

Металлические конструкции



МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

СОДЕРЖАНИЕ

стр.

Введение.....	5
Глава 1. Краткие сведения о металлических конструкциях.....	6
1.1. Краткая история развития металлических конструкций в Российской Федерации.....	6
1.2. Номенклатура и область применения металлических конструкций.....	10
1.3. Основные особенности металлических конструкций и предъявляемые к ним требования.....	11
1.4. Металлические конструкции в системах водоподведения и водоотведения.....	13
1.5. Основные положения расчета металлических конструкций.....	14
Глава 2. Нагрузки и воздействия.....	16
2.1. Классификация и характер нагрузок и воздействий.....	16
2.2. Нормативные нагрузки.....	17
2.3. Расчетные нагрузки и коэффициенты надежности по нагрузкам.....	19
2.4. Сочетание нагрузок.....	20
2.5. Учет ответственности зданий и сооружений.....	21
Глава 3. Основные свойства и работа материалов, применяемых в строительных металлических конструкциях.....	22
3.1. Стали. Общие сведения.....	22
3.2. Маркировка строительной стали.....	24
3.3. Свариваемость стали.....	25
3.4. Выбор марок сталей для строительных металлических конструкций.....	26
3.5. Работа стали под нагрузкой.....	27
3.6. Механические свойства малоуглеродистой стали при изменении температуры.....	29
3.7. Ударная вязкость.....	30
3.8. Механические характеристики стали.....	31
Глава 4. Соединения в металлических конструкциях.....	32
4.1. Сварные соединения.....	32
4.1.1. Виды сварки.....	32
4.1.2. Виды сварных соединений.....	33
4.1.3. Сварные швы.....	35
4.1.4. Работа и расчет сварных соединений.....	36
4.2. Болтовые соединения.....	41

4.2.1. Виды и общая характеристика болтовых соединений.....	41
4.2.2. Работа и расчет болтовых соединений.....	43
Глава 5. Балки и балочные конструкции.....	47
5.1. Общая характеристика балочных конструкций.....	47
5.2. Типы балок.....	47
5.3. Компоновка балочных конструкций.....	48
5.4. Прокатные балки.....	51
5.5. Балки составного сечения.....	55
Глава 6. Колонны.....	62
6.1. Колонны и стержни, работающие на центральное сжатие.....	62
6.2. Колонны и стержни, работающие на сжатие с изгибом.....	70
Глава 7. Листовые конструкции.....	75
7.1. Общие сведения. Номенклатура листовых конструкций.....	75
7.2. Особенности листовых конструкций.....	75
7.3. Расчет оболочек вращения на прочность и устойчивость.....	76
Глава 8. Водонапорные башни.....	82
8.1. Общие сведения.....	82
8.2. Типы водонапорных башен.....	83
8.3. Схемы резервуаров.....	87
8.4. Выбор оптимальных размеров резервуара.....	89
8.5. Материалы стальных водонапорных башен.....	91
8.6. Расчет стенки резервуара на прочность.....	91
8.7. Расчет стенки резервуара на устойчивость.....	95
Список использованных источников.....	99

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее учебное пособие написано в соответствии с учебной программой курса «Строительные конструкции» раздела «Металлические конструкции» для студентов направления 270100.62 «Строительство».

Материалы учебного пособия рассчитаны на получение теоретических знаний при изучении раздела «Металлические конструкции» студентами с профилем специальных дисциплин «Водоснабжение и водоотведение».

Материалы учебного пособия охватывают следующие вопросы:

1. Краткие сведения о металлических конструкциях, их номенклатура и область применения. Особенности металлических конструкций и предъявляемые к ним требования.
2. Основные положения расчета металлических конструкций.
3. Общие сведения о нагрузках и воздействиях. Учет ответственности зданий и сооружений.
4. Основные свойства и работа материалов, применяемых в строительных металлических конструкциях.
5. Соединения в металлических конструкциях.
6. Балки и балочные конструкции. Общая характеристика балочных конструкций. Типы балок. Компоновка балочных конструкций. Прокатные балки и балки составного сечения.
7. Колонны. Центрально сжатые и внецентренно сжатые колонны. Колонны сплошного и сквозного сечений.
8. Листовые конструкции. Общие сведения, номенклатура и особенности листовых конструкций. Расчет оболочек вращения на прочность и устойчивость.
9. Водонапорные башни. Типы водонапорных башен. Схемы резервуаров. Оптимальные размеры резервуаров водонапорных башен. Материалы стальных водонапорных башен. Расчет стенки резервуара на прочность и устойчивость.

ГЛАВА 1. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЯХ

1.1. Краткая история развития металлических конструкций в Российской Федерации

В России можно выделить пять периодов развития металлических конструкций.

Первый период (от XII века до начала XVII века) характеризуется применением металла в уникальных по тому времени сооружениях (дворцах, церквях и т.п.) в виде затяжек и крепов для каменной кладки. Затяжки выковывали из кричного железа и крепили через проушины на штырях. Кричное железо получали из чугуна путем рафинирования в так называемом кричном горне с целью получения ковкого железа (рафинирование – очистка от примесей). Позднее этот процесс был вытеснен пудлингованием, т.е. переделом чугуна в малоуглеродистое тестообразное железо в пудлинговой печи.

Примерами применения затяжек являются конструкции Успенского собора во Владимире (1158 г.), конструкции каменного потолка над коридором между притворами Покровского собора – храм Василия Блаженного (1560 г.).

Второй период (от начала XVII века до конца XVIII века) связан с применением наклонных стропил и купольных пространственных конструкций глав церквей. Стержни конструкций выполняли из кованых брусков. Между собой стержни соединяли на замках и скрепах горновой сваркой. Примерами применения конструкций второго периода служат перекрытия пролетом 18 м над трапезной Троицко-Сергиевского монастыря в Загорске (1696–1698 гг.), перекрытие Большого Кремлевского дворца в Москве (1640 г.), каркас купола колокольни Ивана Великого (1603 г.), каркас купола Казанского собора в Петербурге пролетом 15 м (1805 г.).

Третий период (от конца XVIII века до середины XIX века) связан с освоением процесса литья чугунных стержней и деталей. В этот период строятся чугунные мосты и конструкции перекрытий гражданских и промышленных зданий. Соединения чугунных элементов осуществляются на замках или болтах. Первой чугунной конструкцией в России считается перекрытие крыльца Невьянской башни на Урале (1725 г.). В Петербурге в 1784 г. выстроен первый чугунный мост. В 40-х годах XIX века в Петербурге построен чугунный купол Исаакиевского собора. Он собран из отдельных косяков (сегментов) в виде

сплошной оболочки. Купол состоит из верхней конической части, поддерживающей каменный барабан, венчающий собор, и нижней более пологой части, образующей внутренний свод.

В перекрытии Александровского театра в Петербурге применена чугунная арка пролетом 30 м (1827–1832 гг.).

В 50-х годах XIX века в Петербурге был построен Николаевский мост с восемью арочными пролетами от 33 до 47 м (является самым крупным чугунным мостом в мире).

Появляются первые фермы. Сначала в фермах не было раскосов. Раскосы появились в начале XIX века. Сжатые элементы ферм выполняли из чугуна, а растянутые – из железа. В узлах элементы соединялись через проушины на болтах.

Для конструкций применяли прямоугольные и круглые сечения. Прокатного и профильного металла еще не было. Стержни уголкового или профильного сечения изготавливали гнутьем или ковкой из полос.

Четвертый период (с 30-х годов XIX века до 20-х годов XX века) связан с быстрым техническим прогрессом в металлургии и металлообработке.

В начале XIX века кричный процесс получения железа был заменен более совершенным – пудлингованием, а в конце 80-х годов – выплавкой железа из чугуна в мартеновских и конверторных цехах. Наряду с уральской базой в России была создана южная база металлургической промышленности. В 30-х годах XIX века появились заклепочные соединения и дыропробивной пресс. В 40-х годах освоено получение профильного металла и прокатного листа. Из строительных конструкций сталь практически вытеснила чугун.

В России до конца XIX века промышленные и гражданские здания в основном строились с кирпичными стенами и небольшими пролетами, для перекрытия которых использовались треугольные металлические фермы. Примерами являются покрытие Северного рынка в Петербурге пролетом 25 м (1884 г.), Варшавского рынка в Петербурге пролетом 16 м (1891 г.), покрытие Гатчинского вокзала (1890 г.), покрытие дебаркадеров Киевского вокзала в Москве (1913–1914 гг.). Покрытие дебаркадеров представляет собой рамно-арочную конструкцию, разработанную В.Г. Шуховым.

Во второй половине XIX века развивается мостостроение для железных дорог. Основателями русской школы мостостроения являются известные инженеры и профессора С.В. Кербедз, Н.А. Белелюбский, Л.Д. Проскураков, Д.И. Журавский, Е.О. Патон.

Большой вклад в развитие металлостроительства в конце XIX и в начале XX века и распространение опыта, накопленного в мостостроении, на металлические конструкции гражданских и промышленных зданий внесли Ф.С. Ясинский, В.Г. Шухов, И.П. Прокофьев, Н.С. Стрелецкий, Н.П. Мельников.

Ф.С. Ясинский (1858–1899 гг.) разработал конструкции многопролетных промышленных зданий и большепролетные складчатые и консольные конструкции покрытий, исследовал работу сжатых стержней на продольный изгиб с учетом упругопластической работы материала.

В.Г. Шухов (1853–1939 гг.) разработал и построил пространственные решетчатые конструкции покрытий и башен. Им реализована идея применения предварительного напряжения в конструкциях, идея применения висячих систем. Он заложил основы оптимального проектирования резервуаров.

И.П. Прокофьев (1877–1958 гг.) опубликовал монографию по изготовлению и монтажу мостов, запроектировал ряд большепролетных покрытий.

Н.С. Стрелецкий (1885–1967 гг.) создал метод расчета строительных конструкций по предельным состояниям. Провел исследования упруго-пластических свойств материала. Определил допуск частичного пластического деформирования материала. Занимался вопросами оптимизации, долговечности и развитием конструктивных форм металлических конструкций. Исследовал процесс разрушения статически неопределимых систем. Занимался вопросами экономики металлических конструкций.

Н.П. Мельников (1908–1982 гг.) внес значительный вклад в развитие металлических конструкций, много лет руководил ЦНИИПроект-стальконструкция.

Пятый период (с 20-х годов XX века по настоящее время).

К концу 40-х годов клепаные конструкции были почти полностью заменены сварными.

В этот период начали применяться низколегированные и высокопрочные стали.

Создана сеть проектных и научно-исследовательских институтов, занимающихся исследованием, проектированием и монтажом металлических конструкций (ЦНИИПСК, ЦНИИСК, ВНИПИПСК, ВНИКТИСК и др.).

Создана сеть заводов по изготовлению металлических конструкций (заводы ЗМК).

Создана сеть строительных трестов по монтажу металлических конструкций.

Разработаны типовые серии несущих и ограждающих элементов металлических конструкций и типовые проекты зданий и сооружений.

Большое развитие получили листовые, высотные, вантовые, мембранные конструкции.

Только в период с 1930–1980 гг. объем металлостроительства увеличился в 20 раз.

1.2. Номенклатура и область применения металлических конструкций

Металлические конструкции применяются сегодня во всех видах зданий и инженерных сооружений, особенно если необходимы значительные пролеты, высота и нагрузки. Потребность в металлических конструкциях очень велика и непрерывно увеличивается.

В зависимости от конструктивной формы и назначения металлические конструкции можно разделить на семь видов:

1. Промышленные здания. Каркасы промышленных зданий бывают полностью металлическими и смешанными (металлическое покрытие по железобетонным колоннам). Промышленные здания при необходимости оборудуются мостовыми и подвесными кранами.

2. Большепролетные здания. Это, как правило, здания общественного назначения: спортивные, рынки, павильоны, ангары. Они имеют пролеты до 100 – 150 м. Для большепролетных зданий применяются балочные, рамные, арочные, висячие, комбинированные конструктивные схемы каркасов.

3. Мосты, эстакады. В конструктивном отношении мосты и эстакады имеют разнообразные системы: балочные, арочные, висячие, комбинированные.

4. Листовые конструкции. Листовые конструкции применяются в резервуарах, газгольдерах, бункерах, баках, метантенках, трубопроводах большого диаметра.

5. Башни, мачты. Применяются для радио, телевидения и сотовой связи, в геодезической службе, в опорах линий электропередач, в нефтяных вышках, дымовых и вентиляционных трубах.

6. Каркасы многоэтажных зданий. Применяются в промышленных и гражданских зданиях.

7. Прочие конструкции. К ним относятся каркасы радиотелескопов, трамплинов, платформ по разводке нефти, газа в море, каркасы надшахтных копров.

1.3. Основные особенности металлических конструкций и предъявляемые к ним требования

Металлические конструкции характеризуются большим разнообразием систем и конструктивных форм. Однако они объединены двумя основными факторами:

- 1) Исходным материалом для всех конструкций является прокатный металл, выпускаемый по единому сортаменту;
- 2) Все конструкции имеют единый технологический процесс изготовления, в основе которого лежит холодная обработка металла, и имеют единый вид соединения деталей в конструктивные элементы (на сварке и на болтах).

Металлические конструкции обладают следующими достоинствами:

1. *Надежность.* Надежность обеспечивается совпадением действительной работы конструкций в упругой стадии с расчетными предпосылками. Материал металлических конструкций однороден и изотропен.

2. *Легкость.* Металлические конструкции легче каменных, деревянных и железобетонных. Легкость конструкций c определяется отношением плотности материала p к его расчетному сопротивлению R

$$c = p / R .$$

Чем меньше c , тем относительно легче конструкция.

Например, для малоуглеродистой стали $c = 3,7 \cdot 10^{-4} 1/м$, для бетона В 25 $c = 18,5 \cdot 10^{-4} 1/м$, для дерева $c = 5,4 \cdot 10^{-4} 1/м$.

Таким образом, из рассмотренных конструкций металлические являются самыми легкими.

3. *Индустриальность.* Металлические конструкции изготавливаются на заводах ЗМК с высокой степенью заводской готовности. Монтаж конструкций производится индустриальными методами с применением высокопроизводительной техники.

4. *Непроницаемость.* Непроницаемость обеспечивается высокой плотностью металлов. Непроницаемость является необходимым условием для применения металлических конструкций в резервуарах, газгольдерах, трубопроводах и т.п.

Металлические конструкции имеют недостатки:

1. *Коррозия.* Повышение коррозионной стойкости металлических конструкций достигается включением в сталь специальных легирующих элементов, покрытием конструкций защитными пленками (лаками, красками, эмалью и т.п.), выбором рациональной конструктивной формы элементов (без щелей, пазух). Коррозионная стойкость алюминиевых сплавов и чугуна значительно выше коррозионной стойкости стали.

2. *Небольшая огнестойкость.* Требуемая огнестойкость конструкции достигается их защитой огнестойкими облицовками (вспучивающимися покрытиями, матами из минеральной ваты, гипсокартонными плитами, строительным раствором, бетоном, керамикой и т.п.).

При проектировании металлических конструкций необходимо учитывать следующие требования:

1. Условия эксплуатации.
2. Экономия металла.
3. Транспортабельность.
4. Технологичность в изготовлении.
5. Скоростной монтаж.
6. Долговечность (физический и моральный износ; физический износ связан с процессами коррозии, а также с повреждениями и дефектами, а моральный – с изменением условий эксплуатации).
7. Эстетичность (гармоничные формы).

Основные направления развития металлостроительства:

1. Снижение массы конструкций.
2. Технологичность в изготовлении.
3. Технологичность в монтаже.
4. Снижение стоимости эксплуатации конструкций.

Развитие этих направлений может осуществляться через принцип типизации и унификации конструкций (типовые серии, типовые здания). В конечном итоге это приводит к повышению качества проектирования, изготовления и монтажа конструкций, а также к снижению стоимости их возведения и эксплуатации.

1.4. Металлические конструкции в системах водоподведения и водоотведения

Системы водоподведения и водоотведения известны с I тысячелетия до н. э. О них есть упоминания в Библии. В Древнем Риме водопроводы называли акведуками. Первые водопроводные системы на территории России появились в Булгаре (X–XII века).

На Руси первый водопровод появился в 1492 г. Он предназначался для доставки воды в Московский кремль и являлся самотечным.

В качестве материала для систем водоподведения и водоотведения использовали глину, древесину, медь, свинец, железо, сталь, а с развитием неорганической химии стали применять и полимеры. Трубопроводы больших диаметров также изготавливали из цемента, железобетона, асбестоцемента, а в последние годы и из различных видов пластика.

Из-за повышенной механической прочности и устойчивости к повышенным температурами в хозяйственном и питьевом водоснабжении в XVII–XX веках наибольшее распространение получили металлические водопроводы – из стали, нержавеющей стали, чугуна, чугуна высокопрочного с шаровидным графитом и меди.

Современные системы водоподведения и водоотведения включают в себя подводящие и отводящие трубопроводы, водозаборные станции, водонапорные башни, станции подкачки для повышения давления в сети, расширительные и накопительные баки, очистные сооружения, метантенки, канализационные насосные станции. Прокладка трубопроводов производится наземная, надземная (по опорам и эстакадам, с утеплением или без), подземная – траншейная (с помощью спецтехники), бестраншейная, коллекторная (выполняется способом щитовой проходки).

Металлические конструкции все шире применяются в системах водоподведения и водоотведения как конструктивные элементы зданий и сооружений.

1.5. Основные положения расчета металлических конструкций

Расчет металлических конструкций производится по методу предельных состояний. Метод расчета по предельным состояниям создан в 50-х годах XX века в СССР и введен в действие с 1.01.1955 г.

Под предельными состояниями понимают такие состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям при производстве работ.

В расчете конструкций учитываются две группы предельных состояний:

первая группа – по потере несущей способности или полной непригодности к эксплуатации конструкций;

вторая группа – по затруднению нормальной эксплуатации сооружений.

По характеру предельных состояний первая группа делится на две подгруппы: по потере несущей способности (трещины, опрокидывание, изменения формы, разрушения), по непригодности к эксплуатации конструкций вследствие развития недопустимых остаточных перемещений.

К предельным состояниям второй группы относятся перемещения, осадки, колебания, затрудняющие эксплуатацию.

Условие для первой группы предельных состояний может быть записано в общем виде:

$$N \leq S,$$

где N – наибольшее вероятностное расчетное сочетание усилий в данном сечении элемента (функция нагрузок);

S – наименьшая вероятностная несущая способность элемента (функция свойств материала, условий работы и размеров элемента).

$$N = \sum_{i=1}^k F_i^n \cdot \bar{N}_i \cdot \gamma_{fi} \cdot \gamma_n \cdot \psi_c,$$

где F_i^n – значение i -й нормативной нагрузки;

\bar{N}_i – усилие в рассчитываемом элементе от i -й нагрузки при $F_i^n = 1$;

γ_{fi} – коэффициент надежности по нагрузке для i -й нагрузки;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности зданий и сооружений;

ψ_c – коэффициент сочетаний;

i – порядковый номер нагрузки;

k – количество учитываемых нагрузок.

Предельное усилие S по пределу текучести материала:

$$S = \bar{A} \cdot R_y \cdot \gamma_c = \frac{\bar{A} \cdot R_{yn} \cdot \gamma_c}{\gamma_m},$$

где \bar{A} – геометрическая характеристика сечения;

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести;

R_{yn} – нормативное сопротивление стали по пределу текучести;

γ_c – коэффициент условий работы;

γ_δ – коэффициент надежности по материалу.

Предельное усилие S по временному сопротивлению материала:

$$S = \frac{\bar{A} \cdot R_u \cdot \gamma_c}{\gamma_u} = \frac{\bar{A} \cdot R_{un} \cdot \gamma_c}{\gamma_u \cdot \gamma_m},$$

где $\gamma_u = 1,3$ – коэффициент надежности для элементов конструкции, рассчитываемых на прочность по временному сопротивлению.

Условие для второй группы предельных состояний может быть записано в виде:

$$\sum_{i=1}^k F_i^n \cdot \bar{N}_i \cdot \gamma_n \cdot \psi_c \cdot \bar{\delta}_{2i} \leq \delta_2$$

где $\bar{\delta}_{2i}$ – упругая деформация или перемещение конструкции, возникающие от усилия в рассчитываемом элементе от i -й нагрузки при $F_i^n = 1$;

δ_2 – предельные деформации или перемещения, установленные нормами или заданием на проектирование, ограничивающие нормальную эксплуатацию.

ГЛАВА 2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Нагрузки и воздействия принимаются по СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия» и по СТО 36554501-015-2008 «Нагрузки и воздействия».

2.1. Классификация и характер нагрузок и воздействий

В зависимости от продолжительности действия нагрузки и воздействия следует различать постоянные P_d и временные (длительные P_l , кратковременные P_t , особые P_s).

1. *Постоянные:*

- собственный вес постоянных частей зданий, сооружений;
- вес и давление грунтов;
- воздействие предварительного напряжения.

2. *Длительные:*

- вес временных перегородок, подбетонок под оборудование;
- вес стационарного оборудования и вес жидкостей и сыпучих материалов, заполняющих оборудование;
- давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях и трубопроводах;
- нагрузка на перекрытия складов, библиотек, архивов, холодильников и подобных помещений;
- длительные температурные технологические воздействия от стационарного оборудования;
- вес слоя воды на водонаполняемых плоских покрытиях;
- вес отложений производственной пыли;
- нагрузки от людей, животных, оборудования, кранов, снеговая нагрузка, температурно-климатические воздействия на жилые, общественные и сельскохозяйственные здания с пониженным нормативным значением (длительная составляющая нагрузки);
- воздействия, обусловленные деформациями основания, не сопровождающиеся коренным изменением структуры грунтов;
- воздействия, обусловленные изменением влажности, усадкой и ползучестью материалов.

3. *Кратковременные:*

- нагрузки от оборудования, возникающие при его пускоостановочном режиме, при его перестановке или замене;
- нагрузки от людей, животных, оборудования, кранов, снеговая нагрузка, температурно-климатические воздействия на жилые, общественные и сельскохозяйственные здания с полным нормативным значением;
- ветровые и гололедные нагрузки;
- вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования.

4. *Особые нагрузки:*

- сейсмические и взрывные воздействия;
- нагрузки и воздействия, вызванные поломкой оборудования, резким нарушением технологического процесса;
- воздействия просадок основания, обусловленные коренным изменением структуры грунтов (при замачивании, оттаивании, просадке горных выработок, при карстовых явлениях).

2.2. Нормативные нагрузки

Характеристиками нагрузок являются их нормативные значения, принимаемые на основе статистических данных или по номинальному значению.

1. *Нормативные значения постоянных нагрузок принимаются:*

- а) от собственного веса конструкций:
 - по данным стандартов и заводов-изготовителей;
 - по размерам, установленным в процессе проектирования;
 - на основе опыта предыдущего проектирования;
- б) от грунта – в зависимости от вида и плотности грунта;
- в) от предварительного напряжения – устанавливается в процессе проектирования.

2. *Нормативные значения длительных нагрузок принимаются:*

- а) на перекрытия зданий от людей и мебели – по нормам проектирования;
- б) от транспортного оборудования – по стандартам на оборудование по данным заводских паспортов;

- в) длительные температурные, технологические воздействия – в зависимости от работы оборудования, указываются в задании на проектирование.

3. *Нормативные значения кратковременных нагрузок принимаются:*

- а) нагрузка на перекрытие жилых, общественных и производственных зданий от массы людей, мебели, легкого оборудования – по нормам проектирования;
- б) нагрузка от транспортного оборудования – по стандартам на оборудование;
- в) снеговая нагрузка – по нормам проектирования [1].

Нормативное значение на 1 м^2 покрытия устанавливается на основании данных гидрометеорологической службы как среднее арифметическое значение ежегодных максимумов запаса воды в снеговом покрове, выбранных из результатов съемок на защищенных от ветра участках за период не менее 10 лет.

Расчетный вес снегового покрова определяется по формуле: $S = S_g \cdot \mu$,

где S_g – расчетное значение веса снегового покрова 1 м^2 на горизонтальной поверхности земли, принимаемое в зависимости от района строительства;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимается в соответствии с пп. 5.3–5.6 [1].

Нормативный вес снегового покрова определяется по формуле: $S_n = 0,7 \cdot S_g \cdot \mu$;

- г) ветровая нагрузка – по нормам проектирования [1].

Устанавливается на основании данных гидрометеорологических станций о скорости ветра на высоте 10 м от поверхности земли. На основе этих данных скоростные напоры ветра определяют по формуле:

$$\omega_0 = \frac{v^2}{16},$$

где v – скорость ветра (м/с), определяемая статистической обработкой длительного наблюдения из условия ее повто-

рения или превышения один раз за 5 лет (период повторяемости).

Нормативное значение ветровой нагрузки определяется как сумма средней и пульсационной составляющей:

$$\omega_n = \omega_m + \omega_p.$$

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки ω_m следует определять по формуле:

$$\omega_m = \omega_0 \cdot k \cdot c,$$

где k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, принимаемый в соответствии с п. 6.5 [1];

c – аэродинамический коэффициент, принимаемый в соответствии с п. 6.6 [1].

Нормативное значение пульсационной составляющей определяется по [1]. В ряде случаев пульсационную составляющую допускается не учитывать (см. п. 6.2 [1]);

- д) гололедные нагрузки – по нормам проектирования [1]. Учитываются при проектировании воздушных линий электропередач, связи, антенно-мачтовых устройств;
- е) температурные воздействия – по нормам проектирования [1].

Учитываются, когда они оказывают влияние на конструкцию. Расчет производят на изменение температуры в процессе эксплуатации и на изменение температуры по сечению. Температурные воздействия при расчете учитывают в стадии возведения и в стадии эксплуатации конструкций.

4. Нормативные значения особых нагрузок принимаются:

- а) величины сейсмических нагрузок – в зависимости от балльности района возведения сооружения;
- б) расчетные диаметры карстовых провалов на территории Нижегородской области – по ТСН 22-308-98 НН.

2.3. Расчетные нагрузки и коэффициенты надежности по нагрузкам

Расчетные нагрузки получаются умножением нормативных нагрузок на коэффициент надежности по нагрузке γ_f .

Коэффициенты γ_f характеризуют только изменчивость нагрузок. Они устанавливаются после обработки статистических данных наблюдений за фактическими нагрузками и зависят от вида нагрузки. Коэффициенты γ_f не учитывают динамическое воздействие нагрузок, которое характеризуется специальным коэффициентом динамичности. Они также не учитывают перспективного возрастания нагрузки.

Значения коэффициентов надежности по нагрузке γ_f принимаются по [1].

2.4. Сочетание нагрузок

Нагрузки на сооружения действуют не отдельно, а в сочетании друг с другом.

Различают следующие сочетания нагрузок:

- основное сочетание, включающее в себя постоянные, временные длительные и кратковременные нагрузки и воздействия;
- особое сочетание, включающее в себя постоянные, временные длительные, кратковременные и одну из особых нагрузок и воздействий.

Одновременное появление наибольших значений нескольких нагрузок менее вероятно, чем появление одной нагрузки. Этот факт учитывается умножением расчетных нагрузок на коэффициент сочетания $\psi_c \leq 1$.

При расчете конструкций на *основное сочетание*, включающее только одну кратковременную или длительную нагрузку, коэффициент сочетания принимается равным $\psi_c = 1$. При учете постоянных и двух или более временных нагрузок значение кратковременных нагрузок умножают на коэффициент сочетания $\psi_c^k = 0,9$, а значение длительных нагрузок на коэффициент сочетания $\psi_c^d = 0,95$.

При расчете конструкций на *особое сочетание* и учете постоянных и двух или более временных нагрузок значения кратковременных нагрузок умножают на коэффициент сочетания $\psi_c^k = 0,8$ (кроме случаев, оговоренных в нормах проектирования для зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах), а значения длительных нагрузок

зок умножаются на коэффициент сочетания $\psi_c^{\partial} = 0,95$, при этом особая нагрузка принимается без снижения.

2.5. Учет ответственности зданий и сооружений

Степень ответственности здания, характеризуемая экономическими, социальными и экологическими последствиями отказов, при проектировании конструкций учитывается коэффициентом надежности по ответственности γ_n .

Все здания и сооружения разделяют на 3 уровня ответственности:

1. Повышенный уровень ответственности. Принимается для зданий и сооружений, отказы которых могут привести к тяжелым экономическим, социальным и экологическим последствиям (резервуары для нефти и нефтепродуктов вместимостью 10 000 м³ и более, магистральные трубопроводы, производственные здания с пролетами 100 м и более, сооружения связи высотой 100 м и более, а также уникальные здания и сооружения). Для повышенного уровня ответственности коэффициент по ответственности может принимать значения $0,95 < \gamma_n \leq 1,2$.
2. Нормальный уровень ответственности. Принимается для зданий и сооружений массового строительства (жилые, общественные, производственные, сельскохозяйственные). Для нормального уровня ответственности коэффициент по ответственности принимается равным $\gamma_n = 0,95$.
3. Пониженный уровень ответственности. Принимается для сооружений сезонного или вспомогательного назначения (парники, теплицы, летние павильоны, небольшие склады и т.п.). Для пониженного уровня ответственности коэффициент по ответственности может принимать значения $0,8 \leq \gamma_n < 0,95$.

При расчете конструкций значения нагрузок следует умножать на коэффициент γ_n .

Отнесение объекта к конкретному уровню ответственности и выбор значений коэффициента γ_n производится генеральным проектировщиком по согласованию с заказчиком.

ГЛАВА 3. ОСНОВНЫЕ СВОЙСТВА И РАБОТА МАТЕРИАЛОВ, ПРИМЕНЯЕМЫХ В СТРОИТЕЛЬНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЯХ

3.1. Стали. Общие сведения

Качество стали, применяемой при изготовлении металлических конструкций, определяется механическими свойствами:

- 1) Сопротивлением статическим воздействиям (временным сопротивлением и пределом текучести при растяжении);
- 2) Сопротивлением динамическим воздействиям и хрупкому разрушению (ударной вязкостью при различных температурах);
- 3) Показателями пластичности (относительным удлинением);
- 4) Сопротивлением расслоению (изгибом в холодном состоянии);
- 5) Сопротивлением многократному нагружению (усталостью).

Значения этих показателей устанавливаются государственными стандартами.

Кроме этого, качество стали определяется коррозионной стойкостью и свариваемостью. Свариваемость гарантируется соответствующим химическим составом стали и технологией ее производства.

По механическим свойствам стали делятся на 3 группы:

- 1) Обычной прочности (малоуглеродистые);
- 2) Повышенной прочности (низколегированные);
- 3) Высокой прочности (легированные).

Механические свойства стали и ее свариваемость зависят от химического состава, вида термической обработки и технологии прокатки.

Основу стали составляет феррит. Феррит имеет малую прочность и очень пластичен, поэтому в чистом виде в строительных конструкциях не применяется. Прочность его повышают добавками углерода, при этом получают малоуглеродистые стали; легированием марганцем, кремнием, ванадием, хромом и другими элементами, при этом получают низколегированные стали; легированием и термическим упрочнением, при этом получают легированные стали. По степени раскисления малоуглеродистые стали могут быть кипящими, полуспокойными и спокойными.

Сталь характеризуется следующими свойствами:

Прочность – способность материала сопротивляться внешним силовым воздействиям.

Упругость – свойство материала восстанавливать свою первоначальную форму после снятия нагрузки.

Хрупкость – склонность к разрушению при малых деформациях.

Ползучесть – свойство материала непрерывно деформироваться во времени без увеличения нагрузки.

Твердость – свойство поверхностного слоя материала сопротивляться деформации или разрушению при внедрении в него более твердого материала.

Пластичность – свойство материала сохранять несущую способность в процессе деформирования.

Сталь имеет следующие основные физические характеристики:

Модуль упругости $E = 20600 \text{ кН} / \text{см}^2$

Плотность $\rho = 7850 \text{ кг} / \text{м}^3$

Коэффициент линейного расширения $\alpha = 0,12 \cdot 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Коэффициент поперечной деформации (Пуассона) $\nu = 0,3$

Вредные примеси

К вредным примесям в первую очередь относятся:

1. Свободный фосфор, образуя раствор с ферритом, повышает хрупкость стали при низких температурах (хладоломкость) и снижает пластичность при повышенных. Содержание фосфора в малоуглеродистой стали (Ст3) должно быть не более 0,04% и в низколегированной – не более 0,035%.

2. Сера образует с ферритом легкоплавкое сернистое железо, повышает хрупкость стали при высоких температурах (красноломкость). Содержание серы в малоуглеродистой стали (Ст3) должно быть не более 0,05%.

3. Кислород действует подобно сере, повышая хрупкость стали.

4. Азот в несвязанном состоянии, водород и другие газы снижают качество стали, способствуют снижению сопротивления стали хрупкому разрушению, снижению временного сопротивления стали и ухудшению ее пластических свойств.

Термическая обработка

Термическая обработка значительно повышает прочность и деформационность стали. Под влиянием температуры, а также режима нагрева и охлаждения изменяется структура стали, величина зерна и растворимость легирующих элементов. У термически обработанной стали в маркировке присутствует буква «Т».

Различают следующие виды термической обработки стали:

1. *Нормализация* – нагрев стали до температуры образования аустенита (910–930 °С) и последующее охлаждение ее на воздухе (по-

зволяет снизить внутреннее напряжение в стали и улучшает прочностные и пластические свойства).

2. *Закалка* – резкое охлаждение стали после ее нагрева до температуры выше фазового превращения (выше 910°C). Позволяет повысить прочность стали, при этом пластичность стали снижается, также увеличивается склонность к хрупкому разрушению.

3. *Отпуск* – нагрев стали до температуры ниже 723°C , при которой происходит желаемое структурное превращение, выдержка при этой температуре в течение необходимого времени и затем медленное остывание. Применяется, как правило, для регулирования механических свойств закаленной стали и образования желаемой структуры. Различают высокий ($600\text{--}650^{\circ}\text{C}$), низкий ($350\text{--}400^{\circ}\text{C}$) и средний отпуск.

4. *Отжиг* – нагрев стали выше температуры $910\text{--}930^{\circ}\text{C}$ и медленное ее охлаждение (охлаждение в печи) с целью получения перлитной структуры. Позволяет снизить внутреннее напряжение в стали.

Старение

С течением времени углерод выделяется и располагается между зернами феррита, а также группируется у различных дефектов кристаллической решетки. Это приводит к повышению прочности стали и к уменьшению пластичности, а также к уменьшению сопротивления хрупкому разрушению. Наряду с углеродом, выделяется азот и карбиды других элементов. Этот процесс происходит в течение достаточно длительного времени, поэтому называется старением. Старению способствует высокий уровень напряжений в материале, знакопеременные нагрузки и температурные колебания.

Производство стали

Сталь, применяемая в металлических конструкциях, производится двумя способами: в мартеновских печах и конвертерах с поддувкой кислородом сверху. Стали мартеновского и кислородно-конвертерного производства по своему качеству и механическим свойствам практически одинаковы. С развитием металлургии возможно более широкое применение в строительстве сталей, получаемых в электропечах. Такие стали отличаются низким содержанием вредных примесей и высоким качеством.

3.2. Маркировка строительной стали

Маркировка строительной стали производится по ГОСТ 27772-88.

Фасонный прокат (прокатные уголки, швеллеры, двутавры и т.д.) изготавливают из стали С235, С245, С255, С275, С285, С345, С345К, С375.

Листовой, универсальный прокат и гнутые профили изготавливают из стали С235, С245, С255, С275, С285, С345, С345К, С375, С390, С390К, С440, С590, С590К.

Буква «С» означает – сталь строительная, цифры условно обозначают предел текучести проката, МПа, буква «К» - вариант химического состава.

Прокат из стали С345 и С375 изготавливают категорий 1,2,3,4 в зависимости от требований по испытаниям на ударный изгиб (ударная вязкость). При этом в обозначении стали указывается ее категория, например С345-3 (категория 3). Каждая сталь по ГОСТ 27772-88 включает несколько марок стали, характеризующих ее химический состав. Марки стали, заменяемые сталями по ГОСТ 27772-88, приведены в табл. 51б [2].

Маркировку фасонного проката производят красками:

- С235 желтый и коричневый;
- С245 желтый и зеленый;
- С255 желтый и синий;
- С275 желтый и белый;
- С285 белый и коричневый;
- С345 синий и коричневый;
- С375 синий и белый.

3.3. Свариваемость стали

Свариваемость стали гарантируется изготовителем и может быть оценена по углеродистому эквиваленту C_e . Для обеспечения свариваемости стали необходимо, чтобы углеродистый эквивалент C_e не превышал 0,49% для сталей С390, С390К и 0,51% для сталей С440. Углеродистый эквивалент может быть определен по формуле:

$$C_e = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Cr}{5} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cu}{13} + \frac{V}{14} + \frac{P}{2},$$

где С, Мn, Si, Cr, Ni, Cu, V, P – массовые доли углерода, марганца, кремния, хрома, никеля, меди, ванадия и фосфора, %.

3.4. Выбор марок сталей для строительных металлических конструкций

Выбор стали для строительных металлических конструкций зависит от трех факторов:

- а) климатического района строительства;
- б) группы конструкции;
- в) отапливаемое или неотапливаемое здание.

Климатические районы

В соответствии с ГОСТ 16350-80 территория страны разделена на районы по воздействию климата на технические изделия и материалы. Территория страны расположена в макроклиматических районах с холодным (I) и умеренным (II) климатом.

Холодный макроклиматический район включают климатические районы: I_1, I_2 .

Умеренный макроклиматический район включает климатические районы: $II_1, II_2, II_3, II_4, II_5, II_6, II_7, II_8, II_9, II_{10}, II_{11}, II_{12}$.

Макроклиматический район – горы выше 2000 м – включает климатические районы:

Средняя Азия (I+II)_A;

Кавказ (ПК).

Районирование территории по воздействию климата на технические изделия и материалы приведено в Приложении 3 ГОСТ 16350-80.

С точки зрения выбора стали для металлических конструкций климатические районы разделены в три группы: первая группа включает климатические районы с расчетной температурой

$$t \geq -40^{\circ} C - II_4, II_5, II_6, II_7, II_8, II_9, II_{10}, II_{11}, II_{12}, (I+II)_A, ПК;$$

вторая группа включает климатические районы с расчетной температурой $-40 > t \geq -50^{\circ} C - I_2, II_2, II_3;$

третья группа включает климатические районы с расчетной температурой $-50 > t \geq -65^{\circ} C - I_1.$

Группы конструкций

Все металлические конструкции разделены на четыре группы.

К первой группе относятся сварные конструкции, работающие в особо тяжелых условиях или подвергающиеся непосредственному воздействию динамических, вибрационных или подвижных нагрузок (подкрановые балки, балки рабочих площадок или элементов эстакад,

непосредственно воспринимающих нагрузку от подвижных составов, фасонки ферм и т.д.).

Ко второй группе относятся сварные конструкции, воспринимающие статическую нагрузку, работающие преимущественно на растяжение (фермы, ригели рам, балки перекрытий и покрытий и другие растянутые, растянуто-изгибаемые и изгибаемые элементы), а также конструкции первой группы при отсутствии сварных соединений.

К третьей группе относятся сварные конструкции, воспринимающие статическую нагрузку, работающие преимущественно на сжатие (колонны, стойки, опоры под оборудование, вертикальные связи по колоннам с напряжением в связях свыше $0,4R_y$ и другие сжатые и сжато-изгибаемые элементы), а также конструкции второй группы при отсутствии сварных соединений.

В четвертую группу включены вспомогательные конструкции зданий и сооружений (связи, кроме указанных в третьей группе, элементы фахверка, лестницы, трапы, ограждения и т.п.), а также конструкции третьей группы при отсутствии сварных соединений.

Отапливаемое или неотапливаемое здание

Стали для конструкций, возводимых в климатических районах I_1 , I_2 , II_2 и II_3 , но эксплуатируемых в отапливаемых помещениях, следует принимать как для климатического района II_4 , за исключением стали С245 и С275 для конструкций второй группы.

Выбор стали производится по таблице 50* [2] в зависимости от группы конструкций и климатического района строительства.

3.5. Работа стали под нагрузкой

Основу стали составляет феррит с включениями перлита. Зерна перлита значительно прочнее ферритовой основы. Эти две разные по прочности, упругим и пластическим показателям составляющие и определяют работу углеродистой стали под нагрузкой.

Сдвинуть одну часть монокристалла железа по другой значительно легче, чем разорвать их, поэтому пластические деформации в зернах железа протекают путем сдвига.

Образованию сдвигов в зернах феррита препятствуют более прочные зерна перлита.

Работу углеродистой стали при растяжении можно представить в следующем виде (см. рис. 3.1).

На первой стадии до предела пропорциональности $\sigma_{пц}$ происходят упругие деформации (деформации пропорциональны напряжениям – упругая работа материала).

На второй стадии напряжения возрастают от $\sigma_{пц}$ до σ_T . Появляются сдвиги в зернах феррита. Пропорциональность между напряжениями и деформациями нарушается. Деформации начинают расти быстрее напряжений.

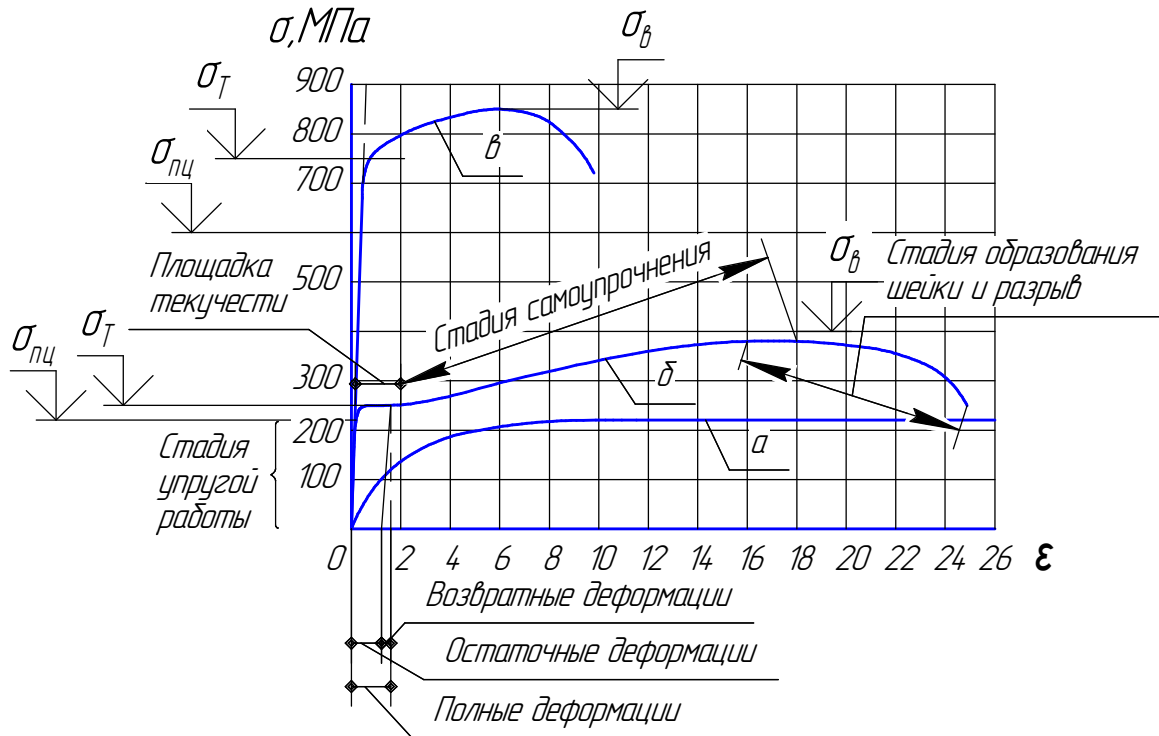


Рис. 3.1. Работа стандартного образца стали при растяжении: a –поликристалл железа; b –сталь обычной прочности; v –сталь высокой прочности

На третьей стадии напряжения равны σ_T . Развиваются линии сдвига в зернах феррита, что приводит к развитию больших деформаций. Образуется площадка текучести, которая у малоуглеродистой стали составляет примерно 1,5–2%.

Развитие деформации происходит в результате упругих и необратимых сдвигов зерен феррита. При снятии нагрузки упругая часть деформации стали возвращается, а неупругая остается, приводя к остаточным деформациям.

На четвертой стадии напряжения возрастают от σ_T до σ_ϵ . Развитие деформаций затрудняется более прочными и жесткими зернами перлита. Для образования совместного сдвига зерен феррита и перлита зерна феррита должны обтекать зерна перлита, что и приводит к повышению напряжений. Эту стадию называют стадией самоупрочнения. Материал в ней работает, как упругопластический.

На пятой стадии происходит снижение напряжений σ_ϵ за счет образования шейки (местного уменьшения поперечного сечения образца в слабом месте). Сечение в шейке интенсивно уменьшается, что приводит в итоге к разрыву образца.

Протяженная площадка текучести существует при содержании углерода 0,1–0,3%. При меньшем содержании углерода зерен перлита недостаточно для сдерживания сдвигов по зернам феррита (см. рис. 3.1). При большем содержании углерода зерен перлита много так, что они полностью блокируют зерна феррита и не дают возможности развиваться по ним сдвигам. С целью ограничения деформаций у сталей при отсутствии площадки текучести введен условный предел текучести, который устанавливается по относительному удлинению $\epsilon=0,2\%$.

3.6. Механические свойства малоуглеродистой стали при изменении температуры

При изменении температуры предел текучести и временное сопротивление изменяются (см. рис. 3.2).

При понижении температуры σ_T и σ_ϵ существенно повышаются и сближаются между собой. Пластические свойства при отрицательных температурах ухудшаются. При температуре 300°C происходит некоторое повышение временного сопротивления σ_ϵ . При температурах выше 400–500°C происходит резкое снижение σ_T и σ_ϵ . А при температуре 600°C σ_T и σ_ϵ близки к нулю и несущая способность стали практически исчерпывается.

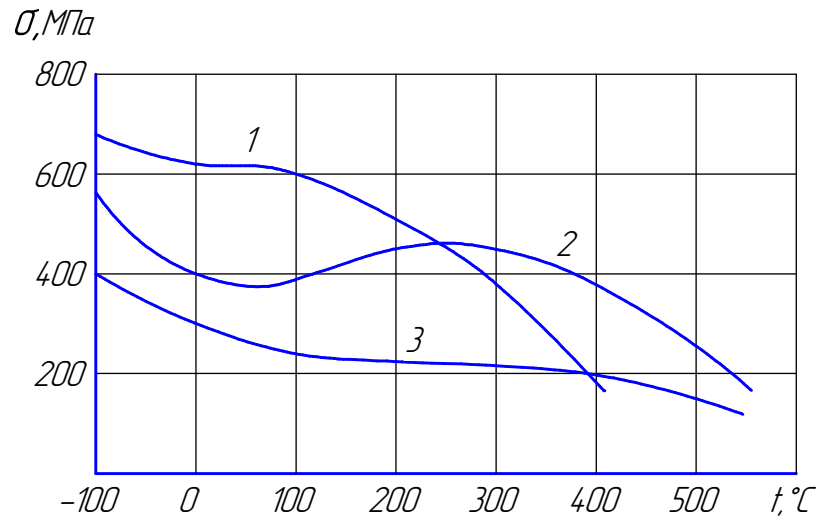


Рис. 3.2. Механические свойства малоуглеродистой стали при изменении температуры:
1—модуль продольной упругости E ; 2—временное сопротивление σ_b ; 3—предел текучести σ_T

3.7. Ударная вязкость

Ударная вязкость характеризует склонность стали к разрушению при низкой температуре и чувствительность к концентрации напряжений.

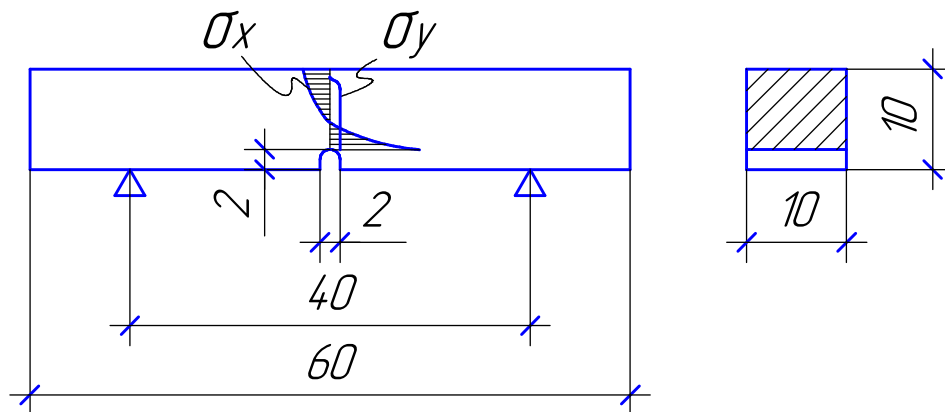


Рис. 3.3. Образец для испытания на ударную вязкость (размеры, мм)

Ударная вязкость определяется удельной работой $\left(a_n \left[\frac{\text{Дж}}{\text{см}^2} \right] \right)$, затрачиваемой на разрушение стандартного образца с надрезом (см. рис. 3.3) при различных температурах на маятниковом копре. Надрез в образце является концентратором напряжений и вызывает их всплеск у корня надреза.

Переход от вязкого разрушения стали к хрупкому происходит, как правило, скачкообразно в узком температурном диапазоне, называемом порогом хладоломкости.

Порог хладоломкости – это температура, при которой происходит спад ударной вязкости или ударная вязкость у стандартного образца с надрезом типа U снижается ниже $a_n < 0,3 \text{ МДж/м}^2$. Ударная вязкость резко снижается у состаренного металла.

В действующих нормах проектирования надежность стальных конструкций по отношению к хрупкому разрушению достигается, в основном, выбором марки стали с гарантированной ударной вязкостью при пониженной расчетной температуре, а также специальными конструктивными и технологическими мероприятиями.

3.8. Механические характеристики стали

Основными механическими характеристиками стали являются:

R_{yn} – предел текучести стали, принимаемый равным значению предела текучести σ_T по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;

R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;

R_{un} – временное сопротивление стали разрыву, принимаемое равным минимальному значению σ_B по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;

R_u – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;

R_p – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки);

R_s – расчетное сопротивление стали сдвигу, $R_s = 0,58 \cdot R_y$.

Значения механических характеристик зависят от толщины и вида проката (листовой, фасонный). С увеличением толщины проката механические характеристики стали несколько снижаются.

ГЛАВА 4. СОЕДИНЕНИЯ В МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЯХ

Для соединения элементов в металлических конструкциях применяют сварные, болтовые и заклепочные соединения. В настоящее время наиболее распространенными являются сварные и болтовые соединения.

4.1. Сварные соединения

4.1.1. Виды сварки

В строительстве главным образом применяется электродуговая сварка: ручная, автоматическая, полуавтоматическая, а также электрошлаковая. Реже применяется контактная и газовая сварка. Другие виды сварки в строительстве пока не получили распространения.

1. Ручная электродуговая сварка

Ручная электродуговая сварка универсальна и широко распространена. Может выполняться в любом пространственном положении.

Недостатками ручной сварки является: малая производительность, относительно малая глубина проплавления металла, малая стабильность процесса сварки.

Сварка выполняется электродами типа Э42 с $\sigma_s \geq 42 \text{ кГс/мм}^2$ материала электрода и Э46 с $\sigma_s \geq 46 \text{ кГс/мм}^2$ для сварки сталей с $R_{un} \leq 430 \text{ МПа}$, а также электродами типа Э50 с $\sigma_s \geq 50 \text{ кГс/мм}^2$ для сварки сталей $R_{un} \leq 520 \text{ МПа}$. Электроды производятся по ГОСТ 9467-75*.

2. Автоматическая и полуавтоматическая сварка

Автоматическая и полуавтоматическая сварка под флюсом осуществляется автоматом с подачей сварочной проволоки диаметром $d = 2 - 5 \text{ мм}$ без покрытия. Дуга возбуждается под слоем флюса. Флюс расплавляется и легирует расплавленный металл содержащимися в нем примесями, а также надежно защищает его от соприкосновения с кислородом, азотом и др. Расплавленный металл под слоем флюса остывает более медленно, что позволяет ему очиститься от пузырьков газов и шлака. Сварной шов отличается значительной плотностью и чистотой. Сила тока при сварке составляет 600–1200А и более. При этом осуществляется глубокое проплавление металла и достигается большая скорость сварки.

Недостатками автоматической и полуавтоматической сварки является трудность выполнения ее в потолочном и вертикальном положении (флюс осыпается).

Для коротких швов применяется полуавтоматическая сварка шланговым полуавтоматом. Процесс сварки ведется голой проволокой диаметром $d \leq 3\text{мм}$ под флюсом в нижнем положении или порошковой проволокой (свернутой в трубочку стальной лентой, внутри которой запрессован флюс) в любом положении.

3. Электрошлаковая сварка

Процесс электрошлаковой сварки ведется голой электродной проволокой под слоем расплавленного шлака. Сварочная ванна защищена с боков медными формирующими шов ползунками, охлаждаемыми проточной водой. Электрошлаковая сварка удобна для вертикальных стыковых швов при толщине стали $t \geq 20\text{мм}$.

4. Сварка в среде углекислого газа

Сварка в среде углекислого газа ведется голой электродной проволокой диаметром $d = 1,4 - 2\text{мм}$ на постоянном токе обратной полярности. Углекислый газ создает инертную среду. Сварка может выполняться в любом пространственном положении. Она обеспечивает получение высококачественных сварных соединений и высокую производительность труда.

4.1.2. Виды сварных соединений

Различают следующие виды сварных соединений: стыковые, внахлестку, угловые и тавровые (впритык).

1. Стыковые

Стыковыми называют соединения, в которых элементы соединяются торцами или кромками и один элемент является продолжением другого (см. рис. 4.1а). Стыковые соединения имеют наименьшую концентрацию напряжений и отличаются экономичностью.

2. Внахлестку

Внахлестку называют соединения, в которых поверхности свариваемых элементов частично находят друг на друга (см. рис. 4.1б). Эти соединения широко применимы для сварки листовых конструкций при толщине стали $t = 2 - 5\text{мм}$. Разновидностью соединения внахлестку является соединение с накладками (см. рис. 4.1в). Соединения внахлестку отличаются простотой обработки элементов под сварку, но по расходу металла они менее экономичны, чем стыковые. Соединения внахлестку вызывают значительную концентрацию напряжений.

3. Угловые

Угловыми называют соединения, в которых свариваемые элементы расположены под углом друг к другу (см. рис.4.1г).

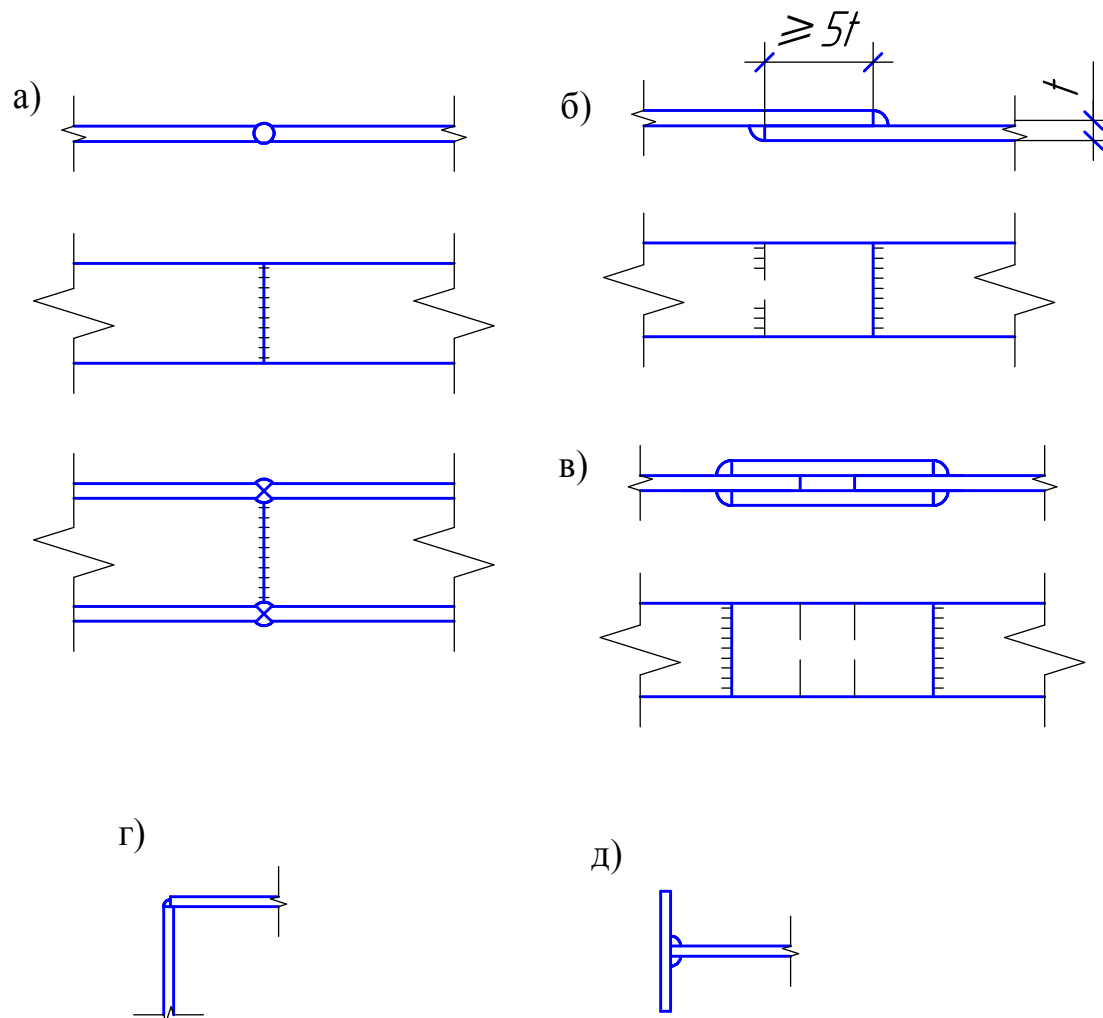


Рис. 4.1. Виды сварных соединений:
а–стыковое; *б*–внахлестку; *в*–с накладками; *г*–угловое; *д*–тавровое

4. Тавровые

Тавровые соединения отличаются от угловых тем, что в них торец одного элемента приваривается к поверхности другого элемента (см. рис. 4.1д).

Угловые и тавровые соединения выполняются, как правило, угловыми швами. В ответственных конструкциях тавровые соединения выполняются стыковыми швами.

4.1.3. Сварные швы

Их классифицируют по конструктивному признаку, назначению, положению, протяженности и внешней форме.

По конструктивному признаку швы делят на угловые (валиковые) и стыковые.

1. Стыковые швы

Стыковые швы выполняются по ГОСТ 5264-80*. Они более рациональны, так как вызывают меньшую концентрацию напряжений. Если свариваемые элементы имеют толщину $t > 8\text{мм}$, то для обеспечения полного проплавления металла требуется разделка свариваемых кромок. Различают *V*-, *U*-, *X*- и *K*-образные формы разделки кромок (см. рис. 4.2). В *V*, *U* разделках кромок обязательна подварка корня шва.

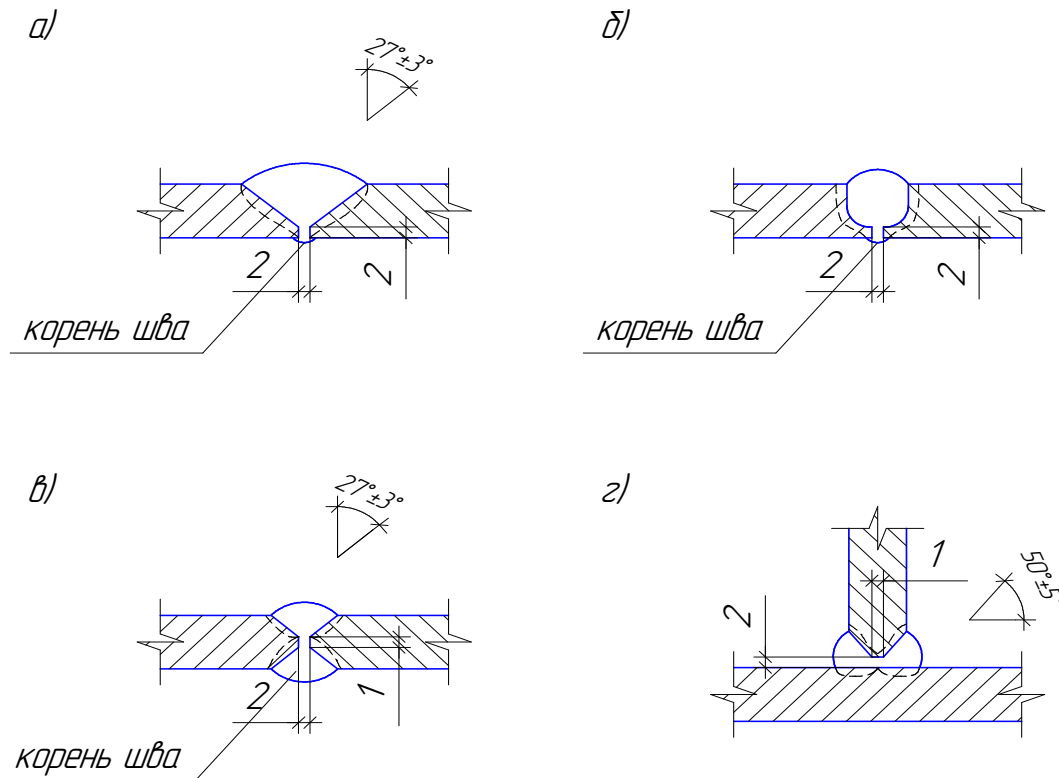


Рис. 4.2. Разделка кромок:

a – *V*-образная разделка; *б* – *U*-образная разделка;
в – *X*-образная разделка; *г* – *K*-образная разделка

2. Угловые швы

Угловые (валиковые) швы наваривают в угол, образованный элементами, расположенными в разных плоскостях.

Угловые швы, расположенные параллельно действующему осевому усилию, называют фланговыми, а перпендикулярно усилию - лобовыми.

Сварные швы могут быть рабочими (силовыми), связующими (конструктивными), сплошными или прерывистыми.

Графическое обозначение сварных швов приведено на рис. 4.3.

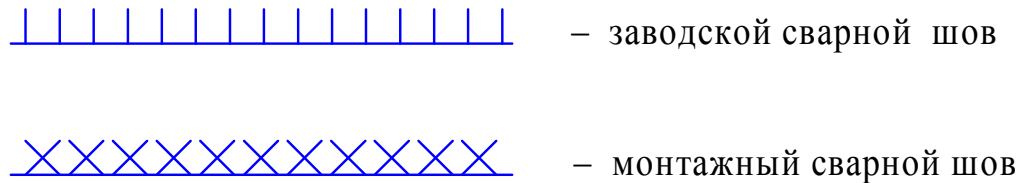


Рис. 4.3. Графическое изображение сварных швов

Процесс сварки сопровождается структурными и химическими изменениями металла в зоне сварного соединения.

Жесткость соединяемых элементов препятствует свободному сокращению сварного шва при остывании. В связи с этим в швах возникают сварочные напряжения. Эти напряжения вызывают усадку швов и деформацию свариваемых элементов. Усадка происходит всегда к центру шва. Снижение сварочных деформаций достигается рядом технологических приемов. Например, закреплением или даже выгибом изделия в сторону, обратную его усадке. Однако в этом случае увеличиваются сварочные напряжения.

Сварочные напряжения являются самоуравновешенными. Влияние остаточных сварочных напряжений зависит от многих факторов, поэтому в практических расчетах учитывается для разных видов деформаций конструкций коэффициентом условий работы.

4.1.4. Работа и расчет сварных соединений

Прочность сварного соединения зависит от прочности основного металла (металла свариваемых элементов) и прочности наплавленного металла (шва), формы и вида соединения, характера силового воздействия на соединение, технологии сварки.

Материал для сварки следует принимать по табл. 55 [2], тогда сварной шов будет равнопрочен основному металлу.

1. Работа и расчет соединений со стыковыми швами

Прочность таких швов зависит от прочности основного металла, при этом сварочный материал следует принимать в соответствии с нормами [2].

Элементы, соединяемые стыковыми сварными швами, как правило, свариваются с устройством выводных планок (см. рис. 4.4). Выводные планки имеют ту же толщину и такую же разделку кромок, как и соединяемые элементы. Они привариваются предварительно к краям соединяемых элементов в зоне выполнения стыкового сварного шва. Затем выполняется стыковой шов с заходом на выводные планки. После этого планки срезаются.

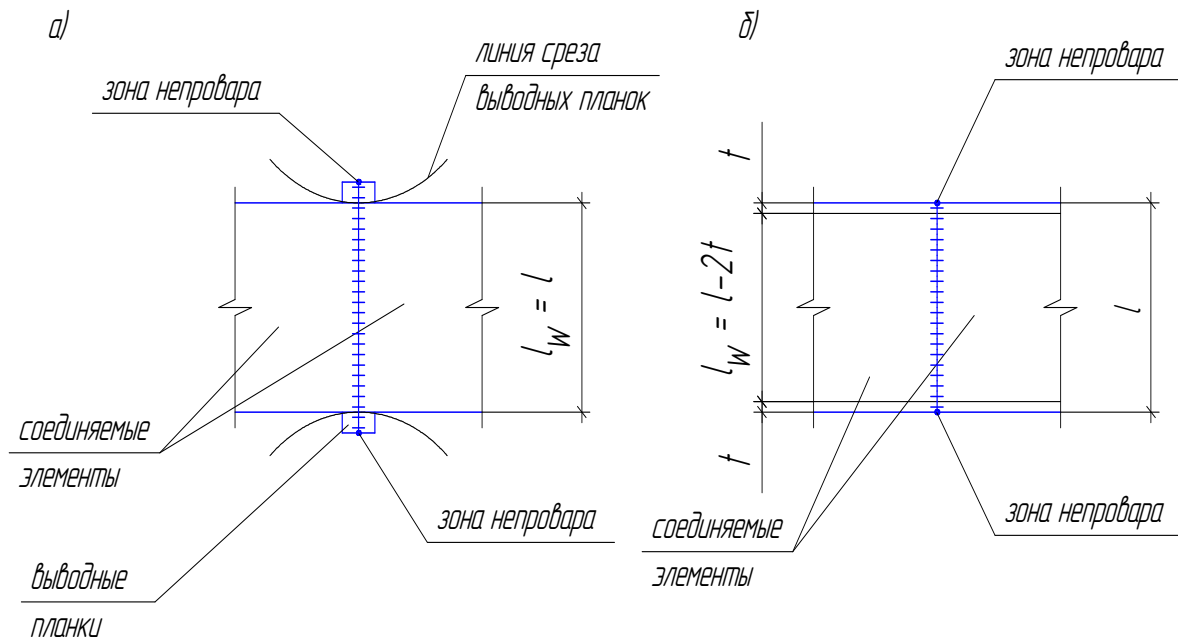


Рис. 4.4. Стыковые сварные швы:

а – при наличии выводных планок;

б – при отсутствии выводных планок

При действии на стыковой сварной шов силы N (см. рис. 4.5а) его расчет производится по формуле:

$$\sigma_w = \frac{N \cdot \gamma_n}{t \cdot l_w} < R_{wy} \cdot \gamma_c,$$

где t – толщина соединяемых листов;

l_w – расчетная длина сварного стыкового шва (см. рис. 4.4);

$l_w = l$ – при наличии выводных планок;

$l_w = l - 2 \cdot t$ – при отсутствии выводных планок;

l – длина соединяемых элементов;

γ_n – коэффициент надежности по нагрузке;

R_{wy} – расчетное сопротивление стыкового сварного шва;

$R_{wy} = R_y$ – при растяжении, при наличии физических методов контроля сварных швов и при смятии (физические методы контроля сварных швов это ультразвуковая дефектоскопия и γ – дефектоскопия);

$R_{wy} = 0,85 \cdot R_y$ – при растяжении, при отсутствии физических методов контроля сварных швов;

$R_{wy} = R_s$ – при сдвиге.

При действии на стыковой сварной шов изгибающего момента M (см. рис. 4.5б) его расчет производится по формуле:

$$\sigma_w = \frac{M \cdot \gamma_n}{W_w} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c ,$$

где W_w – момент сопротивления стыкового сварного шва

$$W_w = t \cdot l_w^2 / 6 .$$

При действии на стыковой сварной шов одновременно M , N , Q проверка его прочности производится по формуле:

$$\sqrt{\sigma_{wx}^2 + \sigma_{wy}^2 - \sigma_{wx} \cdot \sigma_{wy} + 3 \cdot \tau_{wxy}^2} \leq 1,15 \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c .$$

При этом коэффициент условий работы следует принимать по табл. 6 [2] в зависимости от вида деформации шва (растяжение – $\gamma_c = 0,95$, сжатие – $\gamma_c = 1,0$, изгиб – $\gamma_c = 0,9$ для растянутых зон, срез – $\gamma_c = 1,0$).

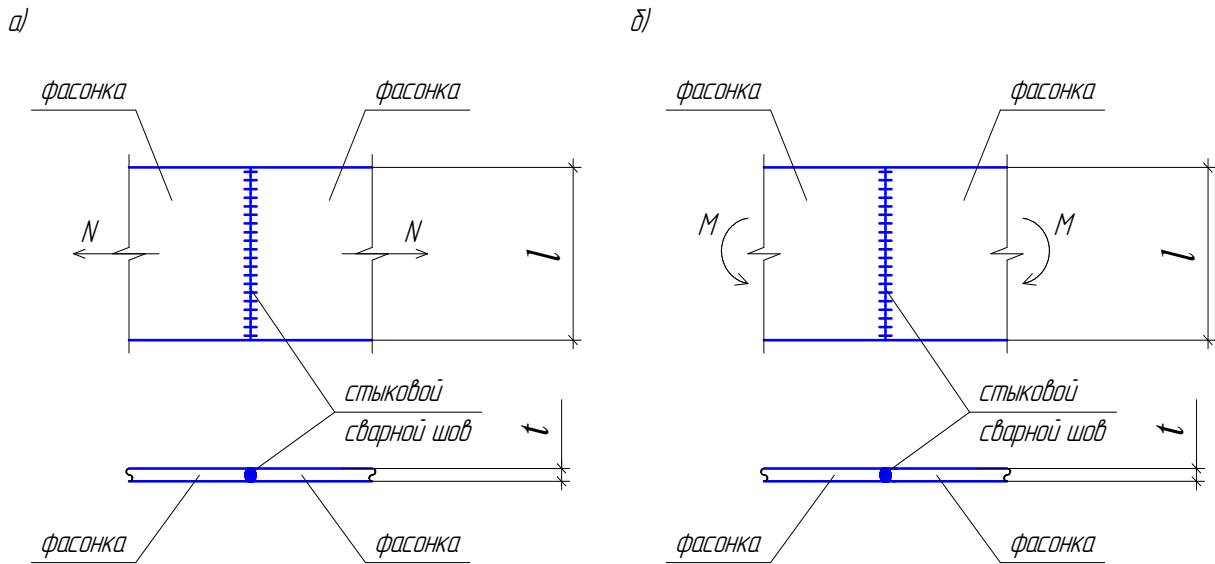
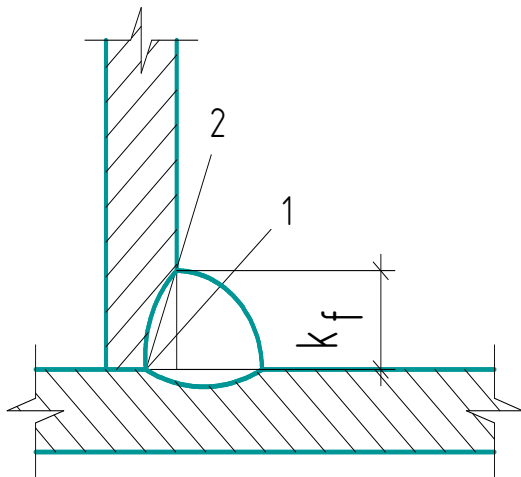


Рис. 4.5. Схемы соединений, образованных стыковыми сварными швами:
 а – при действии центральной силы N ;
 б – при действии изгибающего момента M

2. Работа и расчет соединений с угловыми швами

Сварные угловые швы рассчитываются на срез по двум сечениям возможного разрушения (см. рис. 4.6) .



1 – сечение по металлу шва
 2 – сечение по металлу границы сплавления

Рис. 4.6. Схема расчетных сечений сварного соединения с угловым швом

Сечение 1 – возможное разрушение по металлу шва. Требуемая длина сварного шва по металлу шва определяется по формуле:

$$l_w = l_{w,r} + 1\text{см} = \frac{N_w \cdot \gamma_n}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1\text{см}$$

Сечение 2 – возможное разрушение по металлу границы сплавления. Требуемая длина сварного шва по металлу границы сплавления шва определяется по формуле:

$$l_w = l_{w,r} + 1\text{см} = \frac{N_w \cdot \gamma_n}{\beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} + 1\text{см},$$

где $l_{w,r}$ – требуемая расчетная длина сварного шва;

k_f – катет сварного шва см. рис. 4.6 (толщина шва), может, как правило, принимать значения $k_f = 4; 5; 6; 7; 8; 9; 10; 12; 14; 16; 18; 20$ мм и т.д. и должен находиться в диапазоне $k_{f,\min} \leq k_f \leq k_{f,\max}$. Сварной шов при ручной сварке толщиной до 8 мм ($k_f \leq 8\text{мм}$) может быть выполнен за одну проходку;

$k_{f,\min}$ – принимается по табл. 38 [2] в зависимости от вида соединения, сварки и толщины наиболее толстого из свариваемых элементов;

$k_{f,\max} = 1,2 \cdot t_{\min}$, где t_{\min} – минимальная толщина из свариваемых элементов;

R_{wf} – расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва, принимается по табл. 56 [2] в зависимости от сварочного материала. Сварочный материал принимается по табл. 55 [2] в зависимости от группы конструкций, вида сварки и материала свариваемых элементов;

R_{wz} – расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу границы сплавления, $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un}$;

R_{un} – временное сопротивление стали разрыву, табл. 51 [2];

β_f и β_z – коэффициенты, принимаемые по табл. 34 [2] в зависимости от вида сварки и положения шва;

γ_{wf} и γ_{wz} – коэффициенты условий работы сварного шва, принимаются в соответствии с требованиями п. 11.2 [2];

γ_c – коэффициент условий работы, принимается по табл. 6 [2];

1 см – увеличение длины сварного шва, учитывающее непровар. Принимается в соответствии с требованиями п. 11.2* [2].

Окончательная длина сварного шва принимается по максимальной, полученной по двум формулам с округлением в большую сторону кратно 10 мм, при этом расчетная длина сварного шва $l_{w,r}$ должна находиться в диапазоне $l_{w,r,\min} \leq l_{w,r} \leq l_{w,r,\max}$,

где $l_{w,r,\min}$ – минимальная длина сварного шва, $l_{w,r,\min} = 4 \cdot k_f$ и не менее 40 мм,

$l_{w,r,\max}$ – максимальная длина сварного шва, $l_{w,r,\max} = 85 \cdot \beta_f \cdot k_f$.

Расчетная длина сварного шва при необходимости корректируется, как правило, изменением величины катета шва.

4.2. Болтовые соединения

4.2.1. Виды и общая характеристика болтовых соединений

Болтовые соединения более металлоемки, чем сварные, так как требуют накладок и имеют ослабление сечений отверстиями.

Болт имеет головку, гладкую часть стержня длиной на 2–3мм меньше толщины соединяемых элементов пакета и нарезную часть стержня. В болтовое соединение, кроме болта, входят шайбы и гайки.

1. Болты обычной прочности

Болты обычной прочности по выпускаются классов точности *A*, *B*, *C*, установленные ГОСТ 1759.1-82* (*A* - болты повышенной точности, *B* - нормальной точности, *C* - грубой точности).

Болты класса точности *A* выпускаются по ГОСТ 7805-70*, болты класса точности *B* выпускаются по ГОСТ 7798-70*, болты класса точности *C* выпускаются по ГОСТ 15589-70*. Они различаются допусками и отклонениями диаметра болта от номинала.

Различают классы прочности болтов 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.6, 8.8, 10.9. Класс прочности болтов обозначен числами. Первое число, умноженное на 10, обозначает временное сопротивление материала болта σ_s , кгс/мм², а произведение первого числа на второе – предел текучести материала болта σ_t , кгс/мм². Диаметр отверстия для болтов точности *B* и *C* на 2–3мм больше диаметра болта. Для болтов точности *A* диаметр отверстия не должен отличаться от диаметра болта больше, чем на 0,3 мм. Отверстия под них сверлят.

Как правило, для соединения несущих металлических конструкций применяют болты М16, М20, М24, М30, М36, М42, М48. Наиболее распространенные болты к применению М16, М20, М24. В маркировке болта М – резьба метрическая, число – обозначает диаметр стержня болта, мм.

Условные обозначения болтов приведены на рис. 4.7.

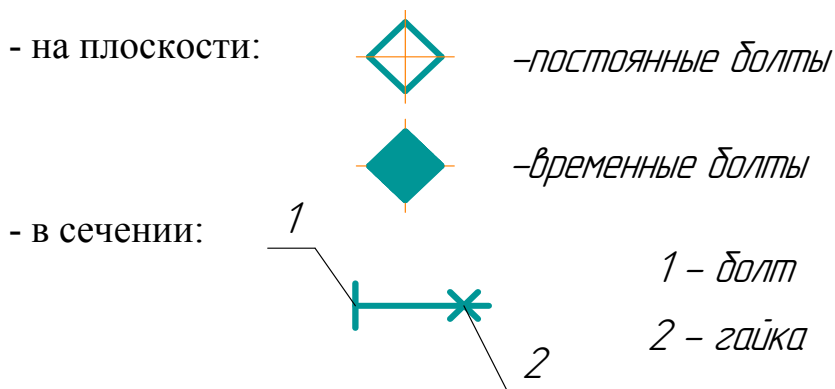


Рис. 4.7. Условные обозначения болтов обычной прочности

2. Высокопрочные болты

Высокопрочные болты выпускаются по ГОСТ 22353-77* и ГОСТ 22356-77*. По точности они являются нормальными.

Высокопрочный болт, работая на осевое растяжение, обеспечивает передачу сил сдвига трением между соседними элементами, именно поэтому подобное соединение часто называют фрикционным.

Для увеличения сил трения поверхности элементов в месте стыка очищают от грязи, масла, ржавчины и окалины металлическими щетками, пескоструйными или дробеструйными аппаратами, огневой очисткой и не окрашивают.

Гайки на высокопрочных болтах затягивают тарировочным ключом на расчетное усилие, определяемое по формуле $P = R_{bh} \cdot A_{bn}$, где .

R_{bh} – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта;

A_{bn} – площадь сечения болта нетто (по резьбе).

3. Самонарезающие болты

Самонарезающие болты выпускают по ТУ 34-5815-70. На них имеется на всей длине стержня резьба специального профиля. При помощи этой резьбы нарезается резьба в ранее образованных отверстиях соединяемых элементов при завинчивании самонарезающих

болтов. Эти болты применяются, в основном, для прикрепления настилов к несущим элементам каркаса. Их преимуществом является необходимость доступа к конструкции только с одной стороны (со стороны настила).

4. Фундаментные болты

Фундаментные болты выпускаются по ГОСТ 24379.1-80. Они служат для передачи растягивающих усилий с колонн на фундамент. Болты выпускают из стали ВСтЗкп2, ВСтЗпс2 по ГОСТ 535-88, 09Г2С и 10Г2С1 по ГОСТ 19981-73*.

4.2.2. Работа и расчет болтовых соединений

1. Работа и расчет болтовых соединений на сдвиг при статической нагрузке

Расчет болтов обычной прочности ведут из возможного вида разрушения соединения по срезу болта при толстых соединяемых листах или по смятию поверхности отверстия при тонких листах.

Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом, определяется по формулам:

из условия среза $N_{bs} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A_b \cdot n_s$,

из условия смятия $N_{bp} = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d_b \cdot \sum t_{\min}$,

где R_{bs} – расчетное сопротивление срезу болтов, определяется по табл. 58 [2];

R_{bp} – расчетное сопротивление смятию болтового соединения, определяется по табл. 59 [2] в зависимости от R_{un} ;

d_b – наружный диаметр стержня болта;

A_b – расчетная площадь сечения стержня болта по наружному диаметру, определяется по табл. 62 [2];

n_s – число расчетных срезов одного болта;

$\sum t_{\min}$ – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении;

γ_b – коэффициент условий работы соединения, принимается по табл. 35 [2].

Требуемое количество болтов в соединении определяется по формуле:

$$n \geq \frac{N \cdot \gamma_n}{N_{b,\min} \cdot \gamma_c},$$

где N – расчетное усилие в соединении;

$N_{b,\min}$ – меньшее из значений расчетного усилия для одного болта, определенных из условий среза N_{bs} и смятия N_{bp} ,

γ_c – коэффициент условий работы, принимается по табл. 6 [2].

Количество болтов в соединении принимается по расчёту, но не менее двух, исходя из удобства монтажа.

2. Работа и расчет болтовых соединений работающих на растяжение

Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом на растяжение, определяется по формуле:

$$N_b = R_{bt} \cdot A_{bn},$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление растяжению болтов, определяется по табл. 58 [2];

A_{bn} – расчетная площадь сечения болта по резьбе, определяется по табл. 62 [2];

Требуемое количество болтов в соединении определяется по формуле:

$$n \geq \frac{N \cdot \gamma_n}{N_b \cdot \gamma_c}$$

3. Работа и расчет болтовых соединений на высокопрочных болтах

Соединения на высокопрочных болтах рассчитываются в предположении передачи действующих в стыках и прикреплениях усилий через трение, возникающее между соприкасающимися плоскостями соединяемых элементов, вызванное натяжением высокопрочных болтов. При этом распределение продольной силы между болтами принимается равномерное.

Расчетное усилие Q_{bh} , которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, определяется по формуле:

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \gamma_b A_{bn} \mu}{\gamma_h},$$

где R_{bh} – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта, определяется по формуле 3 [2]:

$$R_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun},$$

где R_{bun} – наименьшее временное сопротивление болта разрыву, принимается по табл. 61 [2];

μ – коэффициент трения, принимается по табл. 36* [2];

γ_h – коэффициент надежности, принимается по табл. 36*[2];

A_{bn} – площадь сечения болта нетто (по резьбе) из условия его работы на растяжение, определяется по табл. 62* [2];

γ_b – коэффициент условий работы соединения, зависящий от количества n болтов, необходимых для восприятия расчетного усилия, и принимаемый равным:

$$\gamma_b = 0,8 \text{ при } n < 5;$$

$$\gamma_b = 0,9 \text{ при } 5 \leq n < 10;$$

$$\gamma_b = 1,0 \text{ при } n \geq 10.$$

Количество n высокопрочных болтов в соединении при действии продольной силы определяется по формуле:

$$n \geq \frac{N \cdot \gamma_n}{Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c},$$

где N – расчетное усилие в соединении;

γ_c – коэффициент условия работы;

k – количество поверхностей трения соединяемых элементов.

4. Размещение болтов

Размещение болтов производится в соответствии с табл. 39 [2], которая содержит следующие основные требования:

а) расстояние от центра болта до края элемента вдоль усилия: минимальное – $2 \cdot d_o$, максимальное $4 \cdot d_o$ или $8 \cdot t$;

б) расстояние между центрами болтов: минимальное – $2,5 \cdot d_o$ в соединениях элементов из стали с $R_{yn} \leq 380$ МПа (в соединяемых элементах из стали с пределом текучести свыше 380 МПа минимальное расстоя-

ние между болтами следует принимать равным $3 \cdot d_o$), максимальное $8 \cdot d_o$ или $12 \cdot t$;

в) расстояние от центра болта до края элемента поперек усилия: минимальное – $1,5 \cdot d_o$, максимальное $4 \cdot d_o$ или $8 \cdot t$;

где t – толщина наиболее тонкого наружного элемента;

d_o – диаметр отверстия для болта.

Расстояния между болтами и от центра болта до края элементов принимаются кратно 5 мм.

ГЛАВА 5. БАЛКИ И БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

5.1. Общая характеристика балочных конструкций

Балки являются основным простейшим конструктивным элементом, работающим на изгиб. Их широко применяют в гражданских, общественных и промышленных зданиях, в балочных площадках, междуэтажных перекрытиях, мостах и эстакадах, в виде подкрановых балок производственных зданий и в других сооружениях.

Широкое распространение балки получили из-за простоты в изготовлении и из-за надежности в работе.

В конструкциях пролетом до 15–20 м наиболее рационально применять сплошные балки. Имеются случаи применения сплошных балок пролетом 36 м.

В мостах пролеты балок достигают 200 м.

5.2. Типы балок

У металлических балок основным типом является двутавровое симметричное сечение. Мерой эффективности, т.е. выгодности сечения балки как конструкции, работающей на изгиб, является ядровое расстояние, которое определяется по формуле:

$$\rho = \frac{W}{A},$$

где W – момент сопротивления сечения, см^3 ;

A – площадь сечения, см^2 .

Значения ядрового расстояния для круглого, прямоугольного и двутаврового сечения балок приведены на рис. 5.1.

Из значений ядровых расстояний по рис. 5.1. видно, что двутавровое сечение выгоднее прямоугольного в два раза, а круглого – в три раза.

В зависимости от нагрузки и пролета балки применяют двутаврового или швеллерного сечения; прокатные или составные (сварные); болтовые или клепаные.

Предпочтение отдают прокатным балкам. В связи с ограниченностью сортамента при больших пролетах и нагрузках применяют сварные балки.

Чаще применяют однопролетные балки, разрезные, которые просты в изготовлении и монтаже.

Неразрезные, многопролетные балки экономичнее разрезных по расходу материала, но они чувствительны к осадкам опор и температурным деформациям.

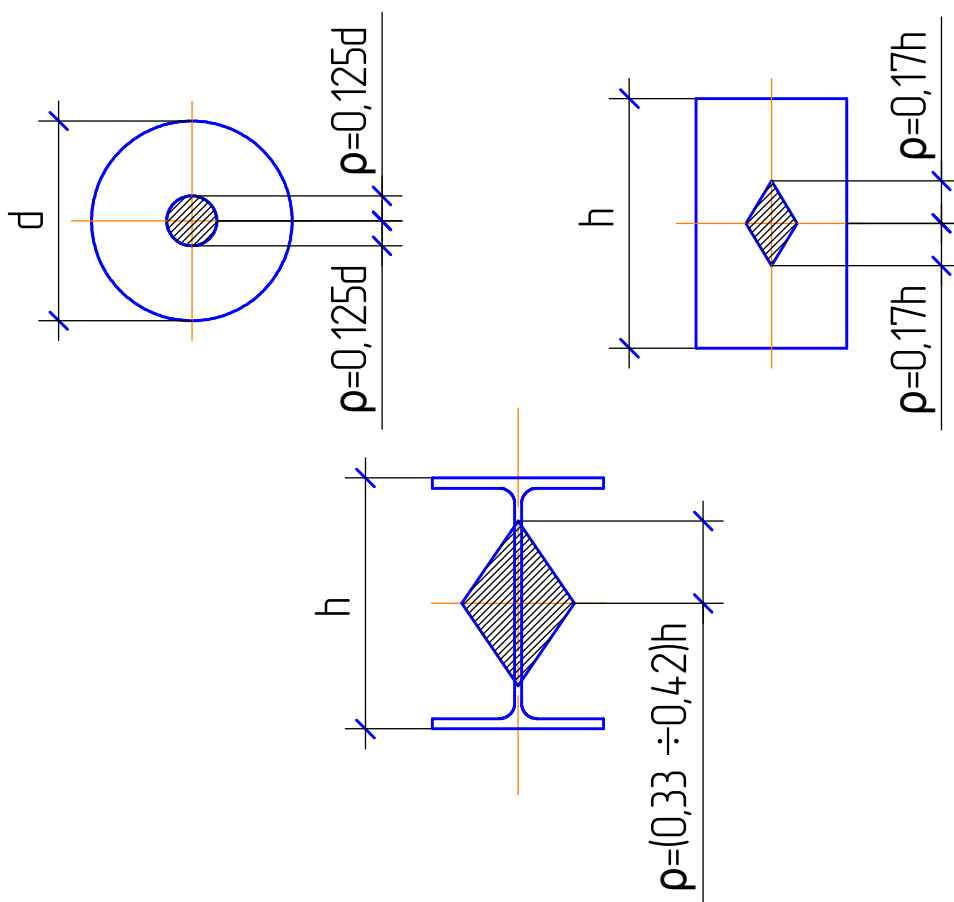


Рис. 5.1. Ядровые расстояния сечений

5.3. Компоновка балочных конструкций

При проектировании конструкций балочного покрытия необходимо выбрать систему несущих балок, обычно называемую балочной клеткой.

Выделяют 3 типа балочных клеток (см. рис. 5.2):

- а) упрощенный;
- б) нормальный;
- в) усложненный.

Шаг балок настила принимается, как правило, 0,6–1,6 м при стальном настиле и 2–3,5 м – при железобетонном настиле. Шаг балок настила должен быть кратен пролету главной балки.

Сопряжение балок может быть: этажное, в одном уровне, пониженное (см. рис. 5.3).

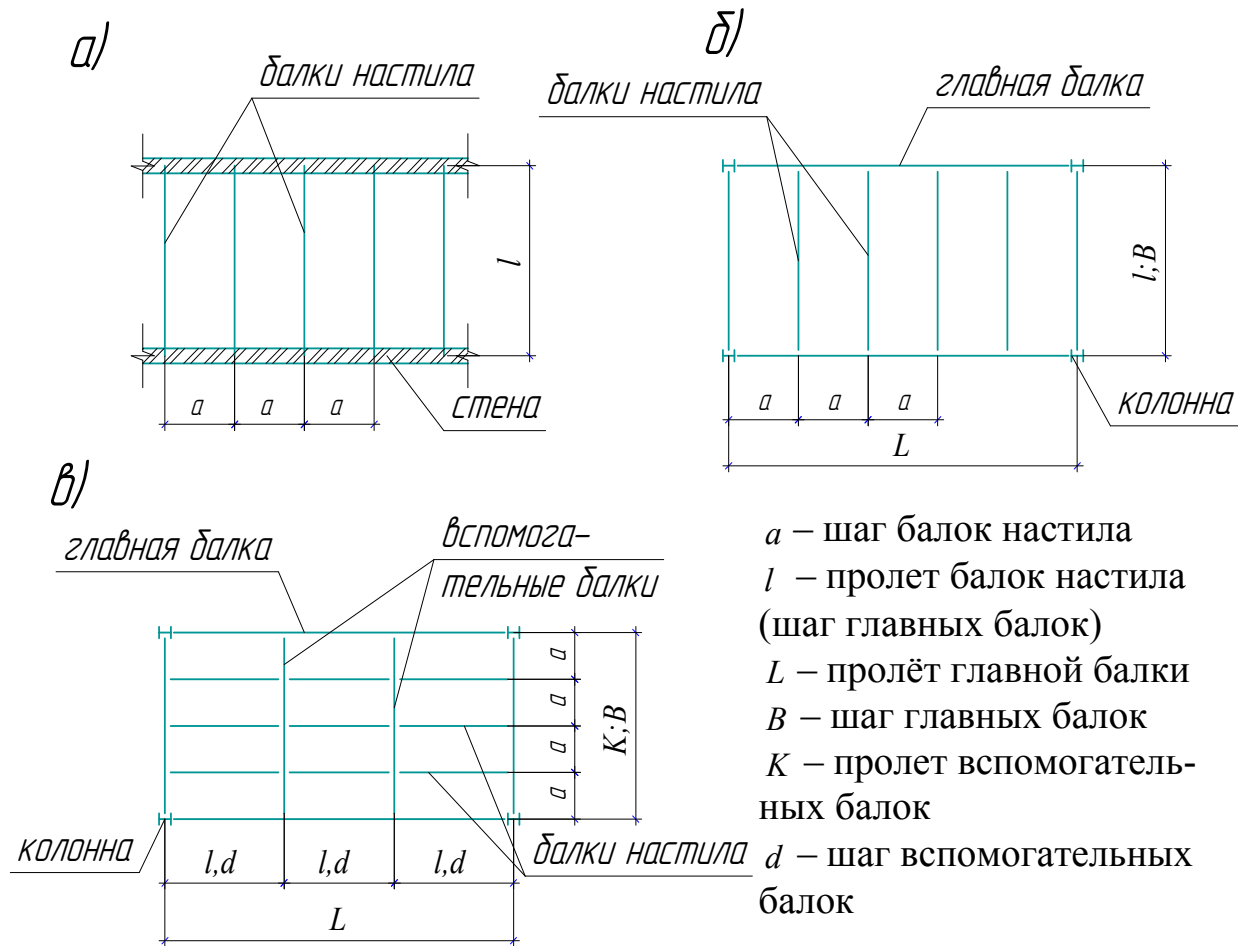


Рис. 5.2. Типы балочных клеток:
 a – упрощенный; $б$ – нормальный; $в$ – усложненный.

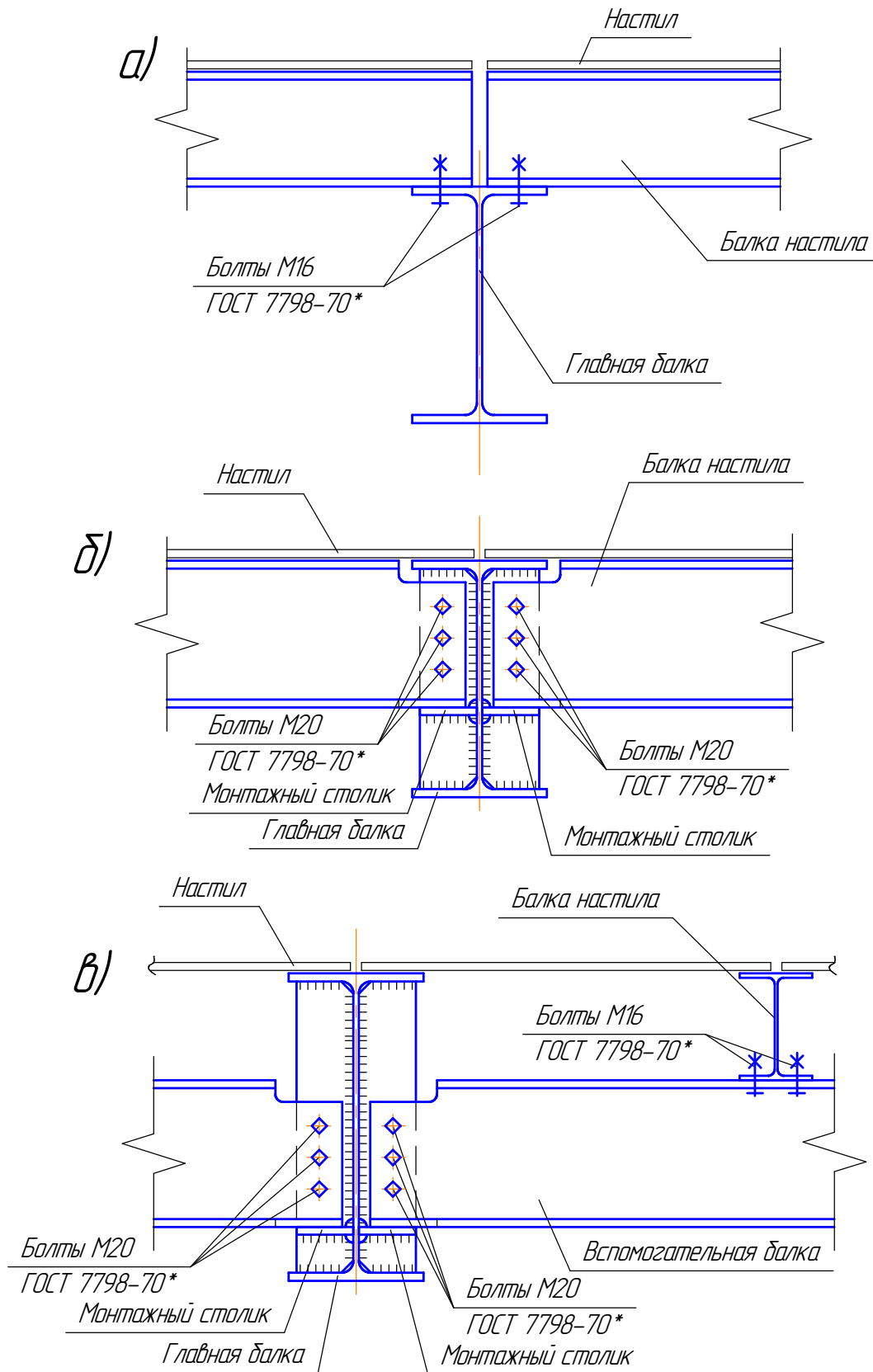


Рис.5.3. Сопряжение балок:
 а – этажное; б – в одном уровне; в – пониженное

5.4. Прокатные балки

В качестве прокатных балок применяются двутавры по ГОСТ 8239-72*, двутавры с параллельными гранями полок тип Б по ТУ 14-2-24-72 и для прокатных прогонов скатных кровель – швеллеры по ГОСТ 8240-72. Разнообразие прокатываемого сортамента достаточно велико, и прокатные балки можно использовать в конструкциях, требующих момент сопротивления $W \leq 13\,000 \text{ см}^3$.

Общие сведения о подборе сечения и проверки несущей способности прокатных балок

При подборе сечения балок из прокатных профилей должны быть выполнены следующие расчеты:

- 1) Проверка прочности балок в сечении с максимальным изгибающим моментом.
- 2) Проверка прочности балок в сечении с максимальной поперечной силой (условие среза на опоре или при локальной нагрузке в пролете).
- 3) Проверка жесткости балок.
- 4) Проверка общей устойчивости балок.

Различают подбор сечения балок при упругой работе материала и с учетом развития пластических деформаций.

Развитие пластических деформаций в разрезных балках сплошного сечения учитывается при выполнении следующих условий:

1. Материал балок – сталь с пределом текучести до 530 МПа.
2. Нагрузка статическая.
3. Обеспечена общая устойчивость балок.
4. Ограничена величина касательных напряжений в одном сечении с наиболее неблагоприятным сочетанием M и Q .

При невыполнении хотя бы одного из условий подбор сечения балок производится по упругой работе материала.

Подбор сечения балок при упругой работе материала

1. Проверка прочности балок в сечении с максимальным изгибающим моментом производится по формулам:

при изгибе в одной из главных плоскостей $\frac{M_{\max} \cdot \gamma_n}{W_n} \leq R_y \cdot \gamma_c$;

при изгибе в двух главных плоскостях $\frac{M_x}{I_{xn}} \cdot y \pm \frac{M_y}{I_{yn}} \cdot x \leq R_y \cdot \gamma_c$,

где M_{\max} , M_x , M_y – изгибающие моменты в рассматриваемом сечении, кН·м;

W_n – момент сопротивления сечения балок нетто (с учетом ослабления сечения отверстиями), см³;

I_{xn} , I_{yn} – моменты инерции сечения балок относительно осей x , y нетто (с учетом ослабления сечения отверстиями), см⁴;

R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести, принимается по табл. 51* [2], кН/см²;

γ_n – коэффициент, учитывающий ответственность зданий и сооружений, принимается по приложению 7 [1];

γ_c – коэффициент условий работы, принимается по табл. 6 [2];

x , y – координаты наиболее нагруженной фибры сечения.

2. Проверка прочности балок в сечении с максимальной поперечной силой производится по формуле:

$$\frac{Q_{\max} \cdot S \cdot \gamma_n}{I \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

где Q_{\max} – максимальная поперечная сила на опоре, кН;

S – статический момент полусечения балок (принимается по сортаменту), см³;

I – момент инерции сечения балок, см⁴;

t_w – толщина стенки балок, см ;

$R_s = 0,58 \cdot R_y$ – расчетное сопротивление стали сдвигу, кН/см².

3. Проверка жесткости балок производится по формуле:

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right],$$

где f/l – относительный максимальный прогиб балок настила от нагрузки;

f – максимальный прогиб балки, см;

l – пролет балки, см.

При равномерно распределенной нагрузке на балку f/l определяется по формуле:

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot q_d^n \cdot l^3 \cdot \gamma_n}{384 \cdot E \cdot I},$$

где q_d^n – нормативная равномерно распределенная нагрузка, действующая на балку, включающая постоянные и временные длительные нагрузки;

E – модуль упругости стали, $E = 20600$ кН/см² ;

$[f/l]$ – предельный относительный прогиб балок, принимается по табл. 19 [1]. При $l \leq 1$ м $[f/l] = 1/120$. При $l = 3$ м $[f/l] = 1/150$. При $l = 6$ м $[f/l] = 1/200$. При $l = 24(12)$ м $[f/l] = 1/250$. При $l = 36(24)$ м $[f/l] = 1/300$. Цифры, указанные в скобках, принимаются при высоте помещений до 6 м включительно. Для промежуточных значений l предельные прогибы следует определять линейной интерполяцией.

4. Проверка балки на общую устойчивость.

Общая устойчивость балки обеспечена, если:

а) балка надежно раскреплена по всей длине настилом, обеспечивающим ее устойчивость,

б) выполняется условие $\frac{l_{ef}}{b_f} \leq \left[\frac{l_{ef}}{b_f} \right]$,

где l_{ef} – расчетная длина балки, расстояние между точками крепления сжатого пояса, см ;

b_f – ширина сжатого пояса, см ;

$\left[\frac{l_{ef}}{b_f} \right]$ – предельное отношение расчетной длины сжатого пояса к

его ширине.

Для балок симметричного двутаврового сечения и с более развитым сжатым поясом, для которых ширина растянутого пояса состав-

ляет не менее 0,75 от ширины сжатого пояса, $\left[\frac{l_{ef}}{b_f} \right]$ определяется по табл. 8 [2] при соблюдении условий:

$$1 \leq \frac{h_0}{b_f} < 6, \quad 15 \leq \frac{b_f}{t_f} \leq 35,$$

где h_0 – расстояние между осями поясных листов, см ;

t_f – толщина сжатого пояса, см.

Так, например, в случае приложения нагрузки к верхнему поясу

$$\left[\frac{l_{ef}}{b_f} \right] = \left[0,35 + 0,0032 \cdot \frac{b_f}{t_f} + \left(0,7 \cdot b - 0,02 \cdot \frac{b_f}{t_f} \right) \cdot \frac{b_f}{l_1} \right] \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

В случае невыполнения условия $\frac{l_{ef}}{b_f} \leq \left[\frac{l_{ef}}{b_f} \right]$ необходимо выпол-

нить расчет балки на общую устойчивость по формуле:

$$\frac{M \cdot \gamma_n}{\varphi_b \cdot W_c} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где φ_b – коэффициент, определяется по методике приложения

7 [2].

Подбор сечения балок с учетом развития пластических деформаций в материале

Проверка прочности разрезных балок сплошного сечения в сечении с максимальным изгибающим моментом с учетом развития пластических деформаций в материале производится по формулам:

– при поперечном изгибе в одной из главных плоскостей и $\tau \leq 0,9 \cdot R_s$ (кроме опорных сечений):

$$\frac{M_{\max}}{c_1 \cdot W_n} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

– при изгибе в двух главных плоскостях и $\tau \leq 0,5 \cdot R_s$ (кроме опорных сечений):

$$\frac{M_x}{c_x \cdot W_{nx}} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{ny}} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

где c_1, c_x, c_y – коэффициенты, учитывающие развитие пластических деформаций в сечении.

Коэффициент c_1 определяется по формулам:

при $\tau \leq 0,5 \cdot R_s$ $c_1 = c$;

при $0,5 \cdot R_s < \tau \leq 0,9 \cdot R_s$ $c_1 = 1,05 \cdot \beta \cdot c$,

где τ – величина касательных напряжений в расчетном сечении,

определяется по формуле: $\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w}$,

где Q – поперечная сила в рассматриваемом сечении, кН;

t_w – толщина стенки балки, см;

h_w – высота стенки балки, см.

$$\beta = \sqrt{\frac{1 - (\tau / R_s)^2}{1 - \alpha \cdot (\tau / R_s)^2}} ,$$

где α – коэффициент. $\alpha = 0,7$ для двутаврового сечения, изгибаемого в плоскости стенки; $\alpha = 0$ для других типов сечений.

Коэффициент c_1 принимается не менее единицы и не более коэффициента c .

Коэффициенты c, c_x, c_y определяются по приложению 5 [2] по табл. 66 в зависимости от профиля балки и величины касательных напряжений или по приложению К [3].

Остальные проверки производятся аналогично – как при работе материала балок в упругой стадии.

5.5. Балки составного сечения

Балки составного сечения применяют в случаях, когда прокатные балки не удовлетворяют условиям прочности, жесткости, общей устойчивости, т.е. при больших пролетах и больших изгибающих моментах, а также, если они экономичнее.

Составные балки изготавливают, как правило, сварными, их сечение состоит из трех листов (см. рис. 5.4).

Для экономии материала в составных балках изменяют сечение по длине (как правило, за счет размера b_f) в соответствии с эпюрой изгибающих моментов.

Сварные балки изготавливают на заводах металлических конструкций, оборудованных технологическими линиями для изготовления сварных двутавров. Соединение стенки и поясов двутавров осуществляется с помощью автоматической сварки. Стенку и пояса балок изготавливают из стальных листов, выпускаемых по ГОСТ 19903-74* или по ГОСТ 82-70*.

Упругопластическая работа материала в таких балках допускается с теми же ограничениями, что и для прокатных балок.

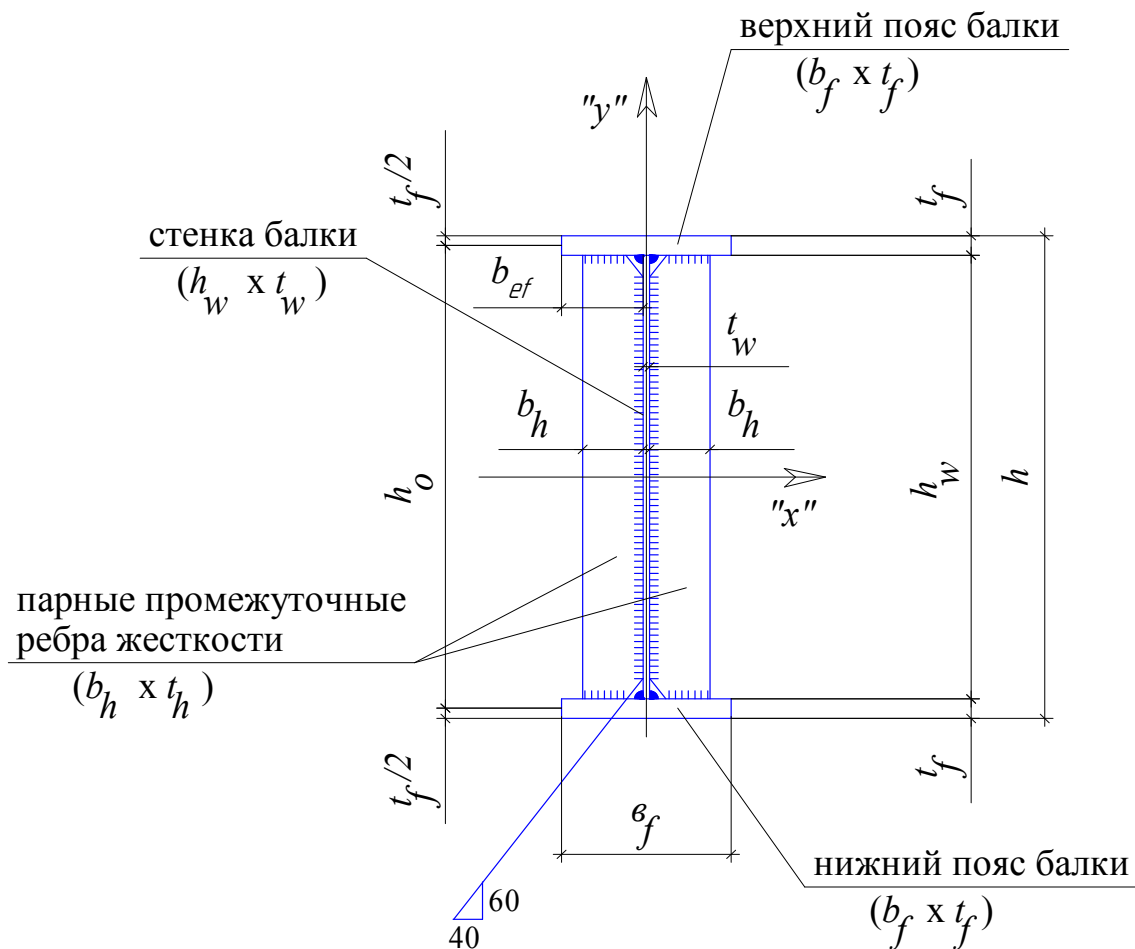


Рис. 5.4. Сечение составной сварной балки

Высота балок составного сечения

Высота балки определяется экономическими соображениями, максимально допустимым прогибом балки или технологическими соображениями.

Масса балки состоит из массы стенки и из массы поясов, массы некоторых конструктивных элементов (ребер жесткости). При увеличении высоты сечения балки масса стенки увеличивается, а масса поясов снижается. И наоборот, при уменьшении высоты сечения балки масса стенки снижается, а масса поясов увеличивается (см. рис. 5.5). Таким образом, сварные балки, как правило, проектируют оптимальной высоты $h_{\text{опт}}$, при которой расход стали на них минимальный.

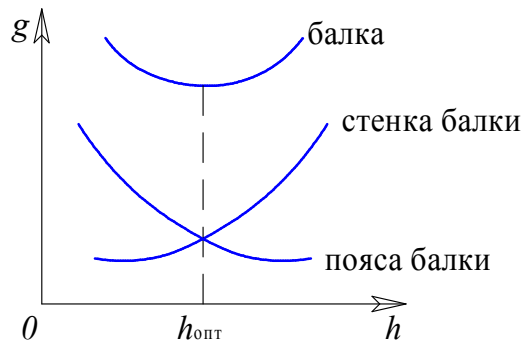


Рис. 5.5. График зависимости массы балки от высоты сечения

Оптимальная высота балки может быть определена по формуле:

$$h_{\text{опт}} = k \cdot \sqrt{\frac{W}{t_w}},$$

где k — коэффициент, зависящий от конструктивного оформления балки для сварных — 1,15–1,2; для клепанных — 1,2–1,25;

W — момент сопротивления сечения балки в плоскости изгиба;

t_w — толщина стенки балки.

В настоящее время наиболее применима формула для определения оптимальной высоты балки:

$$h_{\text{опт}} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot \lambda_w \cdot W}{2}},$$

где λ_w — гибкость стенки балки, определяемая по формуле:

$$\lambda_w = h_w / t_w,$$

где h_w — высота стенки балки.

Наименьшая высота балки определяется жесткостью балки – ее предельным прогибом – может быть вычислена по формуле:

$$h_{\min} = \frac{5 \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot l \cdot \gamma_n}{24 \cdot E} \cdot \left[\frac{l}{f} \right] \cdot \frac{q_d^n}{q},$$

где $\left[\frac{l}{f} \right]$ – обратная величина нормируемого относительного прогиба;

q_d^n – нормативная равномерно распределенная нагрузка, действующая на балку, включающая постоянные и временные длительные нагрузки с учетом фактического веса балки;

q – расчетная равномерно распределенная нагрузка, действующая на балку, включающая постоянные и временные нагрузки с учетом фактического веса балки;

l – пролет балки;

E – модуль упругости стали.

При учете упругопластичной работы материала минимальная высота балки определяется по формуле:

$$h_{\min} = \frac{5 \cdot c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot l \cdot \gamma_n}{24 \cdot E} \cdot \left[\frac{l}{f} \right] \cdot \frac{q_d^n}{q},$$

где c_1 – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в сечении.

Высота балки h принимается $h_{\min} \leq h \approx h_{\text{опт}}$ с учетом того, что $h = h_w + 2 \cdot t_f$.

Толщину листов балки назначают в соответствии с сортаментом листового проката.

Толщина стенки балки

Минимальная толщина стенки балки из условия среза на опоре определяется по формуле:

$$t_{w,s,\min} = 1,2 \cdot \frac{Q_{\max}}{h \cdot R_s \cdot \gamma_c},$$

где Q_{\max} – максимальная поперечная сила в балке;

R_s – расчетное сопротивление срезу.

Минимальная толщина стенки балки из условия местного (локального) смятия определяется по формуле:

$$t_{w,loc,min} = \frac{F}{l_{loc} \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

где l_{loc} – длина распределения местного давления на стенку балки, определяется по [2] или [3];

F – величина местного давления на балку;

R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести.

Конструктивные требования к размерам элементов сечения составных балок

Горизонтальные поясные листы сварных балок обычно принимают не более трех толщин стенки ($t_f \leq 3 \cdot t_w$) из условия свариваемости. Применение толстых листов нерационально, так как с ростом толщины снижается расчетное сопротивление.

Ширину горизонтальных листов обычно принимают равной $b_f = (1/3 \div 1/5) \cdot h$ из условия обеспечения общей устойчивости.

Из условия обеспечения автоматической сварки балки ширина пояса принимается $b_f \geq 180$ мм. По конструктивным соображениям ширину пояса следует принимать больше $b_f \geq h/10$.

Из условия равномерного распределения нормальных напряжений по ширине пояса его размер следует принимать $b_f \leq \frac{1}{3} \cdot h$, $b_f \leq 600$ мм и $b_f \leq 30 \cdot t_f$.

Как правило, ширина поясных листов b_f принимается кратно 2 см.

При назначении размеров поясов следует помнить, что у листового проката толщиной более 20 мм понижается расчетное сопротивление, поэтому применение листов толщиной более 20 мм экономически не целесообразно.

Проверка местной устойчивости поясов балки

Пояса балки (см. рис. 5.4) должны удовлетворять условию местной устойчивости, проверка которой при упругой работе материала производится по формуле:

$$\frac{b_{ef,f}}{t_f} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где $b_{ef,f}$ – свес полки, определяется по формуле:

$$b_{ef,f} = (b_f - t_w) / 2.$$

Проверка местной устойчивости стенки балки

О местной устойчивости стенки балки судят по значению приведенной гибкости стенки, которая определяется по формуле:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где h_{ef} – расчетная высота стенки балки (см. рис. 5.6). Для сварных балок допускается принимать $h_{ef} = h_w$.

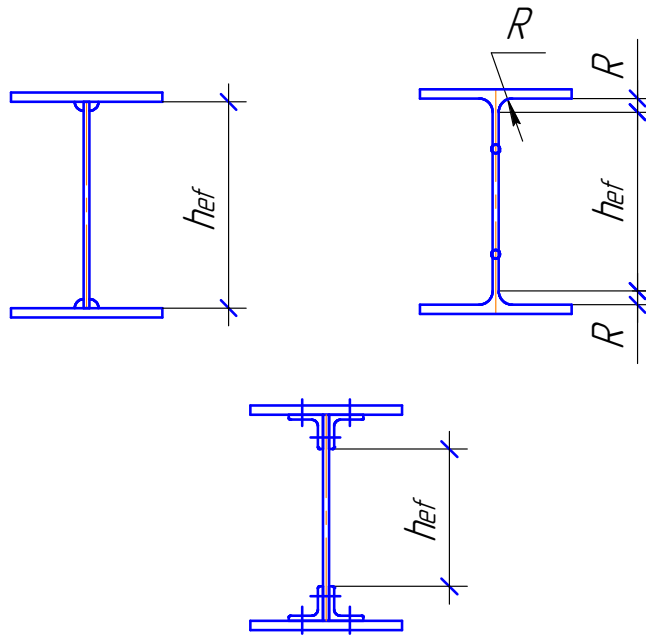


Рис. 5.6. Расчетная высота стенки h_{ef} для балок составного сечения

Устойчивость стенки балки обеспечена, если:

$\bar{\lambda}_w \leq 3,5$ при отсутствии местных напряжений в балке с двухсторонними поясными швами;

$\bar{\lambda}_w \leq 3,2$ при отсутствии местных напряжений в балке с односторонними поясными швами;

$\bar{\lambda}_w \leq 2,5$ при наличии местных напряжений в балке с двухсторонними поясными швами.

В случае, если условная гибкость $\bar{\lambda}_w$ превышает указанные выше значения, то необходимо выполнить проверку стенки балки на устойчивость по формуле:

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

где $\sigma, \sigma_{loc}, \tau$ – напряжения в верхней зоне стенки балки от нагрузки;

$\sigma_{cr}, \sigma_{loc,cr}, \tau_{cr}$ – критические напряжения (предельные) в стенке балки, определяемые по методике СНиП [2].

Стенку балки укрепляют поперечными ребрами жесткости. Поперечные ребра бывают односторонние и парные. Поперечные ребра жесткости устанавливают, если:

$\bar{\lambda}_w \geq 3,2$ – при отсутствии подвижной нагрузки на поясе балки;

$\bar{\lambda}_w \geq 2,2$ – при наличии подвижной нагрузки на поясе балки.

Расстояние между основными поперечными ребрами не должно превышать $2 \cdot h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $2,5 \cdot h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$.

Ширина ребра жесткости определяется по формулам:

для парных ребер $b_h \geq h_{ef} / 30 + 40\text{мм}$;

для односторонних $b_h \geq h_{ef} / 24 + 50\text{мм}$.

Ширина ребер жесткости принимается кратной 5 мм.

Толщина ребер жесткости определяется по формуле:

$$t_h \geq 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} .$$

Толщина ребер жесткости окончательно принимается в соответствии с сортаментом листовой стали.

ГЛАВА 6. КОЛОННЫ

По статической схеме работы колонны различают центральносжатые и внецентренно сжатые.

6.1. Колонны и стержни, работающие на центральное сжатие

Общая характеристика колонн

Центральносжатые колонны применяются для поддержания междуэтажных перекрытий и покрытий зданий, в рабочих площадках, путепроводах, эстакадах и т.п. Центральносжатые стержни работают в составе конструктивных элементов и комплексов тяжелых решетчатых ферм и рам, сжатых элементов вантовых систем и т.п.

Колонны передают нагрузку от вышележащей конструкции на фундаменты и состоят из трех частей, определяемых их назначением:

оголовок – часть колонны, на которую опирается вышележащая конструкция, нагружающая колонну;

стержень – основной конструктивный элемент, передающий нагрузку от оголовка к базе;

база – часть колонны, передающая нагрузку от стержня на фундамент.

По статической схеме и характеру нагружения колонны могут быть одноярусные и многоярусные. Колонны и сжатые стержни бывают сплошными или сквозными.

Колонны сплошного сечения

Наиболее традиционное конструктивное решение колонн сплошного сечения приведено на рис. 6.1.

Наиболее распространенные сечения сплошных колонн приведены на рис. 6.2, 6.3.

Обычно сплошные колонны проектируют в виде широкополочного двутавра прокатного или сварного. Сварной двутавр является основным типом сечения сплошных колонн.

Чтобы колонна была равноустойчива, гибкость ее в плоскости оси x должна быть равна гибкости в плоскости оси y , то есть $\lambda_x = \lambda_y$.

Гибкости колонны определяются по формулам:

$$\lambda_x = l_{ef,x} / i_x, \quad \lambda_y = l_{ef,y} / i_y.$$

Для двутаврового сечения $i_x \approx 0,43 \cdot h$, $i_y \approx 0,24 \cdot b$.

Для выполнения условия $\lambda_x = \lambda_y$ при одинаковых $l_{ef,x} = l_{ef,y}$ необходимо, чтобы $b \approx 2 \cdot h$. Но такое невозможно. И двутавровые колонны сварного сечения обычно проектируют с параметрами $b = h$.

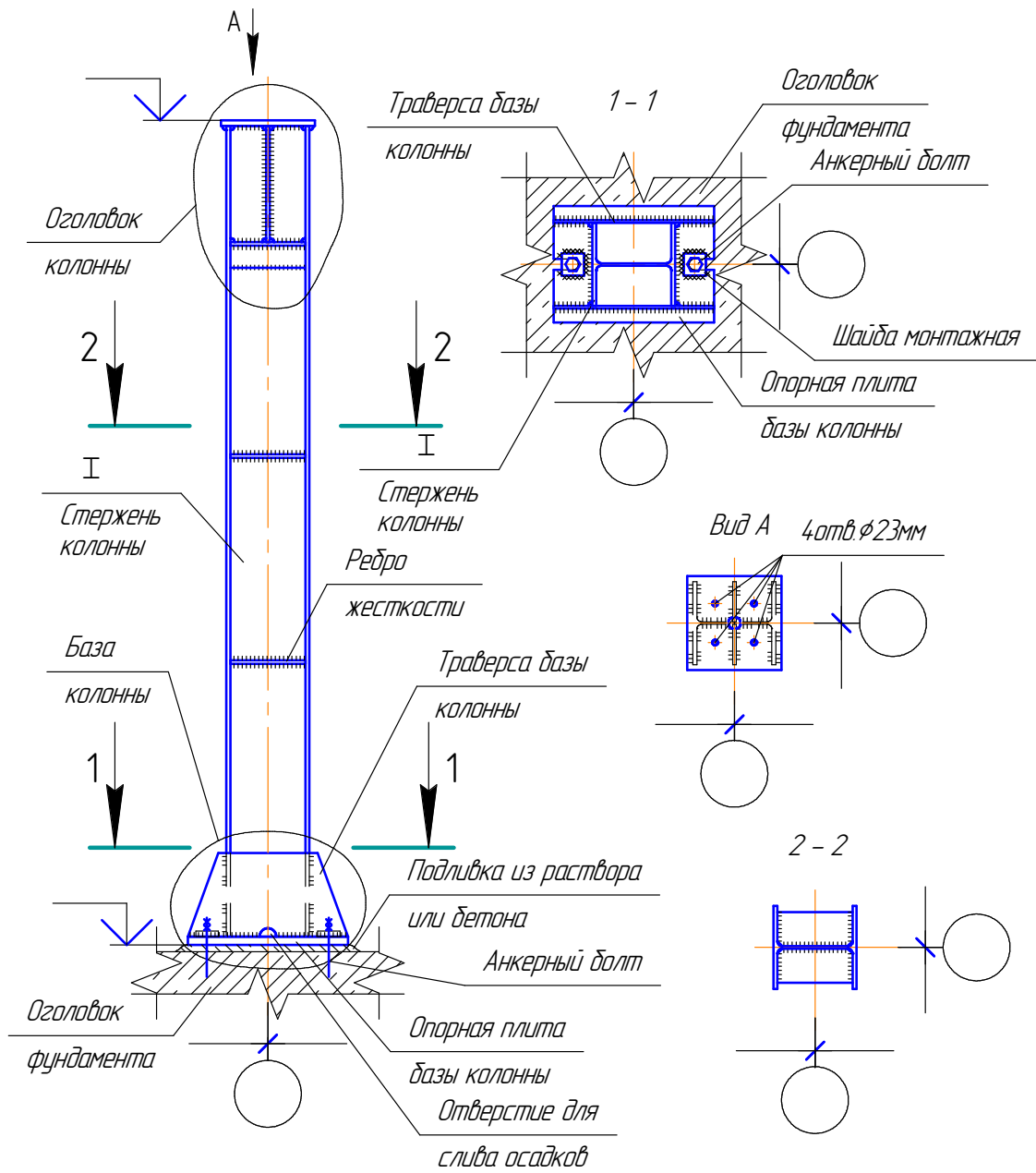


Рис. 6.1. Колонна сплошного сечения

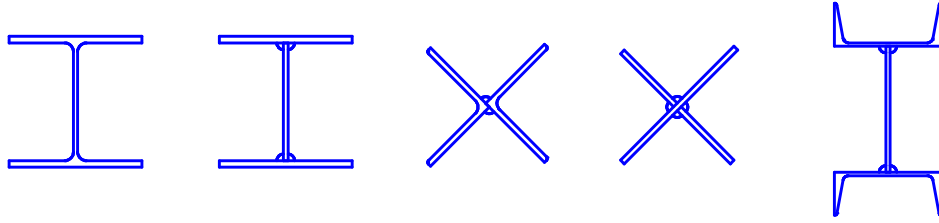


Рис. 6.2. Сечения сплошных колонн открытого профиля

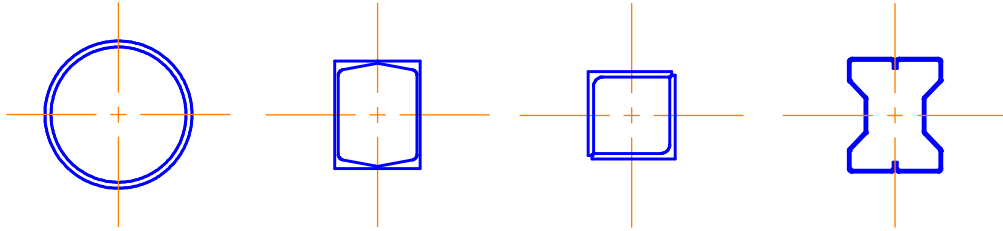


Рис. 6.3. Сечения сплошных колонн замкнутого профиля

Подбор сечения стержня колонны из прокатного двутавра

1. Задаются гибкостью колонны. Гибкость центральносжатых колонн λ находится, как правило, в диапазоне от 50 до 130, но не более 150.
2. По выбранной гибкости λ по табл. 72 [2] определяют коэффициент продольного изгиба φ .
3. Требуемую площадь сечения колонны находят по формуле:

$$A_r = \frac{N_c \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}.$$

4. По сортаменту выбирают двутавр типа «К», имеющий ближайшее значение площади к требуемой.
5. Для выбранного двутавра из сортамента выписывают значения:
 A – площадь двутавра, см²;
 i_x и i_y – радиусы инерции сечения относительно осей x и y , см.
6. Определяют гибкости колонны для выбранного сечения двутавра по формулам:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \quad \text{и} \quad \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y},$$

где $l_{ef,x}$, $l_{ef,y}$ – расчетные длины колонны относительно осей x и y , определяемые по формулам $l_{ef,x} = \mu_x \cdot l_x$, $l_{ef,y} = \mu_y \cdot l_y$,

где μ_x, μ_y – коэффициенты приведения длины, учитывающие закрепление колонны на концах;

l_x, l_y – геометрические длины колонн.

7. По максимальной гибкости λ_{\max} (из λ_x и λ_y) по табл. 72 [2] определяют коэффициент φ для выбранного сечения двутавра.

8. Производят проверку устойчивости колонны для выбранного сечения двутавра по формуле:

$$\frac{N_c \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

9. В случае невыполнения условия устойчивости увеличивают сечение колонны и переходят к п. 5. В случае значительного запаса при проверке устойчивости уменьшают сечение колонны и переходят так же к п. 5.

10. Принимают для колонны сечение, удовлетворяющее условию устойчивости (п. 8) с меньшим запасом.

11. Производят проверку принятого сечения колонны по условию предельной гибкости

$$\lambda_{\max} \leq [\lambda].$$

12. В случае невыполнения условия п. 11 принятое сечение колонны увеличивают. Окончательно для колонны принимают сечение двутавра, удовлетворяющее условиям п. 8 и п. 11 одновременно.

У колонн прокатного сечения местная устойчивость элементов обеспечена сортаментом. У колонн сварного сечения необходимо выполнить проверку местной устойчивости полок и стенки.

Проверка местной устойчивости полок

Местная устойчивость полок колонны обеспечена, если выполняется условие

$$\frac{b_{ef,f}}{t_f} \leq \left[\frac{b_{ef,f}}{t_f} \right],$$

где $b_{ef,f}$ – свес полки, определяется по формуле:

$$b_{ef,f} = (b_f - t_w) / 2;$$

t_f – толщина полки;

$\left[\frac{b_{ef,f}}{t_f} \right]$ – предельное значение, определяемое при $0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4$ по формуле:

$$\left[\frac{b_{ef,f}}{t_f} \right] \leq (0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}),$$

где $\bar{\lambda}$ – условная гибкость стержня колонны.

При значениях $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ в формуле следует принимать $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$.

Проверка местной устойчивости стенки колонны

Проверка местной устойчивости стенки колонны производится по формуле:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq \lambda_{uw} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где λ_{uw} – определяется по табл. 27 [2].

Стенку колонны необходимо укреплять поперечными ребрами жесткости при $\frac{h_{ef}}{t_w} \geq 2,3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$.

Поперечные ребра жесткости устанавливаются на расстоянии $(2,5 - 3) \cdot h_{ef}$ одно от другого, но на каждом отправочном элементе не менее двух. Минимальные размеры поперечных ребер жесткости определяются по формулам для поперечных ребер (см. главу 5).

Колонны сквозного сечения

Наиболее традиционное конструктивное решение колонн сквозного сечения приведено на рис. 6.4.

Наиболее распространенные сечения сквозных колонн приведены на рис. 6.5.

Расстояние между ветвями колонны принимается таким, чтобы расчетные гибкости относительно материальной и свободной осей были близкими по значению (условие равноустойчивости стержня). Минимальное расстояние в свету между ветвями принимается $d = 100\text{мм}$, что обеспечивает возможность окраски и проварки элементов изнутри стержня колонны. В колонне от случайных эксцентрисис-

тетов возникает поперечная сила, которая воспринимается решеткой. Применяют раскосные и безраскосные решетки (см. рис. 6.6).

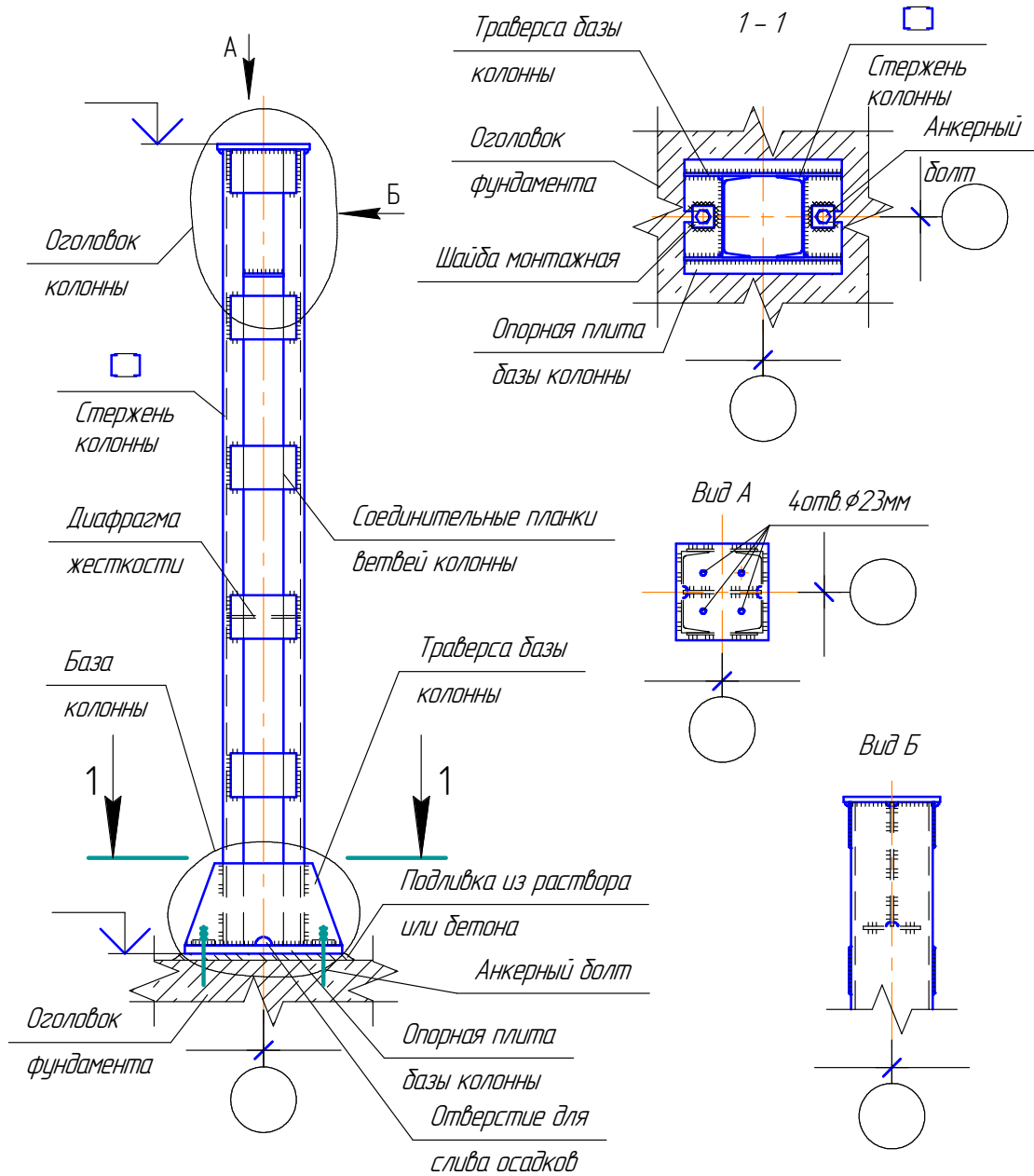


Рис. 6.4. Колонна сквозного сечения

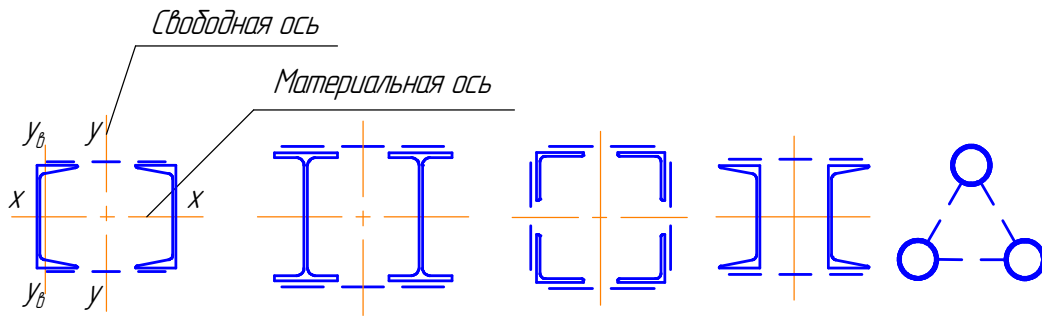


Рис. 6.5. Сечения сквозных колонн

Безраскосная решетка применяется при ширине колонны до 0,8 м. При большей ширине безраскосная решетка нерациональна (слишком тяжела).

Через 3 – 4 м по длине колонны ставятся поперечные диафрагмы жесткости, которые обеспечивают неизменяемость стержня колонны и существенно повышают жесткость колонны на кручение.

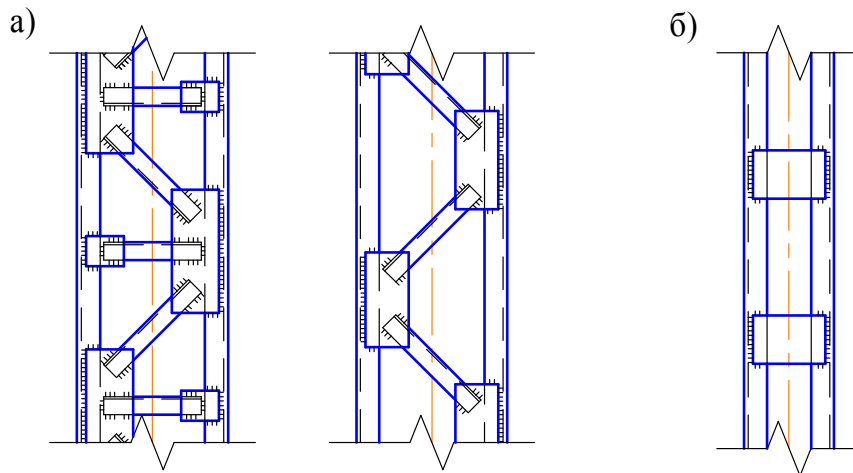


Рис. 6.6. Схемы решеток:
а – раскосная; б – безраскосная

Особенности подбора сечения сквозной колонны

Колонны сквозного сечения, также как и колонны сплошного сечения, должны удовлетворять условиям устойчивости и предельной гибкости, которые проверяются по формулам:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad \lambda_{\max} \leq [\lambda].$$

Особенностью расчета сквозной колонны является то, что при расчете устойчивости колонны относительно свободной оси (оси, пер-

пендикулярной плоскости планок или решеток) учитывается податливость соединительных планок или решеток. Расчет относительно свободной оси производится по гибкости $\lambda_{y,red}$, которая определяется по формулам:

– при решетке на планках

$$\lambda_{y,red} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2},$$

– при раскосной решетке

$$\lambda_{y,red} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 \cdot \frac{A}{A_p}},$$

где λ_y – гибкость стержня колонны относительно оси y (относительно свободной оси);

λ_1 – гибкость ветви колонны, определяемая по формуле:

$$\lambda_1 = l_{ef,\epsilon} / i_{y,\epsilon},$$

где $l_{ef,\epsilon}$ – расчетная длина ветви (расстояние между соединительными планками в чистоте);

$i_{y,\epsilon}$ – радиус инерции ветви;

α_1 – коэффициент, учитывающий угол наклона к горизонту

$$\alpha_1 = 10 \cdot \frac{l_p^3}{b_0^2 \cdot l_\epsilon},$$

где l_p – длина раскоса в осях;

b_0 – расстояние между ветвями колонны в осях;

l_ϵ – длина ветви колонны между осями распорок;

A – площадь сечения стержня колонны;

A_p – площадь сечения раскосов.

Шаг планок или распорок принимается таким, чтобы гибкость ветви колонны была не более $\lambda_1 \leq 40$.

При проверке устойчивости сквозной центральносжатой колонны коэффициент продольного изгиба φ определяется по табл. 72 [2] по максимальной гибкости из λ_x и $\lambda_{y,red}$.

Решетка колонны рассчитывается на условную поперечную силу, которая возникает в результате изгиба стержня при потере им устойчивости. Условная поперечная сила определяется по формуле:

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

Условную поперечную силу распределяют поровну между решетками (планками), лежащими в разных плоскостях.

Кроме расчета стержня колонны, производятся также расчеты ее базы и оголовка (см. [4], [5], [6], [7]).

6.2. Колонны и стержни, работающие на сжатие с изгибом

Наиболее распространенными в практике являются сжато-изогнутые колонны. Сжато-изогнутые колонны бывают постоянного по высоте сечения, ступенчатые, отдельные (в виде двух стоек, шарнирно связанных между собой), они могут иметь сплошное и сквозное сечение. Ступенчатые колонны могут быть одно-, двух-, трехступенчатыми.

Основные типы сечений сжато-изогнутых колонн приведены на рис. 6.7.

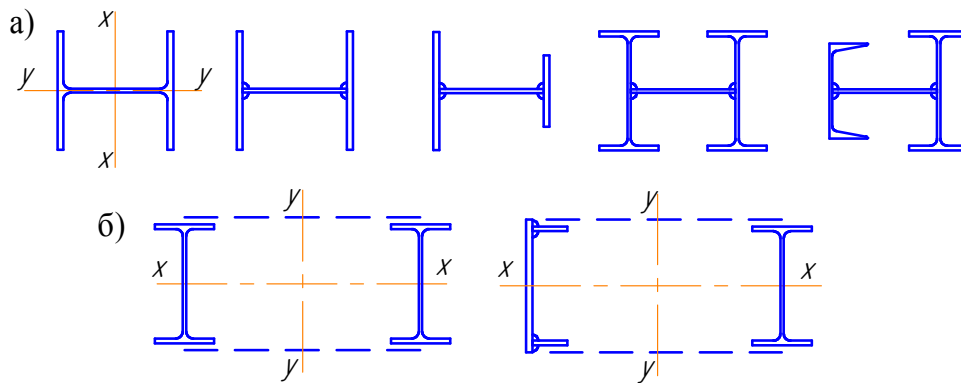


Рис. 6.7. Основные типы сечений сжато-изогнутых колонн:
a – сплошного сечения;
б – сквозного сечения

Расчет стержня сжато-изогнутой колонны

У сжато-изогнутых колонн, изгибаемых в плоскости максимальной жесткости, производится проверка прочности, устойчивости в плоскости действия момента и устойчивости из плоскости действия момента.

Прочность сечений колонн проверяют при наличии ослабления сечения колонны, а также у колонн сплошного сечения при значениях приведенного эксцентриситета $m_{x,ef} > 20$ и у колонн сквозного сечения при значениях относительного эксцентриситета $m_x > 20$. Относительный эксцентриситет m_x определяется по формулам:

$$m_x = e \cdot A / W_c - \text{для колонн сплошного сечения;}$$

$$m_x = e \cdot A \cdot a / I_x - \text{для колонн сквозного сечения,}$$

$$\text{где } e - \text{ эксцентриситет } e = M / N,$$

где M – расчетный изгибающий момент в колонне;

N – расчетная нормальная сила в колонне;

W_c – момент сопротивления сжатого волокна;

a – расстояние до оси наиболее сжатой ветви от главной оси сечения, но не менее расстояния до оси стенки ветви;

A – площадь сечения колонны.

Приведенный эксцентриситет для колонн сплошного сечения определяется по формуле:

$$m_{x,ef} = \eta \cdot m_x,$$

где η – коэффициент влияния формы сечения, определяется по табл. 73 [2].

При выполнении условий:

1. Колонна проектируется из стали с пределом текучести $\sigma_T < 530 \text{ МПа}$.

2. Динамические нагрузки отсутствуют.

3. Ограничен уровень касательных напряжений $\tau \leq 0,5 \cdot R_s$.

$$4. \frac{N}{A_n \cdot R_y} > 0,1$$

Расчет на прочность

Расчет прочности колонны производится с учетом развития упруго-пластических деформаций по формуле:

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x \cdot W_{x\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{y\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где n, c_x, c_y – коэффициенты, определяются по приложению 5 [2].

В случае если $\frac{N}{A_n \cdot R_y} \leq 0,1$, то расчет прочности колонны по выше

указанной формуле следует производить при выполнении условий местной устойчивости полок и стенок колонны.

В остальных случаях проверка прочности сечения колонны производится по формуле:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{I_{xn}} \cdot y \pm \frac{M_y}{I_{yn}} \cdot x \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где x и y – координаты рассматриваемой точки сечения относительно его главных осей.

Расчет на устойчивость

Расчет на устойчивость в плоскости действия изгибающего момента производится по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где φ_e – коэффициент снижения расчетного сопротивления при внецентренном сжатии. Для стержней сплошного сечения φ_e определяется по табл. 74 [2] в зависимости от приведенной гибкости $\bar{\lambda}_x$ и приведенного эксцентриситета $m_{x,ef}$ ($\varphi_e = f(m_{ef,x}, \bar{\lambda}_x)$). Для стержней сквозного сечения φ_e определяется по табл. 75 [2] в зависимости от приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{y,red}$ и относительного эксцентриситета m_y ($\varphi_e = f(m_y, \bar{\lambda}_{y,red})$).

При расчете устойчивости сплошных колонн приведенная гибкость $\bar{\lambda}_x$ определяется по формуле:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{R_y / E},$$

где λ_x – гибкость стержня колонны в плоскости изгиба (относительно оси x), определяется по формуле:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x},$$

где $l_{ef,x}$ – расчетная длина относительно оси x , $l_{ef,x} = \mu_x \cdot l_x$,

где μ_x – коэффициент приведения длины, учитывающий закрепление колонны на концах относительно оси x ;

l_x – геометрическая длина колонны относительно оси x .

При расчете устойчивости сквозных колонн учитывается податливость соединительной решетки, и расчет относительно свободной оси производится по приведенной гибкости $\lambda_{y,red}$, определяемой по формуле:

$$\lambda_{y,red} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 \cdot \frac{A}{A_p}},$$

где λ_y – гибкость стержня колонны относительно оси y , при этом приведенная гибкость определяется по формуле:

$$\bar{\lambda}_{y,red} = \lambda_{y,red} \cdot \sqrt{R_y / E}.$$

У колонн сплошного сечения производится расчет устойчивости стержня из плоскости действия момента (изгибно-крутильная форма потери устойчивости) по формуле:

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где c – коэффициент, учитывающий влияние изгибающего момента, вычисляется согласно п. 5.31 [2];

φ_y – коэффициент продольного изгиба относительно оси y , определяется по табл. 72 [2].

У колонн сквозного сечения производится проверка устойчивости каждой ветви как центрально-сжатого стержня по формуле:

$$\sigma = \frac{N_{em}}{\varphi_{em} \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где N_{em} – расчетное усилие в ветви колонны;

φ_{em} – коэффициент продольного изгиба для ветви колонны, определяется по табл. 72 [2].

Сжато-изогнутые колонны также должны удовлетворять условию предельной гибкости:

$$\lambda_{\max} \leq [\lambda].$$

Решетка сжато-изогнутых сквозных колонн рассчитывается на восприятие максимальной поперечной силы из поперечной силы Q в колонне, возникающей от нагрузки, и условной поперечной силы Q_{fic} .

ГЛАВА 7. ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

7.1. Общие сведения. Номенклатура листовых конструкций

Листовыми называются конструкции, состоящие в основном из металлических листов и предназначенные для хранения или транспортирования жидкостей, газов и сыпучих материалов.

К листовым конструкциям относятся:

1. Резервуары для хранения нефтепродуктов, воды и других жидкостей.
2. Газгольдеры для хранения и распределения газов.
3. Бункера и силосы для хранения и перегрузки сыпучих материалов.
4. Трубопроводы больших диаметров для транспортирования жидкостей, газов и размельченных или разжиженных твердых веществ.
5. Специальные конструкции металлургической, химической и других отраслей промышленности (кожухи доменных печей, воздухонагревателей, пылеуловителей, электрофильтров, сосуды химической и нефтегазовой аппаратуры и т.д.).
6. Дымовые и вентиляционные трубы, сплошностенчатые башни.
7. Градирни.
8. Защитные оболочки атомных электростанций.

От общего веса металлоконструкций листовые конструкции составляют около 30%.

7.2. Особенности листовых конструкций

Листовые конструкции могут быть надземными, наземными, полузаглубленными, подземными и подводными. Они могут воспринимать статические и динамические нагрузки, работать под низким, средним и высоким давлением, а также под вакуумом. Листовые конструкции могут работать под воздействием низких, средних и высоких температур, в нейтральных и агрессивных средах.

Основные особенности листовых конструкций.

1. Для листовых конструкций характерно двухосное напряженное состояние, а в местах сопряжения различных оболочек, на участках защемлений их у колец жесткости крыш и днищ возникают местные напряжения, быстро затухающие по мере удаления от этих участков.

2. Листовые конструкции всегда совмещают несущие и ограждающие функции.

3. При изготовлении листовых металлических конструкций необходимы операции, не требующиеся при производстве обычных металлических конструкций:

- фасонный раскрой листового проката;
- вальцовка оболочек у листового и колец у фасонного проката;
- изготовление рулонных заготовок;
- штамповка, отбортовка и острожка кромок.

4. Листовые металлические конструкции имеют относительно большую протяженность сварных швов, к которым предъявляются повышенные требования: прочность, плотность (герметичность).

Сварные соединения листовых конструкций выполняются встык, внахлестку и впритык. Для сварки листовых конструкций наиболее часто применяются автоматическая, полуавтоматическая электродуговые виды сварки, а также электрошлаковая.

Для листовых конструкций используют сталь толщиной до 4 мм – холоднокатаную и толщиной более 4 мм – горячекатаную.

Коррозионная защита в агрессивных средах листовых конструкций выполняется эмалями, перхлорвиниловыми покрытиями, полимерными пленками.

7.3. Расчет оболочек вращения на прочность и устойчивость

Большинство листовых металлических конструкций являются оболочками вращения. Поверхности таких оболочек имеют одну или две (для сферических оболочек) оси симметрии и два радиуса кривизны: r_1 – меридиональный радиус, образующий кривую вращения; r_2 – кольцевой радиус вращения с началом на оси симметрии (см. рис. 7.1).

Оболочкой называется тело, ограниченное двумя поверхностями, расстояние между которыми (толщина оболочки t) мало по сравнению с другими ее размерами.

Под действием произвольной внешней нагрузки в оболочках возникают две группы усилий:

1. Нормальные N_1 и N_2 и сдвигающие S_1 и S_2 , действующие в плоскостях, касательных к срединной поверхности оболочки (см. рис. 7.2а).
2. Изгибающие моменты M_1 и M_2 , крутящие моменты M_{12} и M_{21} , и поперечные силы Q_1 и Q_2 (см. рис. 7.2б).

Особенностью оболочек по сравнению с пластинками является то, что внешняя нагрузка уравнивается в них в основном нормаль-

ными и сдвигающими усилиями, поэтому оболочки главным образом работают на растяжение–сжатие.

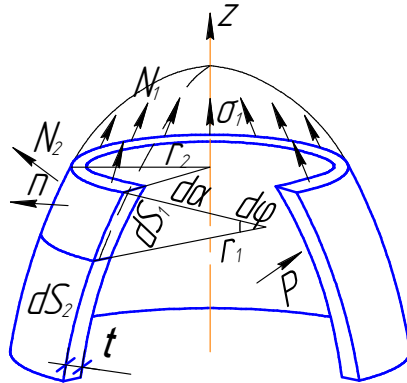


Рис. 7.1. Общий вид оболочки вращения

Если по толщине стенки оболочки напряжения постоянны, то напряженное состояние оболочки называется безмоментным и приводится к определению усилий первой группы.

В зависимости от вида напряженного состояния различают безмоментную и моментную теории оболочек.

Оболочки называются тонкостенными при $t/r < 1/30$, что всегда соблюдается для листовых металлических конструкций.

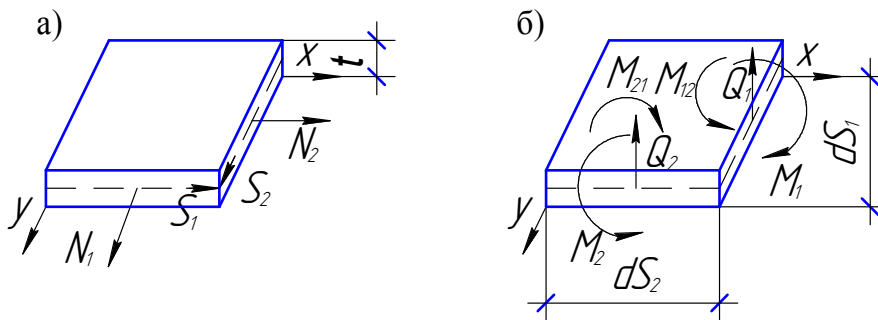


Рис. 7.2. Элементы оболочки:

a – элемент с усилиями в срединной плоскости; *b* – элемент, находящийся в моментном напряженном состоянии

В соответствии с современной теорией расчета тонкостенных оболочек принято, что основное напряженное состояние оболочки на участках, удаленных от краёв, можно считать безмоментным.

Расчет производится по формуле Лапласа:

$$\frac{\sigma_1}{r_1} + \frac{\sigma_2}{r_2} = \frac{P}{t},$$

где P – расчетное давление на единицу поверхности оболочки;

t – толщина оболочки;

r_1 и r_2 – радиусы срединной поверхности оболочек;

σ_1 и σ_2 – напряжения в оболочке (меридиональное и кольцевое соответственно).

Формула Лапласа получена из рассмотрения равновесия бесконечно малого элемента при проецировании всех сил, действующих на него, на нормаль к поверхности. В этом уравнении два неизвестных параметра – напряжения σ_1 и σ_2 .

Второе уравнение равновесия может быть получено из рассмотрения равновесия отсеченной части оболочки плоскостью, перпендикулярной оси симметрии. В результате проецирования действующих усилий в отсеченной части оболочки на ось симметрии z получается второе уравнение, которое имеет вид:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{t} = \frac{P \cdot r_2}{2 \cdot t}.$$

Для сферических оболочек кольцевой и меридиональный радиусы кривизны равны $r_1 = r_2 = r$, и напряженное состояние в каждой точке во всех направлениях одинаково.

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{P \cdot r}{2 \cdot t} \text{ (из формулы Лапласа).}$$

Для цилиндрической оболочки $r_1 = \infty$.

$$\sigma_2 = \frac{P \cdot r_2}{t} \text{ (из формулы Лапласа).}$$

Для конической оболочки $r_1 = \infty$ (см. рис. 7.3).

Меридиональные и кольцевые напряжения в любом сечении i определяются по формулам:

$$\sigma_1^i = P \cdot r_2^i / 2 \cdot t \cdot \cos \beta$$

$$\sigma_2^i = P \cdot r_2^i / t \cdot \cos \beta$$

Расчет на прочность листовых конструкций

Расчет на прочность листовых металлических конструкций производится по формуле:

$$\sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2^2 + 3 \cdot \tau_s^2} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где τ_s – касательные напряжения.

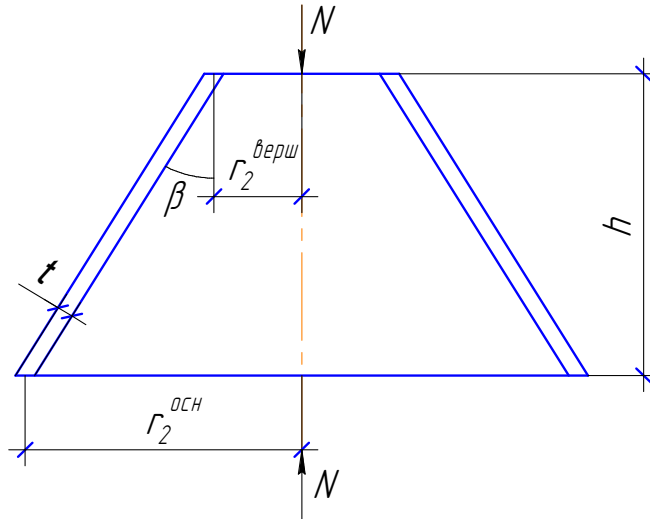


Рис. 7.3. Схема конической оболочки вращения, нагруженной продольным усилием сжатия

Расчет на устойчивость листовых конструкций

1. Цилиндрические оболочки.

Для цилиндрических оболочек, равномерно сжатых вдоль образующей, условие устойчивости имеет вид

$$\sigma_1 \leq \gamma_c \cdot \sigma_{cr1},$$

где σ_1 – напряжение от внешнего давления, равномерно сжимающего оболочку вдоль образующей, определяемое по формуле:

$$\sigma_1 = P \cdot r_2 / 2 \cdot t,$$

σ_{cr1} – критические напряжения (предельные), равные меньшему из значений $\Psi \cdot R_y$ или $C \cdot E \cdot t / r_2$.

Значения коэффициента Ψ при $0 < \frac{r_2}{t} \leq 300$ определяются по формуле:

$$\Psi = 0,97 - (0,00025 + 0,95 \cdot R / E) \cdot r_2 / t.$$

Значения коэффициента C определяются по табл. 7.1.

Значения коэффициента C

r_2 / t	100	200	300	400	600	800	1 000	1 500	2 500
C	0,22	0,18	0,16	0,14	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06

Устойчивость цилиндрических оболочек вращения при действии внешнего равномерного давления P , нормального к боковой поверхности, определяют по формуле:

$$\sigma_2 \leq \gamma_c \cdot \sigma_{cr2},$$

где σ_2 – напряжение от внешнего равномерного давления P , нормального к боковой поверхности, определяемое по формуле:

$$\sigma_2 = P \cdot r_2 / t,$$

σ_{cr2} – критические напряжения (предельные), определяемые по формулам:

$$\text{при } 0,5 \leq l/r_2 \leq 10 \quad \sigma_{cr2} = 0,55 \cdot E \cdot (r_2 / l)(t / r_2)^{3/2},$$

$$\text{при } l/r_2 \geq 20 \quad \sigma_{cr2} = 0,17E(t / r_2)^2,$$

при $10 < l/r_2 < 20$ напряжение σ_{cr2} определяется по линейной интерполяции.

При одновременном действии на цилиндрическую оболочку сжимающих нагрузок вдоль образующей и внешнего равномерного давления, нормального к боковой поверхности, проверка устойчивости оболочки производится по формуле:

$$\sigma_1 / \sigma_{cr1} + \sigma_2 / \sigma_{cr2} \leq \gamma_c.$$

2. Сферические оболочки.

Расчет на устойчивость сферической оболочки при $r/t \leq 750$ и действии внешнего равномерного давления P , нормального к ее поверхности, производится по формуле:

$$\sigma \leq \gamma_c \cdot \sigma_{cr},$$

где σ – напряжение от внешнего давления, определяемое по формуле:

$$\sigma = P \cdot r / 2t,$$

σ_{cr} – критические напряжения (предельные), определяемые по формуле

$$\sigma_{cr} = 0,1 \cdot E \cdot t / r, \text{ принимаются не более } R_y.$$

3. Конические оболочки.

Расчет на устойчивость конической оболочки вращения, подверженной действию нагрузки N , приложенной вдоль ее оси, и внешнего равномерного давления P , нормального к боковой поверхности, производится по формуле:

$$\frac{N}{N_{cr}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr2}} \leq \gamma_c,$$

где N – нагрузка вдоль оси оболочки, для которой должно выполняться условие $N \leq \gamma_c \cdot N_{cr}$.

N_{cr} – критическая нагрузка (предельная), определяемая по формуле:

$$N_{cr} = 2 \cdot \pi \cdot r_m \cdot t \cdot \sigma_{cr1} \cdot \cos^2 \beta,$$

где r_m – приведенный радиус, определяемый по формуле:

$$r_m = (0,9 \cdot r_2^{очн} + 0,1 \cdot r_2^{сепх}) / \cos \beta,$$

σ_{cr1} – критические напряжения (предельные), равные меньшему из значений $\Psi \cdot R_y$ или $C \cdot E \cdot t / r_m$.

Значения коэффициента Ψ при $0 < \frac{r_m}{t} \leq 300$ определяются по формуле:

$$\Psi = 0,97 - (0,00025 + 0,95 \cdot R / E) \cdot r_m / t.$$

Коэффициент C определяется по табл. 7.1 с заменой r_2 на r_m .

σ_2 – напряжение от внешнего равномерного давления P , нормального к боковой поверхности, определяемое по формуле:

$$\sigma_2 = P \cdot r_m / t,$$

σ_{cr2} – критические напряжения (предельные), определяемые по формуле:

$$\sigma_{cr2} = 0,55 \cdot E \cdot (r_m / h) \cdot (t / r_m)^{3/2},$$

где h – высота конической оболочки.

Листовые конструкции рассчитываются на прочность, устойчивость и выносливость. В местах изменения геометрической формы или толщины оболочек, а также изменения нагрузки при расчете дополнительно должны быть учтены местные напряжения от так называемых краевых эффектов.

ГЛАВА 8. ВОДОНАПОРНЫЕ БАШНИ

8.1. Общие сведения

Водонапорные башни предназначены для хозяйственно-питьевого, противопожарного, производственного водоснабжения промышленных предприятий, городов и поселков, а также сельскохозяйственных комплексов. Водонапорные башни служат для обеспечения требуемого давления в водопроводной сети в часы максимального расхода и во время остановки работы насосов, а также для создания требуемого запаса воды.

Водонапорная башня состоит из резервуара (бака), ствола башни, насосной станции, системы переходных площадок и лестницы, обеспечивающей техническое обслуживание башни, молниеприемника, переливных и подающе-отводящих трубопроводов (стояков). Бак оборудуется люками, лазами, вытяжными трубами, внутренними лестницами, льдоудержателями. Башня имеет ремонтное освещение напряжением 12 В. При необходимости башню оборудуют световым ограждением.

Главная составная часть каждой башни – резервуар. Его емкость устанавливают в соответствии с режимом водопотребления в сети и эксплуатации насосной станции. Емкость резервуара изменяется от 15 до 5000 м³.

Разработаны типовые проекты унифицированных стальных водонапорных башен заводского изготовления емкостью 15, 25, 50 м³ (башни системы Рожновского) и типовые проекты башен с кирпичным стволом со стальным баком емкостью 15, 25, 50, 100, 150, 200 и 300 м³ и с железобетонным стволом со стальным баком емкостью 50, 100, 200, 300, 500 и 800 м³. Высота подъема резервуара над поверхностью земли зависит от расчетной величины напора. В типовых проектах высота стального ствола башни системы Рожновского принята 10, 12, 15, 18 м. Высота кирпичного ствола до низа бака принята 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 30, 36 м. Высота железобетонного ствола – 12, 18, 24, 30, 36, 42, 48 м.

Разработаны башни индивидуального исполнения со стальным стволом следующих типов: призматические, пирамидальные, башни Шухова, башни-оболочки.

Водонапорные башни различают шатровые и бесшатровые.

В шатровых башнях резервуар заключается внутри особого строения – шатра. Шатер создает теплоустойчивость работы резервуара в условиях отрицательных температур и предохраняет от перегрева

воду в жарком климате. В бесшатровых башнях теплоустойчивость работы резервуара обеспечивается за счет теплоизоляции, наносимой непосредственно на его стенки.

Различают башни с одиночным резервуаром и несколькими. Башни с несколькими резервуарами устраивают в случае, если на объекте водоснабжения требуется вода различного качества по ее чистоте и температуре.

8.2. Типы водонапорных башен

Из большого количества разновидностей водонапорных башен различают шатровые и бесшатровые (см. рис. 8.1).

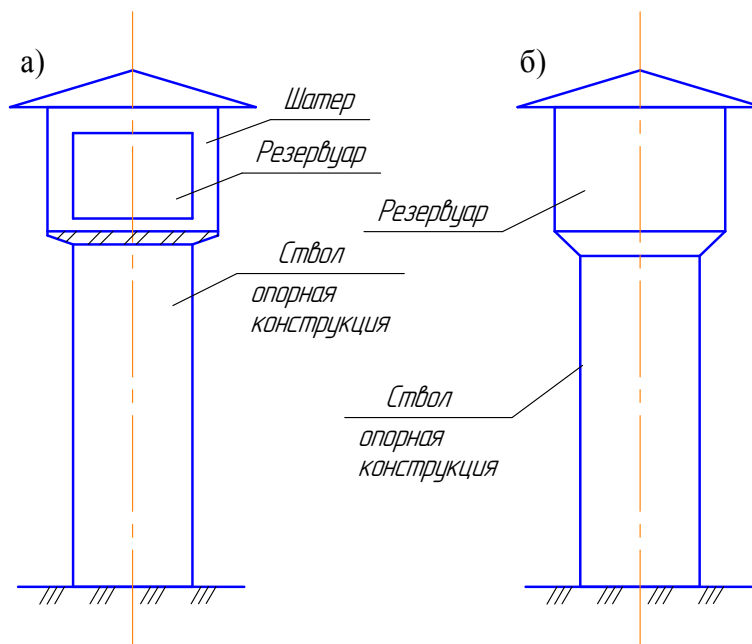


Рис. 8.1. Разновидности водонапорных башен:
а – шатровые; б – бесшатровые

В шатровых башнях резервуар заключается внутри особого строения – шатра. Шатер служит для поддержания теплоустойчивой работы резервуара в условиях отрицательных температур и медленного водообмена, а в жарком климате – для предохранения питьевой воды от нагрева.

В бесшатровых башнях теплоустойчивая работа резервуара обеспечивается за счет теплоизоляции, наносимой непосредственно на его стенки. В настоящее время предпочитают строить башни бесшатрового типа.

Различают башни с одиночным резервуаром и с несколькими. С несколькими резервуарами башни устраиваются в тех случаях, если на объекте водоснабжения требуется вода различного качества по ее чистоте и температуре (см. рис. 8.2). Резервуары водонапорных башен бывают как железобетонные, так и стальные.

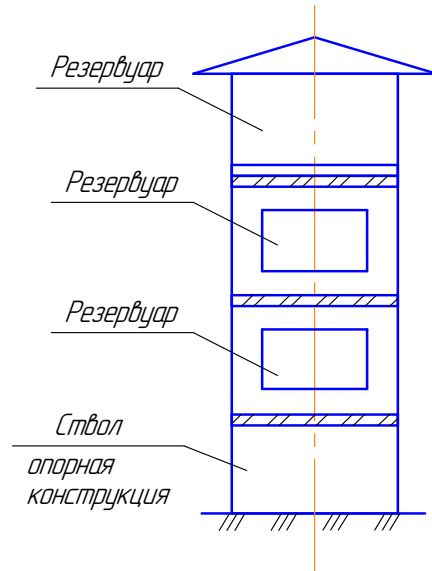


Рис. 8.2. Водонапорная башня с несколькими резервуарами

Водонапорные башни в зависимости от материала опорных конструкций подразделяются на металлические, железобетонные и каменные.

Опорные конструкции башен выполняются преимущественно железобетонными, но при резервуарах малой емкости $25 - 50\text{ м}^3$ в зависимости от местных условий применяются также металлические и каменные.

Металлические башни имеют меньший срок возведения и при относительно больших по высоте опорных конструкциях дешевле железобетонных и каменных.

Металлические водонапорные башни встречаются следующих типов:

1. Призматические.
2. Пирамидальные.
3. Башни системы Шухова.
4. Башни-оболочки.

Призматические башни

Призматические башни состоят из ряда вертикальных ферм (см. рис. 8.3а). Они применяются при большой высоте и большой емкости резервуара.

Достоинством призматических башен является стандартность элементов ферм.

Пирамидальные башни

Пирамидальные башни рекомендуется применять при большой высоте ствола башен (25 – 40 м) и при малых размерах бака (см. рис. 8.3б).

Ширина верхнего основания таких башен определяется размерами бака. Ширина нижнего основания определяется устойчивостью башни, величиной усилий в стойках, допускающих применение простых сечений, и архитектурными соображениями.

Число стоек башни определяется нагрузкой и выбирается так, чтобы сечения их получились простыми (прокатными). При больших нагрузках число стоек доходит до 12.

Башни системы Шухова

Башни системы Шухова получили большое распространение в России еще в конце XIX века.

Эти башни представляют собой пространственные сетчатые конструкции в виде гиперболоида вращения (см. рис. 8.3в).

Башни системы Шухова легче по весу, чем призматические и пирамидальные, но сложнее в монтаже, так как состоят из большого числа элементов с большим количеством монтажных узлов.

Башни-оболочки

Башни-оболочки представляют собой башню и резервуар, совмещенные в одном сооружении (см. рис. 8.3г). Цилиндрический ствол башни, выполненный из листовой стали, используется как резервуар.

Призматические и пирамидальные башни в виде рамной пространственной конструкции в архитектурном отношении имеют преимущества, но по сравнению с решетчатыми башнями связевой конструкции они более сложны в производстве и применяются редко (см. рис. 8.3д).

Для широкого применения рекомендуются призматические и пирамидальные башни с числом стоек от 4 до 6 шт.

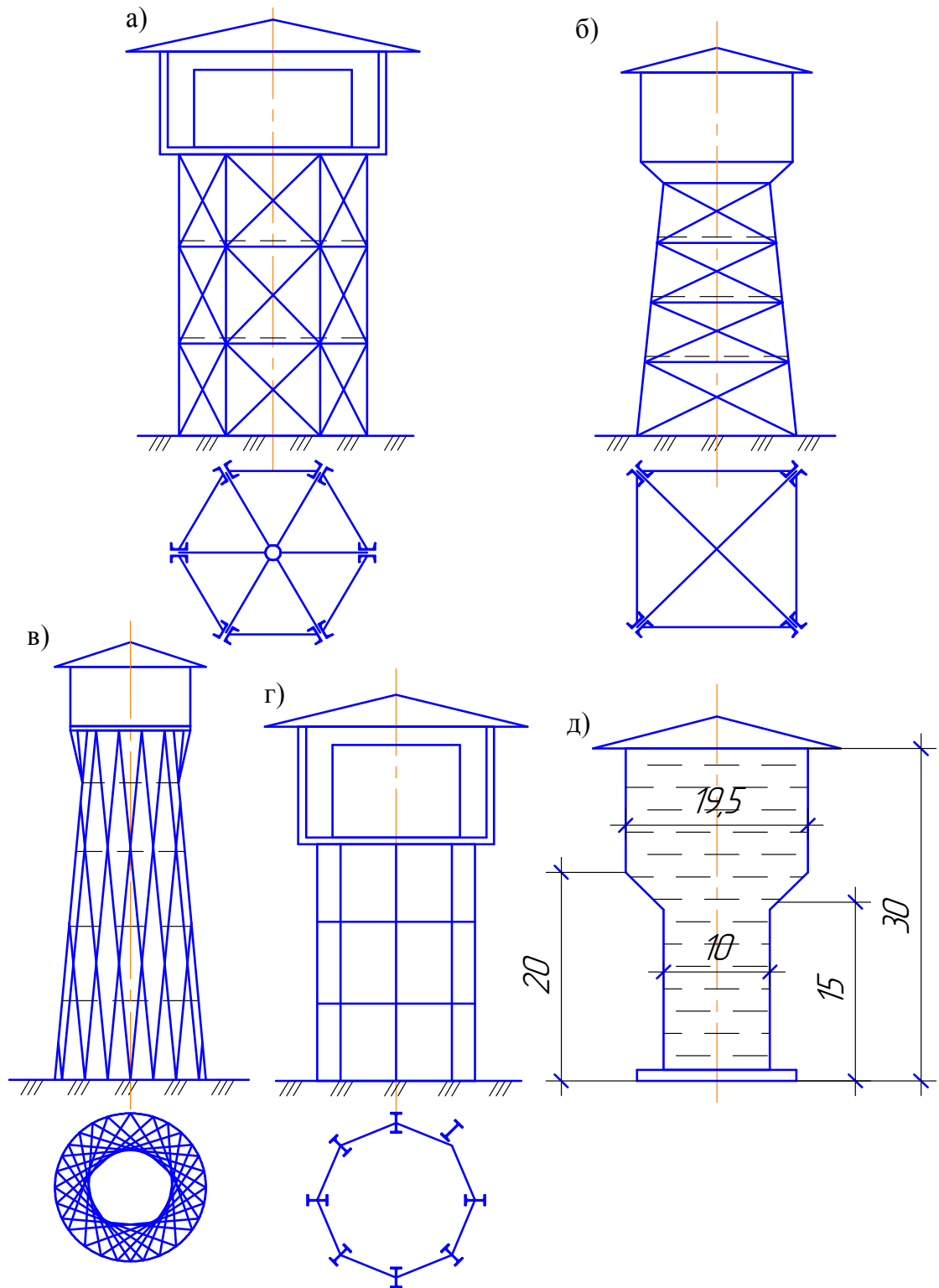


Рис. 8.3. Типы водонапорных башен:
a – призматические; *б* – пирамидальные; *в* – башни системы Шухова;
г – рамная пространственная конструкция; *д* – башни-оболочки

8.3. Схемы резервуаров

Резервуары для воды, устанавливаемые на водонапорных башнях, состоят из цилиндрической части, днища и крыши. Если вокруг резервуара устраивается утепленный шатер с крышей, то резервуар делают открытым без крыши. Днища резервуаров в зависимости от их емкости бывают различной формы (см. рис. 8.4).

Плоские днища наиболее просты в изготовлении, работают на изгиб и поэтому получаются более толстыми, чем днища другой формы. Они требуют большего расхода металла для устройства опорной конструкции из балок (см. рис. 8.4а). Для уменьшения толщины плоского днища по металлическим балкам устраивают сплошной пол из деревянных брусьев либо из железобетонных плит (см. рис. 8.4б). В этом случае днище является нерабочим элементом и может быть сделано минимальной толщины. Плоские днища неудобны при эксплуатации, так как осмотр их снизу затруднен, а при наличии сплошного пола невозможен. Кроме того, плоские днища не обеспечивают стока осадков и вызывают более интенсивную коррозию стали.

Пространственное днище экономичнее плоского и, будучи открытым снизу, обеспечивает возможность свободного осмотра, ремонта и окраски. Наиболее распространенными пространственными днищами могут быть коническое (см. рис. 8.4в), эллипсоидальное (см. рис. 8.4г), сферическое (см. рис. 8.4д), сфероконическое (см. рис. 8.4е).

Коническое днище в изготовлении наиболее простое из пространственных днищ. Оно способствует полному освобождению резервуара от его содержимого и наиболее пригодно для воды, содержащей много выпадающих примесей. Весовые показатели резервуара с коническим днищем хуже баков с криволинейными днищами.

Эллипсоидальное днище делается в виде половины эллипсоида вращения, причем большая ось эллипса равна диаметру корпуса, а малая полуось – четверти указанного диаметра. Эллипсоидальное днище не вызывает сжимающих усилий в опорном кольце, покоящемся на стволе башни. Недостаток эллипсоидального днища – трудность его изготовления, поэтому оно не получило широкого распространения.

Изготовление сферического днища проще, чем эллипсоидального. Глубина сферического днища принимается равной $1/6$ диаметра корпуса бака. Сферическое днище вызывает сжимающие усилия в опорном кольце.

Для уменьшения веса опорного кольца и снижения стоимости башни за счет уменьшения диаметра ее ствола иногда применяют сфе-

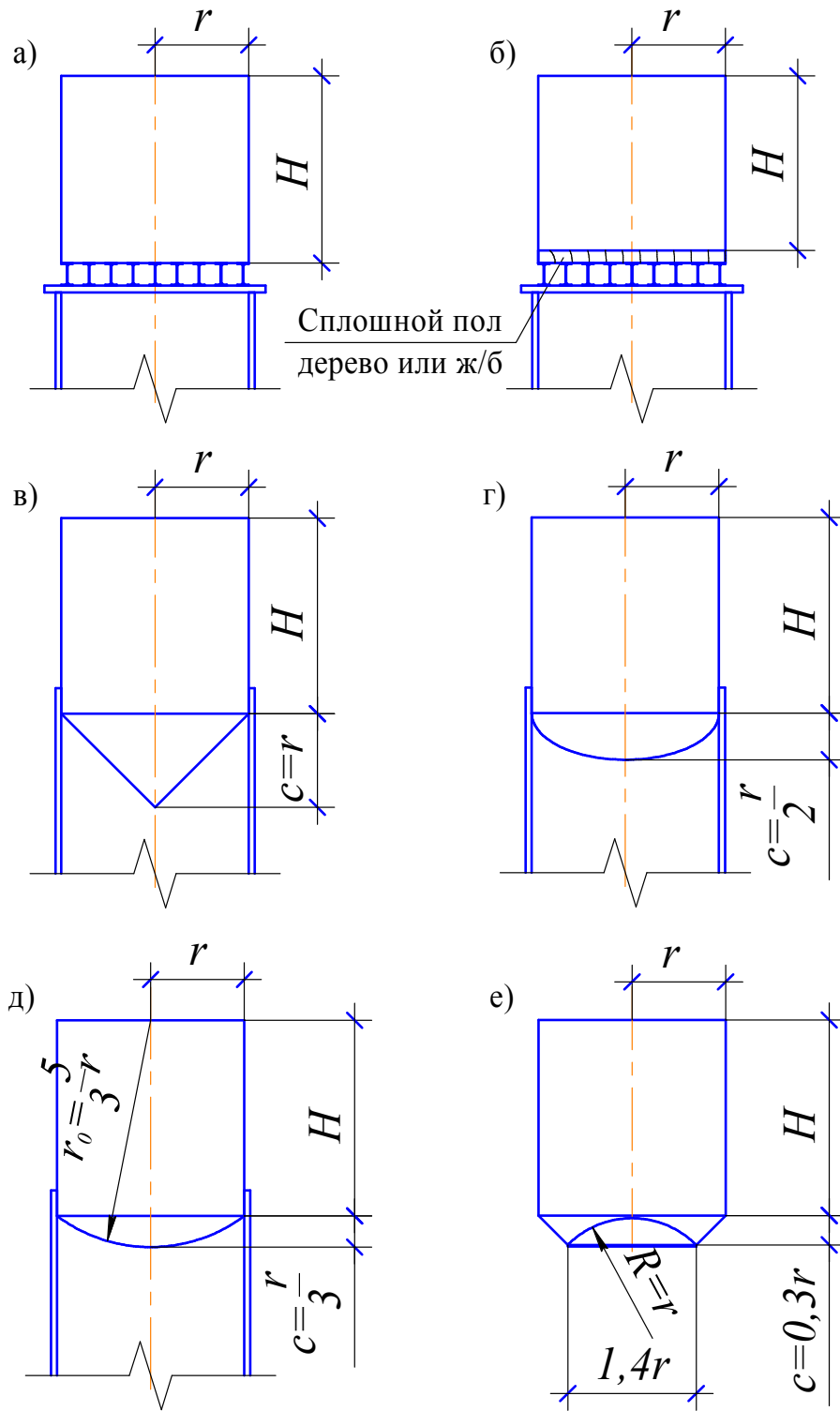


Рис. 8.4. Формы днищ резервуаров:
 а – плоское; б – с полом из деревянных брусьев или железобетонных плит; в – коническое; г – эллипсоидальное; д – сферическое; е – сфероконическое

роконическое днище системы Интце (см. рис. 8.4е), состоящее из наружного корпуса в виде усеченного конуса и внутреннего шарового сегмента, обращенного выпуклостью вверх. Углы наклона конической части и касательной к сферической части делаются одинаковыми, обычно около 45° . Днище Интце работает на сжимающие напряжения и не дает распора.

Недостатками сфероконического днища являются: интенсивная коррозия кольцевого кармана, работа оболочек на сжатие, затрудненное удаление грязной воды и отстоя при чистке днища. Для обеспечения устойчивости сжатой сферической оболочки днища Интце необходимо укреплять ее ребрами или делать более толстой по сравнению с растянутыми днищами. Выполнение сферической сжатой части днища требует большой точности.

Наиболее распространенными днищами резервуаров водонапорных башен являются конические, так как они просты в изготовлении и способствуют полному освобождению резервуара от содержимого.

8.4. Выбор оптимальных размеров резервуара

Резервуар со стенкой постоянной толщины имеет минимальный вес, если вес плоского днища и покрытия вдвое меньше веса стенки, а резервуар со стенкой переменной толщины получается наиболее экономичным, если вес плоского днища и покрытия равен весу стенки.

Оптимальная высота резервуара со стенкой постоянной толщины (резервуары системы Шухова) определяется по формуле В.Г. Шухова:

$$H_{\text{опт}} = \sqrt[3]{\frac{V}{\pi} \cdot \left(\frac{\Delta}{t}\right)^2},$$

где V – объем резервуара;

Δ – сумма толщин днища и приведенной толщины покрытия (с учетом каркаса);

t – толщина стенки резервуара.

Оптимальная высота резервуара со стенкой переменной толщины определяется по формуле:

$$H_{\text{опт}} = \sqrt{\frac{\gamma_{cl} \cdot R_{wy} \cdot \Delta}{\gamma_f \cdot \rho}},$$

где ρ – объемная масса воды;

R_{wy} – расчетное сопротивление стыкового сварного шва;

γ_f – коэффициент надежности для гидростатического давления;

γ_{cl} – коэффициент условий работы для стенки резервуара при расчете на прочность.

Сумма толщин днища и приведенной толщины покрытия может быть принята по данным табл. 8.1.

Таблица 8.1

Сумма толщин днища и приведенной толщины покрытия

V	1000 и менее	2000	3000	4000	5000	8000	10 000	12 000
Δ_{cm}	0,8	0,9	1,0	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6

Одним из важнейших критериев эффективности выбора основных размеров резервуара является минимум поверхности резервуара, что соответствует минимуму его стоимости и наименьшим расходам по защите резервуара от коррозии. Оптимальные размеры резервуаров с пространственными днищами приведены в табл. 8.2.

Таблица 8.2

Оптимальные размеры резервуаров с пространственными днищами

Тип резервуара	Диаметр резервуара, D	Высота корпуса резервуара, H
Резервуар со сфероидальным днищем глубиной, равной половине радиуса корпуса	$1,142\sqrt[3]{V}$	$0,788\sqrt[3]{V}$
Резервуар со сферическим днищем глубиной, равной трети радиуса корпуса	$1,13\sqrt[3]{V}$	$0,9\sqrt[3]{V}$
Резервуар с коническим днищем глубиной, равной радиусу корпуса	$1,134\sqrt[3]{V}$	$0,805\sqrt[3]{V}$
Резервуар со сфероцилиндрическим днищем глубиной, равной половине радиуса корпуса	$1,142\sqrt[3]{V}$	$0,82\sqrt[3]{V}$

Высоту стенки резервуара следует принимать кратной ширине листов. Диаметр резервуара назначать из условия, чтобы длина окружности была кратной длине листов. Однако при недопустимо большом отклонении от заданной емкости резервуара (более 5%) можно вводить в каждый пояс вставку, равную половине целого листа. Листы, применяемые для изготовления резервуаров, имеют размеры

1500×6000 мм, 1800×8000 мм и 2000×8000 мм. Стенка резервуара состоит из поясов, равных ширине листа. Листы в поясе соединяются между собой при помощи сварки стыковыми швами. Листы толщиной менее 4 мм для баков не применяются по технологическим требованиям. Соединение поясов стенки осуществляется как стыковыми сварными швами, так и внахлестку угловыми сварными швами с обеих сторон соединения. Величина нахлестки составляет не менее пяти толщин листа. Соединение листов внахлестку выполняется при толщине листов до 5 мм включительно. Пояса в этом случае располагают телескопически, при этом наружные швы выполняют в нижнем положении. Соединение стыковыми сварными швами требует строжки кромок листов. После строжки кромок листы имеют размеры 1490×5980 мм, 1790×7980 мм и 1990×7980 мм соответственно. Вертикальные швы в смежных поясах делают вразбежку.

Максимальный уровень воды в баке находится ниже верха стенки резервуара на 100 – 500 мм в зависимости от объема бака (при 50 м³ – 100 мм, при 100 м³ – 150 мм ... при 5 000 м³ – 500 мм).

8.5. Материалы стальных водонапорных башен

Для изготовления стенок и днищ резервуаров применяются стали, имеющие высокие прочностные характеристики, улучшенный химический состав, обеспечивающий надежную свариваемость: С245, С255, С275, С345, С375 по ГОСТ 27772-88* толщиной от 4 мм и более.

Настилы кровли изготавливаются из стали С235, С245, С255 по ГОСТ 27772-88* толщиной $t = 2,5; 3$ мм .

Стволы башни изготавливаются, как правило, из стали С235, С245, С255, С345 по ГОСТ 27772-88*.

Выбор стали производится в соответствии с климатическим районом строительства и группой конструкции.

8.6. Расчет стенки резервуара на прочность

Расчет стенки резервуара на прочность осуществляется по безмоментной теории. Расчет сводится к определению толщин листов в поясах. В стенке резервуара возникают меридиональные напряжения σ_1 и кольцевые напряжения σ_2 (см. рис. 8.5). Кольцевые напряжения σ_2 возникают от гидростатического давления жидкости и ветрового напора. Меридиональные напряжения σ_1 возникают от веса кровли с

оборудованием, собственного веса стенки, веса теплоизоляции на кровле и на стенке резервуара, снеговой нагрузки, ветрового отсоса на кровле.

Основная нагрузка на стенку резервуара – гидростатическое давление воды. Ветровая нагрузка при расчете стенки резервуара на прочность не учитывается, так как она снижает значения напряжений σ_1 и σ_2 .

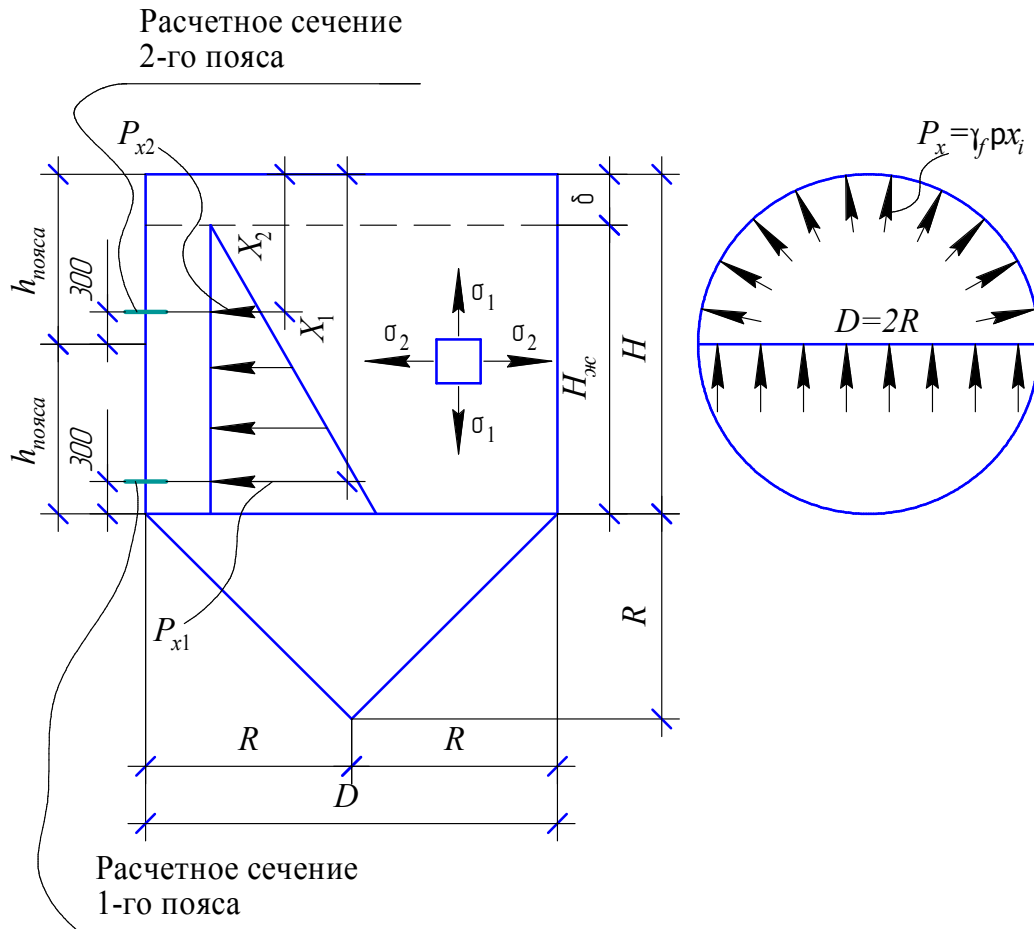


Рис. 8.5. Расчетная схема стенки резервуара

Проверка прочности стенки резервуара по кольцевым напряжениям

Проверка кольцевых напряжений в расчетном сечении производится по формуле:

$$\sigma_2 = \frac{\gamma_f \cdot \rho \cdot x \cdot R \cdot \gamma_n}{t_w} \leq R_{wy} \cdot \gamma_{cl},$$

где γ_f – коэффициент надежности для гидростатического давления воды;

ρ – удельный вес воды;

x – расстояние от верхнего уровня воды до расчетного сечения, см. За расчетное сечение пояса принимается сечение на 300 мм выше нижней кромки пояса, см. рис. 8.5 (учитывается разгружающее влияние напряжений, возникающих от краевого эффекта в кольцевых стыках листов).

R – радиус резервуара;

γ_n – коэффициент, учитывающий ответственность сооружения;

t_w – толщина рассматриваемого пояса;

$R_{wy} = 0,85 \cdot R_y$ – расчетное сопротивление стыкового сварного шва стенки резервуара (без физического контроля качества сварных швов);

R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;

γ_{cl} – коэффициент условий работы стенки на растяжение.

Проверка прочности стенки резервуара по меридиональным напряжениям

Проверка меридиональных напряжений производится по формуле:

$$\sigma_1 = \frac{g \cdot R \cdot \gamma_n}{2 \cdot t_w} \leq R_{wy} \cdot \gamma_{cl},$$

где g – вертикальная нагрузка на стенку в рассматриваемом уровне;

$$g = g_w + g_a + g_t^c + S,$$

где g_w – вес стенки с теплоизоляцией;

$$g_w = (\gamma_{fg} \cdot \rho_w \cdot h_{wi} \cdot t_{w,red} + \gamma_{ft} \cdot g_{in}^w \cdot h_{wi}) \cdot \frac{2}{R},$$

где γ_{fg} – коэффициент надежности по нагрузке от собственного веса стенки резервуара;

ρ_w – удельный вес материала стенки (стали);

h_{wi} – расстояние от верха резервуара до расчетного сечения i -го пояса;

$t_{w,red}$ – приведенная толщина стенки поясов выше расчетного сечения (при $h_{wi} \leq 3\text{м}$ $t_{w,red} = 0,004\text{м}$, при $3\text{м} < h_{wi} \leq 6\text{м}$ $t_{w,red} = 0,045\text{м}$, $6\text{м} < h_{wi} < 9\text{м}$ $t_{w,red} = 0,053\text{м}$, при $9\text{м} < h_{wi} < 12\text{м}$ $t_{w,red} = 0,063\text{м}$);

γ_{ft} – коэффициент надежности по нагрузке от веса теплоизоляции;

g_m^w – вес теплоизоляции на стенке резервуара (зависит от района строительства и от температуры воды источника);

g_a – вес кровли с оборудованием;

$$g_a = \gamma_{fg} \cdot g_{an}$$

где γ_{fg} – коэффициент надежности по нагрузке от собственного веса кровли резервуара;

g_{an} – нормативный вес кровли с оборудованием, принимаемый по табл. 8.3;

Таблица 8.3

Вес кровли с оборудованием

$V_{ж}$ (тыс.м ³)	1 и менее	5	10	20
g_{an} (кН/м ²)	0,3	0,35	0,45	0,55

g_t^c – вес теплоизоляции на кровле;

$$g_t^c = \gamma_{ft} \cdot g_m^c$$

где g_m^c – вес теплоизоляции на кровле резервуара (зависит от района строительства и от температуры воды источника);

S – расчетное значение снеговой нагрузки;

$$S = S_g \cdot \mu,$$

где S_g – расчетное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимается в зависимости от снегового района по [1];

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытии, принимается по приложению 3, схеме 1 [1].

Проверка прочности стенки резервуара от совместного действия кольцевых и меридиональных напряжений

От совместного действия кольцевых и меридиональных напряжений проверка прочности поясов стенки выполняется по формуле:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2} \leq R_{wy} \cdot \gamma_{cl}.$$

На прочность следует проверять все пояса резервуара.

Предварительно толщина поясов резервуара может быть определена по формуле:

$$t_{w,r,i} = \frac{\gamma_f \cdot \rho \cdot x \cdot R \cdot \gamma_n}{R_{wy} \cdot \gamma_{cl}}.$$

8.7. Расчет стенки резервуара на устойчивость

Для расчета стенки резервуара на устойчивость сравниваются расчетные напряжения (меридиональные или кольцевые) с критическими напряжениями. Критические напряжения соответствуют состоянию потери устойчивости стенки, которое характеризуется местным (локальным) отклонением от проектного положения (выпучиванием) всей стенки или ее части. Проверка устойчивости стенки резервуара осуществляется, когда в резервуаре нет жидкости.

Кольцевые напряжения σ_2 в пустом резервуаре возникают от ветрового напора и вакуума. Меридиональные напряжения σ_1 в пустом резервуаре возникают от веса кровли с оборудованием, собственного веса стенки, веса теплоизоляции на кровле и на стенке резервуара, снеговой нагрузки, ветрового отсоса на кровле и вакуума. Проверка устойчивости производится в основании самого нижнего из наиболее тонких листов стенки.

Проверка устойчивости стенки резервуара от воздействия кольцевых напряжений (внешнего равномерного давления)

Проверка устойчивости по кольцевым напряжениям в расчетном сечении производится по формуле:

$$\sigma_2 \leq \gamma_{c2} \cdot \sigma_{cr,2},$$

где σ_2 – расчетное кольцевое напряжение в стенке резервуара;

$$\sigma_2 = \frac{p \cdot R}{t_w},$$

где p – внешнее равномерное давление;

Внешнее равномерное давление определяется по формуле:

$$p = \psi_c \cdot (\omega_a + p_p),$$

где ψ_c – коэффициент сочетаний;

ω_a – ветровая нагрузка;

$$\omega_a = \gamma_{fw} \cdot c_a \cdot k \cdot \omega_0,$$

где γ_{fw} – коэффициент надежности по ветровой нагрузке;

c_a – аэродинамический коэффициент боковой поверхности резервуара, принимается равным усредненному значению $c_a = 0,5$ (с целью упрощения расчета ветровая нагрузка по схеме 12б, по приложению 4 [1] заменяется условным вакуумом);

k – среднее значение коэффициента в пределах резервуара, учитывающее изменение скоростного напора ветра по высоте, принимается по табл. 6 [1];

ω_0 – нормативный скоростной напор, принимается по табл. 5 [1] в зависимости от ветрового района строительства;

p_p – расчетное значение вакуума.

$$p_p = \gamma_{fp} \cdot p_{pn},$$

где p_{pn} – нормативное значение вакуума;

γ_{fp} – коэффициент надежности по нагрузке для вакуума;

$\sigma_{cr,2}$ – критическое (предельное) напряжение, определяемое по методике [2] по формулам:

$$\text{при } 0,5 \leq \frac{l}{R} \leq 10 \quad \sigma_{cr,2} = 0,55 \cdot E \cdot \left(\frac{l}{R} \right) \cdot \left(\frac{t'_w}{R} \right)^{\frac{3}{2}};$$

$$\text{при } \frac{l}{R} \geq 20 \quad \sigma_{cr,2} = 0,17 \cdot E \cdot \left(\frac{t'_w}{R} \right)^2;$$

при $10 < \frac{l}{R} < 20$ напряжение $\sigma_{cr,2}$ следует определять линейной интерполяцией.

Здесь l – длина цилиндрической оболочки;

t'_w – средняя толщина стенки.

Если стенка резервуара имеет постоянную толщину, то длину оболочки l принимают равной высоте стенки резервуара H , если стенка имеет переменную толщину поясов на участке высотой h'_w , то длина оболочки определяется по формуле:

$$l = H - 0,33 \cdot h'_w,$$

где h'_w – высота участка стенки резервуара, имеющего переменную толщину поясов;

γ_{c2} – коэффициент условий работы при расчете на устойчивость.

Проверка устойчивости стенки резервуара от воздействия меридиональных напряжений

Проверка меридиональных напряжений производится по формуле:

$$\sigma_1 \leq \gamma_{c2} \cdot \sigma_{cr,1},$$

где σ_1 – расчетное меридиональное (осевое) напряжение;

$$\sigma_1 = \frac{g \cdot R}{2 \cdot t_w},$$

где t_w – толщина стенки в расчетной зоне;

g – вертикальная нагрузка на стенку в рассматриваемом уровне;

$$g = g_w + g_a + g_t^c + \psi_c \cdot (S + p_p - \omega_p),$$

где g_a ; g_t^c ; S (смотри раздел 8.6);

g_w – вес стенки с теплоизоляцией;

$$g_w = (\gamma_{fg} \cdot \rho_w \cdot h_{wi} \cdot t_{w,\varepsilon} + \gamma_{ft} \cdot g_{tn}^w \cdot h_{wi}) \cdot \frac{2}{R},$$

где γ_{fg} ; ρ_w ; h_{wi} ; γ_{ft} ; g_{tn}^w (смотри раздел 8.6.);

$t_{w,\varepsilon}$ – толщина стенки выше расчетного сечения;

ω_p – ветровой отсос на кровле;

$$\omega_p = \gamma_{fwp} \cdot c_p \cdot k \cdot \omega_0,$$

где c_p – аэродинамический коэффициент кровли резервуара. С целью упрощения расчета c_p принимается равным максимальному

значению, предусмотренному схемой 12б, приложением 4 [1],
 $c_p = 0,8$;

γ_{fwp} – коэффициент надежности по нагрузке для ветрового отсоса;

$\sigma_{cr,1}$ – критическое меридиональное напряжение, которое принимается равным меньшему из значений $\sigma_{cr,1} = \psi \cdot R_y$ или

$$\sigma_{cr,1} = C \cdot \frac{E \cdot t_{w,\min}}{R},$$

где $t_{w,\min}$ – минимальная толщина поясов стенки.

При $0 < \frac{R}{t_{w,\min}} \leq 300$ значения коэффициентов ψ следует опреде-

лять по формуле: $\psi = 0,97 - \left(0,00025 + 0,95 \frac{R_y}{E} \right) \cdot \frac{R}{t_{w,\min}}$.

Значения коэффициентов C определяются по табл. 7.1.

γ_{c2} – коэффициент условий работы при расчете на устойчивость.

Проверка устойчивости стенки резервуара от совместного действия кольцевых и меридиональных напряжений

От совместного действия кольцевых и меридиональных напряжений проверка устойчивости стенки выполняется по приближенной формуле:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr,1}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,2}} \leq \gamma_{c2}.$$

Список использованных источников

1. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1996. – 44 с.
2. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
3. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций. Свод правил по проектированию и строительству / М., 2005. 133 с.
4. Металлические конструкции: Общий курс: учеб. для вузов / Г.С. Ведеников, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.; под ред. Г.С. Веденикова. – 7-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1998.–760 с.: илл.
5. Металлические конструкции: учеб. для студ. вузов / Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.; под ред. Ю.И. Кудишина. – 10-е изд., стер. – М.: Издат. центр «Академия», 2007. – 688 с.
6. Металлические конструкции. В 3-х т.т. Т.1. Элементы стальных конструкций: учеб. пособие для строит. вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; под ред. В.В. Горева. – М.: Высш. шк., 1997. – 527 с.: илл.
7. Мандриков, А.П. Примеры расчета металлических конструкций: учеб. пособие для техникумов. – 2-е изд., перераб. и доп. / А.П. Мандриков. – М.: Стройиздат, 1991. – 431 с.: илл.
8. Колесов, А.И. Стальная рабочая площадка промздания. Компонировка, конструирование и расчет несущих элементов: учеб. пособие. / А.И. Колесов, Б.С. Поликарпов. – Н. Новгород: ННГАСУ, 1998. – 91 с.
9. Колесов, А.И. Задания и примеры упражнений к практическим занятиям по курсу металлические конструкции: учеб. пособие 2-е изд. / А.И. Колесов, Б.С. Поликарпов, М.А. Агеева. – Н. Новгород: ННГАСУ, 2009. – 75 с.

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ