	3175,44	198,71	68	5045,37	85,8	1305,52	43,6	60,2	9,36	9,42	9,49	9,56	
L250x16*	250	16	24	8	78,4	61,55	4717,1	258,43	77,6	7492,1	97,8	1942,09	49,8	67,5	10,55	10,62	10,69	10,75	
L250x18	250	18	24	8	87,72	68,86	5247,24	288,82	77,3	8336,69	97,5	2157,78	49,6	68,3	10,59	10,66	10,72	10,79	
L250x20*	250	20	24	8	96,96	76,11	5764,87	318,76	77,1	9159,73	97,2	2370,01	49,4	69,1	10,63	10,69	10,76	10,83	
L250x22	250	22	24	8	106,12	83,31	6270,32	348,26	70,9	9961,6	96,9	2579,04	49,3	70	10,67	10,74	10,81	10,88	
L250x25	250	25	24	8	119,71	93,97	7006,39	391,72	76,5	11125,5	96,4	2887,26	49,1	71,1	10,72	10,79	10,86	10,93	
L250x28	250	28	24	8	133,12	104,5	7716,86	434,25	76,1	12243,8	95,9	3189,89	49	72,3	10,78	10,85	10,92	10,99	
L250x30	250	30	24	8	141,96	111,44	8176,52	462,11	75,9	12964,7	95,6	3388,98	48,9	73,1	10,82	10,89	10,96	11,03	
L250x35	250	35	24	8	163,71	128,51	9281,05	530,11	75,3	14830,6	94,7	3879,37	48,7	74,9	10,91	10,98	11,05	11,13	

Профили, обозначенные звездочкой (*), входят в состав сокращенного проката по ГОСТ 8509-93.



Б.1.2 Уголки стальные горячекатаные неравнополочные. ГОСТ 8510-86

Обозначение по СТБ 21.504-2005 [4]: L 63x40x4 / ГОСТ 8510-86

Таблица Б.2 – Уголки стальные горячекатаные неравнополочные по ГОСТ 8510-86 [15]

Обозна- чение	Размеры, мм					А, см ²	Масса 1 м, кг/м	Справочные данные для осей											Y ₀ , мм	Z ₀ , мм
	h	b	t	r ₁	r ₂			y - y			z - z			v - v			I _{yz} , см ⁴	tg α		
								I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , мм	I _z , см ⁴	W _z , см ³	i _z , мм	I _v , см ⁴	W _v , см ³	i _v , мм				
L25x16x3	25	16	3	3,5	1,2	1,16	0,91	0,7	0,43	7,8	0,22	0,19	4,4	0,13	0,16	3,4	0,22	0,392	4,2	8,6
L30x20x3	30	20	3	3,5	1,2	1,43	1,12	1,27	0,62	9,4	0,45	0,3	5,6	0,26	0,25	4,3	0,43	0,427	5,1	10
L30x20x4	30	20	4	3,5	1,2	1,86	1,45	1,61	0,82	9,3	0,56	0,39	5,5	0,34	0,32	4,3	0,54	0,421	5,4	10,4
L32x20x3	32	20	3	3,5	1,2	1,49	1,17	1,52	0,72	10,1	0,46	0,3	5,5	0,28	0,25	4,3	0,47	0,382	4,9	10,8
L32x20x4	32	20	4	3,5	1,2	1,94	1,52	1,93	0,93	10	0,57	0,39	5,4	0,35	0,33	4,3	0,5	0,374	5,3	11,2
L40x25x3	40	25	3	4	1,3	1,89	1,48	3,06	1,14	12,7	0,93	0,49	7	0,56	0,41	5,4	0,96	0,385	5,9	13,2
L40x25x4	40	25	4	4	1,3	2,47	1,94	3,93	1,49	12,6	1,18	0,63	6,9	0,71	0,52	5,4	1,22	0,281	6,3	13,7
L40x25x5	40	25	5	4	1,3	3,03	2,37	4,73	1,82	12,5	1,41	0,77	6,8	0,86	0,64	5,3	1,44	0,374	6,6	14,1
L40x30x4	40	30	4	4	1,3	2,67	2,26	4,18	1,54	12,5	2,01	0,91	8,7	1,09	0,75	6,4	1,68	0,544	7,8	12,8
L40x30x5	40	30	5	4	1,3	3,28	2,46	5,04	1,88	12,4	2,41	1,11	8,6	1,33	0,91	6,4	2	0,539	8,2	13,2
L45x28x3	45	28	3	5	1,7	2,14	1,68	4,41	1,45	14,8	1,32	0,61	7,9	0,79	0,52	6,1	1,38	0,382	6,4	14,7
L45x28x4	45	28	4	5	1,7	2,8	2,2	5,68	1,9	14,2	1,69	0,8	7,8	1,02	0,67	6	1,77	0,379	6,8	15,1
L50x32x3	50	32	3	5,5	1,8	2,42	1,9	6,18	1,82	16	1,99	0,81	9,1	1,18	0,68	7	2,01	0,403	7,2	16
L50x32x4*	50	32	4	5,5	1,8	3,17	2,4	7,98	2,38	15,9	2,56	1,05	9	1,52	0,88	6,9	2,59	0,401	7,6	16,5
L56x36x4	56	36	4	6	2	3,58	2,81	11,37	3,01	17,8	3,7	1,34	10,2	2,19	1,13	7,8	3,74	0,406	8,4	18,2
L56x36x5	56	36	5	6	2	4,41	3,46	13,82	3,7	17,7	4,48	1,65	10,1	2,65	1,37	7,8	4,5	0,404	8,8	18,7

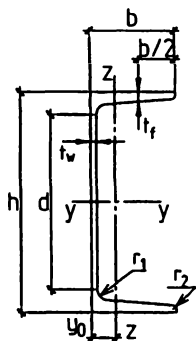
Продолжение таблицы Б.2

Обозна- чение	Размеры, мм					А, см ²	Масса 1 м, кг/м	Справочные данные для осей											y ₀ , мм	z ₀ , мм
	h	b	t	r ₁	r ₂			y-y			z-z			v-v			I _{yz} , см ⁴	tg α		
								I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , мм	I _z , см ⁴	W _z , см ³	i _z , мм	I _v , см ⁴	W _v , см ³	i _v , мм				
L63x40x5	63	40	5	7	2,3	4,98	3,91	19,91	4,72	20	6,26	2,05	11,2	3,73	1,72	8,6	6,41	0,396	9,5	20,8
L63x40x6	63	40	6	7	2,3	5,9	4,63	23,31	5,58	19,9	7,29	2,42	11,1	4,36	2,02	8,6	7,44	0,393	9	21,2
L63x40x8	63	40	8	7	2,3	7,68	6,03	29,6	7,22	19,6	9,15	3,12	10,9	5,58	2,6	8,5	9,27	0,386	10,7	22
L65x50x5	65	50	5	6	2	5,56	4,36	23,41	5,2	20,5	12,08	3,23	14,7	6,41	2,68	10,7	9,77	0,576	12,6	20
L65x50x6	65	50	6	6	2	6,6	5,18	27,46	6,16	20,4	14,12	3,82	14,6	7,52	3,15	10,7	11,46	0,575	13	20,4
L65x50x7	65	50	7	6	2	7,62	5,93	31,32	7,08	20,3	16,05	4,38	14,5	8,6	3,59	10,6	12,94	0,571	13,4	20,8
L65x50x8	65	50	8	6	2	8,62	6,77	35	7,99	20,2	18,88	4,93	14,4	9,65	4,02	10,6	13,61	0,57	13,7	21,2
L70x45x5	70	45	5	7,5	2,5	5,59	4,3	27,76	5,88	22,3	9,05	2,62	12,7	5,34	2,2	9,8	9,12	0,406	10,5	22,8
L75x50x5*	75	50	5	8	2,7	6,11	4,79	34,81	6,81	23,9	12,47	3,25	14,3	7,24	2,73	10,9	12	0,436	11,7	23,9
L75x50x6	75	50	6	8	2,7	7,25	5,69	40,92	8,08	23,8	14,6	3,85	14,2	8,48	3,21	10,8	14,1	0,435	12,1	24,4
L75x50x7	75	50	7	8	2,7	8,37	6,57	46,77	9,31	23,6	16,61	4,43	14,1	9,69	3,69	10,8	16,18	0,435	12,5	24,8
L75x50x8	75	50	8	8	2,7	9,47	7,43	52,38	10,52	23,5	18,52	4,88	14	10,87	4,14	10,7	17,8	0,43	12,9	25,2
L80x50x5	80	50	5	8	2,7	6,36	4,49	41,64	7,71	25,6	12,68	3,28	14,1	7,57	2,75	10	13,2	0,387	11,3	26
L80x50x6	80	50	6	8	2,7	7,55	5,92	48,98	9,15	25,5	14,85	3,88	14	8,88	3,24	10,8	15,5	0,386	11,7	26,5
L80x60x6	80	60	6	8	2,7	8,15	6,39	52,06	9,42	25,3	25,18	5,58	17,6	13,61	4,66	12,9	20,98	0,547	14,9	24,7
L80x60x7	80	60	7	8	2,7	9,42	7,39	59,61	10,87	25,2	28,74	6,43	17,5	15,58	5,34	12,9	24,01	0,546	15,3	25,2
L80x60x8	80	60	8	8	2,7	10,67	8,37	66,88	12,38	25	32,15	7,26	17,4	17,49	5,99	12,8	26,83	0,544	15,7	25,6
L90x56x5.5	90	56	5,5	9	3	7,86	6,17	65,28	10,74	28,8	19,67	4,53	15,8	11,77	3,81	12,2	20,54	0,384	12,6	29,2
L90x56x6*	90	56	6	9	3	8,54	6,7	70,58	11,66	28,8	21,22	4,91	15,8	12,7	4,12	12,2	22,23	0,384	12,8	29,5
L90x56x8	90	56	8	9	3	11,18	8,77	90,87	15,24	28,5	27,08	6,39	15,6	16,29	5,32	12,1	28,33	0,38	13,6	30,4
L100x63x6	100	63	6	10	3,3	9,58	7,53	98,29	14,52	32	30,58	6,27	17,9	18,2	5,27	13,8	31,5	0,393	14,2	32,3
L100x63x7	100	63	7	10	3,3	11,09	8,7	112,86	16,78	31,9	34,99	7,23	17,8	20,83	6,06	13,7	36,1	0,392	14,6	32,8
L100x63x8*	100	63	8	10	3,3	12,57	9,87	126,96	19,01	31,8	39,21	8,17	17,7	23,38	6,82	13,6	40,5	0,391	15	33,2

Окончание таблицы Б.2

Обозначение	Размеры, мм					А, см²	Масса 1 м, кг/м	Справочные данные для осей											Y ₀ , мм	Z ₀ , мм
	h	b	t	r ₁	r ₂			y-y			z-z			v-v			I _{yz} , см⁴	tg α		
								I _y , см⁴	W _y , см³	i _y , мм	I _z , см⁴	W _z , см³	i _z , мм	I _v , см⁴	W _v , см³	i _v , мм				
L100x63x10	100	63	10	10	3,3	15,47	12,14	153,95	23,32	31,5	47,18	9,99	17,5	28,34	8,31	13,5	48,6	0,387	15,8	34
L100x65x7	100	65	7	10	3,3	11,23	8,81	114,05	16,87	31,9	38,32	7,7	18,5	22,77	6,43	14,1	38	0,415	15,2	32,4
L100x65x8	100	65	8	10	3,3	12,73	9,99	128,31	19,11	31,8	42,96	8,7	18,4	25,24	7,26	14,1	42,64	0,414	15,6	32,8
L100x65x10	100	65	10	10	3,3	15,67	12,3	155,52	23,45	31,5	51,68	10,64	18,2	30,6	8,83	14	51,18	0,41	16,4	33,7
L110x70x6,5	110	70	6,5	10	3,3	11,45	8,98	142,42	19,11	35,3	45,61	8,42	20	26,94	7,05	15,3	46,8	0,402	15,8	35,5
L110x70x8	110	70	8	10	3,3	13,93	10,93	171,54	23,22	35,1	54,64	10,2	19,8	32,31	8,5	15,2	55,9	0,4	16,4	36,1
L125x80x7	125	80	7	11	3,7	14,06	11,04	226,53	26,67	40,1	73,73	11,89	22,9	43,4	9,96	17,6	74,7	0,407	18	40,1
L125x80x8*	125	80	8	11	3,7	15,98	12,58	225,62	30,26	40	80,95	13,47	22,8	48,82	11,25	17,5	84,1	0,406	18,4	40,5
L125x80x10*	125	80	10	11	3,7	19,7	15,47	311,61	37,27	39,8	100,47	16,52	22,6	59,33	13,74	17,4	102	0,404	19,2	41,4
L125x80x12	125	80	12	11	3,7	23,36	18,34	364,79	44,07	39,5	116,84	19,46	22,4	69,47	16,11	17,2	118	0,4	20	42,2
L140x90x8	140	90	8	12	4	18	14,13	363,68	38,25	44,9	119,79	17,19	25,8	70,27	14,39	15,8	121	0,411	20,3	44,9
L140x90x10	140	90	10	12	4	22,24	17,46	444,45	47,19	44,7	145,54	21,14	25,8	85,51	17,58	19,6	147	0,409	21,2	45,8
L160x100x9	160	100	9	13	4,3	22,87	17,96	605,97	56,04	51,5	186,03	23,96	28,5	110,4	20,01	22	194	0,391	22,4	51,9
L160x100x10	160	100	10	13	4,3	25,28	19,85	666,59	61,91	51,3	204,09	26,42	28,4	121,16	22,02	21,9	213	0,39	22,8	52,3
L160x100x12	160	100	12	13	4,3	30,04	23,58	784,22	73,42	51,1	238,75	31,23	28,2	142,14	25,93	21,8	249	0,388	23,6	53,2
L160x100x14	160	100	14	13	4,3	34,72	27,26	897,19	84,65	50,8	271,6	35,89	28	162,49	29,75	21,6	232	0,385	24,3	54
L180x110x10	180	110	10	14	4,7	28,33	22,2	952,28	78,59	58	276,37	32,27	31,2	165,44	29,96	24,2	295	0,376	24,4	58,8
L180x110x12	180	110	12	14	4,7	33,69	26,4	1122,56	93,33	57,7	324,09	38,2	31	194,28	31,83	24	348	0,374	25,2	59,7
L200x125x11	200	125	11	14	4,7	34,87	27,37	1449,02	107,31	64,5	446,36	45,98	35,8	263,84	38,27	27,5	465	0,392	27,9	65
L200x125x12	200	125	12	14	4,7	37,89	29,74	1568,19	116,51	64,3	481,93	49,85	35,7	285,04	41,45	27,4	503	0,392	28,3	65,4
L200x125x14	200	125	14	14	4,7	43,87	34,43	1800,83	134,64	64,1	550,77	57,43	35,4	326,54	47,57	27,3	575	0,39	29,1	66,2
L200x125x16	200	125	16	14	4,7	49,77	39,07	2026,08	152,41	63,8	616,66	64,83	35,2	366,99	53,56	27,2	643	0,388	29,9	67,1

Профили, обозначенные звездочкой (*), входят в состав сокращенного проката по ГОСТ 8510-86.



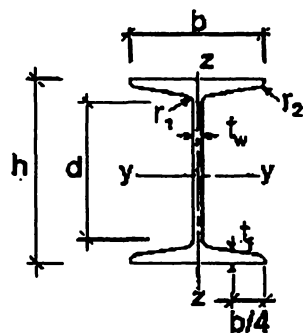
Б.1.3 Швеллеры стальные горячекатаные. ГОСТ 8240-97

Обозначение по СТБ 21.504-2005 [4]: [24П / ГОСТ 8240-97

Таблица Б.3 – Швеллеры стальные горячекатаные по ГОСТ 8240-97 [14]

№ [серии П	Размеры, мм						A, см ²	Масса 1 м, кг/м	Справочные значения для осей							I _t , см ⁴	I _w , см ⁶	Y ₀ , мм
									y - y				z - z					
	h	b	t _w	t _f	r ₁	r ₂			I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	S _y , см ³	I _z , см ⁴	W _z , см ³	i _z , см			
Швеллеры с параллельными гранями полок																		
5П	50	32	4,4	7	6	3,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,61	5,95	2,99	0,98	0,874	25,11	12,1
6,5П	65	36	4,4	7,2	6	3,5	7,51	5,9	48,8	15	2,55	9,02	9,35	4,06	1,12	1,08	68,791	12,9
8П*	80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	8,98	7,05	89,9	22,5	3,16	13,3	13,9	5,31	1,24	1,324	157,58	13,8
10П*	100	46	4,5	7,6	7	4	10,9	8,59	175	34,9	3,99	20,5	22,6	7,37	1,44	1,65	405,38	15,3
12П*	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,3	10,4	305	50,8	4,79	29,7	34,9	9,84	1,62	2,087	913,57	16,6
14П*	140	58	4,9	8,1	8	4,5	15,6	12,3	493	70,4	5,61	40,9	51,5	12,9	1,81	2,604	1834	18,2
16П*	160	64	5	8,4	8,5	5	18,1	14,2	750	93,8	6,44	54,3	72,8	16,4	2,00	3,196	3393,7	19,7
16аП	160	68	5	9	8,5	5	19,5	15,3	827	103	6,51	59,5	90,5	19,6	2,15	3,971	4153,4	21,9
18П*	180	70	5,1	8,7	9	5	20,7	16,3	1090	121	7,26	70	100	20,6	2,20	3,869	5892,5	21,4
18аП	180	74	5,1	9,3	9	5	22,2	17,4	1200	133	7,34	76,3	123	24,3	2,35	4,764	7109,8	23,6
20П*	200	76	5,2	9	9,5	5,5	23,4	18,4	1530	153	8,08	88	134	25,2	2,39	4,631	9720,5	23
22П*	220	82	5,4	9,5	10	6	26,7	21	2120	193	8,90	111	178	31	2,58	5,874	15664	24,7
24П*	240	90	5,6	10	10,5	6	30,6	24	2910	243	9,75	139	248	39,5	2,85	7,405	25843	27,2
27П*	270	95	6	10,5	11	6,5	35,2	27,7	4180	310	10,90	178	314	46,7	2,99	9,276	41729	27,8
30П*	300	100	6,5	11	12	7	40,5	31,8	5830	389	12,00	224	393	54,8	3,12	11,62	65081	28,3
33П	330	105	7	11,7	13	7,5	46,5	36,5	8010,8	486	13,10	281	491	64,6	3,25	14,984	99139	29
36П	360	110	7,5	12,6	14	8,5	53,4	41,9	10850	603	14,30	350	611	76,3	3,38	19,732	147995	29,9
40П*	400	115	8	13,5	15	9	61,5	48,3	15260	763	15,80	445	760	89,9	3,51	25,69	228606	30,5

Профили, обозначенные звездочкой (*), входят в состав сокращенного проката по ГОСТ 8240-97.



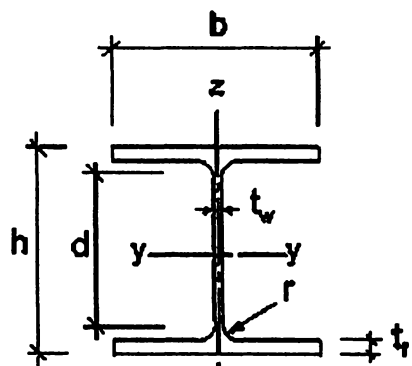
Б.1.4 Двутавры стальные горячекатаные. ГОСТ 8239-89

Обозначение по СТБ 21.504-2005 [4]: $\text{I} 30$ / ГОСТ 8239 - 89

Таблица Б.4 – Двутавры стальные горячекатаные по ГОСТ 8239-89 [8]

№ балки	Размеры, мм						A, см ²	Масса 1 м, кг/м	Справочные данные для осей							I _t , см ⁴	I _w , см ⁶
	h	b	t _w	t _f	r ₁	r ₂			y - y				z - z				
									I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	S _y , см ³	I _z , см ⁴	W _z , см ³	i _z , см		
10	100	55	4,5	7,2	7	2,5	12	9,46	198	39,7	4,06	23	17,9	6,49	1,22	2,28	385,38
12*	120	64	4,8	7,3	7,5	3	14,7	11,5	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38	2,88	885,92
14*	140	73	4,9	7,5	8		17,4	13,7	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55	3,59	1839,02
16*	160	81	5	7,8	8,5	3,5	20,2	15,9	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,7	4,46	3393,65
18*	180	90	5,1	8,1	9		23,4	18,4	1290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88	5,6	6102
20*	200	100	5,2	8,4	9,5	4	26,8	21	1840	184	8,28	104	115	23,1	2,07	6,92	10554,3
22	220	110	5,4	8,7	10	4	30,6	24	2550	232	9,13	131	157	28,6	2,27	8,6	17524,2
24	240	115	5,6	9,5	10,5		34,8	27,3	3460	289	9,97	163	198	34,5	2,37	11,1	26299,5
27	270	125	6	9,8	11	4,5	40,2	31,5	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54	13,6	44007,6
30	300	135	6,5	10,2	12	5	46,5	36,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69	17,4	70756,6
33	330	140	7	11,2	13		53,8	42,2	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79	23,8	106461
36	360	145	7,5	12,3	14	6	61,9	48,6	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89	31,4	155955
40	400	155	8,3	13	15		72,6	57	19062	953	16,2	545	667	86,1	3,03	40,6	249740
45	450	160	9	14,2	16	7	84,7	66,5	27696	1231	18,1	708	808	101	3,09	54,7	383642
50	500	170	10	15,2	17		100	78,5	39727	1589	19,9	919	1043	123	3,23	75,4	612843
55	550	180	11	16,5	18		118	92,6	55962	2035	21,8	1181	1356	151	3,39	100	964870
60	600	190	12	17,8	20	8	138	108	76806	2560	23,6	1491	1725	182	3,54	135	1461752

Профили, обозначенные звездочкой (*), входят в состав сокращенного проката по ГОСТ 8239-89.



Б.1.5 Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. ГОСТ 26020-83

Обозначение по СТБ 21.504-2005 [4]: $\text{I} 40 \text{ K1} / \text{ГОСТ 26020} - 83$

Таблица Б.5 – Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020-83 [9]

№ профиля	Масса 1 м, кг/м	Размеры, мм					А, см ²	Справочные данные для осей							I _t , см ⁴	I _w , см ⁶
		h	b	t _w	t _f	r ₁		y - y				z - z				
								I _y , см ⁴	W _y , см ³	S _y , см ³	i _y , см	I _z , см ⁴	W _z , см ³	i _z , см		
Нормальные двутавры																
10Б1	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24	1,202	353,48
12Б1	8,7	117,6	64	3,8	5,1		11,03	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7	1,42	1,042	708,75
12Б2	10,4	120	64	4,4	6,3		13,21	318	53,0	30,4	4,90	27,7	8,6	1,45	1,735	895,24
14Б1	10,5	137,4	73	3,8	5,6		13,39	435	63,3	35,8	5,70	36,4	10	1,65	1,367	1580,78
14Б2	12,9	140	73	4,7	6,9		16,43	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65	2,447	1988,58
16Б1	12,7	157	82	4	5,9	9	16,18	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83	1,964	3105,05
16Б2	15,8	160	82	5	7,4		20,09	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84	3,604	3976,21
18Б1	15,4	177	91	4,3	6,5		19,58	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,04	2,699	5952,13
18Б2	18,8	180	91	5,3	8		23,95	1317	146,3	83,2	7,41	100,8	22,2	2,05	4,29	7455,17
20Б1	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,49	1943	194,3	110,3	8,26	142,3	28,5	2,23	6,98	13046,15
23Б1	25,8	230	110	5,6	9		32,91	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	36,4	2,47	8,383	24457,13
26Б1	28	258	120	5,8	8,5		35,62	4024	312,0	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63	8,419	28221,65
26Б2	31,2	261	120	6	10		39,70	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,70	11,74	45486,73
30Б1	32,9	296	140	5,8	8,5	15	41,92	6328	427,0	240,0	12,29	390,0	55,7	3,05	10,841	80589,8
30Б2	36,6	299	140	6,0	10		46,67	7293	487,8	273,8	12,50	458,6	65,5	3,13	14,722	95756,8

Продолжение таблицы Б.5

№ профи- ля	Масса 1 м, кг/м	Размеры, мм					А, см ²	Справочные данные для осей							I _t , см ⁴	I _w , см ⁶
		h	b	t _w	t _f	r ₁		y - y				z - z				
								I _y , см ⁴	W _y , см ³	S _y , см ³	i _y , см	I _z , см ⁴	W _z , см ³	i _z , см		
35Б1	38,9	346	155	6,2	8,5	18	49,53	10060	581,7	328,6	14,25	529,6	68,3	3,27	14,843	150812
35Б2	43,3	349	155	6,5	10		55,17	11550	662,2	373	14,47	622,9	80,4	3,36	19,44	178961
40Б1	48,1	392	165	7	9,5	21	61,25	15750	803,6	456	16,03	714,9	86,7	3,42	24,159	261486
40Б2	54,7	396	165	7,5	11,5		69,72	18530	935,7	529,7	16,30	865	104,8	3,52	33,094	319705
45Б1	59,8	443	180	7,8	11		76,23	24940	1125,8	639,5	18,99	1073,7	119,3	3,75	34,662	500945
45Б2	67,5	447	180	8,4	13		85,96	28870	1291,9	732,9	18,32	1269	141	3,84	47,863	597559
50Б1	73	492	200	8,8	12		92,98	37160	1511	860,4	19,99	1606	160,6	4,16	48,235	925056
50Б2	80,7	496	200	9,2	14		102,80	42390	1709	970,2	20,30	1873	187,3	4,27	64,04	1087857
55Б1	89	543	220	9,5	13,5	24	113,37	55680	2051	1165	22,16	2404	218,6	4,61	73,37	1685025
55Б2	97	547	220	10	15,5		124,75	62790	2296	1302	22,43	2760	250,9	4,70	95,8	1949196
60Б1	106,2	593	230	10,5	15,5		135,26	78760	2656	1512	24,13	3154	274,3	4,83	104,99	2629697
60Б2	115,6	597	230	11	17,5		147,30	87640	2936	1669	24,39	3561	309,6	4,92	134,04	2989640
70Б1	129,3	691	260	12	15,5		164,70	125 930	3645	2095	27,65	4556	350,5	5,26	136,13	5197259
70Б2	144,2	697	260	12,5	18,5		183,60	145912	4187	2393	28,19	5437	418,3	5,44	188,01	6257474
80Б1	159,5	791	280	13,5	17	26	203,20	199 500	5044	2917	31,33	6244	446,0	5,54	203,37	9351576
80Б2	177,9	798	280	14	20,5		226,60	232 200	5820	3343	32,01	7527	537,6	5,76	281,74	11375296
90Б1	194	893	300	15	18,5	30	247,10	304 400	6817	3964	35,09	8365	557,6	5,82	305,59	15992839
90Б2	213,8	900	300	15,5	22		272,40	349 200	7760	4480	35,80	9943	662,8	6,04	404,71	19162248
100Б1	230,6	990	320	16	21		293,82	446 000	9011	5234	38,96	11520	719,9	6,26	418,52	27042077
100Б2	258,2	998	320	17	25		328,90	516400	10350	5980	39,62	13710	856,9	6,46	589,08	32449137
100Б3	285,7	1006	320	18	29		364,00	597 700	11 680	6739	40,18	15900	993,9	6,61	814,06	37942532
100Б4	314,5	1013	320	19,5	32,5		400,60	655 400	12940	7470	40,45	17830	1114,3	6,67	1091,9	42853527
Широкополочные двутавры																
20Ш1	30,6	196	193	6	9	13	38,95	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61	11,008	42912.5
23Ш1	36,2	226	155	6,5	10	14	46,06	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67	15,554	72550,1
26Ш1	42,7	251	180	7	10	16	54,37	6225	496	276	10,70	974	108,2	4,23	19,849	141427
26Ш2	49,2	255	180	7,5	12		62,73	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31	29,708	172425
30Ш1	53,6	291	200	8	11	18	68,31	10400	715	398	12,34	1470	147,0	4,64	30,959	288120
30Ш2	61	295	200	8,5	13		77,65	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73	44,16	345333

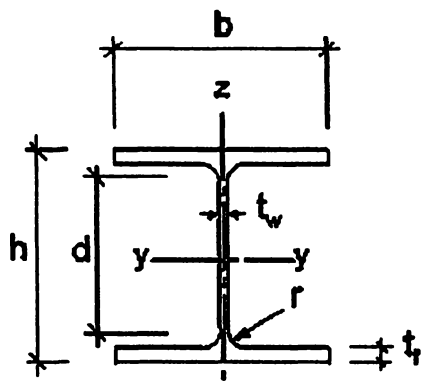
Продолжение таблицы Б.5

№ профи- ля	Масса 1 м, кг/м	Размеры, мм					A, см ²	Справочные данные для осей							I _t , см ⁴	I _w , см ⁶
		h	b	t _w	t _f	r ₁		y - y				z - z				
								I _y , см ⁴	W _y , см ³	S _y , см ³	i _y , см	I _z , см ⁴	W _z , см ³	i _z , см		
30Ш3	68,3	299	200	9	15	18	87	14040	939	526	12,70	2004	200,4	4,80	61,69	404087
35Ш1	75,1	338	250	9,5	12,5	20	95,67	19790	1171	651	14,38	3260	261	5,84	56,29	863495
35Ш2	82,2	341	250	10,0	14		104,74	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,90	72,14	975727
35Ш3	91,3	345	250	10,5	16		116,30	25140	1458	813	14,70	4170	334	5,99	97,52	1128412
40Ш1	96,1	388	300	9,5	14	22	122,40	34360	1771	976	16,76	6306	420	7,18	83,29	2205145
40Ш2	111,1	392	300	11,5	16		141,60	39700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14	125,49	2547949
40Ш3	123,4	396	300	12,5	18		157,20	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18	169,38	2897330
50Ш1	114,4	484	300	11	15	26	145,70	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81	122,38	3718441
50Ш2	138,7	489	300	14,5	17,5		176,60	72530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69	209,98	4390667
50Ш3	156,4	495	300	15,5	20,5		199,20	84200	3402	1923	20,56	9250	617	6,81	291,92	5206600
50Ш4	174,1	501	300	16,5	23,5		221,70	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92	398,1	6042165
60Ш1	142,1	580	320	12	17	28	181,10	107300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17	183,58	7371113
60Ш2	176,9	587	320	15	20,5		225,30	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06	337,3	9009892
60Ш3	205,5	595	320	18	24,5		261,80	156900	5273	2997	24,48	13420	839	7,16	517,82	10919528
60Ш4	234,2	603	320	20	28,5		298,34	182500	6055	3455	24,73	15620	976	7,23	759,2	12888461
70Ш1	169,9	683	320	13,5	19	30	216,40	172000	5036	2843	28,19	10400	650	6,93	266,82	11463297
70Ш2	197,6	691	320	15	23		251,70	205500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07	411,82	14044900
70Ш3	235,4	700	320	18	27,5		299,80	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09	680,02	17038153
70Ш4	261,1	708	320	20,5	31,5		341,60	284400	8033	4598	28,85	17270	1079	7,11	993,97	19759137
70Ш5	305,9	718	320	23	36,5		389,7	330600	9210	5298	29,13	20020	1251	7,17	1474,2	23245334
Колонные двутавры																
20К1	41,5	195	200	6,5	10	13	52,82	3820	392	216	8,50	1334	133	5,03	17,744	114140
20К2	46,9	198	200	7	11,5		59,70	4422	447	247	8,61	1534	153	5,07	25,436	133390
23К1	52,2	227	240	7	10,5	14	66,51	6589	580	318	9,95	2421	202	6,03	24,671	283694
23К2	59,5	230	240	8	12		75,77	7601	661	365	10,02	2766	231	6,04	35,988	328698
26К1	65,2	255	260	8	12	16	83,08	10300	809	445	11,14	3517	271	6,51	40,367	519188
26К2	73,2	258	260	9	13,5		93,19	11700	907	501	11,21	3957	304	6,52	56,254	591376
26К3	83,1	262	260	10	15,5		105,90	13560	1035	576	11,32	4544	349	6,55	81,91	690259

Окончание таблицы Б.5

№ профиля	Масса 1 м, кг/м	Размеры, мм					A, см ²	Справочные данные для осей							I _t , см ⁴	I _w , см ⁶
		h	b	t _w	t _f	r ₁		y - y				z - z				
								I _y , см ⁴	W _y , см ³	S _y , см ³	i _y , см	I _z , см ⁴	W _z , см ³	i _z , см		
30К1	84,8	296	300	9	13,5	18	108,00	18110	1223	672	12,95	6079	405	7,50	66,11	1212856
30К2	96,3	300	300	10	15,5		122,70	20930	1395	771	13,06	6980	465	7,54	95,88	1412407
30К3	108,9	304	300	11,5	17,5		138,72	23910	1573	874	13,12	7881	525	7,54	137,03	1617225
35К1	109,7	343	350	10	15,0	20	139,70	31610	1843	1010	15,04	10720	613	8,76	104,985	2883251
35К2	125,9	348	350	11	17,5		160,40	37090	2132	1173	15,21	12510	715	8,83	157,45	3416176
35К3	144,5	353	350	13	20,0		184,10	42970	2435	1351	15,28	14300	817	8,81	235,05	3964281
40К1	138	393	400	11	16,5	22	175,80	52 400	2664	1457	17,26	17610	880	10	158,9	6240643
40К2	165,6	400	400	13	20,0		210,96	64140	3207	1767	17,44	21350	1067	10,06	270,84	7707350
40К3	202,3	409	400	16	24,5		257,80	80040	3914	2180	17,62	26150	1307	10,07	487,43	9665057
40К4	242,2	419	400	19	29,5		308,60	98340	4694	2642	17,85	31500	1575	10,10	831,8	11947183
40К5	291,2	431	400	23	35,5		371,00	121 570	5642	3217	18,10	37910	1896	10,11	1434,87	14824729
Двутавры дополнительной серии																
24ДБ1	27,8	239	115	5,5	9,3	15	35,45	3535	295,8	166,6	9,99	236,8	41,2	2,58	10,333	31235,2
27ДБ1	31,9	269	125	6,0	9,5	15	40,68	5068	376,8	212,7	11,16	310,5	49,7	2,76	12,36	52272,9
36ДБ1	49,1	360	145	7,2	12,3	18	62,60	13800	766,4	434,1	14,84	627,6	86,6	3,17	29,132	189685
35ДБ1	33,6	349	127	5,8	8,5	15	42,78	8540	489,4	279,4	14,13	291,5	45,9	2,61	10,653	84491,5
40ДБ1	39,7	399	139	6,2	9,0	15	50,58	13050	654,2	374,5	16,06	404,4	58,2	2,83	13,443	153773
45ДБ1	52,6	450	152	7,4	11,0	15	67,05	21810	969,2	556,8	18,04	646,2	85,0	3,10	24,16	311341
45ДБ2	65,0	450	180	7,6	13,3	18	82,8	28840	1280	722	18,7	1300	144	3,96	41,985	619797
30ДШ1	72,7	300,6	201,9	9,4	16,0	18	92,6	15090	1000	563	12,8	2200	218	4,87	73,45	445484
40ДШ1	124	397,6	302,0	11,5	18,7	22	159,0	46330	2330	1290	17,1	8590	569	7,36	174,54	3083063
50ДШ1	155	496,2	303,8	14,2	21,0	26	198,0	86010	3470	1950	20,8	9830	647	7,05	283,86	5549405

Профили, выделенные жирным шрифтом, входят в состав сокращенного проката по ГОСТ 26020-83.



**Б.1.6 Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок.
ГОСТ Р 57837-2017 (СТО АСЧМ 20-93)**

Обозначение по СТБ 21.504-2005 [4]: $\text{I} 20\text{Б1} / \text{ГОСТ Р 57837-2017}$

Таблица Б.6 – Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок по ГОСТ Р 57837-2017 (СТО АСЧМ 20-93) [21]

№ профиля	Масса 1 м, кг/м	Размеры, мм					А, см ²	Справочные данные для осей						I _t , см ⁴	I _w , см ⁶	
		h	b	t _w	t _f	r		y - y				z - z				
								I _y , см ⁴	W _y , см ³	S _y , см ³	i _y , мм	I _z , см ⁴	W _z , см ³			i _z , мм
Нормальные двутавры																
10Б1	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	171	34,2	19,7	40,7	15,9	5,8	12,4	0,874	353,48
12Б1	8,7	117,6	64	3,8	5,1		11,03	257	43,8	24,9	48,3	22,4	7	14,3	0,759	708,75
12Б2	10,4	120	64	4,4	6,3		13,21	318	53	30,4	49	27,7	8,7	14,5	1,356	895,24
14Б1	10,5	137,4	73	3,8	5,6		13,39	435	63,3	35,8	57	36,4	10	16,5	1,074	1580,78
14Б2	12,9	140	73	4,7	6,9		16,43	541	77,3	44,2	57,4	44,9	12,3	16,5	2,01	1988,58
16Б1	12,7	157	82	4	5,9	9	16,18	689	87,8	49,6	65,3	54,4	13,3	18,3	1,418	3105,05
16Б2	15,8	160	82	5	7,4		20,09	869	108,7	61,9	65,3	69,3	16,7	18,4	2,785	4034,43
18Б1	15,4	177	91	4,3	6,5		19,58	1063	120,1	67,7	73,7	81,9	18	20,5	2,078	5952,13
18Б2	18,8	180	91	5,3	8		23,95	1317	146,3	83,2	74,2	100,8	22,2	20,5	3,867	7455,17
20Б1	21,3	200	100	5,5	8	11	27,16	1844	184,4	104,7	82,4	133,9	26,8	22,2	4,389	12340
25Б1	25,7	248	124	5	8	12	32,68	3537	285,3	159,7	104	254,8	41,1	27,9	5,135	36691
25Б2	29,6	250	125	6	9		37,66	4052	324,2	182,9	103,7	293,8	47	27,9	7,663	42660,5
30Б1	32	298	149	5,5	8	13	40,8	6319	424,1	237,5	124,4	441,9	59,3	32,9	6,605	92909,5
30Б2	36,7	300	150	6,5	9		46,78	7210	480,6	271,1	124,1	507,4	67,7	32,9	9,82	107418

Продолжение таблицы Б.6

№ профиля	Масса 1 м, кг/м	Размеры, мм					А, см ²	Справочные данные для осей							I _t , см ⁴	I _w , см ⁶
		h	b	t _w	t _f	r		y - y				z - z				
								I _y , см ⁴	W _y , см ³	S _y , см ³	i _y , мм	I _z , см ⁴	W _z , см ³	i _z , мм		
35Б1	41,4	346	174	6	9	14	52,68	11095	641,3	358,1	145,1	791,4	91	38,8	10,736	224696
35Б2	49,6	350	175	7	11		63,14	13560	774,8	434	146,5	984,2	112,5	39,5	19,061	282763
40Б1	56,6	396	199	7	11	16	72,16	20020	1011,1	564	166,6	1446,9	145,4	44,8	21,716	536167
40Б2	66	400	200	8	13		84,12	23706	1185,3	663,2	167,9	1736,2	173,6	45,4	35,209	650072
45Б1	66,2	446	199	9	12	18	84,3	28699	1287	725,1	184,5	1579,7	158,6	43,3	33,072	743865
45Б2	76	450	200	9	14		96,76	33453	1496,8	839,6	185,9	1871,3	187,1	44	46,289	889317
50Б1	72,5	492	199	8,8	12	20	92,38	36845	1497,9	853,5	199,7	1581,5	158,9	41,4	33,415	910944
50Б2	79,5	496	199	9	14		101,27	41872	1688,4	937,3	203,3	1844,4	185,4	42,7	47,224	1071246
50Б3	89,7	500	200	10	16		114,23	47849	1914	1087,7	204,7	2140,3	214	43,3	69,19	1253445
55Б1	89	543	220	9,5	13,5	24	113,36	55682	2050,9	1165,1	221	2404,5	218,6	46,1	50,52	1685376
55Б2	97,9	547	220	10	15,5		124,74	62790	2295,8	1301,6	224,4	2760,3	250,9	47	71	1949408
60Б1	96,6	596	199	10	15	22	120,45	68721	2306,1	1325,5	236,9	1979	198,9	40,5	63,01	1670083
60Б2	105,5	600	200	11	17		134,41	77638	2587,9	1489,5	240,3	2277,5	227,8	41,2	89,44	1935243
70Б1	129,3	691	260	12	15,5		164,74	125931	3644,9	2094,9	276,5	4556,4	350,5	52,6	102,4	5197716
Широкополочные двутавры																
20Ш1	30,6	194	150	6	9	13	39,01	2690	277,3	154,3	83	507,1	67,6	36,1	8,475	43388,7
25Ш1	44,1	244	175	7	11	16	56,24	6122	501,8	279,2	104,3	984,3	112,5	41,8	17,849	133592
30Ш1	56,8	294	200	8	12	18	72,38	11339	771,4	429,5	125,2	1602,9	160,3	47,1	27,39	318673
30Ш2	68,6	300	201	9	15		87,38	14210	947,4	529,9	127,5	2033,8	202,4	48,2	50,9	412989
35Ш1	65,3	334	249	8	11	20	83,17	17108	1024,4	565,8	143,4	2834,1	227,6	58,4	27,312	739197
35Ш2	79,7	340	250	9	14		101,51	21678	1275,2	706,1	146,1	3650,5	292	60	52,76	969901
40Ш1	88,6	383	299	9,5	12,5	22	112,91	30556	1595,6	880,8	164,5	5575,4	372,9	70,3	49,06	1913341
40Ш2	106,7	390	300	10	16		135,95	38676	1983,4	1094	168,7	7207,1	480,5	72,8	92,83	2520251

Продолжение таблицы Б.6

№ профиля	Масса 1 м, кг/м	Размеры, мм					A, см ²	Справочные данные для осей							I _t , см ⁴	I _w , см ⁶
		h	b	t _w	t _f	r		y - y				z - z				
								I _y , см ⁴	W _y , см ³	S _y , см ³	i _y , мм	I _z , см ⁴	W _z , см ³	i _z , мм		
45Ш1	123,5	440	300	11	18	24	157,39	56072	2546,7	1412	188,8	8110,3	570,7	71,8	132,81	3610786
50Ш1	114,2	482	300	11	15	26	145,52	60371	2505	1395,7	203,7	6762,4	450,6	68,2	87,21	3687013
50Ш2	138,4	487	300	14,5	17,5		176,34	71867	2951,4	1666,7	201,9	7896,4	526,4	66,9	153,43	4351513
50Ш3	156,1	493	300	15,5	20,5		198,86	83441	3395	1912,8	204,8	9249,7	616,6	68,2	227,6	5162633
50Ш4	173,8	499	300	16,5	23,5		221,38	95282	3818,9	2161,5	207,5	10603,4	706,9	69,2	324,32	5993579
60Ш1	137	582	300	12	17	28	174,49	102717	3529,8	1981,5	242,3	7669	511,2	66,3	129,06	6120341
60Ш2	170,7	589	300	16	20,5		217,41	126201	4285,3	2439	240,9	9257,4	617,2	65,3	246,75	7479800
60Ш3	198,1	597	300	18	24,5		252,37	150043	5026,6	2869,9	243,8	11067,3	737,8	66,2	398,26	9068442
60Ш4	225,6	605	300	20	28,5		287,33	174459	5767,2	3305,6	246,4	12879,3	858,6	67	602,77	10701162
70Ш1	166	692	300	13	20		211,49	172435	4983,7	2814,6	285,3	9022,9	601,5	65,3	205,54	10186493
70Ш2	190,4	698	300	15	23		242,53	198791	5696	3233,6	286,3	10381,1	692,1	65,4	312,87	11824722
70Ш3	226,9	707	300	18	27,5		289,09	239032	6731,9	3867,2	287,6	12422,4	828,2	65,6	534,98	14339186
70Ш4	258,6	715	300	20,5	31,5		329,39	235138	7696,2	4426,7	289	14240,2	949,3	65,8	798,79	16631565
70Ш5	294,9	725	300	23	36,5		375,69	319793	8821,9	5099,5	291,9	16512,3	1100,8	66,3	1209,79	19568410
80Ш1	164,6	782	300	13,5	17		209,71	205458	5254,7	3018,9	313	7676,7	511,6	60,3	159,552	11231492
80Ш2	191,1	792	300	14	22		243,45	253655	6405,4	3644,1	322,8	9928,9	661,9	63,9	277,9	14717113
90Ш1	191,5	881	299	15	18,5		243,96	292583	6642,1	3861,2	346,3	8278,5	553,7	58,3	221,3	15396069
90Ш2	212,6	890	299	15	23		270,87	345335	7770,3	4457	357,1	10223,3	687,8	61,6	333,65	19211854
100Ш1	230,6	990	320	16	21	30	293,8	446039	9010,9	5234,1	389,6	11517,9	719,9	62,6	326,22	27037149
100Ш2	258,2	998	320	17	25		328,88	516372	10348,2	5982,6	396,2	13710	853,9	64,6	484,11	32449137
100Ш3	285,7	1006	320	18	29		363,96	557730	11684,5	6736,2	401,8	15903	993,9	66,1	693,28	37949686
100Ш4	314,5	1013	320	19,5	32,5		400,58	655449	12940,7	7470	404,5	17828,8	1114,3	66,7	947,19	42850645

Окончание таблицы Б.6

№ профиля	Масса 1 м, кг/м	Размеры, мм					А, см ²	Справочные данные для осей						I _t , см ⁴	I _w , см ⁶	
		h	b	t _w	t _f	r		y - y				z - z				
								I _y , см ⁴	W _y , см ³	S _y , см ³	i _y , мм	I _z , см ⁴	W _z , см ³			i _z , мм
Колонные двутавры																
20К1	41,4	196	199	6,5	10	13	52,69	3846	392,5	216,4	85,4	1341,4	132,1	49,9	14,739	116018
20К2	49,9	200	200	8	12		63,53	4716	471,6	262,8	86,2	1601,4	160,1	50,2	25,784	141500
25К1	62,6	246	249	8	12	16	79,72	9171	745,6	410,7	107,3	3089,9	248,2	62,3	32,214	422976
25К2	72,4	250	250	9	14		92,18	10833	866,6	480,3	108,4	3648,6	291,9	62,9	50,53	508031
25К3	80,2	253	251	10	15,5		102,21	12154	960,8	535,4	109	4088,6	325,8	63,2	68,9	576556
30К1	87	298	299	9	14	18	110,8	18849	1265,1	694,7	130,4	6240,9	417,5	75,1	60,71	1258415
30К2	94	300	300	10	15		119,78	20411	1360,7	750,6	130,5	6754,5	450,3	75,1	75,87	1371586
30К3	105,8	300	305	15	15		134,78	21536	1435,7	806,9	126,4	7104,4	465,9	72,6	100,46	1442637
30К4	105,8	304	301	11	17		134,82	23381	1538,2	852,8	131,7	7732,3	513,8	75,7	109,39	1592254
35К1	109,1	342	348	10	15	20	139,03	31249	1827,14	1001,2	149,9	10541,7	605,8	87,1	88,07	2818034
35К2	136,5	350	350	12	19		173,87	40296	2302,6	1272,7	152,2	13585,3	776,3	86,4	176,03	3721047
40К1	146,6	394	398	11	18	22	186,81	56147	2850,1	1559,3	173,4	18921,9	950,8	100,6	168,88	6687756
40К2	171,7	400	400	13	21		218,69	66623	3331,2	1836,3	174,5	22412	1120,6	101,2	270,04	8048205
40К3	200,1	406	403	16	24		254,87	78041	3844,4	2139,9	175	26199,5	1300,2	101,4	416,13	9557839
40К4	231,9	414	405	18	28		295,39	92773	4481,8	2513,2	177,2	31026,2	1532,2	102,5	653,46	11556949
40К5	290,8	429	400	23	35,5		370,49	120292	5608	3198,6	180,2	37914,2	1895,7	101,2	1316	14676799

1. Профили, выделенные **жирным шрифтом**, входят в состав как ГОСТ Р 57837-2017, так и СТО АСЧМ 20-93.
2. Профили, выделенные *курсивом*, входят только в состав СТО АСЧМ 20-93, и выпуск их прекращен (информационное письмо №ТК375/ГР-57837 от 11.04.2018).

Б.2 Сортамент листового проката

Таблица Б.7 – Типовые размеры листового проката

№ п/п	Ширина проката, мм	Вид проката	Размеры проката, мм		
			ширина	толщина	градация толщин
1	До 200	Прокат сортовой стальной горячекатаный полосовой ГОСТ 103-2006	40, 45, 50, 55	4-32	4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 15, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 42, 50, 60
			60, 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95	6-60	
			100, 105, 110, 120, 125, 130, 140, 150, 160	6-60	
			170, 180, 190, 200	11-60	
2	(160) 200-1050	Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный ГОСТ 82-70 (с изм. №4 1988)	(160), (170), (180), (190), 200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 320, 340, (350), 360, 380, 400, 420, (440), 450, 460, 480, 500, 520, 530, (550), 560, (580), 600, 630, 650, 670, 700, (710), 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050	6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 60 (см. примечание 2) Длина: 5000–12000 (2000–18000)	
3	500-3800	Прокат листовой горячекатаный ГОСТ 19903-74 (с изм. №6 2000)	500, 510, 600, 650, 670, 700, 710, 750, 1000	0,4-0,9	2,5; 3,0; 4; 5; 6; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40; 45; 50; 60; 80; 100; 120; 125; 140; 160 (см. примечание 2)
			600, 650, 670, 700, 710, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1250	1-1,4	
			600-1250, 1420, 1500	1,5-2,8	
			600-1500, 1700, 1800	3-5,5	
			700-1800, 1900, 2000	6-7,5	
			700-2000, 2100, 2200, 2300, 2400, 2500	8-10,5	
			1000-2500	11-12,5	
			1000-2500, 2600, 2700, 2800	13-25,5	
			1250-2800, 2900, 3000, 3200, 3400, 3600	26-40	
			1250-3600, 3800	26-160	
4	500-2200	Прокат листовой горячекатаный (поставляемый в рулонах) ГОСТ 19903-74 (с изм. №6 2000)	500, 530, 550, 600, 630	1,2-12	1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6; 1,8; 2,0; 2,2; 2,5; 2,8; 3,0; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4,0; 4,5; 5,0; 5,3; 6,0; 6,3; 7,0; 7,5; 8,0; 9,0; 10,0; 11,0; 12,0
			650, 670, 700, (710), 750, 800, 850, 900, 950	1,5-12	
			1000, 1100, 1250	1,2-12	
			1400, (1420), 1500	1,5-12	
			1600, 1700, 1800	3-12	
			1900, 2000	6-10	
			2100, 2200	7-10	
5	600-2200	Листы стальные с ромбическим и чечевичным рифлением ГОСТ 8568-77 (1990)	600, 650, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050, 1100, 1150, 1200, 1250, 1300, 1350, 1400, 1450, 1500	2,5-12	4,0; 5,0; 6,0; 8,0 (см. примечание 2) Длина: 1400-8000 (кратно 50)
			1550, 1600, 1650, 1700, 1750, 1800, 1850, 1900, 1950, 2000, 2050, 2100, 2150, 2200	4-12	
1. Ширина проката, указанная в скобках, поставляется по согласованию с заказчиком.					
2. Сокращенный сортамент толщин для листового поката принят по постановлению Госстроя СССР № 110 от 18.12.1990.					

Приложение В. Расположение отверстий в прокатных профилях. Размеры

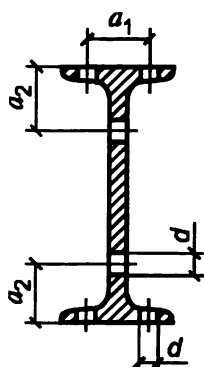


Таблица В.1 – Размеры, определяющие расположение отверстий в двутаврах по ГОСТ 8239 (т.1 [11])

Номер профиля	Расположение отверстий			
	в полке		в стенке	
	a_1	d , не более	a_2	d , не более
10	32	9	30	9
12	36	11*	36	13
14	40	13*	40	15
16	45	13*	40	15
18	50	15	50	21
18a	55	17	50	19
20	55	17	50	19
20a	60	19*	50	19
22	60	19*	60	25
22a	65	19	60	25
24	60	19*	60	25
24a	70	21	60	25
27	70	21	60	25
27a	70	21	60	23
30	70	21	65	25
30a	80	25*	65	25
33	80	25*	65	25
36	80	25*	70	25
40	80	25*	70	25
46	90	26	70	25
50	100	28**	80	28
55	100	28**	80	28
60	110	28	90	31

* Разность между диаметрами отверстия и болта должна быть не менее 3 мм.

** Разность между диаметрами отверстия и болта должна быть не менее 4 мм.

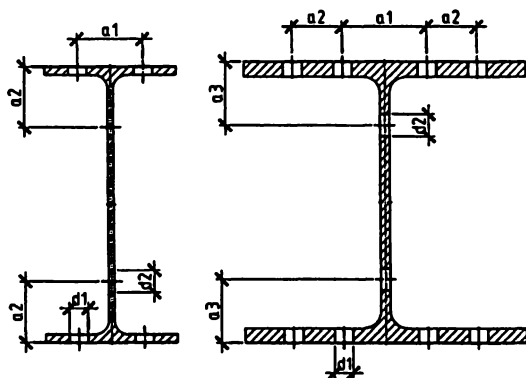


Таблица В.2 – Размеры, определяющие расположение отверстий в двутаврах по ГОСТ 26020-83, ГОСТ Р 57837-2017 и СТО АСЧМ 20-93 (т.2 [2])

Размеры, определяющие расположение отверстий, и их максимальные диаметры, мм											
Номер профиля	в полке								в стенке		
	двухрядное			четырёхрядное					a3	d2, не более	
	a1	d1, не более		Порядок расположения отверстий	a1	a2	d1, не более			для болтов классов прочности 4.6 - 8.8	для высокопроч- ных болтов
		для болтов классов прочности 4.6 - 8.8	для высокопроч- ных болтов				для болтов классов прочности 4.6 - 8.8	для высокопроч- ных болтов			
В нормальных двутаврах (Б)											
20Б1	60	15	—	—	—	—	—	—	50	28	—
23Б1	65		—	—	—	—	—	—			—
26Б1; 26Б2	70	19	—	—	—	—	—	—	60	33	—
30Б1; 30Б2	80		—	—	—	—	—	—			—
35Б1; 35Б2	90	23	—	—	—	—	—	—	70	33	—
40Б1; 40Б2	100	23	23	—	—	—	—	—			—
45Б1; 45Б2			23	—	—	—	—	—	—	—	
50Б1; 50Б2	110	28	23	—	—	—	—	—	80	33	33
55Б1; 55Б2	130	33	28	—	—	—	—	—			
60Б1; 60Б2	140	33	33	—	—	—	—	—	80		
70Б1; 70Б2	140	33	33	Рядовой	100	50	19	—			
				Шахматный	110	45	23	—			

Продолжение таблицы В.2

Размеры, определяющие расположение отверстий, и их максимальные диаметры, мм											
Номер профиля	в полке								в стенке		
	двухрядное			четырёхрядное					a3	d2, не более	
	a1	d1, не более		Порядок расположения отверстий	a1	a2	d1, не более			для болтов классов прочности 4.6 - 8.8	для высокопроч- ных болтов
		для болтов классов прочности 4.6 - 8.8	для высокопроч- ных болтов				для болтов классов прочности 4.6 - 8.8	для высокопроч- ных болтов			
80Б1; 80Б2	140	33	33	Рядовой	110	50	19	—	90	33	33
				Шахматный	120	45	23	19			
90Б1; 90Б2	150	33	33	Рядовой	120	60	23	—	90	33	33
					130	50	—	19			
				Шахматный	130	50	28	23			
100Б1–100Б4	160	33	33	Рядовой	140	60	23	—	100		
В широкополочных двутаврах (Ш)											
20Ш1	80	23	—	—	—	—	—	—	50	23	—
23Ш1			—	—	—	—	—	—		28	—
26Ш1; 26Ш2	100	28	23	—	—	—	—	—	60	33	28
30Ш1–30Ш3	110		28	—	—	—	—	—	70	33	33
35Ш1–35Ш3	130	33	33	Рядовой	90	50	19	—	80	33	33
				Шахматный	100	45	23	—			
40Ш1–40Ш3	140	33	33	Рядовой	110	60	23	—	80		
						50	—	19			
				Шахматный	120	50	28	23			
50Ш1–50Ш4	150	33	33	Рядовой	120	60	23	—	90		
						50	—	19			
				Шахматный	130	50	28	23			
60Ш1–60Ш4	160	33	33	Рядовой	130	60	23	23	100	—	—
				Шахматный	140	50	28				
70Ш1–70Ш5	160	33	33	Рядовой	140	60	23	23	110	33	33
				Шахматный		50	28				

Окончание таблицы В.2

Размеры, определяющие расположение отверстий, и их максимальные диаметры, мм												
Номер профиля	в полке								в стенке			
	двухрядное			четырёхрядное					a3	d2, не более		
	a1	d1, не более		Порядок расположения отверстий	a1	a2	d1, не более			для болтов классов прочности 4.6 - 8.8	для высокопроч- ных болтов	
		для болтов классов прочности 4.6 - 8.8	для высокопроч- ных болтов				для болтов классов прочности 4.6 - 8.8	для высокопроч- ных болтов				
В колонных двутаврах (К)												
20K1; 20K2	100	33	28	—	—	—	—	—	50	23	23	
23K1; 23K2	120	33	33	Рядовой	80	50	19	—	60	28	28	
				Шахматный	90	45	23	—				
26K1–26K3	120	33	33	Рядовой			100	45	23	—	70	33
				Шахматный	23	23						
30K1–30K3	130	33	33	Рядовой	110	60	23	19	80	33	33	
				Шахматный			50	28				28
35K1–35K3	130	33	33	Рядовой	130	60	70	28				23
				Шахматный			33	33				
40K1–40K5	140	33	33	Рядовой	140	85	33	28	100			
				Шахматный			60	33				
В двутаврах дополнительной серии (ДБ)												
30ДБ1	80	19	—	—	—	—	—	—	70	33	—	
40ДБ1											—	
45ДБ1	90	23	—	—	—	—	—	—			—	
45ДБ2	100	28	—	—	—	—	—	—			—	
		—	19						33			

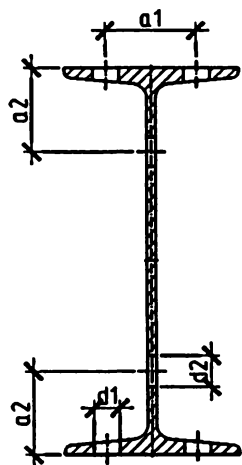


Таблица В.3 – Размеры, определяющие расположение отверстий в двутавровых балках по ГОСТ 19425 (т.3 [2])

Номер двутавра	Расположение отверстий			
	в полке		в стенке	
	a_1	d_1 , не более	a_2	d_2 , не более
18М	50	15	50	21
24М	60	19	60	25
30М	70	21	65	
36М	80	23	70	
45М	90	25		

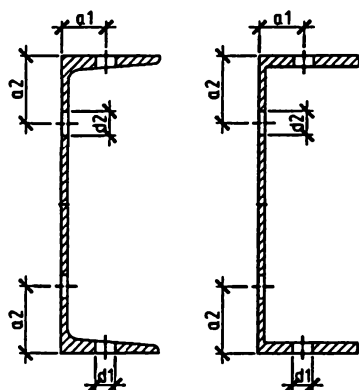


Таблица В.4 – Размеры, определяющие расположение отверстий в швеллерах по ГОСТ 8240 (т.2 [11])

Номер профиля	Расположение отверстий			
	в полке		в стенке	
	a_1	d_1 , не более	a_2	d_2 , не более
5	20	9*	25	7
6,5	20	11*	32,5	11
8	25	11*	40	15
10	30	13*	33	11
12	30	17*	40	15
14	35	19*	45	17
14a	35	19	45	17
16	40	19	50	19
16a	40	23*	50	19
18	40	23*	55	23
18a	45	23	55	21
20	45	25*	60	25
20a	50	25	60	25
22	50	25	65	28
22a	50	28**	65	25
24	50	28**	65	25
24a	60	28	65	25
27	60	28	70	28
30	60	31**	70	28
33	60	31**	70	25
36	70	31**	75	28
40	70	31**	75	28

* Разность между диаметрами отверстия и болта должна быть не менее 3 мм.

** Разность между диаметрами отверстия и болта должна быть не менее 4 мм.

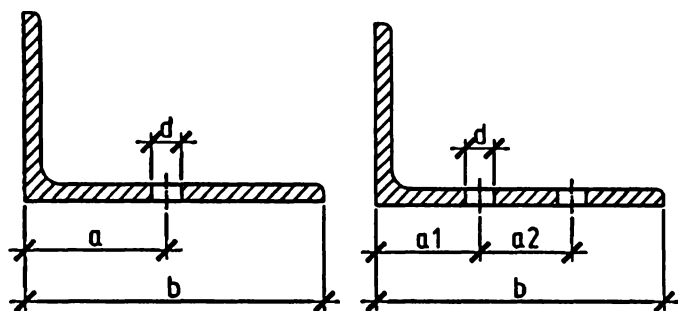


Таблица В.5 – Размеры, определяющие однорядное расположение отверстий в уголках (т.3 [11])

Однорядное расположение отверстий					Двухрядное расположение отверстий							
b	Толщина уголка	a	d, не более		b	Порядок расположения отверстий	Толщина уголка	a ₁	a ₂	d, не более		
			для болтов классов прочности 4.6 - 8.8	для высокопрочных болтов						для болтов классов прочности 4.6 - 8.8	для высокопрочных болтов	
45	3 - 5	25	13	-	125	Шахматный	7 - 12	55	35	28	25	
50	3 - 8	30	15	-			14; 16			25	-	
56	4 - 6	30	17	-	140	Рядовой	8 - 10	55	55	21	21	
	8		15				12				-	
63	4 - 8	35	19	-		Шахматный	8 - 12	60	45	28	25	
	10		17									
70	4,5 - 8	40	23	-	160	Рядовой	9 - 20	65	65	25	23	
75	5 - 9	45	25	-		Шахматный	9 - 20			65	60	28
80	5 - 8	45	25	-		180	Рядовой	10 - 12	65	75	28	28
	10; 12		23	-								
90	5,5 - 7	50	28	31	200		Шахматный	10 - 12	65	70	31	31
	8; 9		28*									
	10		25	-	11 - 30	80	80	31	31			
100	6 - 12	60	31	31	220	Рядовой, шахматный	14; 16	80	90	31	31	
	14; 16		28									
110	6,5 - 12	60	31	31	250	Рядовой, шахматный	12 - 30	90	100	31	31	
125	7 - 16	75	31	31								

* Максимальный диаметр болта 24 мм

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Государственный стандарт Республики Беларусь. Возведение стальных и алюминиевых конструкций. Часть 2. Технические требования к стальным конструкциям : СТБ EN 1090-2-2013. – Введ. 23.07.2013. – Минск : Госстандарт, 2014. – 193 с.
2. Государственный стандарт Республики Беларусь. Конструкции строительные стальные. Расположение отверстий в прокатных профилях. Размеры : СТБ 1985-2009. – Введ. 10.10.2005. – Минск : Госстандарт, 2017. – 14 с.
3. Государственный стандарт Республики Беларусь. Прокат для строительных конструкций. Общие технические условия : ГОСТ 27772-2015. – Введ. 06.09.2016. – Минск : Госстандарт, 2010. – 18 с.
4. Государственный стандарт Республики Беларусь. Система проектной документации для строительства. Конструкции металлические. Правила выполнения чертежей марки КМ : СТБ 21.504-2005. – Введ. 10.10.2005. – Минск : Минстройархитектуры, 2006. – 26 с.
5. Кудишин, Ю.И. Металлические конструкции / Ю.И. Кудишин [и др.] ; под общ. ред. Ю.И. Кудишина. – 10-е изд. – М. : Издательский центр «Академия», 2007. – 688 с.
6. Кузнецов, В.В. Металлические конструкции : в 3 т. / В.В. Кузнецов [и др.] ; под общ. ред. В.В. Кузнецова. – М. : Изд-во АСВ, 1998. – Т. 1 : Общая часть. (Справочник проектировщика) – 576 с.
7. Межгосударственный стандарт. Болты фундаментные. Конструкция и размеры : ГОСТ 24379.1-2012. – Введ. 01.07.2013. – М. : Стандартиформ, 2013. – 38 с.
8. Межгосударственный стандарт. Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент : ГОСТ 8239-89. – Введ. 01.07.1990. – М. : ИПК Издательство стандартов, 2001. – 4 с.
9. Межгосударственный стандарт. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент : ГОСТ 26020-83. – Введ. 01.01.1986. – М. : ИПК Издательство стандартов, 2001. – 6 с.
10. Межгосударственный стандарт. Дуговая сварка в защитном газе. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры : ГОСТ 14771-76*. – Введ. 01.07.1977. – М. : ИПК Издательство стандартов, 2001. – 39 с.
11. Межгосударственный стандарт. Конструкции строительные стальные. Расположение отверстий в прокатных профилях. Размеры : ГОСТ 24839-2012. – Введ. 01.07.2013. – М. : Стандартиформ, 2013. – 6 с.
12. Межгосударственный стандарт. Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия : ГОСТ 27772-88. – Введ. 01.01.1989. – М. : Стандартиформ, 1989. – 13 с.
13. Межгосударственный стандарт. Ручная дуговая сварка. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры : ГОСТ 5264-80. – Введ. 24.07.1980. – М. : ИПК Издательство стандартов, 2005. – 35 с.
14. Межгосударственный стандарт. Швеллеры стальные горячекатаные. Сортамент : ГОСТ 8240-97. – Введ. 23.04.1997. – М. : ИПК Издательство стандартов, 2001. – 10 с.
15. Межгосударственный стандарт. Уголки стальные горячекатаные неравнополочные. Сортамент : ГОСТ 8510-86. – Введ. 01.07.1987. – М. : ИПК Издательство стандартов, 2001. – 5 с.
16. Межгосударственный стандарт. Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент : ГОСТ 8509-93. – Введ. 01.01.1997. – М. : ИПК Издательство стандартов, 2001. – 5 с.
17. Пособие по проектированию анкерных болтов для крепления строительных конструкций и оборудования (к СНиП 2.09.03) МДС 31-4.2000. – М. : ЦНИИпромзданий, 2001. – 104 с.
18. Расчет стальных конструкций по ТКП EN 1993-1 / А.Б. Шурин, В.И. Драган, И.В. Зинкевич, Ю.С. Мартынов, В.В. Надольский, А.В. Мухин ; под ред. А.Б. Шурина, В.И. Драгана. – Брест : Издательство БрГТУ, 2018. – 54 с.

19. Свод правил : СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция : СНиП II-23-81*. – М. : ОАО «ЦПП», 2017. – 142 с.
20. Справочник по проектированию стальных конструкций в соответствии с требованиями Еврокодов / А.Б. Шурин, В.И. Драган, В.В. Тур, Ю.С. Мартынов [и др.] ; под. ред. А.Б. Шурина, В.И. Драгана. – 2-е изд. – Брест : Издательство БрГТУ, 2018. – 148 с.
21. Стандарт ассоциации предприятий и организаций по стандартизации продукции черной металлургии. Прокат стальной сортовой фасонного профиля. Двутавры горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия : СТО АСЧМ 20-93. – Введ. 01.01.1994. – М. : ИПК Издательство стандартов, 2001. – 9 с.
22. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Раз. 10. Прогибы и перемещения) : СНиП 2.01.07-85. – М. : Госстрой СССР : ЦНИТП, 1989. – 8 с.
23. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Стальные конструкции : СНиП II-23-81*. – М. : Госстрой СССР : ЦНИТП, 1990. – 96 с.
24. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990-2011*. – Введ. 01.07.2012. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2011. – 96 с.
25. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1992-1-1-2009. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – 191 с.
26. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1993-1-1-2009*. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2015. – 88 с.
27. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций : ТКП EN 1993-1-5-2009*. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2015. – 71 с.
28. Технический кодекс установившейся практики. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1993-1-8-2009*. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2015. – 128 с.
29. Технический кодекс установившейся практики. Конструкции стальные. Обследование и диагностика технического состояния : ТКП 45-5.04-49-2007. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2008. – 129 с.
30. Технический кодекс установившейся практики. Стальные конструкции. Правила расчета : ТКП 45-5.04-274-2012. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2013. – 158 с.
31. Типовая документация на конструкции, изделия и узлы зданий и сооружений. Серия 1.460.3-23.98. Стальные конструкции покрытий производственных зданий из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения пролетом 18, 24 и 30 м с уклоном кровли 10%. Выпуск I. Чертежи КМ.
32. Уманский, А.А. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический: в 2-х кн. / А.А. Уманский [и др.] ; под. ред. А.А. Уманского. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Изд-во лит. по строительству, 1972. – Кн. 1 – 600 с.

Учебное издание

Шурин Андрей Брониславович

Драган Вячеслав Игнатьевич

Мартынов Юрий Семенович

Зинкевич Игорь Владимирович

Надольский Виталий Валерьевич

Мухин Анатолий Викторович

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Под редакцией А.Б. Шурина

Допущено Министерством образования Республики Беларусь в качестве учебного пособия для студентов учреждений высшего образования по специальности «Промышленное и гражданское строительство»

Текст печатается в авторской редакции

Ответственный за выпуск: Шурин А. Б.

Редактор: Боровикова Е. А.

Компьютерная вёрстка: Шурин А. Б., Боровикова Е. А.

Корректор: Никитчик Е. В.

ISBN 978-985-493-493-8



Издательство БрГТУ.

Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя печатных изданий № 1/235 от 24.03.2014 г., № 3/1569 от 16.10.2017 г. Подписано в печать 2.03.2020 г.

Гарнитура «Times New Roman». Формат 60×84 ¹/₁₆.

Бумага «Performer». Уч. изд. л. 22,25. Усл. печ. л. 20,7.

Заказ № 333. Тираж 250 экз. Отпечатано на ризографе

Учреждения образования "Брестский государственный технический университет".

224017, г. Брест, ул. Московская, 267.