

Р. С. ЛУЧКИН

# **РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

КУЙБЫШЕВ 1987  
КУЙБЫШЕВСКИЙ АВИАЦИОННЫЙ ИНСТИТУТ

МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ

Р С Ф С Р

ТОЛЬЯТТИНСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ

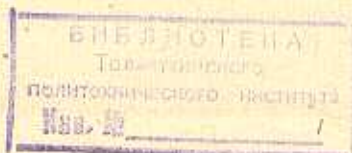
Кафедра "Оборудование и технология пайки"

Р.С. Лучкин, к.т.н., доц.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАРНЫХ

КОНСТРУКЦИЙ

Учебное пособие



Куйбышев 1987

Куйбышевский авиационный институт

Лучкин Р.С. Расчет и проектирование сварных конструкций:  
Учебное пособие.—Куйбышев:КуАИ,1987.— 79 с.

Ил.28. Табл.22. Библиограф.: 9 назв.

Изложены требования к содержанию курсового проекта и порядку выполнения отдельных частей. Освещены вопросы конструктивного оформления сварных соединений, узлов и изделий. Рассмотрены схемы расчета сварных составных балок, колонн, резервуаров и магистральных трубопроводов. Даны примеры выполнения расчетов сварных конструкций.

Предназначены для студентов спец.0504 "Оборудование и технология сварочного производства".

Рецензенты:

отдел главного сварщика ПО "Волгоцеммаш" (гл.сварщик к.т.н. Фильченков Д.И.);

к.т.н. доц. Шишкин А.В., гл.конструктор САПР .

Научный редактор к.т.н. доц. Горпинич В.Ф.

Утверждены редакционно-издательской секцией методического совета института.

## 1. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

### 1.1. Объем курсового проекта

Курсовой проект состоит из графической части и расчетно- пояснительной записки.

Объем графической части проекта должен составлять 3 листа чертежей формата А1.

Расчетно-пояснительная записка состоит в зависимости от проекта из 30...40 с. рукописного текста на писчей бумаге формата П.

### 1.2. Требования к графической части

1.2.1. Каждый лист графической части предназначен для изображения общего вида разрабатываемой конструкции (балки, стойки и листовая конструкция) в соответствующем масштабе с необходимым количеством проекций, видов, разрезов, сечений.

1.2.2. Проект выполняется в полном соответствии с требованиями ЕСКД. На каждом листе вычерчивается штамп основной надписи, а для общего вида конструкции на отдельном листе приводится спецификация.

К выполнению графической части проекта можно приступить только после консультации с руководителем проекта и утверждения им выполненных расчетов и эскизов.

### 1.3. Требования к расчетно-пояснительной записке

1.3.1. В расчетно-пояснительной записке приводятся:

краткое описание и назначение конструкции;

технические условия на изготовление;

обоснование выбора материала для конструкции (если он заранее не задан);

расчетная схема конструкции и отдельных ее элементов, допускаемые напряжения или расчетные сопротивления для основного металла сварных швов;

прочностные расчеты конструкции, включая расчет сварных соединений.

1.3.2. Пояснительная записка должна включать

титульный лист,

задание по курсовому проектированию,

содержание,

аннотацию,

введение,

основную расчетную часть,

заклѳчение,  
спясок литературы,  
спецификацию к лпстам графической части.

1.3.3. Текст записки пишется чернилами (шариковой ручкой) или тушьо, грамотным литературным языком, в определенной последовательности, ясно, четко, разборчиво, без помарок, на листах белой бумаги требуемого формата.

1.3.4. Все расчеты обязательно иллюстрируются необходимыми эскизами, графиками или расчетными схемами и эспорами, выполненными на отдельных листах или в тексте мягким черным карандашом или тушьо с применением чертежных инструментов и принадлежностей. Графики выполняются обязательно с масштабной сеткой. Линии сетки должны иметь толщину 0,1 мм, оси графика - 0,4 мм, сам график - 0,8 мм. Стрелки по осям графика не ставятся. Иллюстрации в записке именуются рисунками, нумеруются последовательно в пределах всей записки арабскими цифрами и сопровождаются содержательной подписью, которая пишется в одну строку с номером, (например: Рис.8.) Поперечное сечение балки; обозначения и надписи на рисунках выполняются чертежным шрифтом. Если на рисунке указаны подписи позиций цифрами или буквами, то в подписуночной подписи они должны быть расшифрованы (например: Рис.5. Общий вид балки: 1 - верхний пояс; 2 - нижний пояс; 3 - стенка; 4 - вертикальное ребро жесткости).

1.3.5. В экспликациях формул значения символов и числовых коэффициентов должны приводиться под формулой в той последовательности, в какой они даны в формуле. Первую строку экспликации начинают со слова "где", двоеточие после него не ставят. Формулы, на которые в тексте имеются ссылки, должны нумероваться арабскими цифрами последовательно в пределах всей записки. Номер формулы следует заключать в круглые скобки и помещать на правом поле страницы на уровне нижней строки формулы.

1.3.6. Изложение материала в пояснительной записке должно сопровождаться по мере необходимости ссылками в квадратных скобках на соответствующий литературный источник, приведенный в списке литературы. Ссылки на студенческий конспект лекций не допускаются.

1.3.7. Страницы пояснительной записки нумеруются. На первой странице (титульном листе) номер не ставят. Отдельные страницы, на которых расположены рисунки и таблицы, а также приложения и список литературы включаются в общую сквозную нумерацию страниц.

#### 1.4. Порядок выполнения проекта

Курсовой проект выполняется в соответствии с графиком на текущий семестр согласно действующему учебному плану. Индивидуальные контрольно-консультативные занятия, указанные в графике, обязательны для студента.

Независимо от наличия или отсутствия вопросов по проекту студент обязан в часы консультаций являться к руководителю проекта и предъявлять выполненную по проекту работу за истекший период.

### 2. КОНСТРУКТИВНОЕ СФОРМИРОВАНИЕ СВАРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, УЗЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ

#### 2.1. Сварные соединения

2.1.1. Проектируя сварные узлы и соединения, необходимо предусматривать возможность использования механизированных способов сварки. Применение ручной сварки должно допускаться в основном при монтаже.

2.1.2. Расчетная длина шва в сварных соединениях при наличии выводящих технологических планок принимается равной ширине стыкуемых деталей.

2.1.3. Если шов не выводится на временные планки, то его расчетная длина уменьшается на 10 мм для учета кратера и напровара у краев листа.

2.1.4. Если усилие не передается по всей длине флангового углового шва, то длина шва выбирается из условия  $l_w \leq 50 \leq h_w$  ( $h_w$  — толщина углового шва, принимаемая равной катету вписанного равнобедренного треугольника), иначе шов полностью не включится в работу.

2.1.5. Не допускается пересечение сварных швов в конструкциях, работающих на динамическую нагрузку. Стенки с накладками могут использоваться при статических нагрузках. В этом случае швы у накладок не доводятся до оси ствика на 25 мм. При динамических нагрузках соединение листовых деталей допускается только встык. Начало и конец шва выводятся на технологические планки.

2.1.6. Расстояние между параллельными швами должно быть не менее 10 толщин основного металла.

2.1.7. При соединении внахлестку, состоящем из двух лобовых швов, расстояние между швами, с целью уменьшения сварочных напряжений должно быть не менее  $5\delta$  (рис. 2.1, г).

2.1.8. Катеты сварных швов назначаются размером 4, 5, 6, 8, 10, 12, 14, 16 мм.

Т а б л и ц а 2.1

Допускаемые максимальные толщины швов					
Толщина более толстого из свариваемых элементов, мм	до 10	11-20	21-30	31-50	50
Катет шва для углеродистых сталей	4	6	8	10	12
Катет шва для низколегированных сталей	6	8	10	12	-

2.1.9. При статических нагрузках допускается любая форма сварного шва. При динамических нагрузках поверхность шва должна быть вогнутой, с соотношением катетов для лобовых швов 1:1,5; для фланговых - 1:1.

2.1.10. Применение нахлесточных соединений с одним швом не рекомендуется.

2.1.11. Если усилие передается на всем протяжении шва, то его длина не ограничивается.

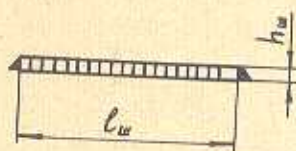
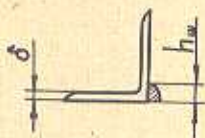
2.1.12. Длина каждого флангового шва, передающего продольную осевую силу, ограничивается величиной  $60 h_w$ ; наименьшая расчетная длина флангового или лобового шва принимается равной 40 мм или  $4 h_w$  вследствие резкой концентрации напряжений в коротких швах (рис. 2.1 б).

2.1.13. Наибольшая толщина угловых швов не должна превышать 1,2 меньшей из толщин соединяемых элементов. При сварке прокатных профилей, имеющих закругленные кромки, катеты сварных швов назначаются по наименьшей толщине угловых швов (табл. 2.2).

Т а б л и ц а 2.2  
Наименьшая толщина угловых швов вдоль кромок,  
имеющих закругления

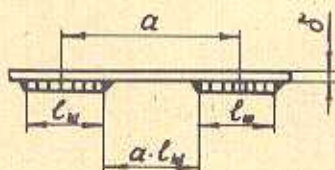
Расположение шва	Толщина шва, мм				
	4	6	8	10	12
У пера уголка при толщине полки, мм	6	8	10	12	14
У полок двутавров	до №14	№16...27	№30...40	№45	№50...60
У полок швеллеров	до №12	№14...27	№30	№36...40	

2.1.14. Во избежание прожогов при сварке фасонных профилей (уголков, швеллеров) наибольшая толщина углового шва принимается не больше  $1,2 \delta$  (рис. 2.1, а), где  $\delta$  - толщина прилегающей к соединению



а)  $\text{Max } h_w = 1,2\delta$   
 $\text{Min } h_w = 4\text{ мм}$

б)  $l_w = \begin{cases} \text{max } 60 h_w ; \text{ min } h_w = 4\text{ мм} \\ \text{min } 4 h_w \text{ или } 40\text{ мм} \end{cases}$



в)  $a \cdot l_w = \begin{cases} \text{max } 15\delta & (\text{сжатие}) \\ \text{min } 30\delta & (\text{растяжение}) \end{cases}$

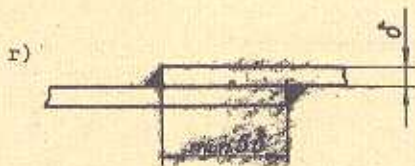


Рис.2.1. Предельные размеры сварных соединений



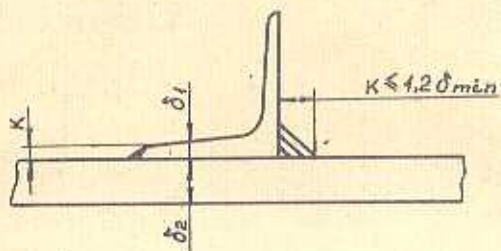


Рис.2.2. Максимальные толщины швов вдоль закругленных форм прокатных профилей

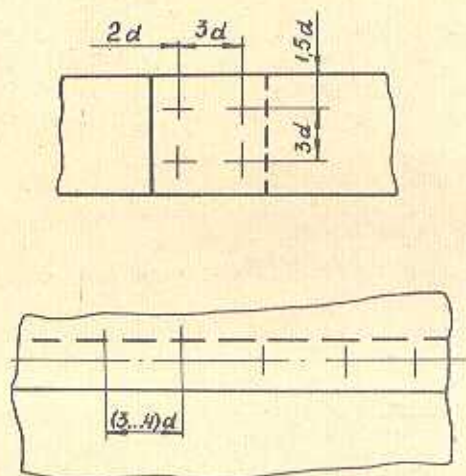


Рис.2.3. Рекомендуемые расстояния между сварными точками

части профиля (например, полки уголка или стенки швеллера).

2.1.15. Толщина угловых швов должны быть по возможности унифицированы. Наиболее рационально иметь в конструкции угловые швы не более двух размеров толщины (чаще 6...8 мм).

2.1.16. При наложении швов вдоль закругленных кромок прокатных профилей максимальная толщина шва устанавливается исходя из того, что гипотенуза треугольника, вписанного в сечение шва, является касательной к дуге закругления (рис.2.2).

2.1.17. При ручной сварке за один проход может быть выполнен шов с катетом  $K \leq 8$  мм. Более толстые швы получают многопроходной сваркой. Угловые швы с катетами  $K > 20$  мм применять не следует, так как они имеют большие внутренние напряжения.

2.1.18. Применение прерывистых швов допускается только при статических нагрузках для неответственных конструкций (площадки, настилы, ребра в настилах, обшивки). Расстояние между швами в сжатых элементах должно быть не более 15 толщин наиболее тонкого элемента, а в растянутых - не более 30.

2.1.19. Из условия равнопрочности сварной точки и основного металла минимальные расстояния (рис.2.3) до края элемента  $a_1 = 2d$  (в продольном направлении) и  $a_2 = 1,5d$  (в поперечном); между точками  $a = (3...4)d$ .

2.1.20. Диаметр сварной точки

$$d = 1,5 \delta + 5 \text{ мм,}$$

где  $\delta$  - толщина более тонкой из свариваемых деталей.

2.2. Требования к проектированию и конструированию составных сварных балок

2.2.1. Высота балки назначается по наибольшей из величин  $h_{ном}$  или с кратностью 100 мм. Высота стенки предварительно принимается на 40...60 мм меньше высоты балки.

2.2.2. При проектировании балок из низколегированной стали и алюминиевых сплавов расчетная минимальная высота может получиться больше  $h_{ном}$ , когда оптимальным будет сечение такой балки, у которой 75% материала сконцентрировано в стенке и только 25% - в поясах.

2.2.3. Высоту стенки составных балок рекомендуется принимать кратной 50 мм. Толщина стенки сварных балок обычно принимается четная, но не менее 8 мм, реже - 6 мм.

2.2.4. Толщина стенки балки может ориентировочно назначаться в зависимости от высоты балки  $h$  (табл.2.3).

2.2.5. Толщина стенки должна быть согласована с ГОСТами на тол-

сталистовую и универсальную прокатную сталь. Обычно принимают  $\delta_{ст} \geq 8$  мм (редко 6 мм) градацией 2 мм. При заказе большой партии металлопроката, если  $\delta_{ст} < 12$  мм, толщина стенки может иметь нечетное значение.

2.2.6. Ширина пояса принимается по соотношению  $\frac{b_n}{\delta_n} = \frac{1}{5} \dots \frac{1}{3}$ , но не менее 180 мм, а отношение между шириной и толщиной пояса  $\frac{b_n}{2\delta_n} \leq 15 \sqrt{\frac{2100}{R}}$ .

2.2.7. Ширина пояса двутавровой балки составляет 1/2, 5...1/5 ее высоты, но не менее 170...180 мм и принимается кратной 10 мм. Толщина поясных листов принимается кратной 2 мм, за исключением листов толщиной 25 мм.

Т а б л и ц а 2.3

Выбор толщины стенки

$h$ , м	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
$\delta_{ст}$ , мм	8-10	10-12	12-14	16-18	20-22	22-24
$h/\delta_{ст}$	100-125	125-150	145-165	165-185	185-200	210-230

Примечание. Меньшие значения отношения  $h/\delta_{ст}$  в каждом диапазоне характерны для сталей повышенной, большие - для сталей обычной прочности.

2.2.8. Толщину поясного листа обычно назначают в пределах 2...40 мм (но не меньше толщины стенки) с градацией по ГОСТ 82-70.

2.2.9. Если разница в толщине составляет более 4 мм или 1/8 толщины более тонкого листа, то в толстом листе выполняют скос с уклоном 1:5.

2.2.10. В сварных балках площадь сечения поясного листа в концевой части обычно назначают равной около 1/2 площади сечения, принятой для среднего участка.

2.2.11. Для разрезных балок, работающих в упругой стадии при пролете более 12 м на расстоянии (1/6)  $l$  от опор, сечение поясов может быть уменьшено с целью экономии металла. В этом случае должны быть выдержаны следующие соотношения:

$b'_n > \frac{1}{2} b_n$ ;  $b'_n \geq \frac{1}{10} h$ ;  $b_n \geq 180$  мм,  
где  $b'_n$  - ширина уменьшенного сечения пояса;  $b_n$  - первоначальная ширина пояса;  $h$  - высота балки.

2.2.12. Поясные швы, а также швы, крепящие ребра жесткости, выполняются непрерывными автоматической и полуавтоматической сваркой. Верхние поясные швы рекомендуется выполнять с проваром на всю толщину стенки (катет шва  $h_{ш} \geq 0,8 \delta_{ст}$ ). Для нижних поясных швов  $h_{ш} \geq 0,8 \delta_{ст}$  ( $\delta_{ст}$  - толщина стенки балки).

2.2.13. Стенки высоких балок делают достаточно тонкими и укрепляют для повышения местной устойчивости поперечными ребрами жесткости, а в необходимых случаях дополнительно и продольным ребром (рис.2.4). Предельные соотношения высоты стенки к ее толщине, при которых не требуется укрепления стенки ребрами, указаны в табл.2.4.

2.2.14. При небольших поперечных силах поперечные ребра жесткости ставят обычно по всей длине балки на одинаковых расстояниях. В балках большого пролета при больших поперечных силах принимают два типа ребер: меньший - у опор (рис.2.5), больший - в средней части балки.

2.2.15. Поперечные ребра жесткости ставят на расстоянии  $(2,5 \dots 3) h_{cm}$  друг от друга, но не менее двух на каждом отправочном элементе.

Т а б л и ц а 2.4

Предельные соотношения высоты стенки и ее толщины

Марка стали или алюминиевого сплава		Наибольшее отношение $h_{cm}/\delta_{cm}$ , при котором не требуется ставить ребра жесткости	
		поперечные	продольные
Стальные балки	! Сталь Ст.3	70	160
	! Сталь Ст.5	65	140
	! 14Г2, 15ГС, 15ХСНД	60	130
Балки из алюминевых сплавов	! АМг	60	150
	! АМгБ	60	115
	! АЛТ1	70	105
	! Д16Т	45	-

2.2.16. Предельные расстояния между поперечными ребрами жесткости не должны превышать двух высот балки при  $\frac{h_{cm}}{\delta_{cm}} > 100$  и двух с половиной высот при  $\frac{h_{cm}}{\delta_{cm}} \leq 100$ .

2.2.17. Ширина ребра жесткости должна быть не менее  $b_p > \frac{h_{cm}}{30} + 40 \text{ мм}$ , а толщина - не менее  $(1/15)b_p$ .

2.2.18. Ребра жесткости, параллельные стыковым швам стенки, должны быть удалены от стыков на расстояние не менее  $10\delta_{cm}$ . Торцы вертикальных ребер не доходят до нижнего пояса на  $60 \dots 100$  мм. Строгие горцы ребер разрешается доводить до нижнего пояса без приварки к последним.

2.2.19. Длина коротких ребер должна быть не менее  $0,3h$  и  $0,4a_1$  ( $a_1$  - расстояние между осями коротких ребер или короткого и основного ребер).

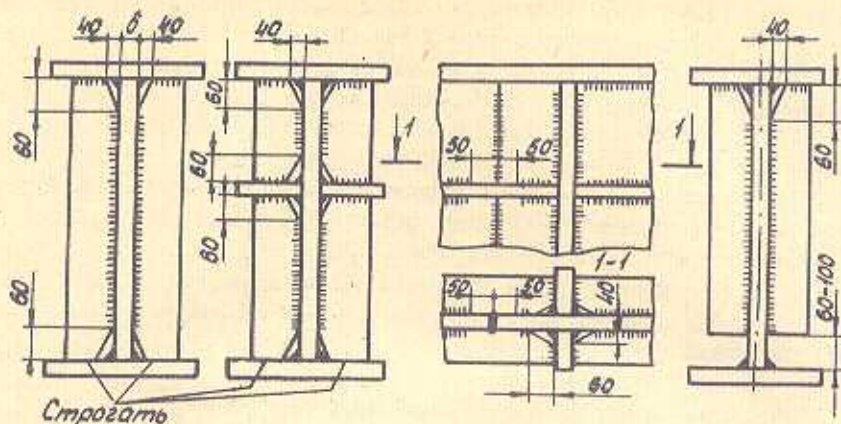


Рис.2.4. Схемы укрепления стенок балок поперечными и продольными ребрами жесткости

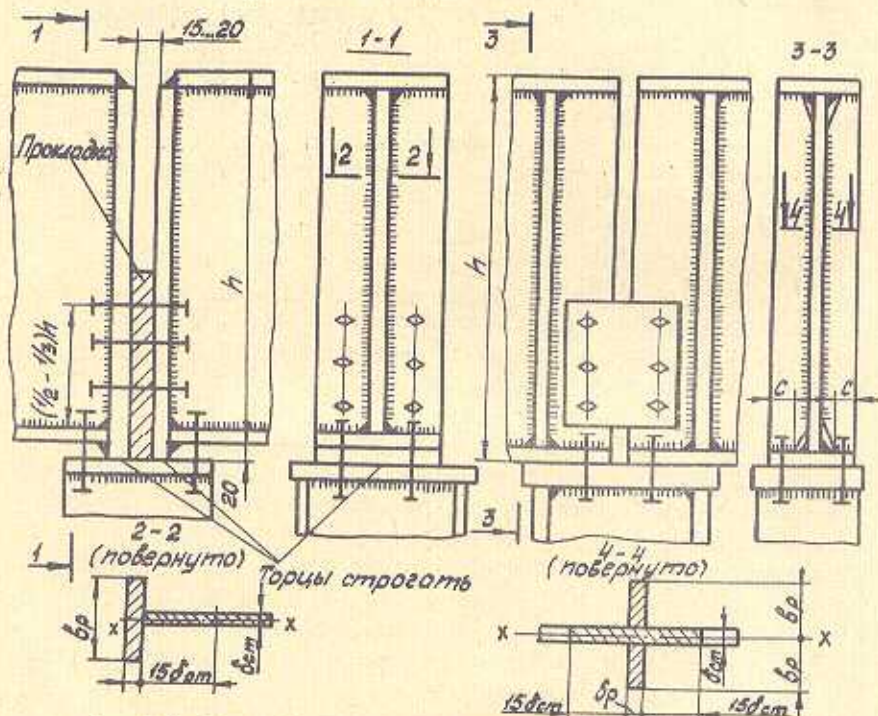


Рис.2.5. Типы устанавливаемых ребер жесткости

2.2.20. Продольное ребро жесткости ставится в скатой зоне на расстоянии  $(0,2...0,3)h$  от скатой кромки отсека.

2.2.21. Сечение накладок на стенке принимается шириной 150...200 мм и толщиной, примерно равной толщине стенки.

2.2.22. Для того чтобы второй конец балки не мог перемещаться, соответствующие отверстия в поясе выполняют овальными или же закрепления не делают.

2.2.23. Диаметр анкерных болтов принимается не менее 25 мм; с каждой стороны базы ставится не менее двух болтов.

2.2.24. Ширину опорной плиты следует назначать в соответствии с ГОСТ 82-70, толщину опорной плиты - в пределах 16...40 мм.

2.2.25. В местах изменения сечения располагают ступицы пояса. Косой ступиц как равнопрочной может находиться непосредственно в зоне изменения сечения, прямой - в месте изменения сечения нижнего пояса только при повышенных способах контроля качества соединений.

2.2.26. Поясные швы следует делать сплошными. Наименьшую толщину шва (до катету)  $h_w$  можно принимать равной 1/2 толщины стенки.

2.2.27. Во избежание пересечения полных швов, прикрепляющих ребра жесткости, а также в целях снижения внутренних напряжений углы ребер жесткости срезают. Если через ребра жесткости не передается нагрузка на балку, их приваривают к стенке швами минимального размера.

2.3. Конструктивные требования к оформлению сварных колонн

2.3.1. В сварных колесных следует применять уголки размером не менее 45x4 мм.

2.3.2. Следует стремиться к такому распределению общей площади сечения стержня сплошной сварной колонны (рис. 2.6), чтобы около 80% приходилось на долю поясов.

2.3.3. Ширину планок безраскосной решетки принимает равной  $(0,5...0,75)B$ , где  $B$  - ширина поперечного сечения стержня колонны.

2.3.4. Толщину планок назначают в пределах 6...12 мм.

2.3.5. Во избежание влущивания планок должны выдерживаться отношения:

$$a/t \leq 30; \quad b/t \leq 50,$$

где  $a$  - ширина планки;  $t$  - толщина планки;  $b$  - длина планки.

2.3.6. Планки заводят на шпиль на расстоянии  $\Delta = 30...40$  мм (рис. 2.7).

2.3.7. Для того чтобы приварку выполнять без фасонки, раскос

разрешается конструировать с выходом на наружную кромку ветви (рис.2.8)

2.3.8. Для предотвращения закручивания стержня связной колонны в нем предусматривают жесткие поперечные диафрагмы (рис.2.9) примерно через 4 м по высоте. Чаще всего их устраивают из листа толщиной 8...12 мм, привариваемого к ветвям колонны и планкам безраскосной решетки.

2.3.9. Для обеспечения необходимой жесткости ширину колонн постоянного сечения принимают равной приблизительно  $l/15 H$  при  $H=10...12 м$ ;  $l/18 H$  при  $H = 14...16 м$ ;  $l/20 H$  при  $H \geq 20 м$  ( $H$  – высота колонны).

2.3.10. Толщину стенки колонны устанавливают из условия прочности на срез и в пределах ( $l/60...l/120$ )  $h$  для обеспечения устойчивости, но не менее 8 мм. Здесь  $h$  – высота сечения.

2.3.11. В колоннах с достаточно развитым сечением поясов ставятся дополнительно диафрагмы примерно через 4 м по высоте колонны.

2.3.12. Если стенка колонны (стойки) принимается меньшей минимальной толщины, то ее необходимо укрепить продольным ребром жесткости. Рекомендуемые размеры продольных ребер: ширина  $b_p \gg 10 \delta_{ст}$ ; толщина  $\delta_p > \frac{3}{4} \delta_{ст}$ .

2.3.13. Толщину опорной плиты назначают в пределах 16...40 мм.

2.3.14. Диаметр анкерных болтов в центрально-сжатых колоннах назначают конструктивно в пределах 20...36 мм.

#### 2.4. Конструктивные требования к проектированию листовых конструкций

2.4.1. Технические требования к конструированию, изготовлению, приемке и поставке стальных сварных аппаратов (подведомственных и неподведомственных Госгортехнадзору) установлены ГОСТ 24306-80.

2.4.2. Основной тип сварных соединений листовых конструкций – стыковой, причем сварка должна по возможности выполняться с двух сторон. Односторонняя сварка допустима на подкладках или с подваркой корня.

2.4.3. Оптимальные размеры листов для стенок резервуаров переменной толщины равны 2000x12000 мм, для стенок постоянной толщины – 1500x10000 мм.

2.4.4. Оптимальная форма вертикальных резервуаров объемом 100...600 м<sup>3</sup> достигается при отношении  $H/D = 1...0,25$ , объемом до 10 тыс. м<sup>3</sup> – при  $H/D = 0,5...0,2$ , где  $H$  и  $D$  – высота и диаметр резервуара соответственно.

2.4.5. Оптимальная высота вертикальных резервуаров объемом до 10 тыс. м<sup>3</sup> составляет 12 м, что при наиболее распространенной ширине

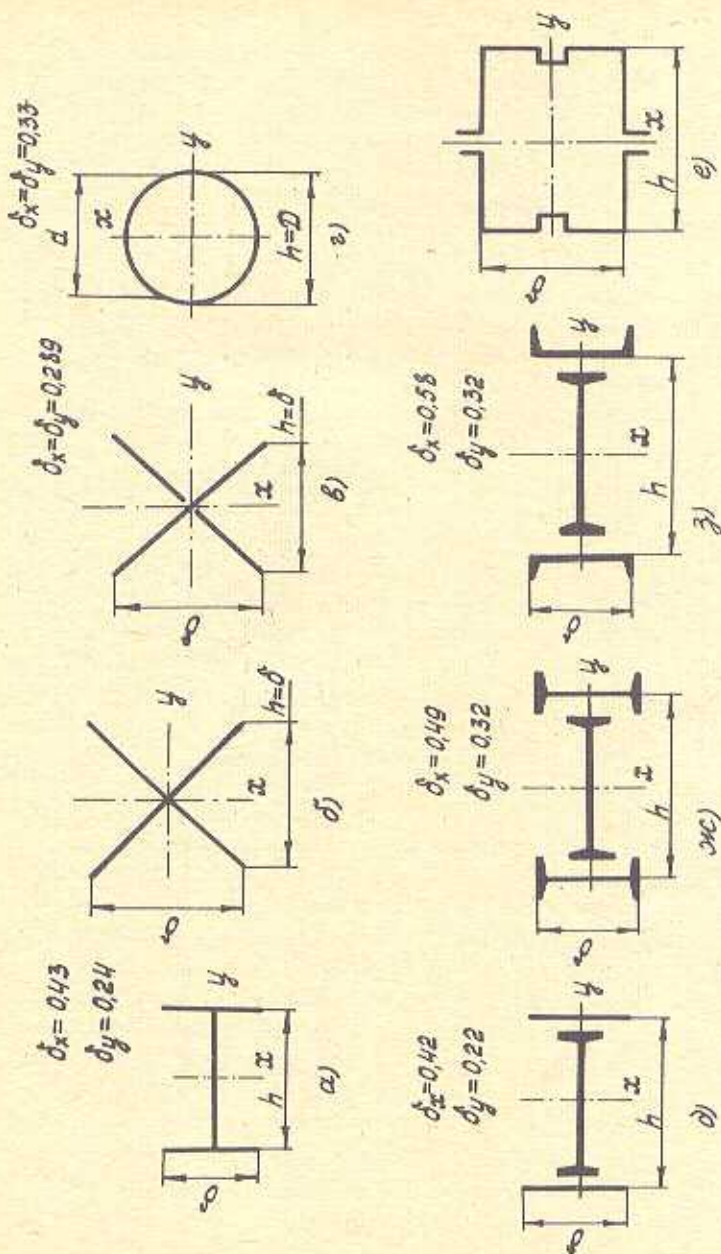


Рис. 2.6. Типы сечений стержней сплошных сварных колонн



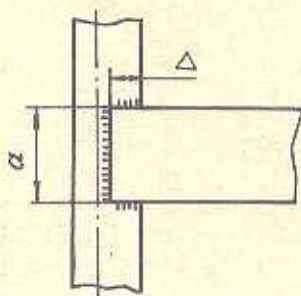


Рис.2.7. Схема крепления планок

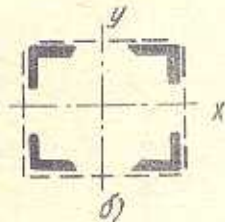
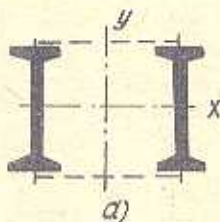
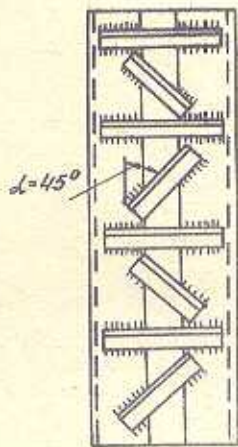
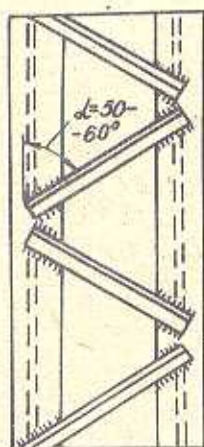


Рис.2.8. Схема крепления раскосов

листов 1500 мм требует устройства восьми поясов. Для резервуаров объемом 10...100 тыс. м<sup>3</sup> высота принята равной 18 м, исходя из возможности рудонирования листов на современных механизированных стеллах.

2.4.6. Высоту стенки вертикального резервуара следует принимать кратной ширине листов, а диаметр назначать таким образом, чтобы длина окружности была кратной длине листов.

2.4.7. Толщина стенки для резервуаров объемом менее 1000 м<sup>3</sup> принимается постоянной, объемом более 1000 м<sup>3</sup> - переменной (рис. 2.10).

2.4.8. Толщина стенки вертикальных цилиндрических резервуаров назначается по расчету (на менее 4 мм) из условия удобства сварки и сопротивления коррозии. Соединение листов может быть стыковым (рис. 2.10, а) или при толщине стенки 4...5 мм нахлесточным. Во втором случае листы имеют телескопическое (рис. 2.11, б) или ступенчатое (рис. 2.11, в) расположение по высоте.

2.4.9. При диаметре вертикального цилиндрического резервуара  $D < 18$  м толщина листов дна  $\delta = 4$  мм, при  $D = 18...25$  м  $\delta = 5$  мм, при  $D > 25$  м  $\delta = 6$  мм.

2.4.10. С целью уменьшения краевого эффекта крайние листы дна делают толще, назначая обычно толщину, равную 8 мм.

2.4.11. Крыша (покрытие) вертикальных цилиндрических резервуаров имеет коническую форму (уклон 1:20) и представляет собой шпиг, состоящий из тонких листов (2,5...3 мм), которые уложены на каркас.

2.4.12. Продольные сварные швы отдельных цилиндрических заготовок (обечайк) должны быть смещены по отношению друг к другу на расстояние, равное удвоенной толщине более толстого листа, но не менее 100 мм (между осями).

2.4.13. Соединения листов толщиной менее 5 мм, а также монтажные соединения допускается предусматривать нахлесточными.

2.4.14. При нахлесточном соединении наружные сварные швы корпуса вертикального цилиндрического резервуара выполняются сплошными, внутренние прерывистыми, длиной 100 мм, с просветами в 300 мм.

2.4.15. Расстояние между опорами горизонтальных цилиндрических резервуаров должно быть равно  $0,586 l_p$ , где  $l_p$  - расчетная длина резервуара.

2.4.16. Конструкция аппаратов должна предусматривать возможность внутреннего осмотра, очистки, промывки, продувки.

2.4.17. Крышки лазов и люков конструируют съемными. При массе съемных крышек более 20 кг должны быть предусмотрены соответствующие подъемные приспособления.

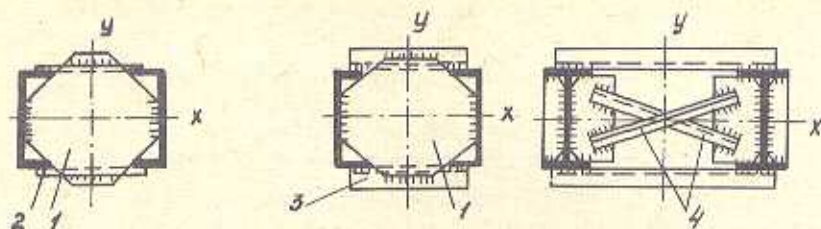


Рис. 2.9. Схема установки поперечных диафрагм жесткости

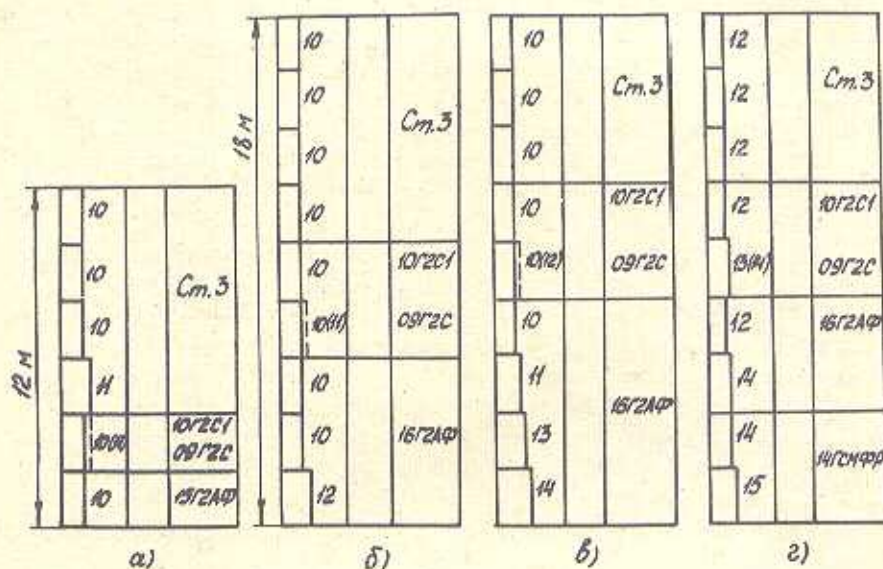


Рис. 2.10. Рекомендуемые толщины стенок резервуаров

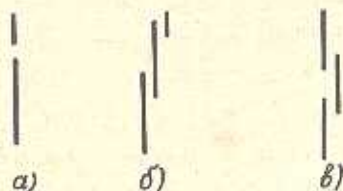


Рис. 2.11. Соединение листов стенок вертикальных цилиндрических резервуаров

2.4.18. Все основные сварные соединения в аппаратах, как правило, должны быть стыковыми двусторонними или с подваркой, доступными для осмотра и контроля.

2.4.19. В горизонтальных аппаратах, нижняя часть которых недоступна для осмотра, продольные сварные швы на корпусе не должны быть ниже сектора в  $140^{\circ}$ .

2.4.20. В местах присоединения опор к аппарату наличие сварных швов, как правило, не допускается. При несоблюдении этого требования необходимо предусмотреть возможность контроля шва под опорой.

2.4.21. При сварке отдельных элементов аппарата расстояние между крайними смежными швами должно быть не менее большей толщины соединяемой стенки.

2.4.22. Расположение отверстий для лазов, люков и штуцеров, как правило, должно быть вне сварных швов. Как исключение, допускается устройство отверстий на швах при условии двустороннего провара швов и укрепления отверстий.

2.4.23. Отдельные узлы, детали и аппарат в целом должны быть технологичными в изготовлении, иметь минимальную металлоемкость (без ущерба для прочности и жесткости), быть удобными в сборке, разборке и эксплуатации.

### 3. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА СВАРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

#### 3.1. Составные балки

Последовательность расчета и проектирования сварных составных балок:

- а) определение схемы нагрузки балки;
- б) построение эпюр изгибающих моментов  $M$  и поперечных сил  $Q$ ;
- в) вычисление максимальных значений  $M$  и  $Q$ ;
- г) построение сводных диаграмм  $M_{\max}$  и  $Q_{\max}$ ;
- д) определение высоты балки по условиям жесткости и экономичности;
- е) проектирование поперечного сечения балки;
- ж) проверка проектируемого сечения по распределению металла и условиям прочности;
- з) проверка общей устойчивости балки;
- и) определение и обеспечение местной устойчивости балки;
- к) расчет и проектирование сварных соединений;
- л) проектирование стыков балки;

- м) проектирование и расчет опорных частей балки [3,5,8,9] ;  
 н) определения массы балки [8].

Пример. Расчет составной сварной балки (рис.3.1,а).

Рассчитать и сконструировать сварную сплошностенчатую балку, нагруженную постоянной нагрузкой  $P_1 = 10$  кН/м с коэффициентом надежности  $\gamma_{F1} = 1,1$  (приложение I) и временной нагрузкой  $P_2 = 145$  кН/м с коэффициентом  $\gamma_{F2} = 1,2$ . Пролет  $l = 12$  м. Материал - сталь ВСтЗпс (ГОСТ 380-71).

О п р е д е л е н и е . н а г р у з о к

Суммарная нормативная нагрузка

$$q_N = P_1 + P_2 = 10 + 145 = 155 \text{ кН/м.}$$

Расчетная нагрузка

$$q = (P_1 \gamma_{F1} + P_2 \gamma_{F2}) \gamma_N = (10 \cdot 1,1 + 145 \cdot 1,2) \cdot 1 = 185 \text{ кН/м.}$$

Максимальный изгибающий момент (рис.3.1,б)

$$M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{185 \cdot 12^2}{8} = 3330 \text{ кН м;}$$

поперечная сила (рис.3.1,в)

$$Q_{\max} = \frac{q l}{2} = \frac{185 \cdot 12}{2} = 1110 \text{ кН.}$$

Т а б л и ц а 3.1

Рекомендуемые соотношения  
 высоты балки  $h$  и толщины стенки  $\delta_{ст}$

$h, \text{м}$	1	1,5	2	3	4	5
$\delta_{ст}, \text{мм}$	8...10	10...12	12...14	16...18	20...22	22...24
$h/\delta_{ст}$	100...125	125...150	145...165	165...185	185...200	210...230

Примечание. Меньшие значения отношения  $h/\delta_{ст}$  в каждом диапазоне характерны для сталей повышенной прочности, большие - для обычной.

Т а б л и ц а 3.2

Коэффициенты  $C$  для пластического расчета на прочность двохсимметричных стальных двутавров, изгибаемых в плоскости стенки

$F_N/F_{ст}$	0,25	0,5	1,0	2,0
$C$	1,19	1,12	1,07	1,04

Примечание. При определении коэффициентов для промежуточных значений  $F_N/F_{ст}$  допускается линейная интерполяция.

В целях экономии металла проектируем балку переменного по длине сечения, поэтому развитие пластических деформаций можно допустить только в одном сечении — с максимальным изгибающим моментом. Выбирая коэффициентами  $C_1 = 1,1$  ( $C_1$  — коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций;  $C_1 \leq 1,2$ ),  $m = 1$  ( $m$  — коэффициент, учитывающий условия работы) и принимая минимальное расчетное сопротивление листового проката из стали указанной марки, находим

$$W_x = \frac{M_{max}}{C_1 \cdot R} = \frac{3330 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 215 \cdot 10^6} \approx 14,1 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3 = 14100 \text{ см}^3,$$

где  $W_x$  — требуемый момент сопротивления.

Средления высоты балки

Принимая  $f/l = 1/400$ , находим минимальную высоту балки:

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R \cdot l^2}{E \cdot f} \cdot \frac{q_H}{q} = \\ = \frac{5}{24} \cdot \frac{215 \cdot 10^6 \cdot 12 \cdot 400}{206 \cdot 10^9} \cdot 155 = 0,874 \text{ м} = 874 \text{ мм}.$$

Находим ориентировочную толщину стенки (рис.3.2)

$$\delta_{ст} = \gamma + 3 \frac{h_{min}}{1000} = \gamma + 3 \frac{874}{1000} \approx 10 \text{ мм}.$$

Средления оптимальную высоту:

$$h_{opt} = K \sqrt{\frac{W_x}{\delta_{ст}}} = 1,1 \sqrt{\frac{14100}{1}} \approx 131 = 1310 \text{ мм},$$

где  $K$  — коэффициент, зависящий от конструктивного оформления балки; при постоянном сечении его принимают равным 1,1...1,15.

Отношение  $h_{opt}/\delta_{ст} = 131/1 = 131$  находится в рекомендуемых пределах (табл.3.1), и его корректировка не требуется. Сравнивая полученные значения высоты, принимаем  $h = 1300$  мм, что больше  $h_{min}$  и почти не отличается от  $h_{opt}$ .

Проектирование поперечного сечения балки

При  $h_{ст} \approx h$  минимальная требуемая толщина стенки из условия прочности стенки на срез

$$\delta_{ст} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_{max}}{h \cdot R_{сав}} = \frac{3 \cdot 1110 \cdot 10^3}{2 \cdot 1,5 \cdot 130 \cdot 10^6} = \\ = 9,85 \cdot 10^{-3} \text{ м} \approx 10 \text{ мм}.$$

Здесь расчетное сопротивление сдвигу  $R_{сав} = 0,56 R = 0,56 \cdot 224 \text{ МПа} = 130 \text{ МПа}$ , где  $R$  соответствует листовому прокату толщиной 4...20 мм.

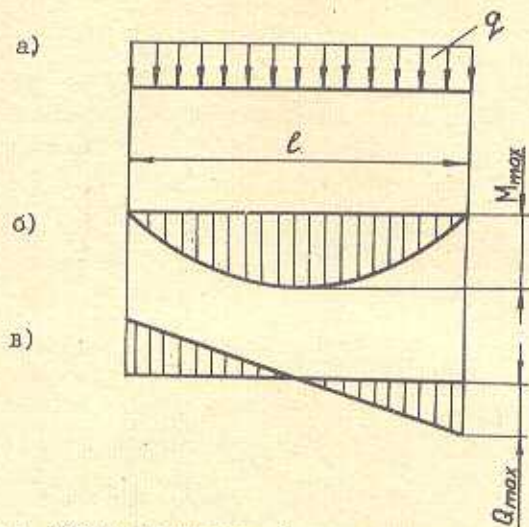


Рис.3.1. Схема нагружения балки и эпюры действия поперечных сил и изгибающих моментов

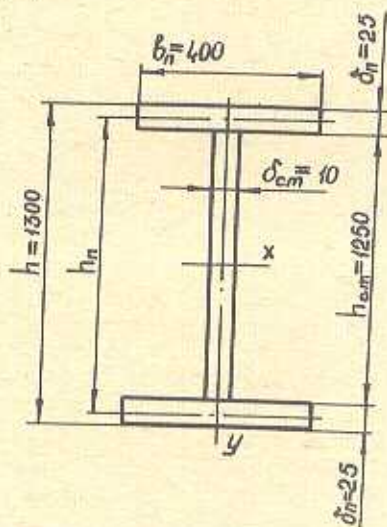


Рис.3.2. Спроектированное сечение сплошной сварной балки

из стали В СтЗис ГОСТ 380-71.

Негрудно видеть, что по условиям прочности

$$\delta_{ст} \geq \frac{Q_{max}}{h_{ст} \cdot R_{сж} \cdot m}$$

потребуется в 1,5 раза меньшая толщина стенки, а из условия обеспечения местной устойчивости стенки без укрепления продольным ребром жесткости

$$\delta_{ст} = \frac{h}{6} \cdot \sqrt{\frac{R_{сж}}{E}} = \frac{1300}{6} \cdot \sqrt{\frac{225}{206 \cdot 10^3}} = 7,2 \text{ мм} < 10 \text{ мм},$$

где  $R_{сж}$  - расчетное сопротивление металла стенки сжатию;  
 $E$  - модуль упругости стали.

Таким образом, принятая толщина стенки  $\delta = 10$  мм может быть оставлена без изменения.

Требуемая площадь сечения пояса

$$F_n = \frac{W_k}{h} = \frac{\delta_{ст} \cdot h}{6} = \frac{14100}{130} = \frac{1 \cdot 130}{6} \cdot \text{см}^2 = 86,8 \text{ см}^2.$$

В соответствии с сортаментом прокатной стали (ГОСТ 19903-74) назначаем высоту стенки  $h_{ст} = 1250$  мм. Тогда толщина каждого поясного листа

$$\delta_n = \frac{h - h_{ст}}{2} = \frac{130 - 1250}{2} = 25 \text{ мм},$$

требуемая ширина

$$b_n \geq \frac{F_n}{\delta_n} = \frac{86,8}{2,5} \approx 35 \text{ см} = 350 \text{ мм}.$$

В соответствии с сортаментом на сталь широкополосную универсальную (ГОСТ 82-70) принимаем с некоторым запасом (учитывая приближенность указанной формулы) листы из универсальной стали сечением  $b_n \times \delta_n = 400 \times 25$  мм, соблюдая условия:

$$\delta_n < 3 \delta_{ст} = 3 \cdot 10 \text{ мм} = 30 \text{ мм};$$

$$\frac{b_n}{h} = \frac{400}{1300} = \frac{1}{3,25}.$$

Местную устойчивость сжатого верхнего пояса определяют из условия

$$\frac{b_{св}}{\delta_n} = \frac{b_n - \delta_{ст}}{2 \cdot \delta_n} = \frac{400 \cdot 10}{2 \cdot 25} = 7,8,$$

что при отношении

$$\frac{h_{ст}}{\delta_{ст}} = \frac{1250}{10} = 125 > 2,7 \sqrt{\frac{E}{R}} =$$



$$= 2,7 \sqrt{\frac{206 \cdot 10^3}{215}} = 2,7 \cdot 30,95 = 83,6$$

не превышает значения

$$0,11 \frac{h_{cr}}{\delta_{cr}} = 0,11 \cdot 125 = 13,75,$$

которое, в свою очередь, меньше 0,5  $\sqrt{\frac{E}{R}} = 0,5 \cdot 30,95 = 15,5$ .

Здесь  $b_{св}$  — расчетная ширина свеса полного листа сварной балки (расстояние от грани стенки до края листа).

Принятое сечение балки изображено на рис.3.2.

Площадь

$$\begin{aligned} F &= F_{cr} + 2F_n = \delta_{cr} \cdot h_{cr} + 2b_n \cdot \delta_n = \\ &= 0,01 \cdot 1,25 + 2 \cdot 0,4 \cdot 0,025 = (125 + 2 \cdot 100) \cdot 10^{-4} = \\ &= 325 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2. \end{aligned}$$

Статический момент площади половины сечения относительно нейтральной оси

$$\begin{aligned} S_x &= \frac{F_n \cdot h_n}{2} + \frac{F_{cr}}{2} \cdot \frac{h_{cr}}{4} = \frac{b_n \delta_n (h - \delta_n)}{2} + \frac{\delta_{cr} \cdot h_{cr}^2}{8} = \\ &= 0,4 \cdot 0,025 (1,3 - 0,025) / 2 + 0,01 \cdot 1,25^2 / 8 = (638 + 195) \cdot 10^{-5} = \\ &= 833 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3. \end{aligned}$$

Момент инерции площади сечения

$$\begin{aligned} I_x &= I_{cr} + 2I_n = \frac{\delta_{cr} \cdot h_{cr}^3}{12} + 2b_n \delta_n \left( \frac{h - \delta_n}{2} \right)^2 = \\ &= \frac{0,01 \cdot 1,25^3}{12} + 2 \cdot 0,4 \cdot 0,025 \cdot 0,6375^2 = 976 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4. \end{aligned}$$

Момент сопротивления

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 976 \cdot 10^{-5}}{1,3} = 15 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Нормативный вес  $l$  м длины балки

$$\begin{aligned} q_{дн} &= mg = \rho F g = 7850 \cdot 325 \cdot 10^{-4} \cdot 9,81 = \\ &= 2500 \text{ Н/м} = 2,5 \text{ кН/м}, \end{aligned}$$

где  $m$  - масса 1 м балки;  $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$  - плотность стали;  
 $g = 9,81 \text{ м/с}^2$  - ускорение свободного падения.

Суммарная расчетная нагрузка (с учетом данных табл. П.1).

$$q' = q + q_{вн} \cdot \gamma_f = 185 + 2,5 \cdot 1,05 \approx 188 \text{ кН/м.}$$

Максимальный изгибающий момент (рис. 3.3)

$$M'_{max} = \frac{q' l^2}{8} = \frac{188 \cdot 12^2}{8} \approx 3380 \text{ кНм.}$$

Поперечная сила

$$Q'_{max} = \frac{q' l}{2} = \frac{188 \cdot 12}{2} \approx 1130 \text{ кН.}$$

Проверка проецируемого сечения  
 По нормальным напряжениям

$$\sigma = \frac{M'_{max}}{C_1 W_x} = \frac{3380}{1,09 \cdot 15 \cdot 10^{-3}} =$$

$$= 207 \cdot 10^6 \text{ Па} = 207 \text{ МПа} < R = 215 \text{ МПа,}$$

где  $C_1 = C$  (табл. 3.2), поскольку в сечении с максимальным изгибающим моментом поперечная сила  $Q = 0$  (рис. 3.1). Отношению  $F_n / F_{cr} = 100 / 125 = 0,8$  (табл. 3.2) соответствует значение  $C = 1,09$ . Расчетное сопротивление  $R$  принято, исходя из толщины поясных листов:  $2t < \delta_n = 25 \text{ мм} < 40$ .

Недонапряжение

$$\Delta \sigma = \frac{R - \sigma_{max}}{R} \cdot 100\% = \frac{215 - 207}{215} \cdot 100\% = 3,7\% < 5\%.$$

По касательным напряжениям

$$\tau_{max} = \frac{Q'_{max} \cdot S_x}{I_x \cdot b_{cm}} = \frac{1130 \cdot 10^3 \cdot 833 \cdot 10^{-5}}{976 \cdot 10^{-5} \cdot 0,01} = 96 \cdot 10^6 \text{ Па} =$$

$$= 96 \text{ МПа} < R_{сав} = 130 \text{ МПа.}$$

Таким образом, прочность балки при раздельном действии нормальных и касательных напряжений обеспечена. Проверка жесткости не требуется, потому что принятая высота балки  $h = 1300 \text{ мм}$  значительно превышает  $h_{min} = 880 \text{ мм}$ .

Стык растянутого пояса выполняют в виде прямого шва с визуальным контролем качества.

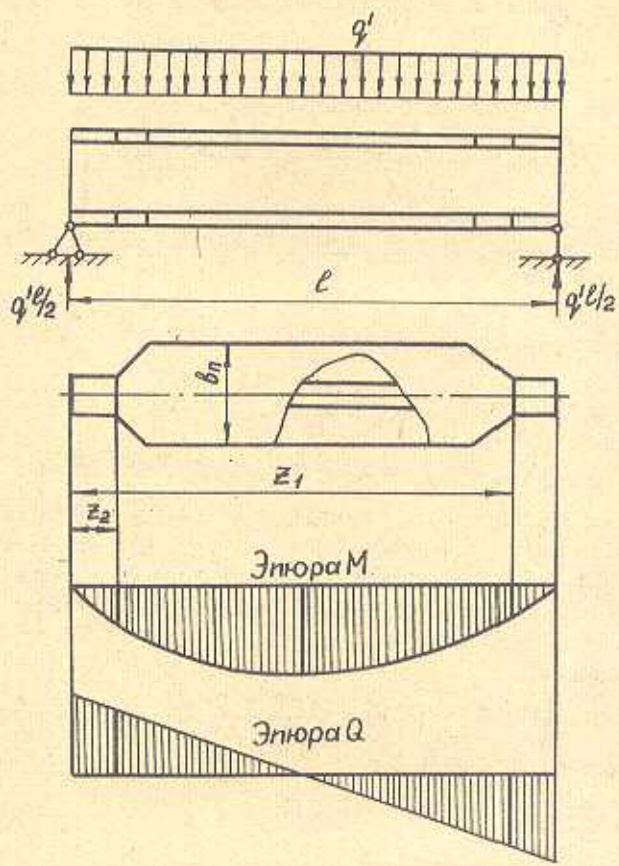


Рис.3.3. Схема нагрузки балки

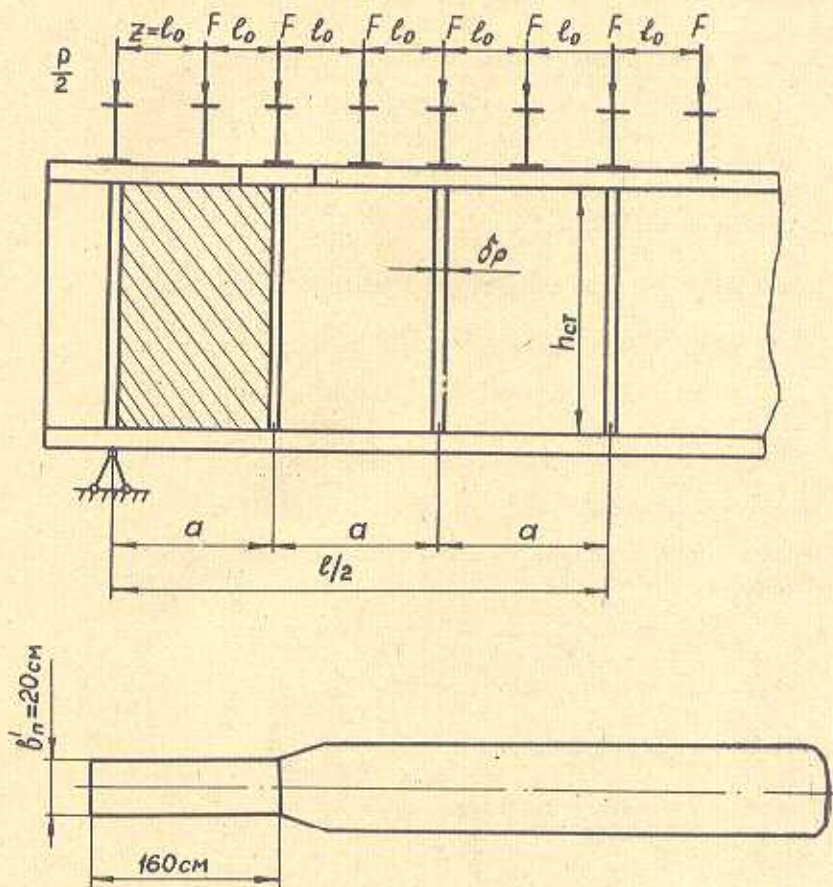


Рис.3.4. Определение места изменения сечения балки

Уменьшим ширину поясов в 2 раза, назначая  $b'_n = b_n/2 = 400/2 \text{ мм} = 200 \text{ мм}$ , что больше 180 мм;  $h'/10 = 1300/10 \text{ мм} = 130 \text{ мм}$ .

Тогда момент инерции площади измененного сечения

$$I'_x = \frac{163 + 813 \cdot 0,3}{0,4} \cdot 10^{-5} = 569 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4.$$

Соответственно момент сопротивления

$$W'_x = \frac{2 \cdot 569 \cdot 10^{-5}}{1,3} \text{ м}^3 = 8,75 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Предельный изгибающий момент, воспринимаемый измененным сечением,

$$\begin{aligned} M_{\Pi} &= R_{\text{ср}} \cdot W'_x = 180 \cdot 10^6 \cdot 8,75 \cdot 10^{-3} = \\ &= 1575 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м} = 1575 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

где  $R_{\text{ср}}$  — расчетное сопротивление срезу;

$$R_{\text{ср}} = 0,85 R = 0,85 \cdot 215 \text{ МПа} \approx 180 \text{ МПа}.$$

Аналитическое выражение изгибающего момента в произвольном сечении балки

$$M(z) = \frac{q' \cdot l \cdot z}{2} - \frac{q' \cdot z^2}{2}.$$

Приравняем правые части равенств (3.1) и (3.2):

$$\frac{q' \cdot l \cdot z}{2} - \frac{q' \cdot z^2}{2} = 1575 \text{ или } z^2 - l \cdot z + \frac{3150}{q'} = 0.$$

Решая это квадратное уравнение, находим:

$$\begin{aligned} z_{1,2} &= \frac{l}{2} \pm \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{3150}{q'}} = \frac{12}{2} \pm \sqrt{\frac{12^2}{4} - \frac{3150}{188}} = \\ &= 6 \pm 4,39 \text{ м}; \quad z_1 \approx 10,4 \text{ м}; \quad z_2 \approx 1,6 \text{ м}. \end{aligned}$$

Статический момент площади половины сечения

$$S_x = \left( \frac{638 \cdot 0,2}{0,4} + 195 \right) \cdot 10^{-5} = (319 + 195) \cdot 10^{-5} = 514 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3.$$

Максимальные касательные напряжения

$$\tau_{\text{max}} = \frac{1130 \cdot 10^3 \cdot 514}{569 \cdot 0,01} \text{ Па} = 102 \cdot 10^6 \text{ Па} = 102 \text{ МПа} < R_{\text{срв}} = 130 \text{ МПа}.$$

Поскольку балка несет равномерно распределенную нагрузку, расчет ведем по формуле

$$\sigma_{прив} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \beta R_m,$$

где  $\sigma$  и  $\tau$  - нормальное и касательное напряжения в стенке на уровне поясных швов;  $\beta = 1,15$  - коэффициент, учитывающий развитие в стенке пластических деформаций.

Нормальные напряжения на уровне поясных швов

$$\sigma = \frac{R_{ср} \cdot h_{ст}}{h} = \frac{180 \cdot 1,25}{1,3} = 173 \text{ МПа.}$$

Поискречная сила в сечении с абсциссой  $Z_2$

$$Q = q' \left( \frac{l}{2} - Z_2 \right) = 188 \left( \frac{12}{2} - 1,6 \right) = 827 \text{ кН.}$$

Статический момент площади сечения пояса относительно нейтральной оси  $S_f = 319 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3$ .

Касательные напряжения на уровне поясных швов

$$\tau = \frac{Q \cdot S_f}{I_x \cdot \delta_{ст}} = \frac{827 \cdot 10^3 \cdot 319}{569 \cdot 0,01} \approx 46 \cdot 10^6 \text{ Па} = 46 \text{ МПа.}$$

Приведенные напряжения

$$\begin{aligned} \sigma_{прив} &= \sqrt{173 + 3 \cdot 46^2} \text{ МПа} = 190 \text{ МПа} < \beta R = \\ &= 1,15 \cdot 225 \approx 260 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Таким образом, прочность уменьшенного сечения обеспечена.

Масса балки постоянного сечения

$$M = \frac{q_{вн} \cdot l}{g} = \frac{2500 \cdot 12}{9,81} \approx 3060 \text{ кг} = 3,06 \text{ т.}$$

Масса балки переменного сечения

$$\begin{aligned} M' &= \frac{q_{вн} (Z_1 - Z_2)}{g} + 2 \rho F' Z_2 = \frac{2500 (10,4 - 1,6)}{9,81} + \\ &+ 2 \cdot 7850 (0,0125 + 2 \cdot 0,2 \cdot 0,025) \cdot 1,6 = 2810 \text{ кг} = 2,81 \text{ т.} \end{aligned}$$

$$\text{Отсюда } \Delta M = \frac{M - M'}{M} \cdot 100 = \frac{3,06 - 2,81}{3,06} \cdot 100\% = 8,2\%$$

г.в. уменьшение ширины поясов позволяет облегчить балку на 8%.

Принимаем, что расчетная нагрузка  $q' = 188 \text{ кН/м}$  передается на верхний пояс балки прокатными балками настила (двутавры № 30), которые установлены с шагом  $l_0 = 1 \text{ м}$  (рис. 3.4).

### Проверка общей устойчивости балки

На крайних участках, где уменьшена ширина поясов, отношение  $\rho_0/\delta'_n = 100/20 = 5$  меньше наибольшего значения, подсчитанного по формула

$$\begin{aligned} \frac{\rho}{\delta_n} &= \left[ \varepsilon + \frac{0,0032 \delta'_n}{\delta_n} + \frac{(\xi - 2 \delta'_n)}{h_{cr} - \delta_n} \delta'_n \right] \sqrt{\frac{E}{R}} = \\ &= \left[ 0,35 + \frac{0,0032 \cdot 20}{2,5} + \frac{(0,76 - 0,02 \cdot 20)}{130 - 2,5} \right] 20 \sqrt{\frac{206 \cdot 10^3}{215}} = \\ &= (0,35 + 0,0256 + 0,094) 30,95 = 14,5, \end{aligned}$$

где  $\varepsilon, \xi$  - коэффициенты, приведенные в табл.3.3.

В средней части балки, где отношение  $\rho_0/\delta_n = 100/40 = 2,5$ , допускается развитие пластических деформаций в сечении с максимальным изгибающим моментом. Следовательно, наибольшее значение этого отношения необходимо умножить на понижающий коэффициент  $C_1$  (табл.3.4), зависящий от отношения сторон  $a/h_{cr}$  рассматриваемого отска стенки (рис.3.4).

Тогда при  $C = C_1$

$$\delta = 1 - 0,7 = 0,3.$$

Отсюда

$$\frac{\delta \cdot \rho}{\delta_n} = 0,3 [(0,35 + 0,0256 + 0,094) \cdot 30,95] = 4,8 > 2,5.$$

Таким образом, общая устойчивость балки обеспечена.

Устойчивость сжатого верхнего пояса также обеспечена (рис.3.4), поскольку

$$\frac{B_{св}}{\delta_n} = 7,8 < 0,11 \frac{h_{cr}}{\delta_{cr}} = 13,75,$$

где  $B_{св}$  - ширина свеса полки.

Определение и обеспечения местной устойчивости балки

Условная гибкость

$$\bar{\lambda}_{cr} = \frac{h_{cr}}{\delta_{cr}} \sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{125}{1} \sqrt{\frac{225}{206 \cdot 10^3}} = \frac{125}{30,26} = 4,13 > 3,2,$$

т.е. условие  $\bar{\lambda}_{cr} \leq \sqrt{10,3}$  не выполняется, поэтому нужно поставить поперечные ребра жесткости; так как  $\bar{\lambda}_{cr} > 2,5$ , то необходима проверка устойчивости стенки.

Таблица 3.3

Коэффициенты  $\epsilon$  и  $\xi$ 

Приложение нагрузки	$\epsilon$	$\xi$
К верхнему поясу	0,35	0,76
К нижнему поясу	0,57	0,92
Независимо от места приложения при расчете участка балки между связями или при чистом изгибе	0,41	0,73

Таблица 3.4

Коэффициент  $C_1$  для сварных балок

Балки	$\delta$	Значения $C_1$ при $a/h_{ст}$								
		0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Стальные	$\leq 1$	11,5	12,4	14,8	18,0	22,1	27,1	32,6	38,9	45,5
	2	12,0	13,0	16,1	20,4	25,7	32,1	39,2	46,5	55,0
	4	12,3	13,3	16,6	21,6	28,1	36,3	45,2	54,9	65,5
	6	12,4	13,5	16,8	22,1	29,1	38,3	48,7	59,4	70,5
	10	12,4	13,6	16,9	22,5	30,0	39,7	51,0	63,3	76,5
	$\geq 30$	12,5	13,7	17,0	22,9	31,0	41,6	53,8	68,2	83,5
Алюминиевые	-	3,80	4,13	4,93	6,0	7,37	9,03	10,9	13,6	16,5



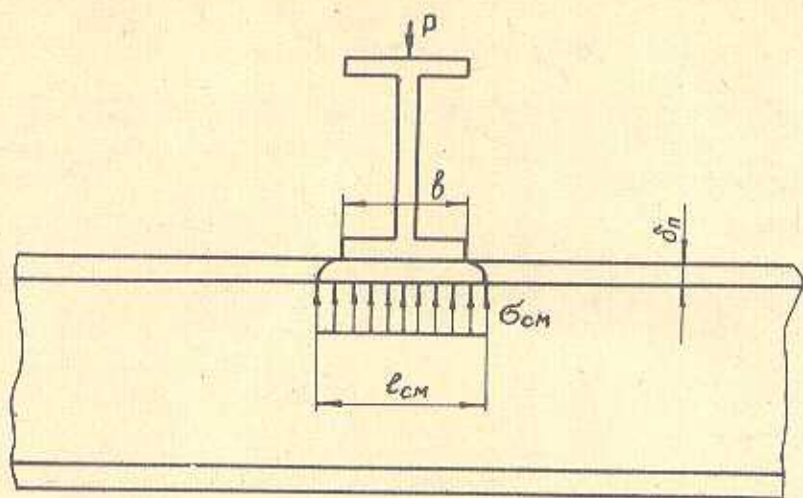


Рис.3.5.Схема определения напряжений смятия

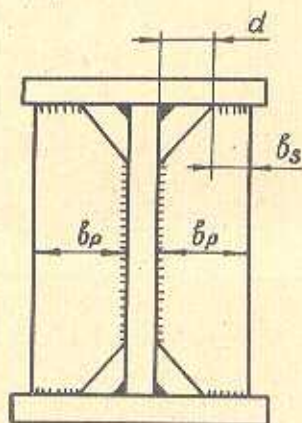


Рис.3.6.Поперечные ребра жесткости

Вследствие частого расположения балок настила прежде всего целесообразно выяснить, возможна ли расстановка ребер на расстоянии, равном удвоенному шагу балок:

$$a = 2 \quad \ell_0 = 2 \text{ м} = 2 \text{ м} < 2 h_{ст} = 2 \cdot 1,25 = 2,5 \text{ м.}$$

Проверяем устойчивость стенки с учетом местных напряжений под балкой настила в отсеке, где изменяется сечение рассматриваемой балки, т.е. на расстоянии  $Z = \ell_0 = 1 \text{ м}$  от опоры.

Изгибающий момент

$$M = \frac{q' \cdot Z (\ell - Z)}{2} = \frac{188 \cdot 1 (12 - 1)}{2} = 1034 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Поперечная сила

$$Q = q' \left( \frac{\ell}{2} - Z \right) = 188 \left( \frac{12}{2} - 1 \right) = 940 \text{ кН.}$$

Крайовое нормальное напряжение в стенке

$$\sigma = \frac{M}{I_x'} \cdot \frac{h_{ст}}{2} = \frac{1034 \cdot 10^3}{569 \cdot 10^{-5}} \cdot \frac{1,25}{2} \approx 144 \cdot 10^6 \text{ Па} = 144 \text{ МПа.}$$

Среднее касательное напряжение

$$\tau = \frac{Q}{\delta_{ст} \cdot h_{ст}} = \frac{940 \cdot 10^3}{0,01 \cdot 1,25} \approx 75 \cdot 10^6 \text{ Па} = 75 \text{ МПа.}$$

Местное напряжение смятия

$$\sigma_{см} = \frac{F}{\delta_{ст} (b + 2\delta_n)} = \frac{188 \cdot 10^3}{0,01 (0,135 + 2 \cdot 0,025)} \approx 102 \cdot 10^6 \text{ Па} = 102 \text{ МПа,}$$

где  $F = \frac{q' \ell}{n} = \frac{188 \cdot 12}{12} = 188 \text{ кН}$  — сосредоточенная нагрузка от балок настила, опирающихся на рассматриваемую балку ( $n = \frac{\ell}{\ell_0} = \frac{12}{1} = 12$ );  $b$  — длина нагруженного участка пояса (ширина полки поперечной балки) (рис. 3.5). Длина нагруженного участка  $b = 13,5 \text{ см}$  соответствует ширине полки двутавра № 30, из которого запроектированы балки настила.

Коэффициент заделки стенки в поясах

$$\delta = \beta \left( \frac{\delta_n}{h_{ст}} \right) \left( \frac{\delta_n}{\delta_{ст}} \right)^3 = 0,8 \left( \frac{20}{125} \right) \cdot \left( \frac{2,5}{1} \right)^3 = 2.$$

Отношение сторон отсека

$$\mu = \frac{a}{h_{ст}} = \frac{2}{1,25} = 1,6.$$

Отношение напряжений (табл. 3.5)

$$\frac{\sigma_{см}}{\sigma} = \frac{102}{144} = 0,708 > 0,543.$$

Таблица 3.5

Предельные значения  $\delta_{см} / \delta$  для стальных  
сварных балок симметричного сечения

$\delta$	Значения $\delta_{см} / \delta$ при $a/h_{ст}$							
	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2
$\leq 1$	0	0,146	0,183	0,267	0,359	0,445	0,540	0,618
2	0	0,109	0,169	0,227	0,406	0,543	0,652	0,799
4	0	0,072	0,129	0,281	0,479	0,711	0,930	1,132
5	0	0,066	0,127	0,288	0,536	0,874	1,192	1,468
10	0	0,059	0,122	0,296	0,574	1,002	1,539	2,154
$\geq 30$	0	0,047	0,112	0,300	0,633	1,283	2,249	3,939

Таблица 3.6

Коэффициент  $C_2$  для сварных балок

Балки	Значения $C_2$ при $a/h_{ст}$										
	$\leq 0,8$	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,2	2,4	2,6
Стальные	30...35	37	39,2	45,2	52,8	62	72,6	84,7	84,7	84,7	84,7
Алюминиевые	-	-	11,6	13,1	15,3	18	21	24,5	28,4	32,6	37,1

Следовательно, критическое нормальное напряжение определяем по формуле

$$\sigma_{кр} = \frac{C_2 \cdot R}{\lambda_{ст}^2} = \frac{62 \cdot 225}{4,13^2} = 818 \text{ МПа},$$

где  $C_2$  - коэффициент (табл.3.6).

Критическое местное напряжение

$$\sigma_{мкр} = \frac{C_1 R}{\lambda a^2} = \frac{39,2 \cdot 225}{6,61^2} = 202 \text{ МПа},$$

где коэффициент  $C_1 = 39,2$  (табл.3.4)

$$\lambda a = \frac{\alpha}{\delta_{ст}} \sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{200}{1} / 30,26 = 6,61.$$

Критическое касательное напряжение

$$\tau_{кр} = 10,3(1 + 0,76/\mu_1) R_{сг} / \lambda_{ef}^2 = 10,3(1 + 0,76/1,6^2) \cdot 130 / 4,13^2 = 102 \text{ МПа},$$

где  $\mu_1 = a/h_{ст} \geq 1$ ;  $R_{сг}$  - расчетное сопротивление (предел текучести при сдвиге);  $R_{сг} = 0,58 R$ ;  $\lambda_{ef} = \lambda_{ст}$ , поскольку меньшей стороной отсека является высота стенки  $h_{ст}$ .

Найденные выражения и их критические значения подставим в формулу

$$\begin{aligned} & \sqrt{(\sigma/\sigma_{кр} + \sigma_m/\sigma_{мкр})^2 + (\tau/\tau_{кр})^2} = \\ & = \sqrt{(114/818 + 102/202)^2 + (75/102)^2} = 0,978 < 1. \end{aligned}$$

Таким образом, принятая расстановка ребер жесткости обеспечивает устойчивость стенки, и нет необходимости укреплять ее под каждой балкой. Проверка отсека с наибольшим изгибающим моментом не требуется ввиду незначительной поперечной силы.

Конструируем ларные ребра (рис.3.6), ширина которых удовлетворяет условию

$$B_p \geq h_{ст}/30 + 40 = 1250/30 + 40 = 81,7 \text{ мм}.$$

Округляя, принимаем  $B_p = 85 \text{ мм}$ .

Толщина ребер

$$\delta_p = 2 \cdot 85 / 30,26 \approx 6 \text{ мм}.$$

Предусматриваем полуавтоматическую приварку ребер к стенке сплошными двусторонними швами минимальной толщины ( $K = 4$  мм).

Расчетное сопротивление смятию  $R_{cm}$  листового проката толщиной 4...20 мм из стали ВСтЗпсб составляет 350 МПа.

Требуемая площадь смятия

$$\delta_{cm} \geq R_A / R_{cm} = 1130 \cdot 10^3 / (350 \cdot 10^6) = 32,3 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 32,3 \text{ см}^2,$$

где  $R_A$  - опорная реакция, Н;  $R_{cm}$  - расчетное сопротивление смятию торцовой поверхности, Па.

Опорную реакцию можно полностью передать через ребра, плотно пригнанные к нижнему поясу балки. Их ширина  $b_p$ , исходя из ширины поясов на опоре, составит  $(b_p - \delta_{ст})/2 = 9,5$  см.

Однако толщина каждого ребра  $d = 40$  мм с учетом скоса для пропуска поясного шва (рис.3.6) получится слишком большой:

$$\delta_p \geq S_{cm} / 2 b_s = S_{cm} / [2(b_p - d)] = 32,3 / [2(9,5 - 4)] \approx 3 \text{ см}.$$

Поэтому вместо опорных ребер предусматриваем торцовую диафрагму (рис.3.7). Её ширину  $b_d$  назначаем равной ширине поясов балки на опоре  $b_p$ . Тогда необходимая толщина диафрагмы

$$\delta_d \geq \delta_p / b_d = 32,3 / 20 = 1,62 \text{ см}.$$

Принимаем полосу сечения  $b_d \cdot \delta_d = 200 \cdot 18$  мм. При этом нижний край может быть выпущен не более чем на  $a = 1,5$ ,  $\delta_d = 1,5 \cdot 18 = 27$  мм, так как в противном случае расчет придется вести не на смятие, а на сжатие ( $R = 225$  МПа).

Расчет и проектирование сварных соединений

Предусматриваем приварку диафрагмы по всему внутреннему контуру ее касания с балкой, но условно считаем, что опорная реакция передается только вертикальными швами. Тогда при двух таких швах, заваренных полуавтоматически в один проход с использованием сварочной проволоки марки Св08А и не доведенных до обоих поясов на расстоянии  $\Delta = 60$  мм, находим толщину углового шва (рис.3.8):

$$K \geq R_A / [2\beta (h_{ст} - 2\Delta - \delta) R'_p] =$$

$$= 1130 \cdot 10^3 / [2 \cdot 0,9 (1,25 - 2 \cdot 0,06 - 0,01) \cdot 180 \cdot 10^6] =$$

$$= 3,1 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 3,1 \text{ мм},$$

где  $\beta$  - коэффициент глубины провара шва, зависящий от условий

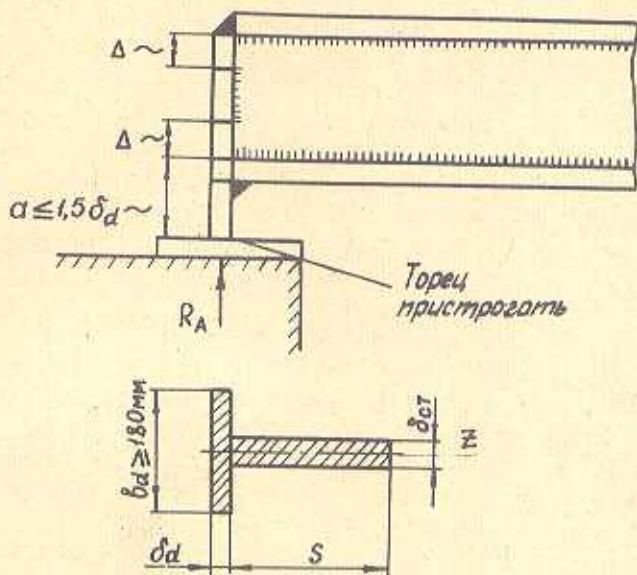


Рис.3.7  
Основные размеры торцевой диафрагмы

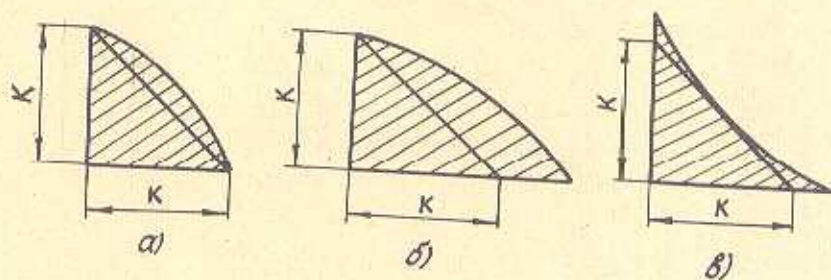


Рис.3.8  
Определение толщины катета углового шва.

сварки (при сварке стальных элементов его значение принимается по табл. П.5, при сварке алюминиевых элементов  $\beta = 0,9$ , если сварка одно- или двухпроходная автоматическая;  $\beta = 0,7$ , если сварка ручная, полуавтоматическая или многопроходная автоматическая;  $\beta = 0,8$  в прочих случаях нагружения балок);  $\delta$  - коэффициент заделки стенки в поясах;  $\delta = 8(\beta n / k_{ct})(\delta n / \delta_{ct})^2$  при непрерывном опирании на сжатый пояс балки жестких плит.

Конструктивно назначаем  $K = 6$  мм (табл. 2. I). Указание об ограничении расчетной длины фланговых швов на рассматриваемый случай не распространяется, так как усилие сдвига от порной реакции действует по всей высоте диафрагмы.

Сравнение обоих вариантов конструктивного решения спорной части сварной балки показывает, что вариант с торцевой диафрагмой предпочтительнее. При одинаковой толщине диафрагма за счет своей ширины и отсутствия скосов всегда будет иметь большую, чем опорные ребра, площадь сжатия. Кроме того, наличие диафрагмы позволяет опереть балку на колонну как сверху, так и сбоку. Устройство ребер допускает опирание только сверху.

#### Проектирование стыков балки

Поскольку стык стенки не должен совпадать с местом примыкания поперечной балки и приварки ребер жесткости, предусматривают соединение не посередине пролета, а на расстоянии  $3,5 l_0$  от каждой из опор (рис. 3.4). Таким образом, два монтажных стыка разбивают балку на три опорочных элемента.

Полный изгибающий момент в месте стыка

$$M = q' \cdot 3,5 l_0 (l - 3,5 l_0) / 2 = 188 \cdot 3,5 \cdot (12 - 3,5 \cdot 1) / 2 \approx 2800 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Изгибающий момент, воспринимаемый стенкой,

$$M_{ct} = M I_{ct} / I = 2800 \cdot 163 / 946 = 468 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где  $I$  - момент инерции площади всего сечения балки относительно нейтральной оси;  $I_{ct}$  - момент инерции стенки.

$$\text{Усилие в поясе } N_n = (M - M_{ct}) / h_{ct} =$$

$$= (2800 - 468) / 1,25 = 1866 \text{ кН}.$$

Поперечная сила на месте стыка

$$Q = q' (l / 2 - 3,5 l_0) = 188 (12 / 2 - 3,5 \cdot 1) = 470 \text{ кН}.$$

Расчет стыка растянутого пояса:

$$\begin{aligned}\sigma_{ш} &= N_n / [\delta_n (B_n - 2\delta_n)] = \\ &= 1866 \cdot 10^3 / 0,025 (0,4 - 2 \cdot 0,025) = 213 \cdot 10^6 \text{ Па} = \\ &= 313 \text{ МПа} > R_p' = 0,85 R = 0,85 \cdot 215 \text{ МПа} \approx 180 \text{ МПа},\end{aligned}$$

где  $R = 215 \text{ МПа}$  - расчетное сопротивление основного металла поясов.

Прочность прямого сварного шва оказалась недостаточной, поэтому стык должен быть косым.

Расчет стыка стенки:

$$\begin{aligned}\sigma_{ш} &= \sigma_{ст} / [\delta_{ст} (k_{ст} - 2\delta_{ст})^2] = 6 \cdot 468 \cdot 10^3 / 0,01 (1,25 - \\ &- 2 \cdot 0,01)^2 = 186 \text{ МПа} < R_p' = 0,85 R = 0,85 \cdot 225 \text{ МПа} \approx \\ &\approx 190 \text{ МПа},\end{aligned}$$

где  $R = 225 \text{ МПа}$  - расчетное сопротивление основного металла стенки.

Касательные напряжения

$$\begin{aligned}\tau &= 3Q / [2\delta_n (k_{ст} - 2\delta_n)] = \\ &= 3 \cdot 468 \cdot 10^3 / [2 \cdot 0,01 (1,25 - 2 \cdot 0,01)] = \\ &= 57 \cdot 10^6 \text{ Па} = 57 \text{ МПа} \ll R_{сг}' = 0,58 R \\ &= 0,58 \cdot 225 = 130 \text{ МПа},\end{aligned}$$

где  $R_{сг}'$  - расчетное сопротивление стыкового сварного соединения сдвигу, Па.

Следовательно, прочность шва обеспечена.

Проверку приведенных напряжений по формуле

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_{ш}^2 + 3\tau_{ш}^2} \leq 1,15 R_p'$$

можно не производить ввиду малости касательных напряжений.

### 3.2. Сварные колонны

Последовательность расчета и проектирования сварных металлических колонн:

- определение расчетных усилий;
- определение расчетной схемы колонны;
- определение требуемой площади поперечного сечения;
- определение основных размеров поперечного сечения и элементов колонны;
- проверка сечения;



- е) проверка устойчивости стенки и поясов колонны;
- ж) выбор конструкции базы:
  - выбор расчетной схемы базы,
  - определение размеров опорной плиты в плане,
  - определение толщины плиты,
  - расчет транверсы,
  - расчет ребер жесткости,
  - расчет швов, прикрепляющих элемент базы к плите;
- з) определение размеров элементов базы;
- и) расчет сварных швов.

Пример I. Подобрать двутавровое сечение стержня центрально-сжатой сплошной колонны высотой  $H = 9$  м. Колонна в обоих направлениях закреплена внизу и шарнирно закреплена сверху. Материал - сталь ВстЗис6-I.

Определение расчетных усилий  
Колонна работает на центральное сжатие под действием давления, оказываемого опирающимися балками (рис.3.9).

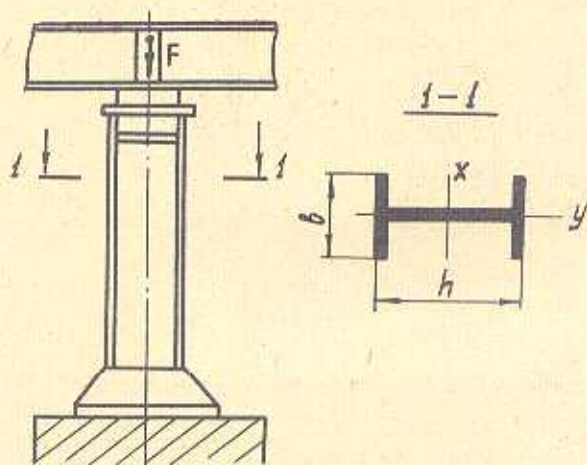


Рис.3.9. Схема нагружения колонны

Расчетная сжимающая сила  $F = 2R_A = 2 \cdot 1130 = 2260, \text{ кН}$ .

Определение расчетной схемы колонны

Согласно условию, расчетная схема колонны представлена на рис.3.10.

Тогда расчетная длина в обоих направлениях  $\ell_x = \ell_y = \ell_p = \mu \cdot H$   
 $= 0,7 \cdot 9 = 6,3 \text{ м}$ .

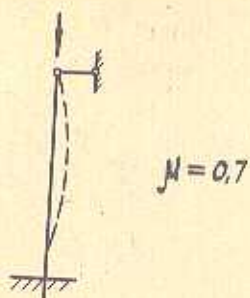


Рис.3.10. Схема защемления колонны

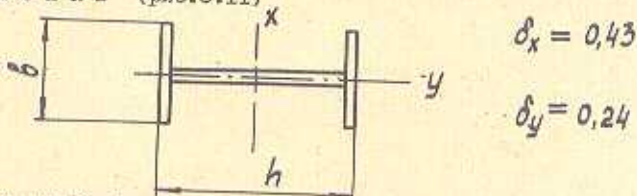
Определение требуемой площади поперечного сечения

Задаемся в первом приближении значением коэффициента продольного изгиба  $\varphi_0 = 0,8$  (табл.3.7), чему соответствует гибкость  $\lambda_0 \approx 62$  (для стержня из листового проката с расчетным сопротивлением  $R = 230$  МПа). Тогда при  $N=F$  получаем

$$A = \frac{N}{\varphi_0 R} = \frac{2,260 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 230 \cdot 10^6} \approx 123 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 123 \text{ см}^2,$$

где  $A$  – требуемая площадь поперечного сечения колонны.

Определение основных размеров поперечного сечения и элементов колонны (рис.3.11)



$$\delta_x = 0,43$$

$$\delta_y = 0,24$$

Рис.3.11. Поперечное сечение стержня колонны

Зная требуемую площадь поперечного сечения, находим толщину стенки:

$$\delta_{ст} = 0,2 \frac{A}{h_{ст}} = \frac{0,2 \cdot 123}{36} = 0,68 \text{ см.}$$

Т а б л и ц а 3.7  
Коэффициенты  $\gamma$  продольного изгиба центрально-сжатых стальных элементов

Глубоость $\lambda$	Значения $\gamma$ для элементов из стали с расчетным сопротивлением $\sigma_s$ , МПа											
	200	240	280	320	360	400	440	480	520	560	600	640
10	983	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	846	843	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588
70	782	754	724	687	654	623	594	563	542	518	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	366	359
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	125	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	999
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	94	889
180	235	196	170	150	135	123	112	104	997	91	865	81
190	210	177	154	136	122	111	102	94	888	82	777	73
200	191	161	140	124	111	101	93	866	80	75	71	67
210	174	147	128	113	102	93	85	79	74	69	65	62
220	160	135	118	104	94	86	77	73	68	64	60	57

Примечание. Значения коэффициента  $\gamma$  в таблице увеличены в 1000 раз.

Округляя, назначаем  $\delta_{ст} = 0,8$  см. Тогда площадь, приходящаяся на доле поясов

$$A_n = A - k_{ст} \cdot \delta_{ст} = 123 - 36 \cdot 0,8 = 123 - 28,8 = 94,2 \text{ см}^2.$$

Отсюда требуемая толщина одного пояса

$$\delta_n = \frac{A_n}{2 \cdot b} = \frac{94,2}{2 \cdot 36} = 1,31 \text{ см}.$$

Округляя, назначаем  $\delta_n = 1,4$  см = 14 мм.

Проверка сечения

Фактическая площадь

$$A_{ф} = A_{ст} + 2A_n = k_{ст} \delta_{ст} + 2b\delta_n = 28,8 + 2 \cdot 36 \cdot 1,4 = 28,8 + 101 \approx 130 \text{ см}^2.$$

Минимальный момент инерции

$$I_{min} = I_y \approx 2I_n = 2 \frac{\delta_n \cdot b^3}{12} = 2 \frac{1,4 \cdot 36^3}{12} = 10900 \text{ см}^4.$$

Моментом инерции площади сечения стенки относительно оси пренебрегаем ввиду его малости.

Минимальный радиус инерции

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_y}{A_{ф}}} = \sqrt{\frac{10900}{130}} = 9,16 \text{ см}.$$

По формулам

$$i_x = \frac{l_x}{\lambda_0}; \quad i_y = \frac{l_y}{\lambda_0},$$

где  $i_x, i_y$  - требуемые радиусы инерции;

$l_x, l_y$  - расчетные (приведенные) длины стержня в главных плоскостях;

$\lambda_0$  - гибкость стержня, соответствующая принятому значению  $\varphi_0$  (табл. 3.7),

находим

$$i_x = i_y = \frac{l_p}{\lambda_0} = \frac{630}{62} = 10,2 \text{ см} = 102 \text{ мм}.$$

Требуемая высота сечения (рис. 3.12)

$$h = \frac{i_x}{\delta_x} = \frac{10,2}{0,24} \text{ см} = 237 \text{ мм}.$$

Для удобства автоматической приварки поясов к стенке принимаем

$$b = h_{ст} = 360 \text{ мм (рис. 3.12).}$$

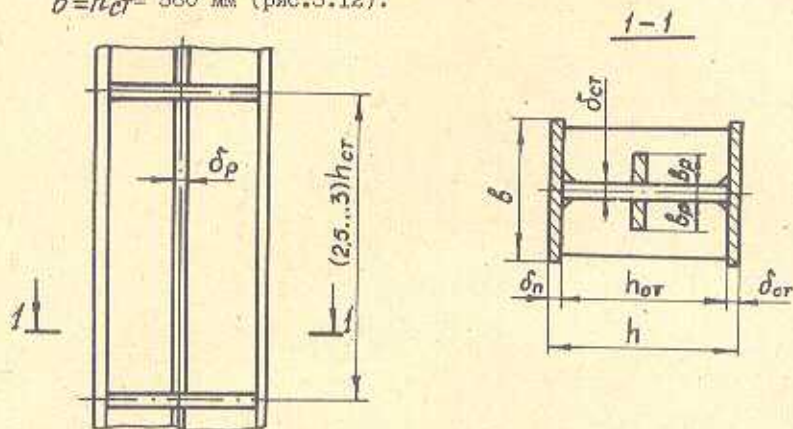


Рис. 3.12. Расположение ребер жесткости

Наибольшая гибкость

$$\lambda_{\max} = \frac{e_p}{i_{\min}} = \frac{630}{9,16} \approx 69 < \lambda_{\text{пред}} = 120.$$

Условная гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R}{E}} = 69 \cdot \sqrt{\frac{230}{206 \cdot 10^3}} = \frac{69}{29,9} = 2,3.$$

Коэффициент продольного изгиба

$$Y_1 = 1 - (0,073 - 5,53 \frac{R}{E}) \bar{\lambda} \sqrt{\bar{\lambda}} = 1 - (0,073 - 5,53 \frac{230}{206 \cdot 10^3}) \cdot 2,3 \cdot \sqrt{2,3} = 0,767.$$

Значения  $Y_0$  и  $Y_1$  отличаются незначительно, поэтому переходим непосредственно к проверке сечения:

$$\sigma = \frac{N}{Y_1 \cdot A_{\text{ф}}} = \frac{2260 \cdot 10^3}{0,767 \cdot 130 \cdot 10^{-4}} = 227 \cdot 10^6 \text{ Па} = 227 \text{ МПа} < R = 230 \text{ МПа}.$$

Недонапряжение

$$\Delta \sigma = \frac{R - \sigma}{R} \cdot 100 = \frac{230 - 227}{230} \cdot 100 \% = 1,3 \% < 5 \%,$$

что указывает на отсутствие излишков материала.

Проверка устойчивости стенки и поясов колонны

При  $\bar{\lambda} > 0,8$  должно выполняться условие

$$\frac{h_{ст}}{\delta_{ст}} \leq (0,36 + 0,8\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R}} \leq 2,9 \sqrt{\frac{E}{R}}.$$

В данном случае

$$\frac{h_{ст}}{\delta_{ст}} = \frac{36}{0,8} = 45 < (0,36 + 0,8\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R}} = (0,36 + 0,8 \cdot 2,3) \cdot 29,9 \approx 66 < 2,9 \sqrt{\frac{E}{R}} = 2,9 \cdot 29,9 \approx 87.$$

Следовательно, укрепление стенки продольным ребром жесткости не требуется.

Если  $\frac{h_{ст}}{\delta_{ст}} \geq 2,2 \sqrt{\frac{E}{R}}$ , то независимо от продольного ребра должны ставиться поперечные ребра жесткости.

Так как отношение  $\frac{h_{ст}}{\delta_{ст}} = 45 < 2,2 \sqrt{\frac{E}{R}} = 2,2 \cdot 29,9 \approx 66$ , то в поперечных ребрах нет необходимости.

Устойчивость поясов также обеспечена, поскольку отношение

$$\frac{b_{п-ст}}{2\delta_{п}} = \frac{36 - 0,8}{2 \cdot 1,4} = 12,6$$

не превышает значения

$$\frac{0,5b_{п}}{\delta_{ст}} = (0,36 + 0,1 \cdot 2,3) \cdot 29,9 = 17,6.$$

$$\frac{0,5b_{п}}{\delta_{ст}} = (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R}},$$

Окончательный вариант сечения представлен на рис.3.13.

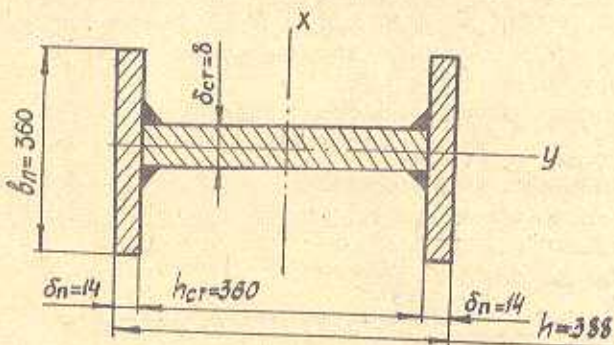


Рис.3.13. Принятое поперечное сечение колонны

Выбор конструкции базы

Материалы фундамента - бетон марки М100, элементы базы - сталь ВСтЗПс6. Сварка ручная электродами типа Э42.

В соответствии с принятой расчетной схемой колонны предусматриваем жесткую базу (рис.3.14).

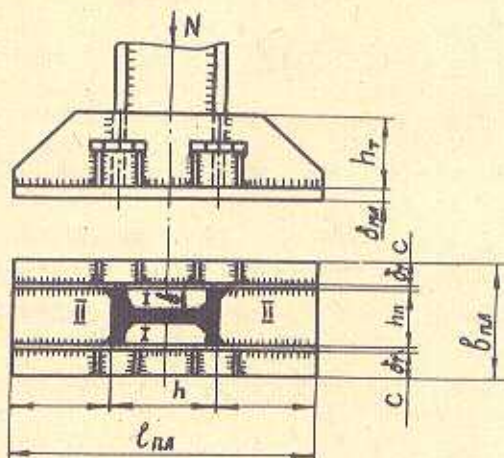


Рис.3.14.Схема базы колонны

Расчетная сила давления на фундамент с учетом веса колонны

$$N = F + \rho \cdot A_{\text{л}} \cdot g \cdot H \cdot \gamma_f = 2260 + 7,85 \cdot 0,013 \cdot 9,81 \cdot 1,05 = 2270 \text{ кН},$$

где  $\rho$  - плотность стали ( $\rho = 7,85 \text{ т/м}^3$ );  $g$  - ускорения свободного падения ( $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ );  $\gamma_f$  - коэффициент надежности по нагрузке от веса колонны ( $\gamma_f = 1,05$ ).

Расчетное сопротивление смятию бетона фундамента

$$R_{\text{сн}}^{\delta} = \gamma R_{\text{с}} = 1,2 \cdot 4,5 \text{ МПа} = 5,4 \text{ МПа},$$

где  $\gamma$  - коэффициент, задаваемый в пределах 1,2...1,5;  $R_{\text{с}}$  - расчетное сопротивление бетона осевому смятию, равное 4,5; 7 и 9 МПа для марок М100, М150 и М200.

Требуемая площадь опорной плиты

$$A_{\text{пл}} \geq \frac{N}{R_{\text{сн}}^{\delta}} = \frac{2270 \cdot 10^3}{5,4 \cdot 10^6} = 0,42 \text{ м}^2 = 4200 \text{ см}^2.$$

Конструируем траверсу из листов толщиной  $\delta_T = 10 \text{ мм}$  с выпуском за них плиты на расстояние  $c = 60 \text{ мм}$ . Тогда ширина

$$b_{пл} = b_A + 2(\delta_T + c) = 36 + 2(1 + 6) = 50 \text{ см},$$

что удовлетворяет ГОСТ 82-70\* на широкополосную универсальную сталь.

Требуемая длина плиты

$$l_{пл} \geq \frac{A_{пл}}{b_{пл}} = \frac{4200}{50} \text{ см} = 84 \text{ см}.$$

Округляя, принимаем  $l_{пл} = 90$  см. Следовательно, вылет листов гравиров

$$a_A = \frac{l_{пл} - h}{2} = \frac{90 - 38,8}{2} = 25,6 \text{ см}.$$

Среднее напряжение в бетоне фундамента

$$\sigma^{\delta} = q = \frac{N}{l_{пл} \cdot b_{пл}} = \frac{2240 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,5} = 5,04 \cdot 10^6 \text{ Па} = 5,04 \text{ МПа}.$$

На участках, опертых по четырем сторонам (внутри сечения стержня колонны),

$$b = \frac{b_{пл} - \delta_{ст}}{2} = \frac{36 - 0,8}{2} = 17,6 \text{ см};$$

$$\frac{h_{ст}}{b} = \frac{36}{17,6} = 2,04 > 2.$$

$\alpha = 0,125$  (табл. 3.8), т.е. фактически плита работает как балка, свободно лежащая на двух опорах пролетом  $b$ .

Т а б л и ц а 3.8

Коэффициент  $\alpha$  для расчета плит, опертых по четырем сторонам

h <sub>ст</sub> /b	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
$\alpha$	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,082

продолжение табл. 3.8

h <sub>ст</sub> /b	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,0
$\alpha$	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125



Если опорная плита закреплена по четырем сторонам (рис.3.14, участок I), то наибольший изгибающий момент в полосе шириной  $l$  см

$$M_I = \alpha q \cdot b^2 = 0,125 \cdot 5,04 \cdot 10^6 \cdot 17,6^2 \cdot 10^{-4} = 19515 \text{ Н}\cdot\text{м},$$

где  $q$  — давление на  $1 \text{ см}^2$  плиты, равное среднему напряжению в бетоне фундамента под ней.

На участке II (рис.3.14), опертю по трем сторонам (между листами траверсы и полкой колонны),

$$\frac{a_1}{b_{II}} = \frac{25,6}{36} = 0,71.$$

Тогда  $\alpha_1 = 0,089$  (табл.3.9).

Т а б л и ц а 3.9

Коэффициент  $\alpha_1$  для расчета плит, опертых по трем сторонам

$\frac{a_1}{b_{II}}$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	2
$\alpha_1$	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

В этом случае изгибающий момент

$$M_{II} = \alpha_1 q b_{II}^2 = 0,089 \cdot 5,04 \cdot 36^2 \cdot 10^2 = 58130 \text{ Н}\cdot\text{м}.$$

Вследствие большой разницы в значениях изгибающих моментов  $M_I$  и  $M_{II}$  предусматриваем укрепление плиты ребром жесткости.

Необходимая высота траверсы при четырех сварных швах толщиной  $K = \delta_T = 10 \text{ мм}$ , прикрепляющих листы траверсы к полкам,

$$h_T = \frac{\sum \ell_{ш}}{4} + \delta_T = \frac{N}{4,07 \cdot K} + \delta_T =$$

$$\frac{2270 \cdot 10^3}{2,8 \cdot 0,01 \cdot 180 \cdot 10^6} + 0,01 = 0,46 \text{ м} = 46 \text{ см},$$

где расчетное сопротивление соединения срезу  $R_{ср}' = 180$  МПа. Округляя, принимаем  $h_T = 50$  см и производим проверку прочности траверсом на изгиб и срез.

Нагрузка на единицу длины одного листа траверсы

$$q_T = q \left( \frac{b}{2} + \delta_T + c \right) = 5,04 \cdot 10^6 \left( \frac{17,6}{2} + 1 + 6 \right) \cdot 10^{-2} = 794 \cdot 10^3 \text{ Н/м} = 794 \text{ кН/м}.$$

Изгибающий момент в месте приварки к колонне

$$M_T = \frac{q_T a_1^2}{2} = \frac{794 \cdot 25,6^2 \cdot 10^{-4}}{2} = \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила

$$Q_T = q_T a_1 = 794 \cdot 25,6 \cdot 10^{-2} = 203 \text{ кН}.$$

Момент сопротивления сечения листа

$$W_T = \frac{\delta_T \cdot h_T^2}{6} = \frac{1 \cdot 50^2}{6} = 417 \text{ см}^3.$$

Нормальное напряжение

$$\sigma_T = \frac{M_T}{W_T} = \frac{26 \cdot 10^3}{417 \cdot 10^{-6}} = 62,4 \cdot 10^6 \text{ Па} = 62,4 \text{ МПа} \ll R = 225 \text{ МПа}.$$

Касательное напряжение

$$\tau = \frac{Q_T}{\delta_T \cdot h_T} = \frac{203 \cdot 10^3}{1 \cdot 50 \cdot 10^{-4}} = 40,6 \cdot 10^6 \text{ Па} = 40,6 \text{ МПа} \ll R_{ср} = 130 \text{ МПа},$$

т.е. прочность траверсы обеспечена с большим запасом. Расчетное сопротивление  $R = 225$  МПа принято, исходя из толщины листов в траверсах, а значения  $R_{ср} = 0,58$ .

Расчет ребер жесткости, примыкающих к полкам колонн, производим аналогично расчету листов траверсы:

$$q_P = q b_1 = 5,04 \cdot 17,5 \cdot 10^4 = 882 \cdot 10^3 \text{ Н/м} = 882 \text{ кН/м};$$

$$M_P = \frac{M_T \cdot q_P}{q_T} = \frac{26 \cdot 882}{794} = 28,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_p = \frac{Q_T \cdot q_p}{q_T} = \frac{203 \cdot 882}{794} \text{ кН} = 225 \text{ кН.}$$

Требуемый момент сопротивления сечения ребра  $W_p \geq \frac{M_p}{R}$  или  $W_p = \frac{\delta p \cdot h_p^2}{6}$ . Отсюда требуемая высота ребра

$$h_p \geq \sqrt{\frac{6M_p}{\delta p R}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 28,9 \cdot 10^3}{0,01 \cdot 225 \cdot 10^6}} = 0,278 \text{ м} = 27,8 \text{ см.}$$

Округляя, принимаем  $h_p = 30 \text{ см.}$

Касательное напряжение

$$\tau_p = \frac{Q_p}{\delta p h_p} = \frac{225 \cdot 10^3}{1 \cdot 30 \cdot 10^{-4}} = 75 \cdot 10^6 \text{ Па} = 75 \text{ МПа} < R_{cp},$$

т.е. прочность ребра обеспечена.

При двух угловых швах толщиной  $K = \delta_p = 10 \text{ мм}$  получаем

$$\begin{aligned} \tau_{ш} &= \sqrt{\left[ \frac{6 \cdot M_p}{0,7 \cdot K \cdot 2(h_p - \delta)^2} \right]^2 + \left[ \frac{Q_p}{0,7 \cdot K \cdot 2(h_p - \delta)} \right]^2} \\ &= \sqrt{\left[ \frac{6 \cdot 28,9 \cdot 10^3}{14 \cdot 1(30-1) \cdot 10^{-6}} \right]^2 + \left[ \frac{225 \cdot 10^3}{14 \cdot 1(30-1) \cdot 10^{-4}} \right]^2} \\ &= 157 \cdot 10^6 \text{ Па} = 157 \text{ МПа} < R'_{cp} = 180 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

т.е. прочность швов также обеспечена.

Необходимая толщина швов, прикрепляющих листы траверс,

$$\begin{aligned} K &\geq \frac{N_T}{0,7 \sum l_{ш} \cdot R_{cp}} \approx \frac{q_T \cdot l_{пл}}{0,7(l_{пл} + 2a_1) R_{cp}} = \\ &= \frac{794 \cdot 10^3 \cdot 0,9}{0,7(0,9 + 2 \cdot 0,256) 180 \cdot 10^6} = 4,02 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 4,02 \text{ мм,} \end{aligned}$$

ребра жесткости

$$K \geq \frac{Q_p}{0,7 \cdot 2a_1 R_{cp}} = \frac{225 \cdot 10^3}{1,4 \cdot 0,256 \cdot 180 \cdot 10^6} = 3,49 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 3,49 \text{ мм.}$$

Исходя из толщины плиты  $\delta_{пл} = 25$  мм, конструктивно принимаем  $K = 8$  мм, что вполне компенсирует несколько завышенную длину швов (расчет произведен по фактической длине вместо расчетной, т.е. без учета возможных надрывов и кратеров). Такой же толщины назначаем и швы, прикрепляющие к плите пояса ствнку стержня колонны, хотя они воспринимают еще меньшее давление.

Пример 2. Подобрать сечение сквозной центрально-сжатой колонны из стали ВСтЗп2-1, нагруженной продольной силой от постоянных нагрузок 300 кН и от кратковременных нагрузок 2400 кН. Отметка верха колонны - 10 м, примыкания балок сбоку; высота главной балки - 1,8 м, второстепенной - 0,45 м.

Определения расчетных усилий  
Принимаем коэффициенты надежности по нагрузке:  
для постоянной нагрузки  $\gamma_{п1} = 1,1$ , для кратковременной  $\gamma_{п2} = 1,2$ .  
Тогда

$$N = N_p \gamma_{п1} + N_q \gamma_{п2} = 300 \cdot 1,1 + 2400 \cdot 1,2 = 3210 \text{ кН}.$$

Принимаем сквозное сечение, соединение ветвей - планками; база с распределяющей конструкцией (без фрезерованного торца колонны); величина заглубления - 0,8 м.

Определения расчетной длины колонны по формуле  $l_0 = \mu l$ ,  
где  $\mu$  - коэффициент расчетной длины;  $l$  - длина колонны, м.

Принимаем закрепление нижнего конца колонны жестким (с некоторой податливостью); главная балка жестко (с некоторой податливостью) закрепляет верхний конец колонны, а второстепенная - шарнирно. Поэтому коэффициенты приведения длины относительно центральных осей  $\mu_x = 0,7$ ;  $\mu_y = 0,8$ .

Тогда

$$l_{0x} = \mu_x l_x = 0,7(10 - 1,8 + 0,8) = 6,3 \text{ м};$$

$$l_{0y} = \mu_y l_y = 0,8(10 - 0,45 + 0,8) = 8,28 \text{ м}.$$

Задаемся значением коэффициента продольного изгиба  $\varphi$  и определяем требуемую площадь ветви сквозной колонны:

$$A_{тр} = \frac{N}{2\varphi R_y} = \frac{3210 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,89 \cdot 210} = 8580 \text{ мм}^2 = 858 \text{ см}^2.$$

Согласно сортаменту (ГОСТ 8239-72) принимаем сечение колонны из двух двутавров № 45 ( $A = 84,7 \text{ см}^2$ ;  $I_x = 27696 \text{ см}^4$ ;  $r_y = 18,1 \text{ см}$ ;  $I_y = 806 \text{ см}^4$ ;  $r_x = 3,09 \text{ см}$ ;  $B_{пл} = 16 \text{ см}$ ).

Проверим устойчивость двутавра относительно материальной оси  $X-X$ :

$$\lambda_x = \frac{630}{18,1} = 34,8 \quad \text{и} \quad \varphi_x = 0,925;$$

$$\sigma_x = \frac{N}{\varphi_x \cdot 2A_B} = \frac{3210 \cdot 10^3}{0,925 \cdot 2 \cdot 84,7} = 204,7 \text{ МПа} < 210 \text{ МПа}.$$

Недонапряжение  $\frac{210 - 204,7}{210} \cdot 100 = 2,5\%$ , что допустимо.

Определим расстояние между ветвями сквозной колонны, исходя из условий равноустойчивости, т.е.  $\lambda_x = \lambda_{прy}$

Рассмотрим два варианта соединения ветвей: планками и решетками.

1. Соединение ветвей планками

Принимаем гибкость отдельной ветви  $\lambda_B = 25,3$ .

Тогда

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{прy}^2 - \lambda_B^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_B^2} = \sqrt{34,8^2 - 25,3^2} = 23,85;$$

$$B = \frac{l_{0y}}{\alpha_2 \lambda_y} = \frac{8280}{0,52 \cdot 23,85} = 667 \text{ мм},$$

где  $\alpha_2$  - коэффициент.

Принимаем  $B = 700 \text{ мм}$ .

Просвет между ветвями

$$B_1 = B - B_{пл} = 700 - 160 = 540 \text{ мм}.$$

Принимаем размеры планки:

$$B_{пл} = B_1 + 80 = 540 + 80 = 620 \text{ мм}; \quad l_{пл} = 400 \text{ мм}.$$

Расстояние между планками

$$e_B = \lambda_B \tau_{\min} = 25,3 \cdot 3,09 = 781,8 \text{ мм.}$$

Скругляем  $e_B$  до 780 мм.

Расстояние по центрам планок

$$e = e_B + d_{пл} = 780 + 400 = 1180 \text{ мм.}$$

Перерезывающая сила и момент, действующие на одну планку:

$$T_{пл} = \frac{Q_{пл} \cdot e}{c} = \frac{Q_{усл} \cdot e}{2c} = \frac{200 \cdot 2 \cdot 84,7 \cdot 118}{2 \cdot 40} = 28,6 \text{ кН;}$$

$$M_{пл} = \frac{Q_{пл} \cdot e}{2} = \frac{20 \cdot 2 \cdot 84,7 \cdot 118}{2 \cdot 2} = 99,950 \text{ Н·м,}$$

где  $Q_{пл}$  — условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости;  $e$  — расстояние между центрами планок;  $c$  — расстояние между осями ветвей;  $Q_{усл}$  — условная поперечная сила, принимаемая постоянной по всей длине стержня (табл. 3.10).

Таблица 3.10

Значения условной поперечной силы

Марка стали	ВСтЗпс	О9Г2С	О9Г2С	15ХСНД	15Г2СМФ	15ХГ2С
	ВСтЗсл	О9Г2	15ХСНД	15Г2СФ	14Г5МФ	МФ
	10ХСНД					
$Q_{усл}$	200	300	400	500	600	700

Примечание. При наличии нескольких плоскостей планок или решеток поперечная сила  $Q_{усл}$  распределяется поровну между ними. Планки прикрепляют к ветвям колонны угловыми швами, прочность которых при  $K_w = t_{пл} = 8$  мм будет меньше прочности планки, поэтому достаточно проверить прочность сварных швов (в расчете учитывать только вертикальные участки шва).

Площадь сечения и момент сопротивления сварочного шва:

$$A_w = \beta K_w d_{пл} = 0,7 \cdot 8 \cdot 400 = 2240 \text{ мм}^2;$$

$$W_w = \frac{\beta K_w d_{пл}^2}{6} = \frac{0,7 \cdot 8 \cdot 400^2}{6} = 149300 \text{ мм}^3.$$

Тогда напряжения в шве

$$\sigma_w = \frac{M_{пл}}{W_w} = \frac{9995}{149300} = 67 \text{ МПа};$$

$$\tau_w = \frac{T_{пл}}{A_w} = \frac{28,6}{22400} = 12,8 \text{ МПа}.$$

Равнодействующее напряжение

$$\sigma_{равн} = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} = \sqrt{67^2 + 12,8^2} = 67,5 \text{ МПа} < R_{шв} = 150 \text{ МПа}.$$

Момент инерции относительно оси  $y-y$

$$I_y = 2(I_{oy} + A \frac{B^2}{2}) = 2 \cdot (808 + 84,7 \frac{70^2}{4}) = 209200 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции стержня

$$\chi_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{209200}{169,4}} = \sqrt{1235} = 35,2 \text{ см}.$$

Гибкость стержня

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{\chi_y} = \frac{828}{35,2} = 23,5.$$

Рассчитываем приведенную гибкость:

$$\lambda_{прy} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_0^2} = \sqrt{23,5^2 + 25,3^2} = 34,6.$$

Проверяем устойчивость колонны относительно свободной оси  $y-y$ :

$$\sigma_y = \frac{N}{\varphi_y \cdot A} = \frac{3210000}{0,925 \cdot 16940} = 204,60 \text{ МПа} < R_y = 210 \text{ МПа}.$$

Коэффициент продольного изгиба (рис.3.7)  $\varphi_y = 0,925.$

Недонапряжение

$$\frac{210 - 204,6}{210} \cdot 100 = 2,57\%,$$

что допустимо.

## 2. Соединение ветвей решетки

Принимаем треугольную решетку из равнобедренных уголков 45x4 ( $F = 3,48 \text{ см}^2$ ;  $\gamma_x = 1,38 \text{ см}$ ;  $\gamma_y = 0,89 \text{ см}$ ) с углом наклона  $35^\circ$ . Расстояние между узлами решетки  $e = 2 \sqrt{\tan 35^\circ} = 2 \cdot 700 \cdot 0,7 = 980 \text{ мм}$ , а гибкость ветви

$$\lambda_n = \frac{98}{3,09} = 31,4 < \lambda_x = 36.$$

Усилие в раскосе

$$N_p = \frac{Q_{усл}}{2 \cdot \cos 35^\circ} = \frac{200 \cdot 2 \cdot 84,7}{2 \cdot 0,818} = 20710 \text{ Н.}$$

Проверяем устойчивость раскоса:

$$\lambda_{max} = \frac{B}{\cos 35^\circ \gamma_{y0}} = \frac{700}{0,818 \cdot 0,9} = 96.$$

$$\sigma_{y0} = \frac{20710}{348 \cdot 0,611} = 97,4 \text{ МПа} < R_{y\sigma} = 210 \cdot 0,75 = 157,5 \text{ МПа},$$

где  $\gamma_{y0} = 0,611$  (табл.3.7).

Определяем необходимую длину швов для прикрепления раскосов, приняв  $K_w = 0,4 \text{ см}$ ;  $\gamma_c = 0,75 \text{ см}$  и  $B = 0,7$  (для ручной сварки):

$$e_w^{об} = \frac{Q_p}{0,7 \cdot K_w \cdot \gamma_c \cdot R_w} = \frac{0,7 \cdot 20710}{0,7 \cdot 4 \cdot 0,75 \cdot 15000} = 46 \text{ мм};$$

$$e_w^n = \frac{0,3 N_p}{0,7 \cdot K_w \cdot \gamma_0 \cdot K_y} = \frac{0,3 \cdot 20710}{0,7 \cdot 4 \cdot 0,75 \cdot 15000} = 19,7 \text{ мм.}$$

Принимаем длину швов:

$$e_w^{об} = 4,6 + 10 = 56 \approx 60 \text{ мм},$$

$$e_w^n = 19,7 + 10 = 29,7 \text{ мм.}$$



Минимальный шов равен 40 мм.

Проверим устойчивость колонны относительно свободной оси у-у, для которой  $\lambda_y = 23,53$  и  $K = 38^\circ$  (при  $\alpha = 36^\circ$ ):

$$\lambda_{пр-у} = \sqrt{\lambda_y^2 + K \frac{A}{A_p}} = 23,53^2 + 38 \frac{8440}{348} = 38,4.$$

С учетом  $\varphi_y = 0,911$  (табл.3.7) нормальные напряжения

$$\sigma_y = \frac{3210000}{0,911 \cdot 2 \cdot 8440} = 208 \text{ МПа} \leq R_y = 210 \text{ МПа},$$

Выбор конструкции базы

Принимаем фундамент из бетона марки 100, для которого  $R_{ф} = 5,2 \text{ МПа}$ .

Требуемая площадь опорной плиты

$$A_{пл} = \frac{N}{R_{ф}} = \frac{32100}{5,2} = 617 \cdot 10^3 \text{ мм}^2.$$

Ширина плиты

$$B_{пл} = 450 + 2012 \cdot 6,5 = 600 \text{ мм}.$$

Длина плиты

$$L_{пл} = \frac{A_{пл}}{B_{пл}} = \frac{617 \cdot 10^3}{600} = 1028 \text{ мм}.$$

Принимаем длину плиты  $L_{пл} = 1050 \text{ мм}$ .

Тогда напряжения под плитой

$$\sigma_{ф} = \frac{N}{B_{пл} \cdot L_{пл}} = \frac{3210}{600 \cdot 1050} = 5,1 \text{ МПа}.$$

Принимаем конструкцию базы, представленную на рис.3.14.

Сределяем высоту траверсы по величине сварных швов, прикрепляющих стержень колонны к траверсе, принимая количество швов равным 8, а высоту - 8 мм:

$$l_w = \frac{N}{8 \beta K_w R_w} = \frac{3210}{8 \cdot 0,7 \cdot 8 \cdot 150} = 478 \text{ мм}.$$

Принимаем высоту траверсы 500 мм, а толщину - 10 мм.

Производим проверку траверсы на прочность ( $\sigma_s = 5,1 \text{ МПа}$ ) на консольном участке:

$$M = \frac{15 \cdot 9,5^2 \cdot 51}{2} = 34500 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 3450 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$W = \frac{\delta_{тр} \cdot h_{тр}^2}{6} \cdot \frac{1 \cdot 500^2}{6} = 417 \text{ см}^3 = 41,7 \text{ м}^3;$$

$$\sigma = \frac{3450}{41,7} = 83 \text{ МПа} < R_y = 210 \text{ МПа};$$

на среднем участке:

$$M = \frac{q l^2}{12} = \frac{30 \cdot 51 \cdot 54^2}{12} = 3720000 \text{ кгс}\cdot\text{см} = 372000 \text{ Н}\cdot\text{м};$$

$$W = 417 \text{ см}^3; \sigma = \frac{372000}{417} = 89,2 \text{ МПа} < R = 210 \text{ МПа}.$$

Определяем прочность сварных швов, прикрепляющих консоль и стержню колонны (высота консоли и диафрагмы принята равной высоте траверсы, т.е. 500 мм):

$$M = \frac{15 \cdot 51 \cdot 17,5^2}{2} = 117000 \text{ кгс}\cdot\text{см} = 11700 \text{ Н}\cdot\text{м};$$

$$Q = 15 \cdot 51 \cdot 17,5 = 13400 \text{ кгс} = 134 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$W_w = 2 \cdot \frac{\beta_{Kw} \cdot l_w^2}{6} = 2 \cdot \frac{0,7 \cdot 8 \cdot 490^2}{6} = 450 \text{ см}^3 = 4500 \text{ мм}^3;$$

$$A_w = 2 \beta_{Kw} l_w = 2 \cdot 0,7 \cdot 8 \cdot 490 = 5490 \text{ см}^2;$$

$$\sigma_w = \frac{M}{W_w} = \frac{11700 \cdot 10^3}{4500} = 26 \text{ МПа};$$

$$\tau_w = \frac{Q}{A_w} = \frac{134 \cdot 10^3}{5490} = 24,4 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\text{равн}} = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} = \sqrt{26^2 + 24,4^2} = 36 \text{ МПа} < R_{wg} = 150 \text{ МПа}.$$

Определяем прочность сварных швов, прикрепляющих диафрагму:

$$M = \frac{q l^2}{12} = \frac{350 \cdot 510 \cdot 450^2}{12} = 30120 \text{ Н}\cdot\text{м};$$

$$Q = \frac{q l g}{2} = 350 \cdot 51 \cdot 225 = 401500 \text{ Н.}$$

$W_w$  и  $A_w$  принимаем такими же, как для консоли:  $W_w = 4500 \text{ мм}^3$ ;  
 $A_w = 5490 \text{ мм}^2$ .

Тогда

$$\sigma_w = \frac{M}{W_w} = \frac{30120}{4500} = 67 \text{ МПа};$$

$$\tau_w = \frac{Q}{A_w} = \frac{401500}{5490} = 73 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\text{равн}} = \sqrt{670^2 + 730^2} = 99 \text{ МПа} < R_y = 150 \text{ МПа}.$$

### 3.3. Листовые конструкции

Последовательность расчета и проектирования сварных листовых конструкций:

- определения условий эксплуатации;
- определение коэффициентов условий работы и коэффициентов перегрузки;
- расчет толщины поясов или стенок труб;
- определение изгибающего момента в месте сопряжения элементов конструкций;
- расчет сварных швов;
- проверка элементов конструкции на устойчивость;
- расчет на прочность и устойчивость.

Пример I

Расчет стенки вертикального цилиндрического резервуара объемом  $700 \text{ м}^3$  для хранения нефтепродуктов объемной массой  $0,9 \text{ т/м}^3$ . Диаметр резервуара  $D = 10,43 \text{ м}$ , высота  $h = 8,85 \text{ м}$ . Кровля щитовая. Избыточное давление паров  $p = 0,0025 \text{ МПа}$ .  
 Материал - сталь Ст3 по ГОСТ 5232-55.

Коэффициент устойчивости работы стенки  $\gamma_c = 0,08$ . При наличии жидкости коэффициент перегрузки  $\gamma_{n1} = 1,1$ , паров -  $\gamma_{n2} = 1,2$ . Коэффициент прочности сварочного шва  $\varphi_w = 0,95$  (стенка изготавли-

вается методом рудонирования). Нормативные давления, МПа: от кровли - 4,14, от снега - 5,0, от термоизоляции - 2,5; соответствующие коэффициенты перегрузки:  $\gamma_{п1} = 1,1$ ;  $\gamma_{п2} = 1,4$ ;  $\gamma_{п3} = 1,2$ ;

Расчет толщины поясов

Исходя из оптимальных размеров стальных листов для резервуаров малой емкости, разбиваем стенку по высоте на 6 поясов. Толщина нижнего пояса

$$\delta_{н.п} = \frac{(\gamma_{п1} h \cdot \gamma + \gamma_{п2} P) r}{\gamma_c \cdot 0,95 R_{wp}} = \frac{(1,1 \cdot 885 \cdot 0,9 \cdot 10^{-3} + 1,2 \cdot 2,5 \cdot 10^{-4}) \cdot 521,5}{0,8 \cdot 0,95 \cdot 2,1 \cdot 10^{-3}} = 0,27 \text{ см} = 0,027 \text{ м},$$

где  $h$  - расстояние от высшего уровня жидкости до дна (стенка постоянной толщины) или до расчетного уровня пояса (стенка переменной толщины), который принимается на 30 см выше нижней кромки пояса;  $r$  - радиус срединной поверхности стенки или, с некоторым допущением, внутренний радиус (поскольку толщина пояса в момент расчета неизвестна); расчетное сопротивление при автоматической сварке  $R_{wp} = R_p'$ , при ручной  $R_{wp} = 0,85$ ;  $\gamma_{п1}$  и  $\gamma_{п2}$  - коэффициенты перегрузки;  $\gamma$  - коэффициент условий работы стенки резервуара.

Принимаем толщину нижнего и всех других поясов 4 мм. Проверяем сварные швы, прикрепляющие стенку к плоскому дну, на усилия от краевого эффекта.

Изгибающий момент в месте сопряжения стенки с дном

$$M \approx 0,1 \gamma_{п1} \gamma h r \delta = 0,1 \cdot 1,1 \cdot 0,9 \cdot 10^{-3} \cdot 885 \cdot 251,5 \cdot 0,4 = 184 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 18,40 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Напряжения в сварных швах с категорией  $k_w = 5$  мм

$$\sigma_w = \frac{M}{W_w} = \frac{18,4 \cdot 10^3}{5} = 36,8 \text{ МПа},$$

где  $W_w$  - момент сопротивления двух угловых швов.

Расчет на устойчивость стенки

Стенку рассматриваем как цилиндрическую оболочку с концами, закрепленными от перемещения, нагруженную давлением вдоль образующих и радиальным сжимающим давлением от вакуума.

Основные напряжения от давления кровли, термоизоляции, снега и вакуума

$$\sigma_1 = \frac{(1,1 \cdot 4,14 + 1,4 \cdot 5 - 1,2 \cdot 2,5 + 1,2 \cdot 2,5) \cdot 521,5}{2 \cdot 0,4} = 1,16 \text{ МПа.}$$

Кольцовые напряжения от вакуума

$$\sigma_2 = \frac{1,2 \cdot 2,5 \cdot 521,5}{0,4} = 0,39 \text{ МПа.}$$

Критические напряжения при осевом сжатии определяем по формуле

$$\sigma_{1кр} = C \frac{E\delta}{\lambda},$$

где  $C$  - коэффициент (табл. 3.11).

Таблица 3.11

Значение коэффициента  $C$

$\lambda/\delta$	50	100	2000	300	400	600	800	1000	1500	2500
$C$	0,30	0,22	0,18	0,16	0,14	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06

При  $\lambda/\delta = 521,5/0,4 = 1303$   $C = 0,074$  и

$$\sigma_{1кр} = C \frac{E\delta}{\lambda} = 0,074 \frac{2,1 \cdot 10^6 \cdot 0,4}{521,5} = 11,95 \text{ МПа.}$$

Критические напряжения в цилиндрической оболочке:

при  $0,5 \leq \frac{e}{r} < 10$

$$\sigma_{2кр} = 0,55E \left(\frac{r}{e}\right) \cdot \left(\frac{\delta}{r}\right)^{3/2},$$

при  $\frac{e}{r} \geq 20$

$$\sigma_{2кр} = 0,17E \left(\frac{\delta}{r}\right)^2.$$

Так как для рассматриваемого примера  $\frac{e}{r} = \frac{885}{521,5} = 1,7 < 10$ ,

$$\text{то } \sigma_{2кр} = 0,55E \sqrt{\frac{\delta}{r}} = \frac{0,55 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 0,4}{885} \sqrt{\frac{0,4}{521,5}} = 1,44 \text{ МПа.}$$

Устойчивость стенки обеспечена, т.к.

$$\frac{N}{N_{кр}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{2кр}} = \frac{11,6}{119,5} + \frac{3,9}{14,4} = 0,37 < m,$$

где  $N$  - расчетное сжимающее усилие вдоль оси;  $N_{кр}$  - критическое усилие.

### Пример 2

Расчет двухопорного цилиндрического резервуара с коническим днищем объемом  $100 \text{ м}^3$  для хранения жидкости с удельным весом  $0,9 \text{ т/м}^3$  при избыточном давлении  $0,7 \text{ кгс/см}^2$  и вакууме  $0,1 \text{ кгс/см}^2$ .  
Материал - сталь ЮСтЗсп - 5.

Исходя из железнодорожного габарита, диаметр резервуара принимаем равным  $3,25 \text{ м}$ . Длину корпуса резервуара находим по формуле

$$V = \pi r^2 l + K_1 r^3,$$

где  $K_1$  - коэффициент для конических днищ;  $K = 0,586$ ,

$$l = \frac{100 - 0,586 \cdot 1,625^3}{3,14 \cdot 1,625^2} = 11,76 \text{ м}.$$

Расстояние между опорами

$$l_0 = 0,586 l_p = 0,586 \frac{V}{\pi r^2} = 0,586 \cdot \frac{100}{3,14 \cdot 1,625^2} = 7,07 \text{ м}.$$

Задаемся толщиной стенки резервуара  $\delta_p = 4 \text{ мм}$  с ребрами жесткости из уголков через каждые  $2 \text{ м}$  и толщиной днища  $\delta_{дн} = 5 \text{ мм}$ .

Коньковые напряжения в стенке резервуара от избыточного давления

$$\sigma_1 = \frac{\gamma_p r \chi}{n \delta} = \frac{1,2 \cdot 0,7 \cdot 162,5}{0,4} = 34,1 \text{ МПа},$$

где  $\gamma_p$  - коэффициент перегрузки.

Определяем напряжение от изгиба, как в двухопорной балке.

Собственный вес резервуара с плоскими и пологими коническими днищами

$$G = \gamma_{ст} \cdot 2 \cdot \pi \cdot r (l \delta_p + r \delta_{дн}) = 13,85 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 1,625 \cdot (11,76 \cdot 0,004 + 1,625 \cdot 0,005) = 57,3 \text{ Н},$$

где  $\psi = 1,3$  - строительный коэффициент, учитывающий вес ребер жесткости, диафрагм, локсов и других конструктивных элементов;  
 $\delta_{ст}$  - объемный вес стали.

Погонная нагрузка на резервуар

$$q = \pi \left( \frac{G}{\rho} + \psi \pi r^2 \right) = 1,1 \left( \frac{5,73}{11,76} + 0,9 \cdot 3,14 \cdot 1,625^2 \right) = 87,5 \text{ Н/м.}$$

Максимальный изгибающий момент

$$M = \frac{q l^2}{47} = \frac{q}{47} \left( \frac{V}{\pi r^2} \right)^2 = \frac{87,5}{47} \left( \frac{100}{3,14 \cdot 1,625^2} \right) = 27 \text{ Н/м.}$$

Напряжения от изгиба

$$\sigma_{из} = \frac{M}{\pi r^2 t} = \frac{27 \cdot 10^5}{3,14 \cdot 16,25^2 \cdot 10^4 \cdot 4} = 8,1 \text{ МПа.}$$

Принимаем конструктивно при внутреннем угле конуса  $153^\circ$  высоту конуса 39 см; угол  $\alpha$  между горизонталью и образующей  $13^\circ 31'$ ;  
 $\sin \alpha = 0,233$ .

Кольцевое напряжение в днище

$$\sigma_c = \frac{\delta p r}{t \sin \alpha} = \frac{12 \cdot 0,7 \cdot 162,5}{0,5 \cdot 0,233} = 117,1 \text{ МПа.}$$

Проверим устойчивость стенки резервуара при вакууме.

Кольцевое сжимающее напряжение

$$\sigma_c = \frac{\delta p \cdot p v r}{t} = \frac{12 \cdot 0,1 \cdot 162,5}{0,4} = 4,9 \text{ МПа.}$$

Критическое напряжение

$$\sigma_{кр} = 0,55 \frac{E \delta}{r} \sqrt{\frac{\delta}{r}} = 0,55 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,4}{200} \sqrt{\frac{0,4}{162,5}} = 11,4 \text{ МПа.}$$

Отношение  $\frac{\sigma_c}{\sigma_{кр}} = \frac{4,9}{11,4} = 0,43 < m = 0,8$ . Таким образом, устойчивость стенки обеспечена.

Пример 3. Определение гофрием стенки труб участка газопровода (коэффициент условий работы участка трубопровода  $m = 0,3$ ) диаметром  $D_H = 1420$  мм при рабочем давлении  $p = 7,5$  МПа.

Для сооружения газопровода использованы термически упроченные трубы из низколегированной стали. Согласно СН и П II-45-75, коэффициент безопасности для этих труб  $K_1 = 1,4$ , временное сопротивление  $\sigma_B = R_1^H = 600$  МПа, нормативное значение предела текучести  $\sigma_T = R_2^H = 470$  МПа, модуль упругости  $E = 2,1 \cdot 10^5$  МПа. Здесь  $R_1^H$  - нормативное значение временного сопротивления металла труб;  $R_2^H$  - нормативное значение предела текучести металла труб, устанавливаемые стандартом и техническими условиями на трубы.

Определим расчетное сопротивление материала труб:

$$R_1 = \frac{R_1^H \cdot m}{K_1 \cdot K_H} = \frac{600 \cdot 0,9}{1,4 \cdot 1,1} = 350 \text{ МПа};$$

где  $K_H$  - коэффициент надежности, который учитывает внутреннее давление, диаметр трубопровода. Определяется по СНиП II-45-75 "Магистральные трубопроводы. Нормы проектирования".

Расчетную номинальную толщину стенки определяем по формуле

$$\delta = \frac{n \cdot p \cdot D_H}{2 \cdot (R_1 + n \cdot p)} = \frac{1,1 \cdot 7,5 \cdot 142}{2 \cdot (350 + 1,1 \cdot 7,5)} = 1,64 \text{ см},$$

где  $n$  - коэффициент перегрузки рабочего давления (табл. 3.12).

Проведем проверку кольцевых напряжений по формуле

$$\sigma_{кц}^H = \frac{p \cdot D_{вн}}{2\delta} = \frac{7,5(142 - 2 \cdot 1,64)}{2 \cdot 1,64} = 317 \text{ МПа};$$

где  $\sigma_{кц}^H$  - кольцевые напряжения от нормативного рабочего давления.

Для ограничения максимальных (с учетом изгиба) напряжений и деформаций нормами проектирования установлено дополнительное условие, при котором деформации труб ограничиваются соответствующим нормативным пределом текучести. С учетом исходных данных

$$\sigma_{кц}^H = 317 \text{ МПа} \leq \frac{c \cdot R_2^H}{K_H} = \frac{1}{1,1} \cdot 470 = 427 \text{ МПа},$$



где  $C$  - коэффициент, отражающий категорию участков трубопроводов, устанавливаемый СН и П II-45-75;  $K_H$  - коэффициент надежности. Кольцевые напряжения

$$b_{K_H} = \frac{K_H \cdot p \cdot D_{вн}}{2\delta} = \frac{1,1 \cdot 7,5 (142 - 2 \cdot 1,64)}{2 \cdot 1,64} = 349 \text{ МПа.}$$

Таблица 3.12  
Классификация нагрузок и воздействий

Характер нагрузок и воздействий	Нагрузки и воздействия	Способ прокладки трубопровода		Коэффициент перегрузки $K$
		подземный и в насыпях	надземный	
Постоянные	Собственный вес трубопровода и устройств	+	+	I, I(I)
	Воздействия предварительного напряжения трубопровода (упругий изгиб и др.)	+	+	I
Временные, длительные	Внутреннее давление для газопроводов	+	+	I, I
	Внутреннее давление для нефтепроводов диаметром 700...1420 мм:			
	с промежуточными насосными станциями, работающими без подключения емкостей;	+	+	I, I5
	без промежуточных насосных станций, а также для нефтепроводов диаметром менее 720 мм	+	+	I, I
	Вес продукта или воды	+	+	I(0,95)
	Температурное воздействие	+	+	I

Примечание. Значения коэффициентов перегрузки, указанные в скобках, должны приниматься при расчете трубопроводов на продольную устойчивость, а также в тех случаях, когда уменьшение нагрузки ухудшает условия работы трубопровода.

Коэффициент, учитывающий напряженное состояние металла труб, рассчитываем по формуле

$$\Psi_2 = \sqrt{1 - 0,75 \left( \frac{\sigma_{\text{нн}}}{R_1} \right)^2} - 0,5 \frac{\sigma_{\text{нн}}}{R_1} = \sqrt{1 - 0,75 \left( \frac{349}{350} \right)^2} - 0,5 \frac{349}{350} = 0,0096.$$

Для определения продольных осевых напряжений воспользуемся формулой, приведенной в СН и П II-45-75:

$$\tilde{\sigma}_{\text{пр}} = \Psi_2 \cdot R_1 = 0,0096 \cdot 350 = 3,5 \text{ МПа.}$$

Максимально допустимый положительный температурный перепад

$$\Delta t = \frac{\Psi_2 R_1 + 0,25 \cdot \frac{\pi p D_{\text{вн}}}{\delta}}{\alpha E} = \frac{3,5 + \frac{0,25 \cdot 1,1 \cdot 7,5 (142 - 2 \cdot 1,64)}{1,64}}{12 \cdot 10^{-6} \cdot 2,1 \cdot 10^5} = 70,6^\circ \text{C,}$$

где  $\alpha$  — коэффициент линейного расширения металла труб;  $E$  — модуль упругости.

Толщина стенки трубы при положительном температурном перепаде  $\Delta t = 85^\circ \text{C}$ . Данный температурный перепад принимает максимально допустимый, поэтому толщину стенки трубопровода при наличии осевых сжимающих напряжений следует определять по формуле

$$\delta = \frac{\pi p D_{\text{вн}}}{2(\Psi_2 R_1 + \pi p)}$$

Продольные осевые напряжения  $\tilde{\sigma}_{\text{пр}}$  зависят от толщины стенки, поэтому решение выполняется методом последовательных приближений. Принимаем вначале толщину стенки равной 2 см.

Продольные осевые напряжения

$$\begin{aligned} \tilde{\sigma}_{\text{пр}} &= -\alpha \Delta t E + 0,25 \frac{\pi p D_{\text{вн}}}{\delta} = -12 \cdot 10^{-6} \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 85 + \\ &+ \frac{0,25 \cdot 1,1 \cdot 7,5 (142 - 2 \cdot 2)}{2} = -72 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Коэффициент, учитывающий двухосное напряженное состояние,

$$\psi_1 = \sqrt{1 - 0,75 \left( \frac{\sigma_{np}}{R_1} \right)^2} - 0,5 \frac{|\sigma_{np}|}{R_1} = \sqrt{1 - 0,75 \left( \frac{72}{350} \right)^2} - 0,5 \frac{72}{350} = 0,882.$$

Толщина стенки трубопровода

$$\delta = \frac{n \cdot p \cdot D_H}{2(\psi R_1 + n p)} = \frac{1,1 \cdot 7,5 \cdot 142}{2(0,882 \cdot 350 + 1,1 \cdot 7,5)} = 1,84 \text{ см.}$$

Принимаем новое значение толщины стенки ( $\delta = 1,84$ ) и повторяем расчет:

$$\sigma_{np} = -12 \cdot 10^{-6} \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 85 + \frac{0,25 \cdot 1,1 \cdot 7,5 (142 - 2 \cdot 1,84)}{1,84} = -59 \text{ МПа;}$$

$$\psi_1 = \sqrt{1 - 0,75 \left( \frac{59}{350} \right)^2} - 0,5 \frac{59}{350} = 0,905;$$

$$\delta = \frac{1,1 \cdot 7,5 \cdot 142}{2(0,905 \cdot 350 + 1,1 \cdot 7,5)} = 1,80 \text{ см.}$$

Принимаем новое значение толщины стенки ( $\delta = 1,78$ ) и выполняем расчет:

$$\sigma_{np} = -12 \cdot 10^{-6} \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 85 + \frac{0,25 \cdot 1,1 \cdot 7,5 (142 - 2 \cdot 1,78)}{1,78} = -58 \text{ МПа;}$$

$$\psi_1 = \sqrt{1 - 0,75 \left( \frac{58}{350} \right)^2} - 0,5 \frac{58}{350} = 0,914;$$

$$\delta = \frac{1,1 \cdot 7,5 \cdot 142}{2(0,914 \cdot 350 + 1,1 \cdot 7,5)} = 1,78 \text{ см.}$$

Таким образом, расчетная толщина стенки  $\delta = 1,78$  см.

Примечание. Установлены три значения  $m$ : 0,9; 0,75 и 0,6. Для обычной линейной части трубопровода  $m = 0,9$ . Для переходов магистральных трубопроводов через преграды, железнодорожные и автомобильные дороги, болота, для участков, примыкающих к комп-

рессорным и нефтеперекачивающим станциям,  $m = 0,75$ . Для наиболее ответственных участков (трубопроводы, проложенные внутри зданий, в пределах территорий станций), для переходов мощных нефтепроводов ( $\varnothing 1020$  мм и более) через водные преграды  $m = 0,6$ .

Коэффициент безопасности установлен нормами на проектирование. Термически упрочненные трубы из низколегированной стали, имеющие допуск по толщине стенки не более 5% с обеспечением 100% контроля листа, и сварные соединения рассчитываются с учетом коэффициента безопасности  $K_f = 1,34$ . Спиральношовные трубы, изготовленные из горячекатаной низколегированной стали, сваренные в три слоя, и прямошовные экскандированные трубы из нормализованной листовой стали, сваренные двухсторонним швом, рассчитывают с учетом коэффициента безопасности  $K_f = 1,47$ .

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ СВАРНОГО ШВА

Условное буквенно-цифровое обозначение стандартного шва на чертежах устанавливает ГОСТ 2.312-72: С1, С2, С3, ... - стыковые сварные соединения; У1, У2, У3, ... - угловые; Н1, Н2, Б3, ... - нахлесточные; Т1, Т2, Т3, ... - тавровые сварные соединения.

Структура условного обозначения шва или одиночной сварной точки показана на рис. П.1 а, б и в табл. П.1. Например, обозначение стандартного сварного шва ГОСТ 14806-80 Т5-Р<sub>н</sub>З - А6 - 50Z 100 расшифровывается так: шов таврового соединения, без скоса кромок, прерывистый, с шахматным расположением элементов шва, выполненный ручной дуговой сваркой в защитном газе неплавящимся электродом; катет шва 6 мм, длина каждого проваренного участка 50 мм, шаг 100 мм.

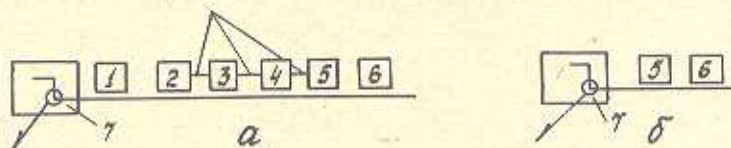


Рис. П.1. Структура условного обозначения сварного шва:  
а - стандартного; б - нестандартного

Т а б л и ц а П.1

Номер позиции (рис. П.1)	П о я с н е н и я
1.	Обозначение стандарта на типы и конструктивные элементы швов сварных соединений.
2.	Буквенно-цифровое обозначение шва по стандарту на типы и конструктивные элементы.
3.	Условное обозначение способа сварки.
4.	Знак $\Delta$ и размер катета по ГОСТ 2.312-72.
5.	Вспомогательный знак, обозначающий сварной шов и шаг: а) для прерывистого шва - длина; б) для цельного шва - размер катета по ГОСТу; в) для одиночной сварной точки - расчетный диаметр точки;

Номер позиции (рис. П.1)	П о я с н е н и е
6.	г) для роликовой сварки—размер катета и шаг (вторая цифра), для контактной точечной сварки— шаг (вторая цифра).
7.	Обозначение вспомогательных знаков.

## ДОПУСКАЕМЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ

Допускаемые напряжения для конструкционных материалов (сталей) в рабочих условиях принимаются по СТ СЭВ 596-77:

для углеродистой стали при рабочей (расчетной) температуре  $t_p \leq 380^\circ\text{C}$  и низколегированной стали при  $t_p \leq 420^\circ\text{C}$  - равными меньшему из значений равенств:

$$[\sigma] = \gamma \sigma_T / n_T ; \quad (\text{П.1})$$

$$[\sigma] = \gamma \sigma_B / n_B ; \quad (\text{П.2})$$

для высоколегированной (аустенитной) стали при рабочей (расчетной) температуре  $t_p \leq 525^\circ\text{C}$  - равными меньшему значению из равенств (П.1) и (П.2) и равенству

$$[\sigma] = \gamma \sigma_{02} / n_T . \quad (\text{П.3})$$

При больших значениях расчетных температур допускаемые напряжения для любой стали принимаются равными наименьшему значению из равенств (П.1) или равенств:

$$[\sigma] = \gamma \sigma_g \cdot 10^5 / n_g ; \quad (\text{П.4})$$

$$[\sigma] = \gamma \sigma_{1\%} \cdot 10^5 / n_{1\%} . \quad (\text{П.5})$$

При отсутствии данных по значению  $\sigma_B$  при расчетной температуре для сталей, у которых отношение  $\sigma_T / \sigma_B \leq 0,75$ , допускается в равенстве (П.2) принимать значение  $\sigma_B$  для температуры  $20^\circ\text{C}$ .

Значения допускаемых напряжений (ГОСТ 14249-80) для сталей наиболее употребляемых марок в зависимости от расчетной температуры приведены в табл.П.2.

К допускаемым напряжениям для деталей из стальных отливок вводится поправочный коэффициент  $\gamma$ ; при индивидуальном контроле неразрушающими методами  $\gamma = 0,8$ ; в остальных случаях  $\gamma = 0,7 \dots 1,0$ .

Коэффициенты запаса прочности в формулах (П.1)...(П.5) принимаются по ГОСТ 14249-80 и СТ СЭВ 596-77 (табл.П.3).

Таблица П.2

Допускаемые напряжения для углеродистых и легированных сталей

$t_p$ , °C	Допускаемое напряжение $\sigma$ , МПа, для сталей марок							
	ВСт 3	20, 20К	09Г2С 10Г2С1 16ГС	12ХМ	15ХМ	08Х22Н6Т	08Х18Н10Т	12Х18Н10Т
20	140	147	183	147	155	240	140	160
100	134	142	160	-	-	207	130	152
150	131	139	154	-	-	200	120	146
200	126	136	148	145	152	193	115	140
250	120	132	145	145	152	173	110	136
300	108	119	134	141	147	167	100	130
350	98	106	123	137	142	-	91	126
375	93	98	116	135	140	-	89	124
400	85	92	105	132	137	-	86	121
410	81	86	104	130	136	-	86	120
420	75	80	92	129	135	-	85	120
430	<u>71</u>	75	86	127	134	-	85	119
440		67	78	126	132	-	84	118
450		61	71	124	131	-	84	117
460		55	64	122	127	-	83	116
470		49	56	117	122	-	83	115
480		<u>46</u>	<u>53</u>	114	117	-	82	115
490				105	107	-	82	114
500				96	99	-	81	113
510				82	84	-	80	112
520				69	74	-	79	112
530				60	67	-	79	111
540				50	57	-	78	111
550				41	49	-	76	111
560				<u>33</u>	<u>41</u>	-	73	101
570						-	69	97
580						-	65	90
590						-	61	81
600						-	57	74

Примечания. 1. Для расчетных температур ниже 20°C допускаемые напряжения принимаются такими же, как и для температуры 20°C.



при условии возможности применения материала при этой температуре.

2. Для промежуточных значений расчетных температур допускаемые напряжения определяются линейной интерполяцией с округлением результатов до 0,5 МПа в сторону меньшего значения.

Т а б л и ц а П.3

Значения коэффициентов запаса прочности

Условия нагружения	Коэффициент запаса прочности			
	$n_T$	$n_B$	$n_D$	$n_D$
Рабочие	1,5	2,4	1,5	1,0
Испытания и монтаж	1,1	-	-	-

Т а б л и ц а П.4

Коэффициенты прочности сварных швов (ГОСТ 14249-80)

Вид сварного шва	Коэффициент прочности сварных швов	
	длина швов — 100% общей длины	длина швов — от 10 до 50% общей длины
Стыковой или тавровый с двухсторонним сплошным проваром, выполняемый автоматической и механизированной сваркой	1,0	0,9
Стыковой с подваркой корня шва или тавровый с двухсторонним сплошным проваром, выполняемый вручную	1,0	0,9
Стыковой, доступный сварке только с одной стороны и имеющий в процессе сварки металлическую подкладку со стороны корня шва, прилегающую по всей длине шва к основному металлу	0,9	0,8
Стыковой, выполняемый автоматической и механизированной сваркой с одной стороны, с флюсовой или керамической подкладкой	0,9	0,8
Стыковой, выполняемый вручную с одной стороны	0,9	0,65
Тавровое соединение с конструктивным зазором свариваемых деталей	0,8	0,65

Примечание. Объем контроля определяется техническими требованиями на изготовление и правилами Госгортехнадзора СССР.

## РАСЧЕТ ТОЛЩИНЫ СТѢНОК И ДНИЩ ОБЕЧАЕК

При расчете на прочность и устойчивость сварных элементов в расчетные формулы вводятся коэффициенты прочности сварных швов (табл. П.4).

Исполнительные или принимаемые при конструировании размеры рассчитываемых элементов  $S$ , как правило, должны быть больше расчетных  $S_p$  на значение прибавки  $C$ :  $S \geq S_p + C$ .

Общая значение прибавки  $C = C_1 + C_2$ .

Прибавка на коррозию  $C_1$  и эрозию  $C_2$  при проницаемости  $\Pi \leq 0,05$  мм/год принимается равной 1 мм. При большей проницаемости а также при двухсторонней коррозии  $C_1$  соответственно увеличивается. При отсутствии данных о проницаемости для материалов, стойких в заданной среде, рекомендуется  $C_1$  принимать равным 2 мм.

Прибавка на малусовое значение предельного отклонения по толщине листа, из которого изготавливается элемент, принимается по соответствующему стандарту на сортамент.

Расчет цилиндрических обечаек производится по ГОСТ 14249-80.

Для расчета гладких цилиндрических обечаек (рис. П.2) формулы расчета применимы при условии

$$(S-C)D^{-1} \leq 0,1 \text{ - для обечаек и труб } D \geq 200 \text{ мм}$$

$$\text{или } (S-C)D^{-1} \leq 0,3 \text{ - для труб } D < 200 \text{ мм.}$$

Толщину стенки обечайки, нагруженной внутренним избыточным давлением, определяет по формулам

$$S_p = \frac{P_p D}{2[\sigma] \varphi_p - P_p}; \quad S \geq S_p + C.$$

Формулы для расчета сферических крышек и днищ, нагруженных внутренним избыточным давлением, применимы при условиях

$$(S-C)/R \leq 0,1; \quad 0,95 D \leq R \leq D.$$

Толщина сферической крышки (рис. П.3)

$$S_p = 0,56 P_p R / (4[\sigma]), \quad \text{с учетом прибавки } S = S_p + C.$$

Толщина сферического днища

$$S_p = 0,72 P_p R / (4[\sigma]), \quad \text{с учетом прибавки } S = S_p + C.$$

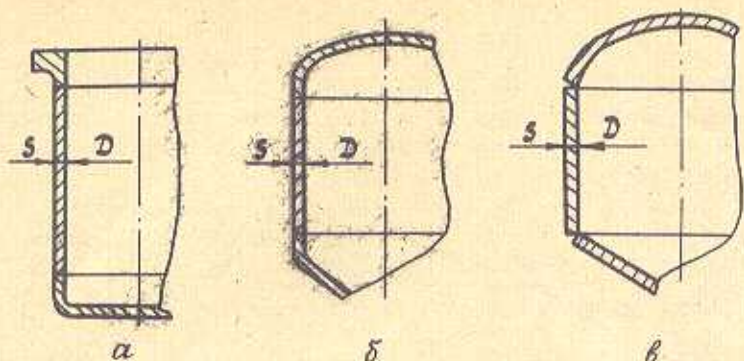


Рис. П.2. Конструкции гладких цилиндрических обечай (корпусов) аппаратов: а - с фланцем и плоским дном; б - с отбортованными эллиптическими и коническими днищами; в - с вытопрованными сферическими и коническими днищами

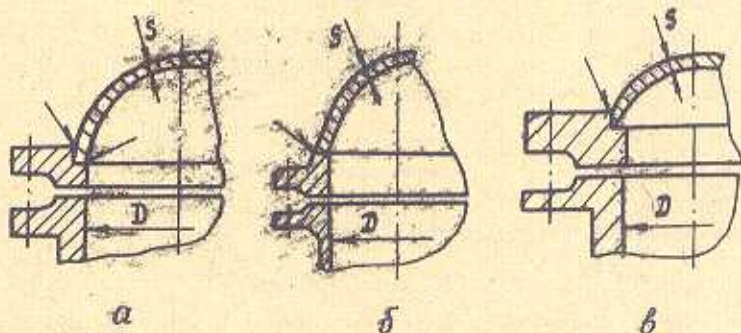


Рис. П.3. Типовые конструкции обечай с выпуклыми крышками в стальных сварных аппаратах: а - эллиптическая с плоским фланцем; б - эллиптическая с фланцем, приваренным встык; в - сферическая с днищем сварным соединением с фланцем

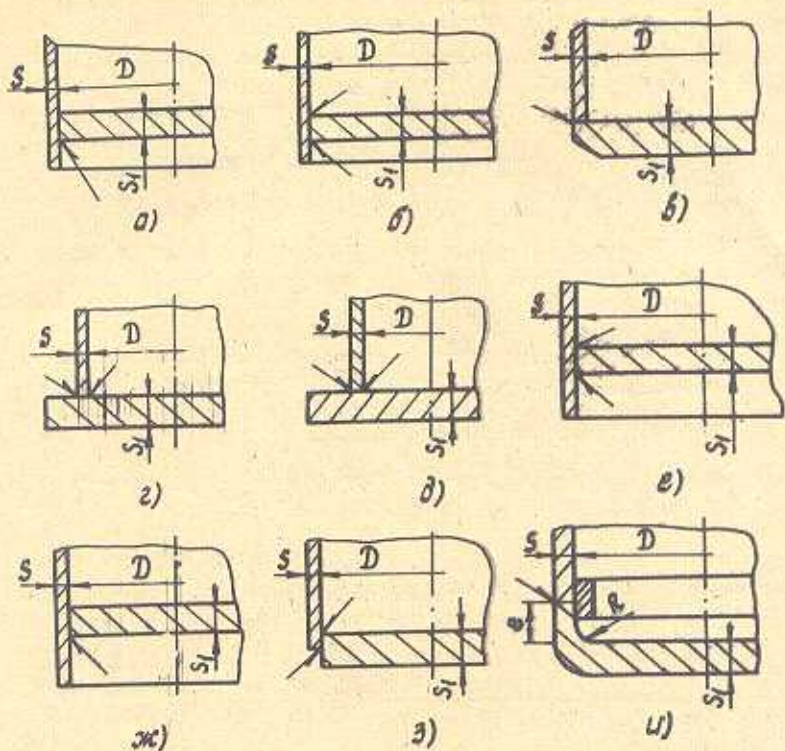


Рис. II.4. Конструкции плоских днищ и схемы соединения их с цилиндрическими обечайками: а – с односторонним угловым швом без скоса кромки; б, г, з – с двусторонним угловым швом без скоса кромки; в – с односторонним угловым швом и скосом двух кромок; д – с двусторонним угловым швом и двусторонним скосом кромки обечайки; е – с двусторонним скосом кромки днища; ж – с односторонним тавровым швом и криволинейным скосом кромки днища; и – с односторонним стыковым швом и подкладной

Формулы для расчета плоских круглых приварных днищ и крышек применимы при условии  $(S_f - C) / D_p \leq 0,1$  (рис. П.4).

При  $(S_f - C) / D_p > 0,1$  значение допускаемого давления  $P_p$  следует умножить на поправочный коэффициент:

$$K_p = \min \left\{ 1,0; 2,2 \left[ 1 + \sqrt{1 + (6(S_f - C) / D_p)^2} \right]^{-1} \right\}.$$

Толщину днища или крышки рассчитывают по формулам:

$$S_{1p} = K K_0 D_p \sqrt{\frac{P_p}{[6] \varphi}}; \quad S_1 \geq S_{1p} + C,$$

где коэффициент  $K$  и расчетный диаметр  $D_p$  принимают (табл. П.5) в зависимости от конструкции днищ и крышек;  $K_0$  - коэффициент ослабления днища или крышки отверстиями:

при наличии одного отверстия

$$K_0 = \sqrt{1 + d/D_p + (d/D_p)^2};$$

при наличии нескольких отверстий

$$K_0 = \sqrt{1 + \sum \left( \frac{d_i}{D_p} \right)^3} / \left[ 1 - \sum \frac{d_i}{D_p} \right].$$

Здесь  $d_i$  - диаметр  $i$ -го отверстия.

Т а б л и ц а П.5

Значения коэффициента  $K$  в зависимости от конструкции сварного соединения плоских круглых днищ с обечайкой

Вид соединения	$(S - C) / (S_f - C)$	Коэффициент $K$
Тавровое (рис. П.4, а)		0,53
"- (рис. П.4, б)		0,50
Угловое (рис. П.4, в)		0,45
Тавровое (рис. П.4, г)		0,50
"- (рис. П.4, д)		0,41
-----		
Тавровое (рис. П.4, е)	0,5	0,41
	0,5	0,38
"- (рис. П.4, ж)	0,5	0,45
Угловое (рис. П.4, з)	0,5	0,41
Стыковое (рис. П.4, и)	0,5	0,38

## ВИДЫ И МАРКИ СТАЛЕЙ ДЛЯ МОКРЫХ ГАЗГОЛЬДЕРОВ

Газгольдеры низкого давления рассчитаны на 1,5...4,0 МПа, газгольдеры высокого давления — до 3 МПа и выше. Избыточное давление в шаровых резервуарах составляет более 1,8 МПа.

Виды и марки сталей для изготовления мокрых газгольдеров выбирают с учетом их емкостей, условий эксплуатации, конструктивных особенностей и климатических условий районов их сооружения.

Для листовой оболочки газгольдеров объемом 100,300,600 м<sup>3</sup>, сооружаемых при температуре — 30°С и выше, применяется кипящая сталь ВСт.Зкп2.

Для изготовления газгольдера объемом 30000 м<sup>3</sup> рекомендуется применять высокопрочную строительную сталь класса прочности С 60/45 (табл. П.6), для изготовления нижних поясов — сталь 16Г2АФ, для изготовления днища и верхних поясов — углеродистую сталь обыкновенного качества класса прочности С 38/23 марки ВСтЗсп5.

Таблица П.6

Классы прочности стали и соответствующие им марки

Категория прочности	Класс стали	Механические свойства при растяжении, не менее			Марка стали	Толщина проката, мм	Ударная вязкость, кгс/см <sup>2</sup> , при температуре, °С				
		$\sigma_{\text{в}}$ , кгс/см <sup>2</sup>	$\sigma_{\text{т}}$ , кгс/см <sup>2</sup>	$\delta$ , %			-20	-40	-70	после механического старения	
Обычная	С 38/23	3800	2300	25	ВСт3пс	5-40	3,5	-	-	-	3,5
					ВСт3сп	5-40					
					ВСт3Гпс	10-30					
					В18Гпс5	10-30					
					М16С	26-40					
Повышенная	С 44/29	4400	2900	21	Ст1пс	10-25	-	3	-	3	
					09Г2С	21-60					
						4-20					
	С 46/33	4600	3300	21	09Г2С	4-20	-	3	-	3	
					14Г2	4-32					
					10Г2С1	4-40					
					15ХСНД	5-32					
С 52/40	5200	4000	19	10Г2С1	10-40	-	5	-	3		
				10ХСНД	4-40						
				14Г2АФ	4-32						
				18Г2АФпс	4-32						
				15Г2СФ	4-20						
Высокая	С 60/45	6000	4500	16	15ХСНД	10-32	-	4	-	3	
					16Г2АФ	4-32					
					18Г2АФпс	8-50					
					15Г2СФ	8-32					
С 70/60	7000	6000	12	12Г2СМФ	10-32	-	3,5	-	-		
				14ГСМФР	4-40						
С 85/75	8500	7500	10	15ХГ2СМФР	12-30	-	3	-	-		

Примечание. Сталь классов С 52/40-С 85/75 поставляется в термически упрочненном состоянии.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Лацинский А.А. Конструирование сварных химических аппаратов: Справочник/Под ред. А.Р.Толчинского. -Л.: Машиностроения, 1981.
2. Лессиг Б.Н., Билев А.Ф., Соколов А.Г. Листовые металлические конструкции. -М.: Стройиздат, 1970.
3. Майзель В.С., Навроцкий Д.И. Сварные конструкции. -Л.: Машиностроения, 1973.
4. Мельников Н.П. Металлические конструкции. -М.: Стройиздат, 1983.
5. Михайлов А.М. Сварные конструкции: Учеб. пособие. -М.: Стройиздат, 1983.
6. Николаев Г.А., Куркин С.А., Винокуров В.А. Сварные конструкции. Прочность сварных соединений и деформации конструкций: Учеб. пособие. -М.: Высшая школа, 1982.
7. Сахновский М.М. Технологичность строительных сварных стальных конструкций. -Киев : Будинельник, 1980.
8. Серенко А.Н., Крумбольдт М.Н., Багрянский К.В. Расчет сварных соединений и конструкций. Примеры и задачи. -Киев: Вища школа, 1977.
9. Металлические конструкции. Стрельцкий Н.С., Белена В.И. и др.: Учебник для вузов. -М.: Стройиздат, 1965.



## ОГЛАВЛЕНИЕ

1. Требования к выполнению курсового проекта. . . . .	3
1.1. Объем курсового проекта. . . . .	3
1.2. Требования к графической части. . . . .	3
1.3. Требования к расчетно-пояснительной записке. . . . .	3
1.4. Порядок выполнения проекта. . . . .	5
2. Конструктивное оформление сварных конструкций, узлов и соединений. . . . .	5
2.1. Сварные соединения. . . . .	5
2.2. Требования к проектированию и конструированию составных сварных балок. . . . .	9
2.3. Конструктивные требования к оформлению сварных колонн. . . . .	13
2.4. Конструктивные требования к проектированию листовых конструкций. . . . .	14
3. Примеры расчета сварных конструкций. . . . .	19
3.1. Составные балки. . . . .	19
3.2. Сварные колонны. . . . .	39
3.3. Листовые конструкции. . . . .	58
Приложение 1. . . . .	68
Приложение 2. . . . .	70
Приложение 3. . . . .	73
Приложение 4. . . . .	77
Литература. . . . .	79

Св. п.л. 1987 г., поз. 1481

**Рудольф Сергеевич Лучкин**

Расчет и проектирование сварных конструкций

Учебное пособие

Редактор Л. Д. Куликова

Корректор Н. А. Фомичева

Подписано к печати 21.07.87. ЕО 06157.

Формат 60×84<sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага обертка белая. Печать оперативная.

Усл. п. л. 4,6. Уч.-изд. л. 4,5. Тираж 500 экз.

Заказ № 5895. Ц. 15 коп.

Тольяттинский политехнический институт. Тольятти, Белорусская, 14.  
Куйбышевское полиграфическое объединение, Куйбышев, Вещека, 60.