

Основы металлических конструкций

Учебное пособие

для студентов специальности

Промышленное и гражданское строительство

ВВЕДЕНИЕ

Понятие «Металлические конструкции» включают в себя их конструктивную форму, технологию изготовления и способы монтажа. Уровень развития металлических конструкций определяется, с одной стороны, потребностями в них народного хозяйства, с другой - возможностями технической базы развития металлургии, металлообработки, строительной науки и техники.

Металл применяли давно с XII века в уникальных по тому времени сооружениях (дворцах, церквях, и т. д.) в виде затяжек и скреп для каменной кладки. Затяжки выковывали из кричного железа и скрепляли через проушины на штырях. Первой такой конструкцией являются затяжки Успенского собора во Владимире (1158 г.). Покровский собор в Москве – первая конструкция, состоящая из стержней, работающих на растяжение, изгиб и сжатие. Там затяжки, поддерживающие пол и потолок, укреплены для облегчения работы на изгиб подкосами. Конструктор уже в то время знал, что для затяжки, работающей на изгиб, надо применить полосу, поставленную на ребро, а подкосы, работающие на сжатие, лучше делать квадратного сечения (рис.1).

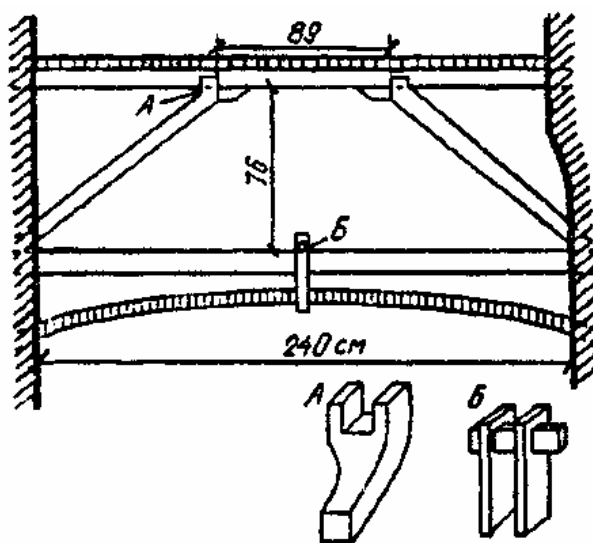


Рис.1. Перекрытие коридора в Покровском соборе (Москва, 1560 г.)

С начала XVII века металл применяют в пространственных купольных конструкциях глав церквей. Стержни конструкций выполнены из кованых брусков и соединены на замок и скрепы горной сваркой. Такие конструкции можно видеть в наши дни: трапезная Троице-Сергиевой лавры в Сергиевом Посаде 1696-1698 гг., здание 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.) и др.

С начала XVIII стали осваивать процесс литья чугунных стержней и деталей. Строятся чугунные мосты. Соединения чугунных элементов осуществляются на замках и болтах.

Первой чугунной конструкцией в России считается покрытие крыльца Невьянской башни на Урале (1725 г.). В 1784 г. в Петербурге построен первый чугунный мост. Уникальной чугунной конструкцией 40-х г. XIX века является купол Исаакиевского собора, собранного из отдельных косяков в виде сплошной оболочки (рис.2).

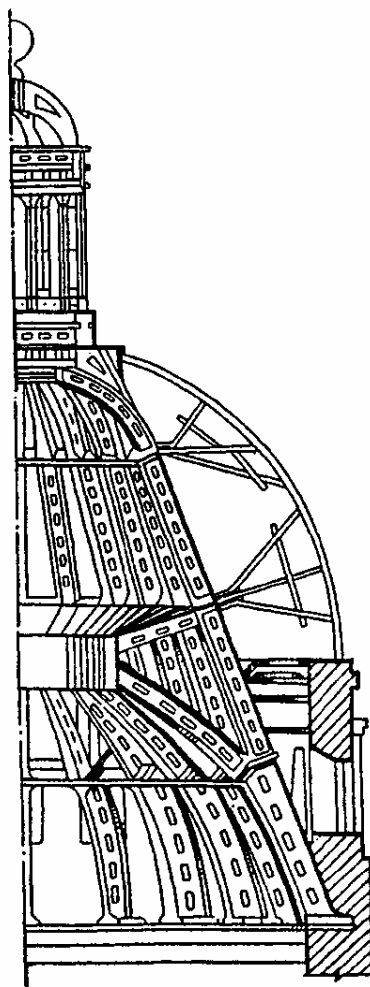


Рис.2. Купол Исаакиевского собора

Чугунная арка, пролетом 30м применена в перекрытии Александринского театра в Петербурге (1827-1832 гг.).

В 50-е годы XIX века в Петербурге был построен Николаевский мост с восемью арочными пролетами от 33 до 47 м, это самый крупный чугунный мост мира.

С 30-х г. XIX века до 20-х г. XX века – идет быстрый технический прогресс в металлургии и металлообработке, появляются заклепочные соединения, в 40-х г. XIX века освоен процесс получения профилированного металла и прокатного

листа. Сталь почти полностью вытеснила из строительных конструкций чугун. Все стальные конструкции в течение ста последующих лет выполнялись клепанными.

Чугунные конструкции во второй половине XIX века применялись лишь в колоннах многоэтажных зданий, перекрытиях вокзальных дебаркадеров и т. п., то есть, где сопротивляемость чугуна сжатию лучше стали.

До конца XIX века в России промышленные и гражданские здания строились в основном с кирпичными стенами и небольшими пролетами, для перекрытия использовались треугольные металлические фермы (рис.3). Сначала в фермах не было раскосов, они появились в конце рассматриваемого периода.

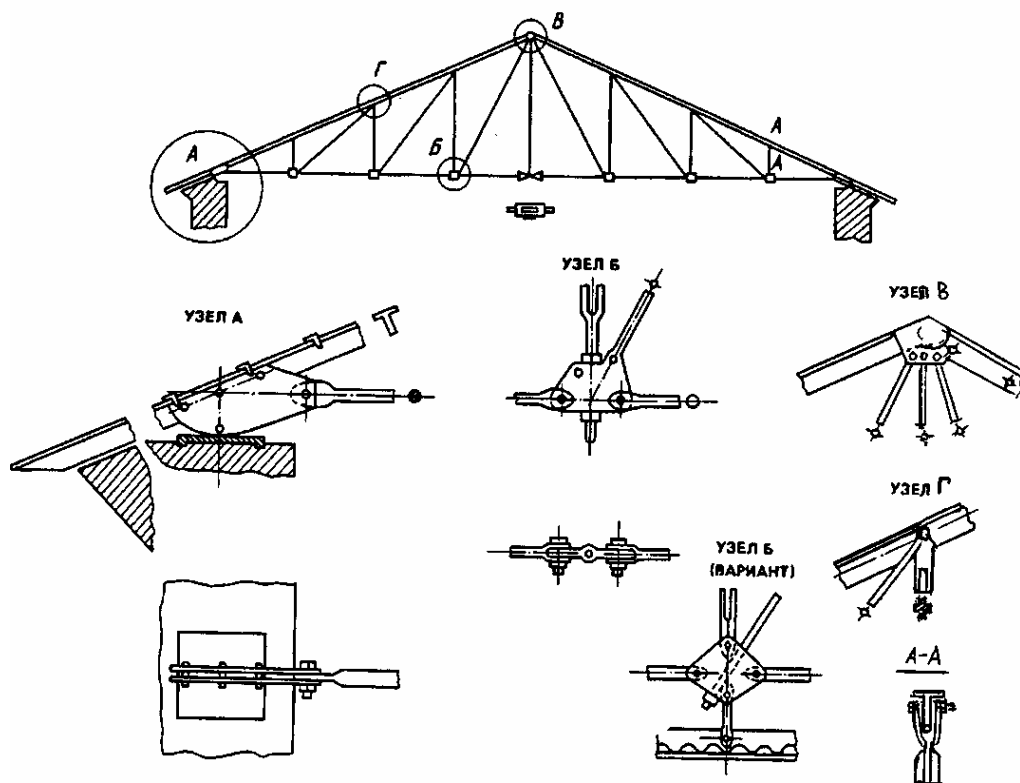


Рис.3. Стропильная ферма (70-е годы XIX в.)

Во второй половине XIX века значительное развитие получило металлическое мостостроение, где стали применять решетчатые фермы с треугольной шпренгельной решеткой, появляется металлический сортимент прокатных профилей.

В начале XX века промышленные здания стали строить с металлическим каркасом, который поддерживал как ограждающие конструкции, так и пути мостовых кранов. Несущим элементом каркаса стала поперечная рама, состоящая из колонн и ригелей (стропильные фермы). Все стальные конструкции изготавливались в основном клепанными. Сталь стала вытеснять чугун. К концу века совершенствуется форма ферм, появляются раскосы,

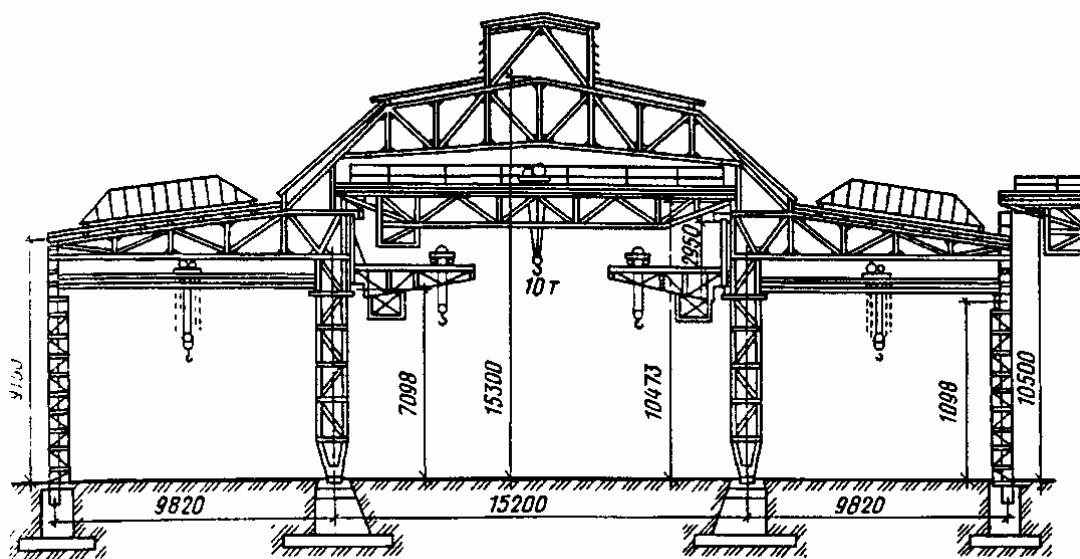


Рис.5. Каркас промышленного здания (начало XX в.)

Профессор Ф.С.Ясинский первый запроектировал многопролетное промышленное здание. Академик В.Г.Шухов первый в мире разработал и построил пространственные и решетчатые конструкции покрытий и башен различного назначения (телебашня, рис.6).

В построенных им сооружениях реализованы идеи предварительного напряжения конструкций и возведения покрытий в виде висячих систем. Тем самым он предугадал будущие направления в развитии металлических конструкций. Значительна его работа также в области резервуаростроения, он разработал новые формы резервуаров, их расчет и методы нахождения оптимальных параметров (рис.7).

К концу 40-х годов XX века клепаные конструкции почти полностью заменили сварными, более экономичными. Появляются низколегированные и высокопрочные стали. Кроме стали, начали использовать алюминиевые сплавы, плотность которых почти втрое меньше.

Расширилась номенклатура металлических конструкций. Большие и многообразные задачи по развитию металлических конструкций решались усилиями проектных, научных и производственных коллективов – Проектстальконструкций, Промстройпроекта и ЦНИПС, переименованного в дальнейшем в ЦНИИСК, а также вузовскими коллективами.

Проектировщики взяли за основу схему конструирования поперечной рамы с жестким сопряжением колонны с фундаментами и ригелем. С развитием металлических конструкций, большим объемом и связанная с ним

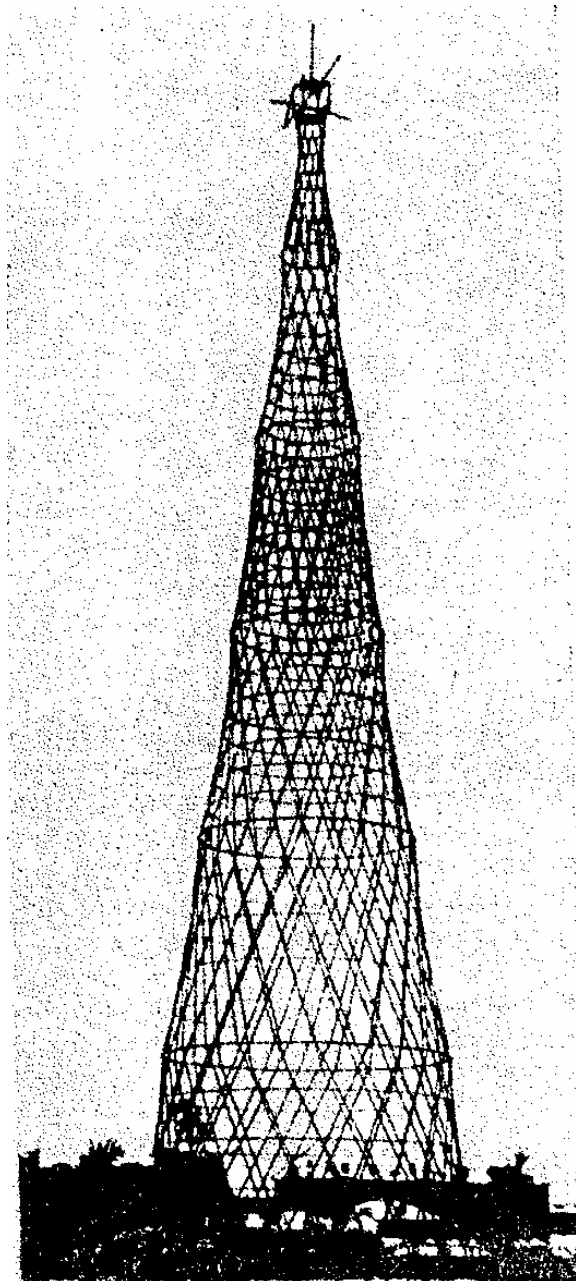


Рис.6. Башня В. Г. Шухова в Москве

повторяемость конструкций создали предпосылки для разработки типовых систем и конструктивных решений промышленных зданий. В связи с этим впервые введен трехметровый модуль пролетов, который в 50-е годы был заменен шестиметровым. Типизация распространялась также на пролетные строения мостов, резервуары, газгольдеры, радиобашни, радиомачты. **Типизация, унификация и стандартизация – одно из главных направлений**

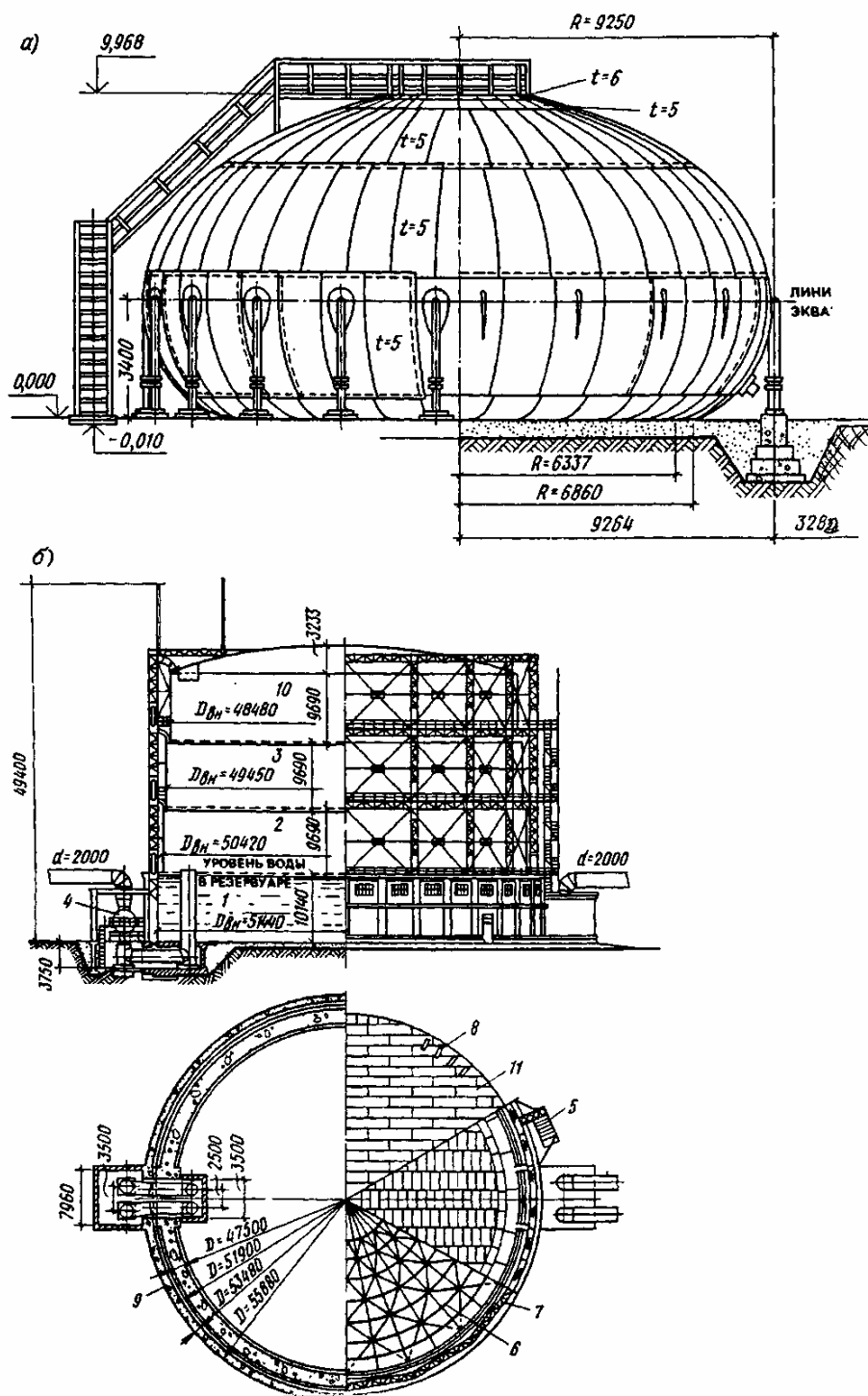


Рис.7. Листовые конструкции:
 а) капле видный резервуар;
 б) газгольдер мокрый

развития металлических конструкций. Это снижало трудоемкость изготовления и монтажа конструкций, уменьшало расход стали. Из общественных сооружений можно выделить павильон Космоса на ВВЦ (Москва), перекрытие Дворца спорта в Лужниках, уникальные

большепролетные сооружения с металлическими несущими конструкциями, построенными в Москве к Олимпиаде-80.

Наряду с совершенствованием конструкций развивались формы и методы расчета. До 1950 г. расчет велся по методу допустимых напряжений. Такой расчет недостаточно полно отражал действительную работу конструкции под нагрузкой, приводил к перерасходу металла, поэтому был разработан метод предельного состояния. Появляются ЭВМ, что позволяет проектировщику найти быстро конструктивные оптимальные решения.

Успехами в развитии металлических конструкций мы обязаны профессору Н.С.Стрелецкому, который 50 лет возглавлял школу металлостроения. Он явился одним из инициаторов перехода от расчета по допускаемым напряжениям к расчету по предельным состояниям. В области электросварки большой вклад внес профессор Е.О.Патон.

Параллельно с развитием металлостроения в России, расширяется его использование и в западных странах. Первый чугунный мост был построен в Англии через реку Северн в 1776-1779 гг., пролетом 30,6 м. Мост через Менейский пролив в Англии построен в 1818-1826 гг., пролетом 176,5 м. В 1832-1840 гг. построен мост во Фрейбурге в Швейцарии, пролетом 273 м, а в 1889 г. строится Эйфелева башня в Париже, высотой 300 м и многие другие сооружения.

РАЗДЕЛ 1. ЭЛЕМЕНТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

1.1. Номенклатура и область применения металлических конструкций

Металлические конструкции применяются во всех инженерных сооружениях значительных пролетов, высоты и нагрузок. В зависимости от конструктивной формы и назначения металлические конструкции можно разделить на восемь видов:

- 1. Промышленные здания** – цельнометаллические или со смешанным каркасом (колонны железобетонные). Цельнометаллические в зданиях с большим пролетом, высотой и грузоподъемностью.
- 2. Большепролетные покрытия зданий** – спортивные сооружения, рынки, выставочные павильоны, театры, ангары и др. (пролеты до 100-150 м).
- 3. Мосты, эстакады** – мосты на железнодорожных и автомобильных магистралях.
- 4. Листовые конструкции** – резервуары, газгольдеры, бункеры, трубопроводы большого диаметра и др.
- 5. Башни и мачты** – радио и телевидения в геодезической службе, опоры линии электропередачи, нефтяные вышки и др.
- 6. Каркасы многоэтажных зданий.** Применяются в многоэтажных зданиях, в условиях плотной застройки больших городов.

7. **Крановые и другие подвижные конструкции** – мостовые, башенные, козловые краны, конструкции экскаваторов и др.
8. **Прочие конструкции** по использованию атомной энергии в мирных целях, разнообразные конструкции радиотелескопов для космической и радиосвязи, платформы для разведки и добычи нефти и газа в море и др.

Металлические конструкции обладают следующими достоинствами:

1. **Надежность.** Материал (сталь, алюминиевые сплавы) обладает большой однородностью структуры.
2. **Легкость.** Металлические конструкции самые легкие.
3. **Индустриальность.** Изготовление и монтаж металлических конструкций производится специализированными организациями с использованием высокопроизводительной техники.
4. **Непроницаемость.** Обладают высокой прочностью и плотностью, непроницаемостью для газов и жидкостей.

Металлические конструкции имеют недостатки:

1. **Коррозия.** Незащищенность от влажной среды, атмосферы, загрязненной агрессивными газами, сталь корродирует (окисляется) и разрушается. Поэтому в сталь включают специальные легирующие элементы, покрывают защитными пленками (лаки, краски и т.д.).
2. **Небольшая огнестойкость.** У стали при температуре 200°С уменьшается модуль упругости, а при температуре 600°С сталь полностью переходит в пластическое состояние. Алюминиевые сплавы переходят в пластическое состояние при 300°С. Поэтому металлические конструкции защищают огнестойкими облицовками (бетон, керамика, специальные покрытия и т.д.).

При проектировании металлических конструкций должны учитываться следующие требования:

1. **Условия эксплуатации.**
2. **Экономия металла** (высокая стоимость).
3. **Транспортабельность** (перевозка по частям или целиком с применением соответствующих транспортных средств).
4. **Технологичность** – использование современных технологических приемов, обеспечивающих снижение трудоемкости.
5. **Скоростной монтаж.** Сборка в наименьшие сроки.
6. **Долговечность** – определяется сроками физического и морального износа.
7. **Эстетичность.** Конструкция должна обладать гармоничными формами.

Основным принципом проектирования является достижение трех главных показателей: экономии стали, повышение производительности труда при изготовлении, снижение трудоемкости и сроков монтажа, которые определяют стоимость конструкции.

Достигается это путем использования низколегированных и высокопрочных сталей, экономичных прокатных и гнутых профилей, внедрения в строительство пространственных, предварительно напряженных, висячих, трубчатых и т. п. конструкций, совершенствованием методов расчета и

изысканием конструктивных оптимальных решений с использованием ЭВМ. Кроме того, разработаны типовые решения часто повторяющихся конструктивных элементов - колонн, ферм, подкрановых балок, оконных и фонарных проемов, радиомачт, башен, опор линии электропередачи, резервуаров т.п.

1.2. Свойства и работа строительных сталей и алюминиевых сплавов

Для строительных металлических конструкций используются, в основном, стали и алюминиевые сплавы.

Наиболее важными для работы являются механические свойства: прочность, упругость, пластичность, склонность к упругому разрушению, ползучесть, твердость, а также свариваемость, коррозионная стойкость, склонность к старению и технологичность.

Прочность - характеризует сопротивляемость материала внешним силовым воздействиям без разрушения.

Упругость – свойство материала восстанавливать свою первоначальную форму после снятия внешних нагрузок.

Пластичность – свойство материала сохранять деформативное состояние после снятия нагрузки, т.е. получать остаточные деформации без разрушения.

Хрупкость – склонность разрушаться при малых деформациях.

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

Твердость – свойство поверхностного слоя металла сопротивляться упругой и пластической деформациям или разрушению при внедрении в него индентора из более твердого материала.

Прочность металла при статическом нагружении, а также его упругие и пластические свойства определяются испытанием стандартных образцов на растяжение с записью диаграммы зависимости между напряжением σ и относительным удлинением ϵ .

Диаграммы растяжения различных металлов показаны на рис.1.1,б.

1.3. Классификация сталей

По прочностным свойствам стали условно делятся на три группы: обычной ($\sigma_y = 29$ кН/см), повышенной ($\sigma_y = 29-40$ кН/см) и высокой прочности ($\sigma_y > 40$ кН/см).

Повышение прочности стали, достигается легированием и термической обработкой.

По химическому составу стали, подразделяются на углеродистые и легированные.

Углеродистые стали состоят из железа и углерода с добавкой кремния (или алюминия) и марганца.

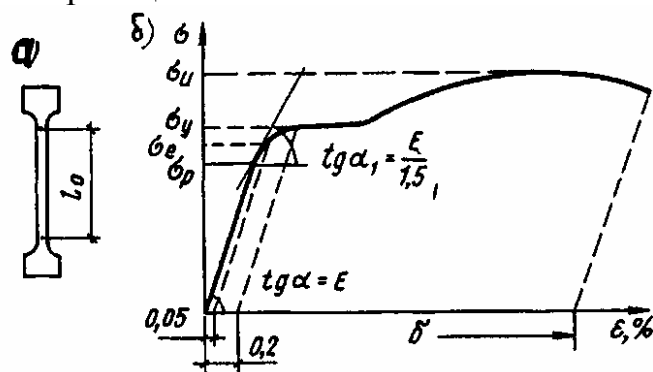


Рис.1.1. К определению механических характеристик металла:
*а – образец для испытания на растяжение; б – к определению
 предела пропорциональности и предела упругости*

Углерод (У) повышая прочность стали, снижает ее пластичность и ухудшает свариваемость, поэтому применяются только низкоуглеродистые стали ($У < 0,22\%$).

Легированные стали помимо железа и углерода имеют специальные добавки, улучшающие качество стали. Однако, добавки ухудшают свариваемость стали и удорожают ее, поэтому в строительстве используют низколегированные стали с содержанием добавки не более 5%.

Основными легирующими добавками являются кремний (С), марганец (Г), медь (Д), хром (Х), никель (Н), ванадий (Ф), молибден (М), алюминий (Ю), азот (А).

Кремний раскисляет сталь, т.е. связывает избыточный кислород и повышает ее прочность, снижает пластичность, ухудшает свариваемость и коррозионную стойкость.

Марганец повышает прочность, снижает вредное влияние серы. При содержании марганца $> 1,5\%$ сталь становится хрупкой.

Медь повышает прочность, увеличивает стойкость против коррозии. Содержание меди $> 0,7\%$ способствует старению и хрупкости стали.

Хром и никель повышают прочность стали, без снижения пластичности и улучшают ее коррозионную стойкость.

Алюминий раскисляет сталь, нейтрализует вредное влияние фосфора, повышает ударную вязкость.

Ванадий и молибден увеличивают прочность почти без снижения пластичности, предотвращают разупрочнение термообработанной стали при сварке.

Азот в несвязном состоянии способствует старению стали, делает ее хрупкой, поэтому его должно быть не более 0,009%.

Фосфор относится к вредным примесям так как, повышает хрупкость стали.

В зависимости от вида поставки стали подразделяются на **горячекатаные и термообработанные** (закалка в воде и высокотемпературный отпуск).

По степени раскисления стали могут быть **кипящими, полуспокойными и спокойными**.

Спокойные стали используют при изготовлении ответственных конструкций, подвергающихся динамическим воздействиям. **Полуспокойная** сталь – промежуточная между кипящей и спокойной.

1.4. Выбор сталей для строительных конструкций.

Выбор стали ведется на основе вариантного проектирования и технико-экономического анализа с учетом рекомендаций норм. Поэтому следует стремиться к большей унификации конструкций, сокращению числа профилей и сталей. Выбор стали, зависит от следующих параметров, влияющих на работу материала:

- температуры среды;
- характера нагружения;
- вида напряженного состояния;
- способа соединения элементов;
- толщины проката.

В зависимости от условий работы материала все виды конструкций разделены на четыре группы:

К первой группе относятся сварные конструкции, работающие в особо тяжелых условиях, поэтому возможно хрупкое и усталостное разрушение, К свойствам сталей для этих конструкций предъявляются наиболее высокие требования.

Ко второй группе относятся сварные конструкции, работающие на статическую нагрузку при воздействии одноосного и однозначного двухосного поля растягивающих напряжений (например, фермы, ригели рам, балки перекрытий и покрытий и т. д.), а также конструкции первой группы при отсутствии сварных соединений.

Общим для конструкций этой группы является повышенная опасность хрупкого разрушения. Вероятность усталостного разрушения меньше, чем для первой группы.

К третьей группе относятся сварные конструкции, работающие при преимущественном воздействии сжимающих напряжений (например, колонны, стойки, опоры под оборудование и др.), а также конструкции второй группы при отсутствии сварных соединений.

В четвертую группу включены вспомогательные конструкции и элементы (связи, элементы фахверка, лестницы, ограждения и т. п.), а также конструкции третьей группы при отсутствии сварных соединений.

Если для конструкций третьей и четвертой групп достаточно ограничиться требованиями к прочности при статических нагрузках, то для конструкций

первой и второй групп важна оценка сопротивления стали динамическим воздействиям и хрупкому разрушению.

В материалах для сварных конструкций обязательно следует оценить **свариваемость**. Требования к элементам конструкций, не имеющих сварных соединений, могут быть снижены.

В пределах каждой группы конструкций, в зависимости от температуры эксплуатации, к сталям предъявляют требования по ударной вязкости при различных температурах.

В нормах содержится перечень сталей в зависимости от группы конструкций и климатического района строительства.

1.5. Влияние различных факторов на свойства стали

Старение. При температурах ниже температуры образования феррита растворимость углерода ничтожна, но все же в небольшом количестве он остается. При благоприятных обстоятельствах углерод выделяется, располагается между зернами феррита и группируется у различных дефектов кристаллической решетки.

Старению способствуют – механические воздействия, особенно пластические деформации (механическое старение), температурные колебания, приводящие к изменению растворимости и скорости диффузии компонентов (температурное старение). При температуре 150-200°C старение резко возрастает.

Наклеп. Повторные загрузки в пределах упругих деформаций (до предела упругости) не изменяют вида диаграммы работы стали, нагружение и разгрузка будут происходить по одной линии (рис.1.2.а).

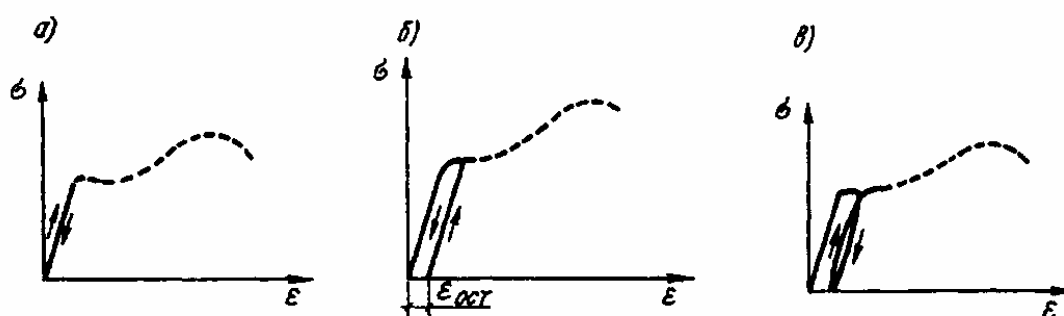


Рис.1.2. Диаграммы деформирования стали при повторном нагружении:
а – в пределах упругих деформаций; б – с перерывом (после «отдыха»);
в – без перерыва

Если образец загрузить до пластического состояния и затем снять нагрузку, то появятся остаточные деформации $\epsilon_{ост}$. При повторном нагружении образца после некоторого «отдыха» материал работает упруго до уровня

предыдущего нагружения. **Повышение упругой работы материала в результате предшествующей пластической деформации называется наклепом.** При наклепе искажается атомная решетка и увеличивается плотность дислокаций. Пластичность стали снижается, повышается опасность хрупкого разрушения, что неблагоприятно сказывается на работе строительных конструкций.

Наклеп возникает в процессе изготовления конструкций при холодной гибки элементов, пробивке отверстий, резке ножницами.

Влияние температуры. Механические свойства стали при нагревании ее до температуры $t = 200-250^{\circ}\text{C}$ практически не меняются.

При температуре $250-300^{\circ}\text{C}$ прочность стали повышается, но снижается пластичность. Сталь становится более хрупкой.

Нагрев свыше 400°C приводит к резкому падению предела текучести и временного сопротивления, при $t = 600-650^{\circ}\text{C}$ наступает температурная пластичность и сталь теряет свою несущую способность.

При отрицательных температурах прочность стали возрастает, временное сопротивление и предел текучести сближаются, ударная вязкость падает и сталь становится хрупкой.

Склонность стали к хрупкому разрушению при низких температурах зависит от величины зерна (мелкозернистые стали лучше сопротивляются хрупкому разрушению и имеют более низкий порог хладноломкости), наличия вредных примесей (фосфор, сера, азот, водород), толщины проката (масштабный фактор).

Наиболее склонны к хрупкому разрушению кипящие стали.

1.6. Виды разрушений

Разрушение металла в зависимости от степени развития пластических деформаций может быть хрупким или пластичным (вязким).

Хрупкое разрушение происходит путем отрыва (рис.1.3,*а*), без заметных деформаций, внезапно. Пластическое разрушение является результатом сдвига, сопровождается значительными деформациями, которые могут быть своевременно обнаружены, и поэтому менее опасно (рис.1.3, *б*).

Один и тот же материал может разрушаться хрупко и пластично (вязко) в зависимости от условий работы (вид напряженного состояния, наличия концентраторов напряжений, температура эксплуатации).

При отрыве разрушается межатомная решетка. Зная силы сцепления между атомами, можно определить прочность кристалла при отрыве, которая равна приблизительно 3300 кН/см^2 .

Сдвинуть одну часть кристалла относительно другой значительно легче, так как касательные напряжения, которые необходимо приложить для смещения составляют около 1300 кН/см^2 (рис.1.3,*в*), что намного больше предела текучести реальных материалов.

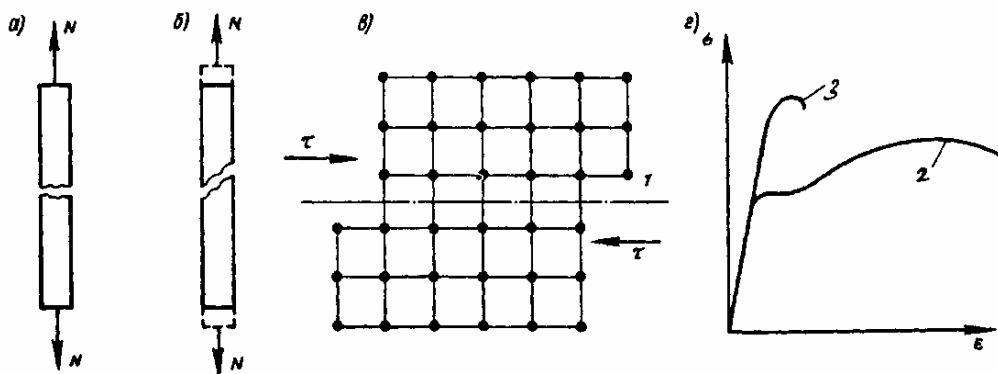


Рис.1.3. Виды разрушения:

а - отрыв; б - срез; в - схема смещения атомных слоев при сдвиге; г - диаграмма работы материала; 1 – плоское скольжение; 2 – вязкое разрушение; 3 – хрупкое разрушение

1.7. Работа металла под нагрузкой

Работу стали при одноосном напряжении можно проследить по испытанию образца на растяжения (рис.1.4.).

В стадии 1 до предела пропорциональности O_p связь между напряжением и деформациями подчиняется закону Гука ($O=E\varepsilon$) – это стадия упругой работы. Деформации происходят за счет упруго возвратных искажений кристаллической решетки и исчезают после снятия нагрузки.

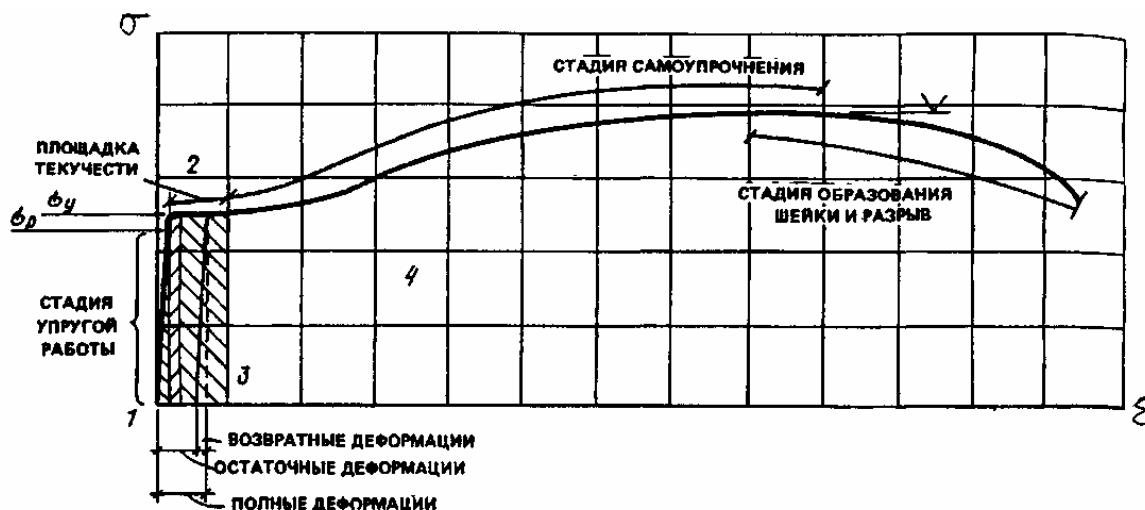


Рис.1.4. Диаграмма растяжения стали и образование шейки

При дальнейшем увеличении нагрузки (стадия 2) появляются отдельные сдвиги в зернах феррита, дислокации начинают скапливаться около границ зерен; прямая пропорциональность между напряжениями и деформациями нарушается (участок упруго пластической работы между σ_p и σ_y). Последующее увеличение напряжений приводит к интенсивному движению дислокаций и увеличению их плотности, развитию линий сдвига в зернах феррита; деформации растут при постоянной нагрузке. На диаграмме появляется площадка текучести (стадия 3).

Протяженность площадки текучести низкоуглеродистых и некоторых низколегированных сталей составляет 1,5 – 2,5%.

Развитие деформаций происходит в результате упругого деформирования и необратимых пластических сдвигов. При снятии нагрузки упругая часть деформаций исчезает, а необратимая остается, приводя к остаточным деформациям (линия разгрузки идет параллельно упругой части линии нагрузки).

Дальнейшее развитие деформации сдерживается у границ зерен. Линии сдвига искривляются, движение дислокации затрудняется, и рост деформаций возможен только при увеличении нагрузки (стадия 4 – самоупрочнение), материал работает как упругопластический.

При напряжениях, близких к временному сопротивлению (σ_u) продольные и поперечные деформации локализуются в наиболее слабом месте, и в образце образуется шейка. Площадь сечения шейки интенсивно уменьшается, напряжения в месте сужения растут, поэтому, несмотря на то, что нагрузка на образец снижается, в месте образования шейки нарушаются силы межатомного Сцепления и происходит разрыв.

Площадка текучести свойственна сталям с содержанием углерода 0,1-0,3%.

При работе конструкции в упругопластической области диаграмму работы стали $\sigma - \epsilon$ можно упростить в сторону некоторого запаса и заменить идеализированной диаграммой упругопластического тела, совершенно упругого до предела текучести и совершенно пластичного после него (диаграмма Прандтля, рис.1.5.).

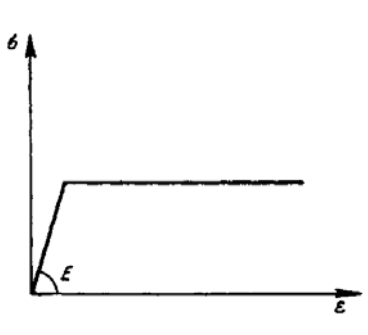


Рис.1.5. Идеализированная диаграмма работы стали

При сжатии коротких образцов, которые не могут потерять устойчивость, сталь ведет себя также как и при растяжении, т.е. предел пропорциональности, предел текучести и модуль упругости совпадают.

Однако разрушить при сжатии короткие образцы, изготовленные из пластической стали, и определить временное сопротивление не представляется возможным, поскольку образец сжимается и в конечном результате расплющивается. Высокопрочные стали, с пониженной пластичностью, могут разрушаться по наклонному сечению от среза.

Так как в упругой и упругопластической стадиях работы сталь ведет себя при растяжении и сжатии одинаково, то соответствующие характеристики принимаются также одинаковыми.

Повышенная несущая способность при сжатии некоторых образцов в области само упрочнения используется при работе стали на смятие.

При работе материала в упругой стадии повторное загрузку не отражается на работе, поскольку упругие деформации обратимы.

При повторном нагружении металла в упругопластической области возникает наклеп. Увеличивается область упругой работы, а пластичность падает. Сталь становится более хрупкой.

Многочисленное повторное нагружение может привести к разрушению при меньших напряжениях, чем временное сопротивление и даже предел текучести. Это явление называется **усталостью металла**, а разрушение – усталостным.

Способность металла сопротивляться усталостному разрушению называется **выносливостью**, а напряжения, при которых происходит разрушение – **вибрационной прочностью** $\sigma_{вб}$.

Усталостное разрушение происходит вследствие накопления числа дислокаций при каждом нагружении и концентрации их около стыков зерен с последующим скоплением в большие группы, что приводит к рыхлению металла в этом месте и образованию трещин, которые развиваясь, приводят к разрыву. При каждом нагружении деформации в поврежденном месте нарастают. Линии разгрузки не совпадают с линиями нагрузки, образуя петли гистерезиса (см. рис.1.2,в). Площадь петли характеризует энергию, затраченную при каждом цикле нагрузки на образование новых несовершенств в атомной структуре и дислокаций там, где образуются трещины, металл как бы перетирается, образуя гладкие истертые поверхности, затем трещина быстро развивается и происходит разрыв.

Вибрационная прочность зависит от числа циклов нагружения (рис.1.6.) и вида нагружения.

При большом числе циклов кривая вибрационной прочности (кривая Вел Лера) асимметрически приближается к некоторому пределу, называемому **пределом выносливости** (усталости). Обычно проводят 2×10^6 циклов нагружения, чтобы определить выносливость, так как меньшее количество циклов мало отличается от предела усталости.

Алюминиевые сплавы не имеют предела усталости, и их вибрационная прочность при увеличении числа циклов постоянно снижается (см. рис.1.6).

Большое влияние на усталостную прочность оказывает концентрация напряжений. Так при круглом отверстии (кривая 3, рис. 1.7) предел упругости снижается в 1,4 раза, а при остром концентраторе (кривая 7) около начала флангового шва - в 3,5 раза.

Применение высокопрочных сталей в конструкциях, подвергающихся многократному воздействию повторных нагрузок, не всегда оправдывается по экономическим соображениям.

Значительное снижение усталостной прочности наблюдается даже при необработанных после огневой резки или гильотинных ножниц кромок деталей. Поэтому кромки следует обрабатывать механическим способом.

Особенно чувствительны к концентрации напряжений стали повышенной и высокой прочности.

Повысить усталостную прочность конструкции можно путем снижения концентрации напряжений (механическая обработка кромок, зачистка швов, обеспечение плавного изменения сечения и т. д.), создания в местах концентрации напряжений сжатия, например, с помощью нагрева мест концентрации, предварительной вытяжкой конструкций, обкаткой подкрановых балок кранами с допустимой перегрузкой и т. д.

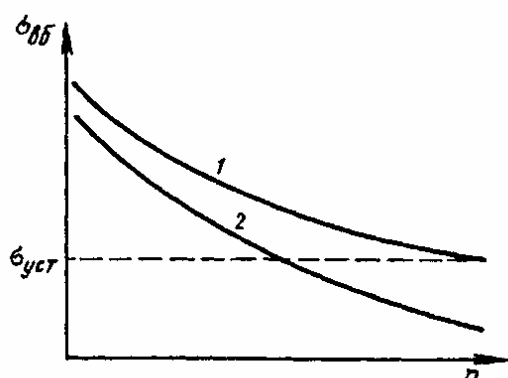


Рис.1.6. Зависимость вибрационной прочности $\sigma_{вб}$ от числа циклов n для стали (1) и алюминиевых сплавов (2)

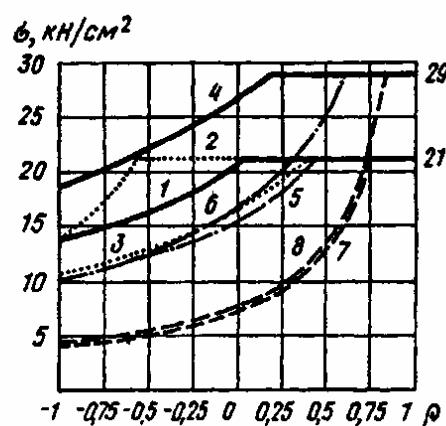


Рис.1.7. Зависимость предела усталости от коэффициента

1 – сталь С255 с необработанной поверхностью, преобладает растяжение; 2 – то же, преобладает сжатие; 3 – сталь С255, полка с отверстием (преобладает растяжение); 4 – сталь С235 с необработанной поверхностью, преобладает растяжение; 5 – сталь С255, основной металл около сварного необработанного соединения встык; 6 – то же, для стали С345; 7 – сталь С 255, основной металл у начала флангового шва; 8 – то же, сталь С345

-
1. Развитие металлических конструкций, общая характеристика, область применения, достоинства и недостатки (стр.1-9).
 2. Как выбирают стали при проектировании? (9-10; 12-13).
 3. Требуемые свойства металлов и их оценка (стр.10-11).
 4. Классификация сталей (стр.11-12).
 5. Какие факторы влияют на свойства стали? (стр.13-15).
 6. Какие виды разрушения металла? (стр.15).
 7. Как работает металл под нагрузкой при однократном нагружении?(стр.16-17)
 8. Что такое усталость металла? Какие меры принимают для повышения усталостной прочности? (стр.18-19).
 9. Что влияет на снижение усталостной прочности? (стр.19).

РАЗДЕЛ 2. ОСНОВЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Основные понятия и определения

Проектирование металлических конструкций – многоэтапный процесс, включающий в себя выбор конструктивной формы, расчет и разработку чертежей для изготовления и монтажа конструкций.

Целью расчета является строгое обоснование габаритов конструкции, ее размеров поперечных сечений и их соединений обеспечивающих условия эксплуатации в течение всего срока с необходимой надежностью и долговечностью при минимальных затратах материалов и труда на их создание и эксплуатацию. Эти требования часто противоречат друг другу (минимальный расход металла и надежность), поэтому реальное проектирование является процессом поиска конструктивного оптимального решения.

Расчет состоит из следующих этапов: установления расчетной схемы, сбор нагрузок, определения усилий в элементах конструкций, подбор сечений и проверка допустимости напряженно-деформированного состояния конструкций, ее элементов и соединений.

Ключевыми словами в расчетах металлических конструкций являются “предельные состояния”, “расчетная нагрузка”, “расчетное сопротивление”, “надежность”, “усталость”, “оптимальный параметр”, “конструктивное оптимальное решение” и т.д.

Уже отмечалось, что до 1951г. расчет металлических конструкций производился по допускаемым напряжениям с использованием единого коэффициента запаса. В 1951г. выходят новые строительные нормы и правила, основанные на методе предельных состояний, где вместо одного используются три коэффициента, обоснованные методами математической статистики.

Достоинством методики допустимых напряжений является простота, но эта методика недостаточно точно учитывает факторы, влияющие на работу конструкции. Вероятностные методы слишком сложны для повседневной инженерной практики. Применение их оправдано при проектировании уникальных, ответственных сооружений.

Поэтому оптимальной считается методика предельных состояний, которая проста и научно обоснована.

2.2. Основные положения расчета металлических конструкций

Пределным называется состояние конструкции, при котором она перестает удовлетворять эксплуатационным требованиям.

В соответствии с характером требований, предъявляемых к конструкции, различают первое и второе предельное состояния. Существует множество причин приводящих конструкцию в предельное состояние. Поэтому в нормах проектирования они фигурируют как группы предельных состояний.

Первая группа включает в себя потери несущей способности и полную непригодность конструкции к эксплуатации вследствие потери устойчивости, разрушения металла, качественного изменения конфигурации, чрезмерного развития пластических деформаций.

Вторая группа предельных состояний характеризуется затруднением нормальной эксплуатации сооружений или снижением долговечности вследствие появления недопустимых перемещений (прогибов, осадок опор, углов поворота, колебаний, трещин и т.п.).

Расчетные формулы для подбора сечений и проверки несущей способности конструкции по первому предельному состоянию исходят из основного неравенства

$$N \leq S, \quad (2.1)$$

где N – предельное наибольшее усилие в конструкции, вызываемое внешними воздействиями; S – предельная несущая способность конструкции, зависящая от прочности материала, размеров поперечного сечения и условий работы конструкции.

В течение всего срока эксплуатации конструкции внешние воздействия могут меняться. Наибольшие их величины встречаются достаточно редко, поэтому наибольшие нагрузки предусмотрены нормативными документами. В соответствии с этим в нормах проектирования различают расчетные величины воздействия F и нормативные F_n , которые связаны между собой коэффициентом надежности по нагрузке γ_f , т.е. $F = F_n \cdot \gamma_f$.

Нормативные нагрузки определяются по СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия”.

Для определения расчетной нагрузки задаются обеспеченностью $W(F_0) = 0,999$, т.е. допускается всего 0,1% случаев превышения этой нагрузки за весь период эксплуатации сооружения. Задавая достаточно высокую обеспеченность расчетной нагрузки, определяют ее значение, а следовательно, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = F/F_n$.

Обычно на конструкции действует одновременно несколько видов нагрузок. Поэтому и суммарное воздействие всех расчетных нагрузок должно иметь статистическую изменчивость. Чем больше одновременно действующих нагрузок учитывается в расчете, тем меньше вероятность превышения их максимального суммарного воздействия.

В методике предельных состояний это учитывается коэффициентом сочетаний $\psi \leq 1$, на который следует умножать каждую из суммируемых нагрузок. Согласно СНиП 2.01.07-85 значения коэффициентов сочетаний колеблются от 1 до 0,6 и менее для особых случаев.

Для таких сооружений как атомные электростанции, телевизионные башни, крытые спортивные и другие сооружения, имеющие особо важное значение (класс 1) вводится коэффициент надежности по ответственности γ_n , который задается в пределах 0,95 до 1,2 для сооружений первого класса, для второго класса 0,95, для прочих 0,8 - 0,95.

Тогда левую часть неравенства (2.1) можно записать

$$N = \gamma_n \sum_{i=1}^m F_{ni} \gamma_{fi} \psi_i \alpha_i \leq AR_n \gamma_c / \gamma_m = S \quad (2.2)$$

где α_i - число влияния, т.е. усилие в конструктивном элементе от единичной внешней нагрузки; m - число нагрузок, учитываемых одновременно в работе конструкции.

Правая часть неравенства (2.1) выражает предельную несущую способность конструкции, зависящую от сопротивляемости материалов внешним воздействиям (нагрузкам).

Кроме того, в расчет вводятся понятия нормативного сопротивления материала R_n и расчетного сопротивления R , которые связаны между собой коэффициентом надежности по материалу γ_m соотношением $R = R_n / \gamma_m$. Нормативное сопротивление регламентируется СНиПом II-23-81* и соответствующими ГОСТами.

2.3. Классификация нагрузок и их сочетаний

При методике предельных состояний все нагрузки классифицированы в зависимости от вероятности их воздействия на **нормативные и расчетные**.

По признаку воздействия нагрузки разделяются на **постоянные и временные**. Последние могут быть длительного и кратковременного воздействия.

Кроме того, есть нагрузки, которые выделяются в разряд **особых нагрузок** и воздействий.

Постоянные нагрузки – собственный вес несущих и ограждающих конструкций, давление грунта, предварительное напряжение.

Временные длительные нагрузки – вес стационарного технологического оборудования, вес складироваемых материалов в хранилищах, давление газов, жидкостей и сыпучих материалов в емкостях и т.д.

Кратковременные нагрузки – нормативные нагрузки от снега, ветра, подвижного подъемно-транспортного оборудования, массы людей, животных и т.п.

Особые нагрузки – сейсмические воздействия, взрывные воздействия. Нагрузки, возникающие в процессе монтажа конструкций. Нагрузки, связанные с поломкой технологического оборудования, воздействия, связанные с деформациями основания в связи с изменениями структуры грунта (просадочные грунты, осадка грунтов в карстовых районах и над подземными выработками).

Существует иногда термин “полезная нагрузка”. **Полезной** называют нагрузки, восприятие которых составляет цельное назначение сооружений, например, вес людей для пешеходного моста. Они бывают как временными, так и постоянным, например, вес монументального выставочного сооружения является постоянной нагрузкой для постаментов. Для фундамента вес всех вышележащих конструкций также представляет полезную нагрузку.

При действии на конструкцию нескольких видов нагрузок усилия в ней определяются как при самых неблагоприятных сочетаниях с использованием коэффициентов сочетаний ψ .

В СНиПе 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” различают: **основные сочетания**, состоящие из постоянных и временных нагрузок; **особые сочетания**, состоящие из постоянных, временных и одной из особых нагрузок.

При основном сочетании, включающем одну временную нагрузку, коэффициент сочетаний $\psi = 1$. При большем числе временных нагрузок, последние умножаются на коэффициент сочетаний $\psi < 1$.

В особых сочетаниях временные нагрузки учитываются с коэффициентом сочетаний $\psi < 1$, а особая нагрузка - с коэффициентом $\psi = 1$. Во всех видах сочетаний постоянная нагрузка имеет коэффициент $\psi = 1$.

2.4. Напряженное и деформированное состояние центрально нагруженных элементов

Учет сложного напряженного состояния при расчете металлических конструкций производится через расчетное сопротивление $R = R_n / \gamma_m$, которое устанавливается на основе испытаний металлических образцов при одноосном нагружении. Однако в реальных конструкциях материал, как правило, находится в сложном многокомпонентном напряженном состоянии. В связи с этим необходимо установить правило эквивалентности сложного напряженного состояния одноосному.

В качестве критерия эквивалентности принято использовать потенциальную энергию, накапливаемую в материале при его деформировании внешним воздействием.

Для удобства анализа энергию деформации можно представить в виде суммы работ по изменению объема A_o и изменения формы тела A_ϕ . Первая не превышает 13% полной работы при упругом деформировании и зависит от среднего нормального напряжения.

$$A_o = \frac{1 - 2\nu}{6E} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)^2 \quad (2.3.)$$

Вторая работа связана со сдвигами в материале:

$$A_\phi = \frac{1 + \nu}{3E} [(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x)) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)] \quad (2.4.)$$

Известно, что разрушение кристаллической структуры строительных сталей и алюминиевых сплавов связано со сдвиговыми явлениями в материале (движение дислокаций и пр.).

Работа формоизменения (2.4.) является инвариантом, поэтому при одноосном напряженном состоянии $\sigma = \bar{\sigma}$ имеем $A_1 = [(1 + \nu) / 3E] \bar{\sigma}^2$. Приравнявая это значение выражению (2.4) и извлекая квадратный корень, получим:

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} = \bar{\sigma} \quad (2.5)$$

Это соотношение устанавливает энергетическую эквивалентность сложного напряженного состояния одноосному. Выражение в правой части иногда называют **приведенным напряжением** O_{np} , имея в виду приведение к некоторому состоянию с одноосным напряжением O .

Если предельно допустимое напряжение в металле (расчетное сопротивление) устанавливается по пределу текучести стандартного образца O_T , то выражение (2.5) принимает вид $O_{np} = O_T$ и представляет собой условие пластичности при сложном напряженном состоянии, т.е. условие перехода материала из упругого состояния в пластичное.

В стенках двутавровых балок вблизи приложения поперечной нагрузки $O_x \neq 0$. $O_y \neq 0$. $\tau_{xy} \neq 0$. остальными компонентами напряжений можно пренебречь. Тогда условие пластичности принимает вид

$$O_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} = O_T \quad (2.6)$$

В точках, удаленных от места приложения нагрузки, можно пренебречь также локальным напряжением $O_y = 0$, тогда условие пластичности еще более упростится: $O_{np} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau_{xy}^2} = O_T$.

При простом сдвиге из всех компонентов напряжений только $\tau_{xy} \neq 0$. тогда $O_{np} = \sqrt{3}\tau_{xy} = O_T$. Отсюда

$$\tau_{xy} = O_T / \sqrt{3} = 0,58 O_T \quad (2.7)$$

В соответствии с этим выражением в СНиПе принято соотношение между расчетными сопротивлениями на сдвиг и растяжение $R_s = 0,58 R_y$, где R_s - расчетное сопротивление сдвигу; R_y - предел текучести.

Поведение под нагрузкой центрально растянутого элемента и центрально сжатого при условии обеспечения его устойчивости полностью соответствует работе материала при простом растяжении-сжатии (рис.1.1, б).

Предполагается, что напряжения в поперечном сечении этих элементов распределяются равномерно. Для обеспечения несущей способности таких элементов необходимо, чтобы напряжения от расчетных нагрузок в сечении с наименьшей площадью не превышали расчетного сопротивления.

Тогда неравенство первого предельного состояния (2.2) будет

$$\sigma = N/A_n \leq R\gamma_c, \quad (2.8)$$

где $N = N_n \gamma_f$ - продольная сила в элементах; A_n - площадь нетто поперечного сечения элемента; R - расчетное сопротивление, принимаемое равным R_y , если в элементе не

допускается развитие пластических деформаций; если же пластические деформации допустимы, то R равняется наибольшему из двух значений R_y и R_U/γ_U (здесь R_y и R_U - расчетные сопротивления материала по пределу текучести и по временному сопротивлению соответственно); $\gamma_U = 1,3$ - коэффициент надежности по материалу при расчете конструкции по временному сопротивлению; γ_c - коэффициент условий работы.

Проверка по второму предельному состоянию сводится к ограничению удлинения (укорочения) стержня от нормативных нагрузок

$$N_n l / (E A) \leq \Delta \quad (2.9)$$

где N_n - продольная сила в стержне от нормативных нагрузок; l - расчетная длина стержня, равная расстоянию между точками приложения нагрузки к стержню; E - модуль упругости; A - площадь брутто поперечного сечения стержня; Δ - предельная величина удлинения (укорочения).

2.5. Основы расчета изгибаемых элементов

Для изгибаемых элементов (балок), у которых пролет превышает высоту поперечного сечения (в 5 и более раз) изменение деформаций по высоте сечения происходит по линейному закону, напряжения распределяются только до предела текучести σ_T (рис.2.1).

Напряжения в точках, находящихся на расстоянии “ y ” от нейтральной оси, определяются по формуле $\sigma = M y / I_x$, где M - изгибающий момент в рассматриваемом сечении балки; I_x - момент инерции сечения.

Максимальное напряжение возникает когда $y = h/2$: $\sigma_{max} = M(h/2)/I_x$. Отношение момента инерции I_x к расстоянию от нейтральной оси до крайней Точки сечения $y_{max} = h/2$ называется **моментом сопротивления** $W_x = I_x(2/h)$, тогда $\sigma_{max} = M/W_x$.

Для проверки прочности изгибаемых элементов, работающих в пределах упругих деформаций, необходимо, чтобы максимальные нормальные и касательные напряжения в балке от расчетной нагрузки не превосходили соответствующих расчетных сопротивлений.

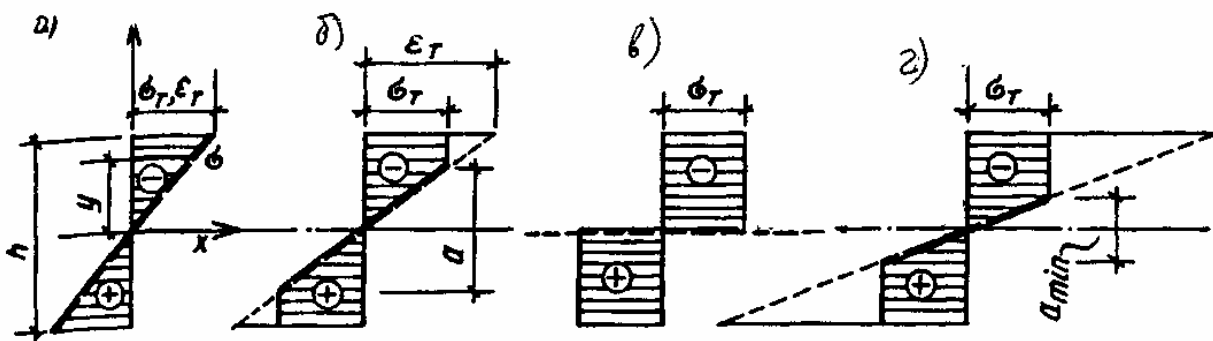


Рис.2.1. Изменение эпюры напряжений в изгибаемом элементе при развитии пластических деформаций в материале

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= M/W_n \leq R_y \gamma_c ; \\ \tau &= Q S / I t \leq R_s \gamma_c . \end{aligned} \right\} \quad (2.10)$$

где M и Q - максимальный момент и поперечная сила в балке от расчетной нагрузки; W_n - момент сопротивления нетто поперечного сечения балки, в случае несимметричного сечения балки выбирается $W_{nmin} = I_x / y_{\max}$; S - статический момент сдвигающейся части сечения относительно нейтральной оси; I - момент инерции сечения балки; t - толщина стенки.

По второму предельному состоянию наибольший прогиб балки от нагрузки при эксплуатации сравнивается с предельной величиной указанной в нормах, либо в задании на проектирование.

Величина прогиба зависит от расчетной схемы балки, а предельный прогиб – от назначения. Например, для главной балки рабочей площадки промздания, имеющей один пролет и шарнирные опоры, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, проверка прогиба производится по формуле:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} (q_n l^4 / E I) \leq l / 400 \quad (2.11)$$

где f_{\max} - максимальный прогиб балки; q_n - нормативная нагрузка на балку; l - прогиб балки; $E I$ - изгибная жесткость балки; 400 – норма прогиба балки.

Формула для проверки прочности изгибаемых элементов при наличии пластических деформаций (пластический шарнир) получается из выражения (2.10) путем замены W_n на $W_{npl} = c W_n$, т.е.

$$M / (c W_n) \leq R_y \gamma_c \quad \text{или} \quad M / W_n \leq c R_y \gamma_c \quad (2.12).$$

Сравнивая это выражение с (2.10) видим, что формально учет пластических деформаций сводится к повышению расчетного сопротивления умножением на величину “ c ”, коэффициент, характеризующий резерв несущей способности изгибаемого элемента, обусловленный пластической работой металла, и определенный по формуле для балок двутаврового сечения, как наиболее распространенного в изгибаемых элементах

$$c = \frac{A_f / A_w + 1/4}{A_f / A_w + 1/6}, \quad (2.13)$$

где A_f/A_w - отношение площадей поперечного сечения пояса и стенки балки.

Для прокатных двутавров различных типов $A_f/A_w \approx 0.67$, чему соответствует значение $c = 1,1$.

Для составных двутавров (рис.2.2,в). коэффициент “с” вычисляется по формуле (2.13).

Для прямоугольного сечения, когда площадь A_f поясов балки можно приравнять к нулю – $c = 1,5$ (рис.2.2,б).

Устремляя площадь стенки к нулю (рис.2.2,е) из двутавра получаем расчетные сечения фермы или балки с гибкой стенкой, тогда $c = 1$.

Наибольшим пластическим резервом будет обладать балка с поперечным сечением (см. рис.2.2,а), для нее $c = 2$.

Практически выбор формы поперечного сечения изгибаемых элементов зависит от многих факторов, среди которых главным является расход металла, так как его стоимость составляет 80% общей стоимости конструкции.

Кроме нормальных напряжений O в балках возникают и касательные напряжения τ_{xy} , зависящие от поперечной силы Q и локальных напряжений O_y в местах передачи на балку сосредоточенных нагрузок. Например, для балок, нагруженных сосредоточенными силами по пролету (рис.2.3,а) определяющей будет компонента O_x . При большей сосредоточенной нагрузке на балке с малым пролетом (рис.2.3,б) определяющим будет напряжение τ_{xy} . Распределение O_{np}

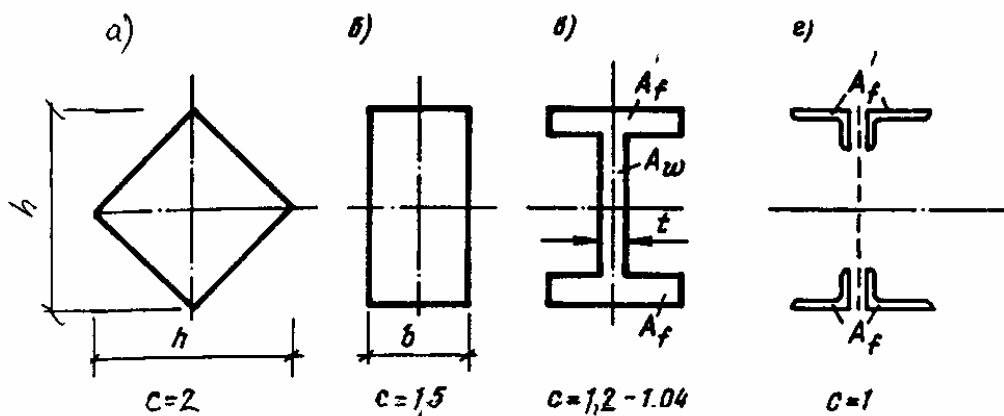


Рис.2.2. Зависимость коэффициента “с” от формы поперечного сечения изгибаемого элемента

по высоте балки в упругой стадии будет существенно отличаться от предыдущего случая, а при дальнейшем увеличении нагрузки вплоть до появления пластического шарнира ($O_{np} = O_T$) обусловит более развитую пластическую область вблизи нейтральной оси.

При рассмотренном многократном напряженном состоянии проверку прочности балки можно производить по формуле:

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2} \leq 1,15R_y\gamma_c \quad (2.14)$$

где 1,15 – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в балке [аналогично коэффициенту “с” в формуле (2.12)].

При изгибе относительно двух главных осей инерции поперечного сечения балки (x, y) – косом изгибе - допускается проверку прочности. производить по упрощенной формуле

$$M_x/(c_x \beta W_{x.n.min}) + M_y/(c_y W_{y.n.min}) \leq R_y \gamma_c \quad \text{при } \tau \leq 0.5R_s \quad (2.15)$$

где c_x и c_y даются в зависимости от формы сечения (см.прил.1); β - зависит от величины τ_{xy} .

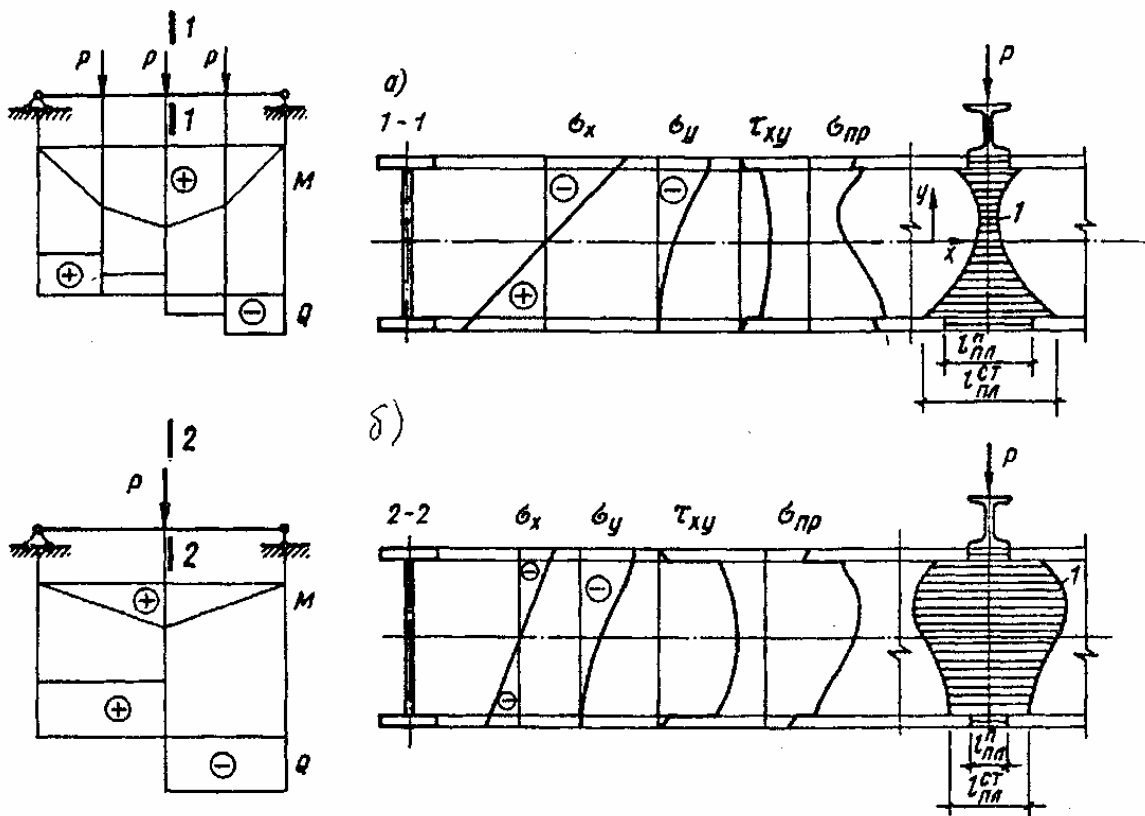


Рис. 2.3. Распределение пластических деформаций в двутавровой балке при сложном напряженном состоянии.

2.6. Основы расчета центрально сжатых стержней

Исчерпание несущей способности длинных гибких стержней, работающих на осевое сжатие, происходит от потери устойчивости (рис.2.4,а).

Поведение стержня под нагрузкой характеризуется графиком (рис.2.4,б), где вначале с ростом нагрузки стержень сохраняет прямолинейную форму, с дальнейшим ростом нагрузки, когда $N = N_{cr}^I$ стержень теряет свою устойчивость и начинает выпучиваться. Последующий (небольшой) рост внешней нагрузки сопровождается быстрым увеличением поперечного прогиба f . После достижения максимальной нагрузки – второй критической силы $N = N_{cr}^{II}$ - стержень теряет несущую способность (неустойчивое состояние).

Устойчивое состояние может быть при $f = 0$ и $f > 0$ (точки 1 и 2). Однако при $f > 0$ стержень может находиться в устойчивом состоянии (точка 2) и неустойчивом (точка 3) при одинаковой сжимающей силе.

Критическое состояние может быть при $f = 0$ и при $f > 0$ (точки N_{cr}^I и N_{cr}^{II}).

Соответствующее критическое напряжение будет

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}^I}{A} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2 A} = \frac{\pi^2 E I^2}{l_0^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (2.16)$$

где N_{cr}^I - критическая сила равная $\pi^2 EI / l_0^2$ (формула Эйлера); A - площадь поперечного сечения стержня; заменяя I / A получаем $i = \sqrt{I / A}$ - радиус инерции; $\lambda = l_0 / i$ - гибкость стержня; $l_0 = \mu \cdot l$ - расчетная длина стержня; μ - коэффициент приведения, зависящий от способа закрепления концов стержня.

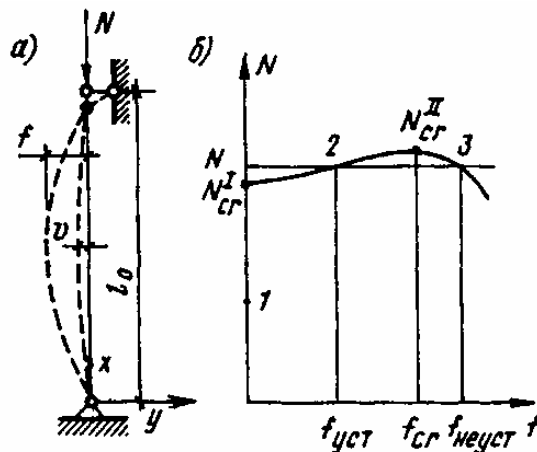


Рис.2.4. Работа центрально-сжатого стержня:
а – расчетная схема; б – зависимость между нагрузкой и прогибом стержня

Формула справедлива при постоянном E , т.е. при напряжениях $\sigma_{cr} \leq \sigma_{nc}$, при этом $\lambda \geq \pi\sqrt{E/\sigma_{nc}}$. Напряжения σ_{nc} - предел пропорциональности.

На практике гибкость центрально сжатых стержней (колонн, элементов ферм, рам и т.д.) составляет примерно половину указанных предельных.

На рис.2.5 показано влияние сечения стержня на критические напряжения. Из приведенных данных видно, что кривые $\sigma_{cr} - \lambda$ для различных сечений и Разной ориентации осей будут разными. Кривая для двутавра по рис.2.5,а располагается левее, а по рис.2.5,б – правее кривой, соответствующей прямоугольному сечению (рис.2.5,в).

В приведенной классической схеме, в которой предполагается, что в момент потери устойчивости нагрузка остается постоянной, тогда на выпуклой стороне стержня происходит разгрузка и материал начинает работать по упругому закону. Однако, если деформация сжатия в процессе продольного изгиба растет или остается постоянной в каждой точке сечения стержня, т.е. разгрузки не происходит, то все сечение находится в пластическом состоянии, характеризуемом касательным модулем деформации E_t .

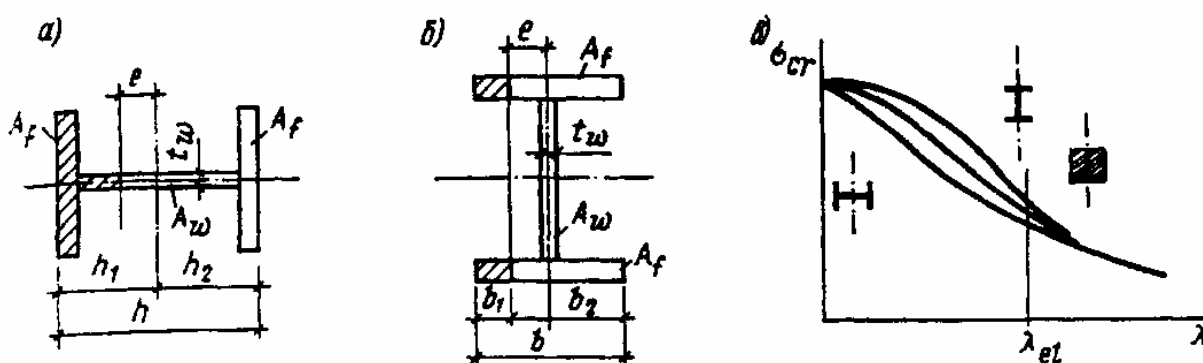


Рис.2.5. Влияние формы поперечного сечения стержня на критические напряжения:
а – потеря устойчивости двутаврового стержня в плоскости стенки; б – то же, в плоскости полка; в – зависимость критических напряжений от гибкости

В этом случае критическое напряжение в пластической области будет

$$\sigma_{cr} = \pi^2 E_t / \lambda^2 \quad (2.17)$$

В строительных конструкциях встречаются обе схемы работы сжатых стержней. Например, сжатые элементы статически неопределимых систем (ферм, рам) теряют устойчивость по классической схеме - с разгрузкой. В момент потери устойчивости происходит перераспределение усилий между элементами. В колоннах, работающих по статически определимой схеме, будет реализовываться вторая схема – без разгрузки.

До сих пор рассматривался идеально прямой стержень с нагрузкой, приложенной строго по оси. Однако в практике такого не существует. Конструктивное оформление концов сжатых стержней не обеспечивает идеальную центровку, поэтому эти факторы учитываются введением в расчет эквивалентного эксцентриситета сжимающей силы “ e_{ef} ”. Он зависит от гибкости и с ростом ее возрастает. В практических расчетах пользуются $\sigma_{cr,e}$, т.е. со случайным эксцентриситетом. Тогда

$$\sigma_{cr,e}/R_y = \varphi_e, \quad (2.18)$$

где φ_e - коэффициент устойчивости или его еще называют коэффициентом предельного изгиба при центральном сжатии.

В нормах на проектирование даются формулы и соответствующие таблицы для определения φ .

2.7. Основы расчета на прочность стержней, работающих на сжатие или растяжение с изгибом

При одновременном действии на стержень осевой силы N и изгибающего момента M (вызванного внецентренным приложением нагрузки $M = N \cdot e$) несущая способность его определяется размерами поперечного сечения и предельной прочностью материала.

В упругой стадии работы материала напряжения в поперечном сечении стержня могут быть представлены в виде суммы напряжений от центрального сжатия $\sigma_N = N/A$ и от изгиба $\sigma_M = M_y/W_x$.

2.8. Основы расчета на устойчивость внецентренно сжатых и сжато - изогнутых стержней

Потеря несущей способности длинных гибких стержней при одновременном действии сжимающей силы и изгибающего момента происходит от потери устойчивости. При этом соответствующее состояние равновесия можно определить так же, как для центрального сжатия, а именно $\delta A_i > \delta A_e$ - устойчивое состояние; $\delta A_i < \delta A_e$ - неустойчивое состояние; $\delta A_i = \delta A_e$ - критическое состояние (где δA_e и δA_i - приращение работ внешних и внутренних сил).

Внецентренно сжатые стержни реальных металлических конструкций теряют устойчивость при развитии пластических деформаций.

Критическая сила зависит от эксцентриситета “ e ”. На практике удобнее пользоваться безразмерным относительным эксцентриситетом $m=e/\rho$, где $\rho=W/A$ - ядровое расстояние со стороны наиболее сжатой фибры стержня.

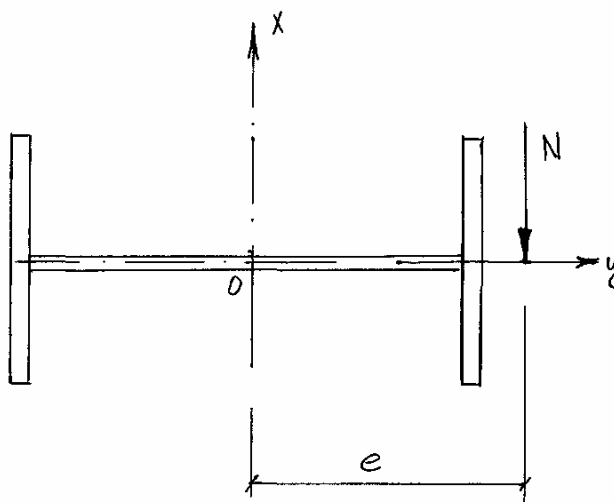
Формула проверки устойчивости внецентренно сжатого стержня будет

$$N / (A\varphi_e) \leq R_y \gamma_c \quad (2.19)$$

Для обеспечения устойчивости внецентренно сжатых (сжато-изогнутых) стержней целесообразно с целью экономии металла развивать сечение в направлении эксцентриситета. Например, как показано на рис.2.6. При этом возрастает опасность потери устойчивости стержня в перпендикулярном направлении – относительно оси “ y ”. В связи с этим в формулу проверки устойчивости относительно оси “ y ” вводится пониженный коэффициент c .

$$N / c\varphi_y A \leq \gamma_c R_y \quad (2.20)$$

где $c = N_{cr.M}/N_{cr} = \varphi_y.M/\varphi_y$; $\varphi_y.N_{cr}$ –соответственно коэффициент устойчивости и критическая сила при центральном сжатии; $N_{cr.M}$, $\varphi_y.M$ – критическая сила и соответствующий коэффициент устойчивости центрального сжатия относительно оси “ y ” при наличии момента в перпендикулярной плоскости. Коэффициент “ c ” зависит от относительного



эксцентриситета $m_x=e/\rho_x$. формы поперечного сечения стержня и гибкости λ_y .

Рис.2.6. Наиболее рациональное положение двутаврового сечения при внецентренном сжатии стержней

2.9. Расчет элементов металлических конструкций при воздействии переменных нагрузок (проверка на усталость)

При действии переменных многократно повторяющихся нагрузок разрушение конструкции может произойти от усталости металла при напряжениях ниже предела текучести.

Разрушение происходит без заметных пластических деформаций, имеет хрупкий характер (см. выше). Это наблюдается в подкрановых балках, балках рабочих площадок при загрузке их подвижным составом, элементы бункерных эстакад, башни и мачты, испытывающие многократное воздействие порывов ветра и т.п.

Поэтому расчет на усталость следует вести по первому предельному состоянию, т.е.

$$\sigma_{\max} \leq \alpha R_v \gamma_v \quad (2.21)$$

при ограничении

$$\alpha R_v \gamma_v \leq R_u / \gamma_u, \text{ при } \gamma_u = 1,3, \quad (2.22)$$

где R_v - условное расчетное сопротивление усталости, зависящее от типа стали и степени концентрации напряжений в проверяемой точке конструкции; γ_v - условный коэффициент усталости; $\gamma_u = 1,3$ - коэффициент надежности по временному сопротивлению.

Максимальное нагружение здесь сравнивается с условным пределом усталости.

-
1. В чем заключается проектирование металлических конструкций? (стр.20).
 2. Какова цель расчета металлических конструкций? (стр.20-22).
 3. Этапы проектирования. (стр.20-21).
 4. Что такое предельное состояние конструкции? (стр.21-22).
 5. Первое и второе предельное состояние. (стр.22).
 6. Расчетная формула для подбора сечения. (стр.21).
 7. Физический смысл 1-ого предельного состояния. (стр.21).
 8. Как классифицируют нагрузки? (стр.22).
 9. Как различают нагрузки? (стр.22).
 10. Как учитывают напряженное состояние при работе металлических конструкций? (стр.22).
 11. Напряженное и деформированное состояние центрально нагруженных элементов. (стр.23-25).
 12. Основы расчета изгибаемых элементов. (стр.25-29).
 13. Основы расчета центрально сжатых стержней. (стр.29-31).
 14. В чем заключается расчет стержней, работающих на сжатие или растяжение с изгибом? (стр.32).
 15. Работа внецентренно сжатых стержней. (стр.32).
 16. Как обеспечивается устойчивость металлических конструкций? (стр.32).

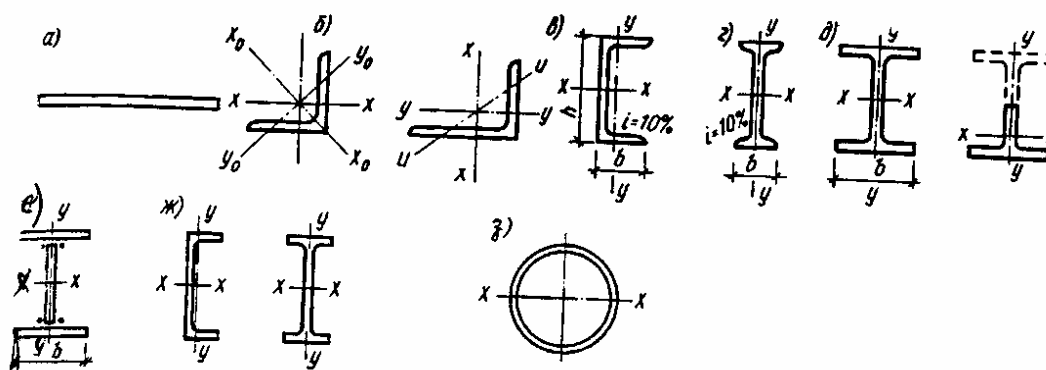
17. Как работают металлические конструкции при воздействии переменных нагрузок, расчет? (стр.33-34).

РАЗДЕЛ 3. СОРТАМЕНТ

3.1. Характеристика основных профилей сортамента

Первичным элементом стальных конструкций является прокатная сталь, которая выплавляется на металлургических заводах. Прокатная сталь, применяемая в стальных конструкциях, делится на две группы: **сталь прокатная листовая** (рис.3.1,*а*) - тонколистовая, толстолистовая, широкополосная, универсальная и просечно-вытяжная; **сталь профильная** (рис.3.1,*б*) – уголки, швеллеры, двутавры, тавры, трубы и т.п. Наличие сортаментов готовых прокатных профилей на заводах обеспечивает индустриальное изготовление конструкций.

Перечень прокатных профилей с указанием формы, геометрических



характеристик, веса единицы длины, допусков и условий поставки называется **сортаментом**.

Рис.3.1.Основные виды профилей

Поставляется прокат (листовой, фасонный) партиями. Партия состоит из проката одного размера, одной плавки-ковша и одного режима термообработки. При проверке качества металла от партии отбирают любые две пробы. Прокат поставляется как в горячекатаном, так и в термообработанном состоянии.

Разнообразие видов профилей, входящих в сортамент, частая градация размеров одного вида профиля обеспечивает экономическое проектирование конструкций при возможности создания разнообразных конструктивных форм.

Стоимость разных профилей различна. Наиболее дешевыми являются листовая сталь, прокатные двутавры и швеллеры, что стимулирует их широкое применение. Применение при проектировании большого разнообразия профилей увеличивает объем работы на заводах металлоконструкций по сортировке, складированию, транспортировке, правке профилей и т.п. С целью уменьшения объема работ при изготовлении конструкций введены сокращенные сортаменты, составленные для проектирования строительных конструкций из наиболее употребляемых и экономичных профилей.

Изготовленные на заводах металлические элементы конструкций (балки, колонны, фермы и т.п.) собираются на строительных площадках в конструктивные комплексы – сооружения.

Рассмотрение различных критериев эффективности профиля при работе на изгиб и сжатие показало, что решающую роль имеет “тонкостенность” профиля – отношение его высоты к его толщине $\frac{h}{t}$, чем оно больше, тем профиль экономичнее. Для прокатных профилей технология прокатки ограничивает толщину стенки 4-6 мм, поэтому применение тонкостенных сварных балок для изгибаемых элементов, а также гнутосварочных коробчатых профилей для сжатых элементов более эффективны, чем применение прокатных профилей, так как толщина стенки в них не ограничена прокатом.

3.2. Листовая сталь

Листовая сталь широко применяется в строительстве, поставляется в пакетах, рулонах и классифицируется следующим образом.

Сталь толстолистовая (ГОСТ 19903- 74). Сортамент этой стали включает листы толщиной от 4 мм до 160 мм, шириной от 600 мм до 3800 мм. Наиболее ходовой является ширина до 2400 мм. Листовая горячекатаная сталь поставляется в листах длиной от 6-12 м и толщиной до 160 мм или в рулонах толщиной от 1,2 до 12 мм, шириной от 500...2200 мм. Листы толщиной от 6 до 12 мм имеют градацию по толщине через 1 мм, далее через 2; 3 и 5 мм. Толстолистовая сталь широко используется в листовых конструкциях, в элементах сплошных систем (балок, колонн, рамах и т.д.).

Сталь тонколистовая до 4 мм прокатывается холодным и горячим способами. Холоднокатаная сталь (ГОСТ 19904-90) значительно дороже горячекатаной (ГОСТ 19903-74). Тонкая листовая сталь применяется при изготовлении гнутых и штампованных тонкостенных профилей, для кровельных покрытий и т.п. Из холоднокатаной, оцинкованной, рулонированной стали изготавливают профилированные настилы.

Сталь широкополосная универсальная (ГОСТ 82-70) благодаря прокату между четырьмя валками имеет ровные края. Толщина стали от 6 до 60 мм, ширина от 200 до 1050 мм и длина от 5 до 12 м. Применение универсальной стали уменьшает трудоемкость изготовления конструкций, так как не требуется резка и выравнивание кромок строжкой.

Сталь рифленая (ГОСТ 8568-77) и **просечно-вытяжная** (ГОСТ 8706-58) применяется для ходовых площадок.

3.3. Угловые профили

Угловые профили прокатывают в виде равнополочных (ГОСТ 8509-86) и неравнополочных (ГОСТ 8510-86) уголков (см. рис. 3.1, б). Сортамент уголков весьма разнообразен: от очень малых профилей с площадью сечения 1-1,5 см² до мощных профилей с площадью сечения 140 см². Полки уголков имеют параллельные грани, что облегчает конструирование. Уголки широко используются в легких сквозных конструкциях. Рабочие стержни из уголков обычно komponуются в симметричные сечения из двух или четырех уголков (рис.3.2.). Более экономичны уголки с меньшими толщинами полок. Сжатые стержни сечения обладают большей устойчивостью, особенно составленные из тонких уголков. В стержнях с отверстиями для болтов ослабление сечения отверстиями тем меньше, чем тоньше полки.

3.4. Швеллеры

Геометрические характеристики сечения швеллеров (см. рис. 3.1, в, ж) определяются его номером, который соответствует высоте стенки швеллера

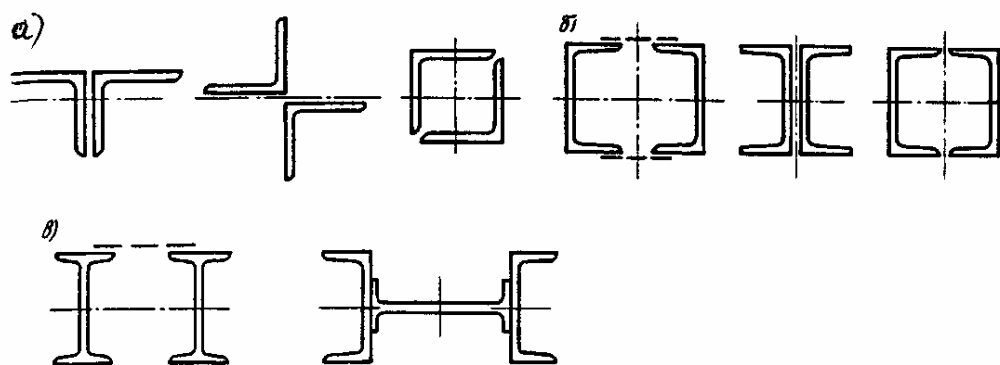


Рис.3.2.Компановка сечений стержней из прокатных профилей

(в см). Сортамент (ГОСТ 8240-89) включает швеллеры от № 5 до № 40 с уклоном внутренних граней полок (см. прил. 16, табл. 5). Однако, уклон внутренних граней полок затрудняет конструирование. В ГОСТ входят и швеллеры с параллельными гранями полок, сечения которых имеют лучшие расчетные характеристики относительно осей x и y , так как упрощают болтовые крепления к полкам. Швеллеры применяются в мощных стержневых конструкциях (мостах, большепролетных фермах и т.п.), а также в колоннах, связях и кровельных прогонах.

Стержни из швеллеров, работающие на осевую силу, компонуются в жесткие относительно осей x и y симметричные сечения (рис. 3.2,б).

3.5. Двутавры

Двутавры – основной балочный профиль – имеют наибольшее разнообразие по типам (см. рис. 3.1,з-ж), которые соответствуют определенным областям применения.

Балки двутавровые обыкновенные (ГОСТ 8239-89) как и швеллеры, имеют уклон внутренних граней полок и обозначаются номером, соответствующим их высоте в см (рис.3.1, з). В сортамент входят профили от № 10 до № 60 (см. прил.1, табл.3). Стенки у крупных двутавров имеют минимальную толщину и по условиям устойчивости достигают $1/55$ высоты двутавра. Чем тоньше стенка, тем выгоднее сечение балки при работе ее на изгиб. Однако по условиям технологии прокатки у большинства двутавров стенки получаются значительно толще, чем это требуется по условию их устойчивости. Благодаря сосредоточению материала в полках двутавры имеют большую жесткость относительно оси x , но небольшая ширина полок делает их малоустойчивыми относительно оси y . Двутавры применяются в изгибаемых элементах (балках), а также в ветвях решетчатых колонн и различных опор, где для их устойчивости применяются составные сечения (рис.3.2, в).

Балки двутавровые широкополочные (ГОСТ 26020-81) имеют параллельные грани полок (см. рис.3.1, д). Широкополочные двутавры прокатываются трех типов: нормальные двутавры (Б), широкополочные двутавры (Ш), колонные двутавры (К). Высота балочных профилей (Б) достигает 1000 мм, (Ш) – 700 и (К) – 400 мм при отношении ширины полок к высоте от $b/h=1:1,65$ (при малых высотах) до $b/h=1:1,25$ (при больших высотах). Колонные профили (К) имеют отношение ширины полок к высоте, близкое 1:1, что придает им устойчивость относительно оси y .

Конструктивные преимущества (параллельность граней полок и мощность сечений) позволяют применять широкополочные двутавры в виде самостоятельного элемента (балки, колонны, стержни тяжелых ферм), не требующего почти никакой обработки, что снижает трудоемкость изготовления конструкций в 2-3 раза.

Из широкополочных двутавров путем разрезки стенки в продольном направлении получают тавровые профили (БТ), (ШТ) и (КТ) (см. рис.3.1,д) удобные для применения в решетчатых конструкциях. По мере расширения производства широкополочных двутавров применение обыкновенных двутавров сокращается.

Развитие автоматической сварки создает благоприятные условия для производства сварных двутавров из универсальной стали по определенному сортаменту, что дает возможность пользоваться ими так же, как и прокатными (рис. 3.1,е).

3.6. Тонкостенные профили

Тонкостенные двутавры (ТУ 14-2-205-76) и швеллеры (ТН 14-2-204-76) (см. рис.3.1,ж) прокатываются на непрерывном стане с особо тонкими стенками и полками, что делает их экономичнее обычных прокатных профилей на 14-20%. Тонкостенные профили имеют высоту от 120 до 300 мм и полки с параллельными гранями. Применяются тонкостенные профили в балках площадок, фахверках, легких перекрытиях и покрытиях.

3.7. Трубы

Стальные трубы, применяемые в строительстве, бывают круглые – горячекатаные (ГОСТ 8732-78 с изм.) и электросварные (ГОСТ 10704-76) (см. рис.3.1,з). Трубчатые профили особенно экономичны при применении в сжатых элементах благодаря наибольшему значению радиуса инерции при заданной площади сечения.

Горячекатаные бесшовные трубы имеют диаметр от 25 до 550 мм с толщиной стенок от 2,5 до 75 мм. Эти трубы применяются главным образом в конструкциях радио и телевизионных опор.

Круглые электросварные трубы имеют диаметр от 8 до 1420 мм с толщиной стенок от 1 до 16 мм. Эти трубы применяются в трубопроводах, элементах радио и телевизионных опор и конструкциях покрытий, особенно в зданиях с агрессивной средой.

3.8. Холодногнутые профили

Гнутые профили изготавливаются из листа, ленты или полосы толщиной от 1 до 8 мм и могут иметь самую разнообразную форму (рис. 3.3). Наиболее употребительны уголки равнополочные (ГОСТ 19771-74), неравнополочные (ГОСТ 19772-74), швеллеры (ГОСТ 8278-83), гнуто-сварные профили замкнутые квадратного (ТУ 36-2287-80) и прямоугольного (ТУ 36-2286-80 с изм.) сечений и оцинкованные профилированные настилы (ГОСТ 24045-86). Основная область применения этих профилей – легкие конструкции покрытий зданий, где они, заменяя прокатные профили, могут дать экономию металла до 10%.

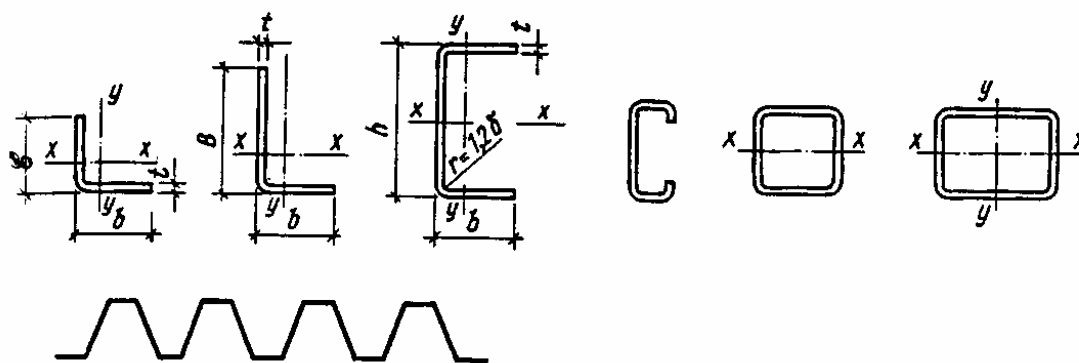


Рис. 3.3. Типы гнутых профилей

3.9. Различные профили и изделия из металла, применяемые в строительстве

В сравнительно меньшем объеме применяются в металлических конструкциях профили других конфигураций и стальные материалы разного назначения (стальные канаты и высокопрочная проволока): двутавровые профили для подвесного транспорта (ГОСТ 19425-74), крановые рельсы (ГОСТ 4121-76 с изм.), канаты стальные спиральные (ГОСТ 3062-80; 3063-80; 3064-80), канаты двойной свивки (ГОСТ 3066-80; 3067-74 с изм.; 3068-74 с изм.; 3081-80; 7669-80 с изм.; 14254-80), пучки и пряди из канатной проволоки (ГОСТ 7372-79 с изм.), профили для оконных и фонарных переплетов (ГОСТ 7511-73), сталь листовая волнистая (ГОСТ 3685-71), сталь квадратная $a = 5-100$ мм (ГОСТ 2591-88), сталь круглая $d = 6-200$ мм (ГОСТ

2590-88), сталь полосовая $b = 12-200$ мм, $t = 4-60$ мм (ГОСТ 103-76), сталь рифленая (ГОСТ 8568-77), сталь просечно-вытяжная (ГОСТ 8706-58).

Кроме того, изготавливаются также трубы специального назначения из стали класса К 52 17Г1С-У:

для магистральных газонефтепроводов по ГОСТ 20295-85, $d = 720$ и 820 мм;

для трубопроводов высокого давления по ТУ 14-3-620-77, $d = 1000$ мм и 1220 мм;

для газонефтепроводов по ТУ 14-3-1138-82, $d = 1020$ и 1120 мм и другие виды специальных профилей.

3.10. Профили из алюминиевых сплавов

Строительные профили из алюминиевых сплавов (рис.3.4), получают прокаткой, прессованием или литьем. Листы, ленты и плиты прокатываются в горячем или холодном состояниях. Листы прокатывают толщиной до 10,5 мм, шириной до 2000 мм и длиной до 7 м. Фасонные профили, в том числе и полые (трубчатые), изготавливают горячим прессованием на гидравлических прессах.

Продавливая слитки через матрицы различных типов, можно получить профили разнообразных поперечных сечений. Это существенное преимущество позволяет конструктору использовать наиболее эффективные формы сечений. Возможность получить профили более выгодных сечений в некоторой степени компенсирует меньшую устойчивость стержней из алюминиевых сплавов из-за их низкого модуля упругости материала. Однако габариты поперечного сечения профиля ограничиваются поперечными размерами матрицы и усилием, развиваемым прессом.

Наиболее распространенное на заводах оборудование требует, чтобы профили вписывались в круг диаметром 320 мм (в отдельных случаях 530 мм). На современном прессовом оборудовании можно изготавливать профили площадью сечения от 0,5 до 300 см². Гнутые профили изготавливают из листов и

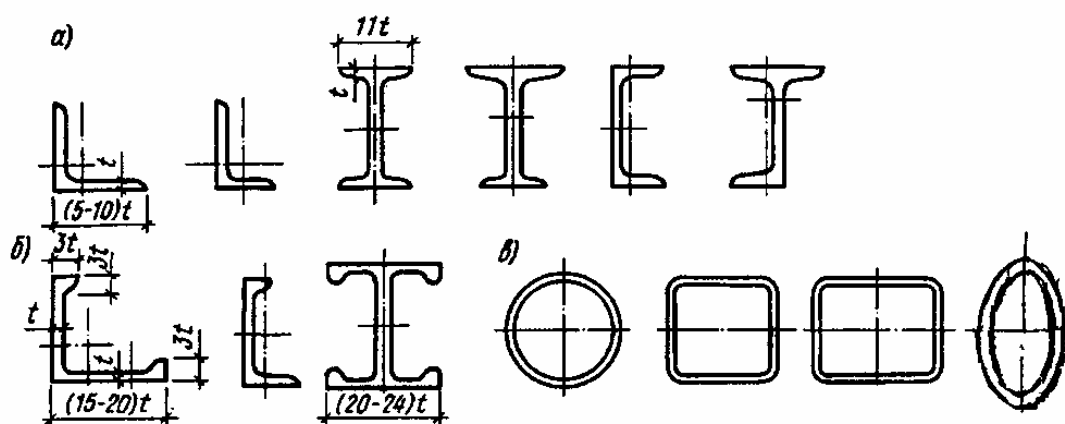


Рис.3.4. Типы профилей из алюминиевых сплавов без бульб (а) и с бульбами (б)

лент толщиной до 4 мм гнутым их в холодном состоянии. Из-за низкого модуля упругости алюминиевых сплавов и соответственно ухудшения местной устойчивости ширина свободного свеса полос и высота стенок профилей по отношению к их толщинам принимаются более ограниченными, чем в стальных профилях. Для большего развития сечения и повышения устойчивости стержня профили изготавливаются с бульбами на концах полок (рис. 3.4,б), которые позволяют доводить отношение ширины полки к ее толщине от 9,5 до 21 (см. гл. 2).

Круглые тннутые трубы поставляются с наружным диаметром до 150 мм при толщине стенки 1,5-6 мм. Кроме круглых труб поставляются квадратные, прямоугольные и каплевидные (рис.3.4,в).

Большое число разнообразных профилей применяется для ограждающих конструкций.

3.11. Правила использования профилей в строительных конструкциях

1. При проектировании строительных стальных конструкций следует компоновать каждый элемент и весь объект в целом из минимально необходимого числа различных профилей.
2. Применяемые в одном отправочном элементе уголки, тавры, полосы одного номинального размера, но разной толщины должны иметь разность толщин одноименных профилей не менее 2 мм.
3. Не допускается применять в одном отправочном элементе одинаковые профилиразмеры из разных марок сталей.
4. Применение в одном объекте профилированных листов одной номинальной высоты, но разной толщины не допускается.

РАЗДЕЛ 4. СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Сварные соединения являются основным видом соединений в строительных конструкциях. При проектировании конструкций со сварными соединениями следует предусмотреть применение высокопроизводительных эффективных видов сварки, обеспечивающих повышение надежности сварных соединений и производительности труда.

Сваркой металлов называют технологической процесс образования неразъемного соединения деталей конструкции путем местного сплавления или совместного пластического деформирования в области соединения этих деталей, сопровождающегося диффузией атомов. В результате сварки возникает прочное сцепление, основанное на межатомном взаимодействии в примыкающих участках деталей.

Сварка позволяет получить простую конструктивную форму соединения, дает экономию металла по сравнению с другими видами соединений (например, болтовыми), позволяет применять высокопроизводительные механизированные способы изготовления. Сварные соединения обладают свойством газо- и водонепроницаемости, что важно для листовых конструкций, предназначенных для хранения газов или жидкостей (резервуары, газгольдеры, трубопроводы).

Однако при проектировании сварных конструкций следует помнить, что процесс сварки, являясь мощным энергетическим процессом, вносит изменения в свойства исходного металла. В сварном соединении образуются зоны с различным химическим составом металла, различной структуры, различными механическими свойствами. Возможные дефекты сварных соединений (поры, подрезы и др.) также создают неоднородность соединения.

Все эти обстоятельства учитываются при проектировании конструкций путем применения сварочных материалов в соответствии со свойствами основного материала и условиями работы (температура окружающей среды при изготовлении и эксплуатации, вид напряжения – статические нагрузки или циклические и т.п.), выбор режима сварки, а также назначения специальных коэффициентов сварного соединения.

4.1. Виды сварки, применяемые в строительстве

В настоящее время внедряются такие процессы, как электронно-лучевая, плазменная, лазерная и другие виды сварки. Пластичность используемых в строительстве материалов, размеры элементов конструкций и характер внешних воздействий на конструкции позволяют использовать в основном в строительстве электродугую сварку, реже газовую и контактную.

Длинномерные швы в конструкциях (поясные швы балок, колонн и др.) выполняются в заводских условиях автоматической сваркой под флюсом. Флюс защищает изделие от вредного воздействия окружающей среды на металл соединения. При этом механизированы два рабочих движения: подача электродной проволоки и относительное перемещение дуги и изделия. К недостаткам автоматической сварки можно отнести затруднительность выполнения швов в вертикальном и потолочном положении, что ограничивает ее применение на монтаже.

Короткие швы (приварка ребер, сварка узлов в решетчатых конструкциях) выполняют полуавтоматической сваркой. При этом автоматически подается сварочная электродная проволока, а передвижение дуги по изделию производится вручную. Полуавтоматическую сварку стальных конструкций чаще выполняют в среде защитного газа CO_2 (углекислый газ). Реже применяют сварку порошковой проволокой.

В ряде случаев используют ручную сварку качественными электродами, т.е. с качественным покрытием (толстым покрытием). При ручной дуговой

сварке оба главных рабочих движения – подача электродной проволоки и передвижения дуги по изделию – выполняются вручную.

Ручная электродуговая сварка универсальна и широко распространена, так как может выполняться в любом положении. К недостаткам ручной сварки относятся меньшая глубина проплавления основного металла, меньшая производительность процесса из-за относительно низкой величины применяемого сварного тока, а также меньшая стабильность ручного процесса по сравнению с автоматической сваркой под флюсом.

Электрошлаковая сварка - разновидность сварки плавлением; этот тип сварки удобен для вертикальных стыковых швов металла толщиной от 20 мм и более. Процесс сварки ведется голый электродной проволокой под слоем расплавленного шлака, сварочная ванна защищена с боков медными формирующими шов ползунами, охлаждаемыми проточной водой. Качество шва получается очень высокое.

Ванная сварка – разновидность электрошлаковой, применяется в некоторых случаях при сварке арматуры большой толщины в железобетонных конструкциях.

4.2. Виды сварных швов и соединений

Сварным швом (в дуговой сварке) называется конструктивный элемент сварного соединения на линии перемещения источника сварочного нагрева (дуги), образованный затвердевшим после расплавления металлом.

Сварные швы классифицируются по конструктивному признаку, назначению, положению, протяженности и внешней форме.

По конструктивному признаку швы разделяют на **стыковые и угловые** (валиковые). Стыковые швы наиболее рациональны, так как имеют наименьшую концентрацию напряжений, но требуют дополнительной разделки кромок швы бывают V-, U-, X- и К-образные. Для V- и U-образных швов, свариваемых с одной стороны, обязательна подварка корня шва с другой стороны для устранения возможных не проваров (рис.4.1), являющихся источником концентрации напряжений.

При автоматической сварке принимаются меньшие размеры разделки кромок швов вследствие большего проплавления соединяемых элементов (см. табл.4.1). Чтобы обеспечить полный провар шва, односторонняя автоматическая сварка часто выполняется на флюсовой подушке, медной подкладке или стальной остающейся подкладке.

При электрошлаковой сварке разделка кромок листов не требуется, но зазор в стыке принимают не менее 14 мм.

Угловыми швами, весьма часто применяемыми в конструкциях, являются поясные швы в балках и колоннах. Такими швами привариваются элементы конструктивного оформления (ребра, накладки), а также элементы в углах решетчатых конструкций и т.п. Угловые (валиковые) швы наваривают в угол,

образованный элементами, расположенными в разных плоскостях. Применяющаяся при этом разделка кромок изделий показана в табл. 4.1.

Угловые швы, расположенные параллельно действующему осевому усилию, называются **фланговыми**, а расположенные перпендикулярно – **лобовыми**.

Швы могут быть рабочими или связующими (конструктивными), сплошными или прерывистыми (шпоночными). По положению в пространстве во время их выполнения они бывают нижними, вертикальными, горизонтальными и потолочными (рис. 4.2.). Сварка нижних швов наиболее

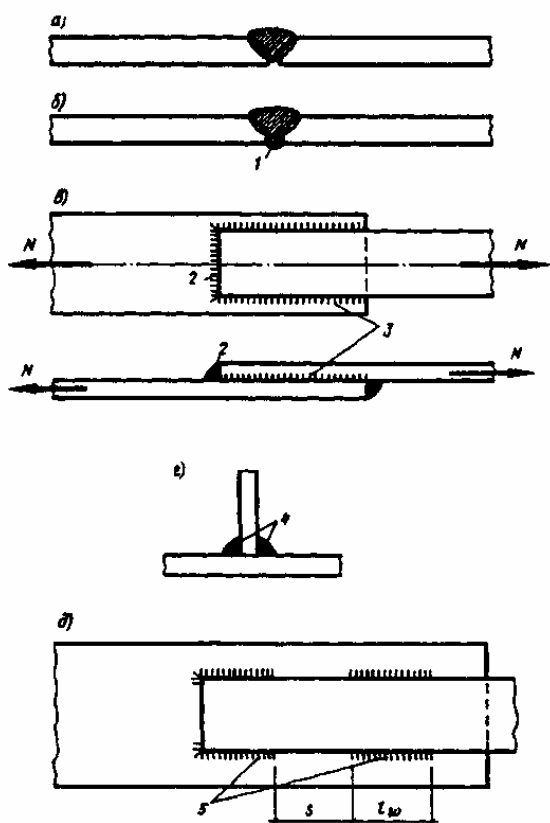


Рис. 4.1. Виды швов.

а – стыковой шов в однопроходном стыковом соединении; б – стыковой шов с подваркой корня в однопролетном стыковом соединении; в – фланговый и лобовой швы в нахлесточном соединении; г – угловые швы в тавровом соединении; д – прерывистые (шпоночные) швы в нахлесточном соединении; 1 – подварка корня шва; 2 – лобовой шов; 3 – фланговый шов; 4 – угловые швы; 5 – прерывистые или шпоночные швы

удобна, легко поддается механизации, дает лучшее качество шва, поэтому при проектировании следует рассматривать возможность выполнения большинства швов в нижнем положении. Вертикальные, горизонтальные и потолочные швы в большинстве своем выполняются при монтаже. Они плохо

поддаются механизации, выполнить их вручную трудно, качество шва хуже, поэтому применение их в конструкциях ограничено.

Различают следующие сварные соединения: стыковые, внахлестку, угловые и тавровые (рис.4.3).

Стыковыми называются соединения, в которых элементы соединяются торцами и один элемент является продолжением другого. Такие соединения наиболее рациональны, так как имеет наименьшую концентрацию напряжений при передаче усилий, экономичны и удобны для контроля.

Стыковые соединения листового металла выполняют прямым или косым швом.

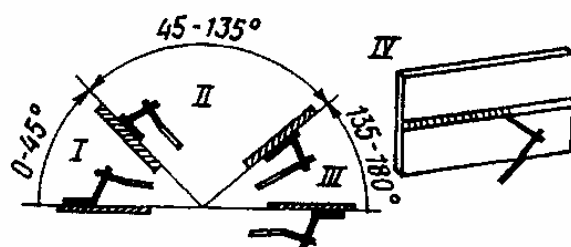


Рис. 4.2. Положение швов в пространстве

I – нижнее; II – вертикальное; III – потолочное; IV – горизонтальное на вертикальной поверхности

Соединения внахлестку называют такие, в которых свариваемые элементы, частично находят друг на друга (рис.4.3,б). Эти соединения широко применяют для сварки листовых конструкций небольшой толщины (2-5 мм), в решетчатых и других видах конструкций. Разновидностью соединений внахлестку являются соединения с накладками с целью усиления стыков.

Соединения внахлестку с накладками просты, но менее экономичны по расходу металла и вызывают резкую концентрацию напряжений, поэтому их редко используют при переменных и динамических нагрузках, а так же при низкой температуре.

Угловыми называются соединения, в которых свариваемые элементы расположены под углом (рис.4.3,з).

Тавровые соединения отличаются от угловых тем, что в них торец одного элемента приваривается к поверхности другого (рис.4.3,д).

Во всех видах сварных соединений применяются угловые швы (валиковые). Только стыковые соединения выполняются с помощью стыковых швов.

Работоспособность сварного соединения зависит от его качества, т.е. минимального числа дефектов. Наиболее часто встречающимися дефектами сварного соединения являются:




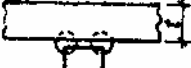
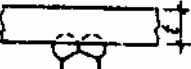
а) **подрезы**, представляющие собой углубления (канавки) в металле, идущими вдоль границы шва;

б) **непровары** - отсутствие оплавления между металлом шва и основным металлом. При этом в местах непроваров обнаруживаются тонкие пленки оксидов и шланговые включения;

в) **шлаковые** (неметаллические) **включения** – частицы шлака, не успевшие всплыть на поверхность шва до затвердения металла шва;

г) **поры** – области, заполненные газом, выделяющимся в процессе сварки;

Т а б л и ц а 4.1. Виды сварки в зависимости от толщины шва (двусторонняя или с подваркой корня)

Соединение	Шов	Эскиз	Значение l , мм, для сварки		
			автоматической и полуавтоматической под флюсом	электродуговой в защитных газах	ручной электродуговой
Стыковое	Без разделки кромок V-образный X-образный		2 – 20	3 – 12	2 - 8
			14 – 34 20 – 60	8 – 60 12 – 120	10 - 50 12 - 60
					
Тавровое	Без разделки со сплошным проплавлением		3 – 40 16 - 40	2 - 40 12 - 80	2 - 30 12 - 60
					

д) **горячие трещины** – разрушение металла шва при температурах близких к температурам солидуса. Горячие трещины представляют собой межкристаллитное или межзеренное разрушение. При попадании в трещину воздуха, поверхность ее покрывается темными оксидами коричнево-синеватого цвета. Горячие трещины появляются тогда, когда металл шва не набрал еще способности сопротивляться развитию деформаций.

е) **холодные трещины** наблюдаются после охлаждения сварного соединения. Характерной особенностью этих трещин является блестящий кристаллический излом без следов высокотемпературного окисления. Образованию холодных трещин способствует изменение структуры металла в результате сварки, насыщения металла шва водородом из атмосферы

сварочной дуги, а в некоторых случаях, основного металла в результате процесса термодиффузии, а также наличие напряжений, включая сварочные напряжения. Сварочные напряжения приводят к образованию холодных

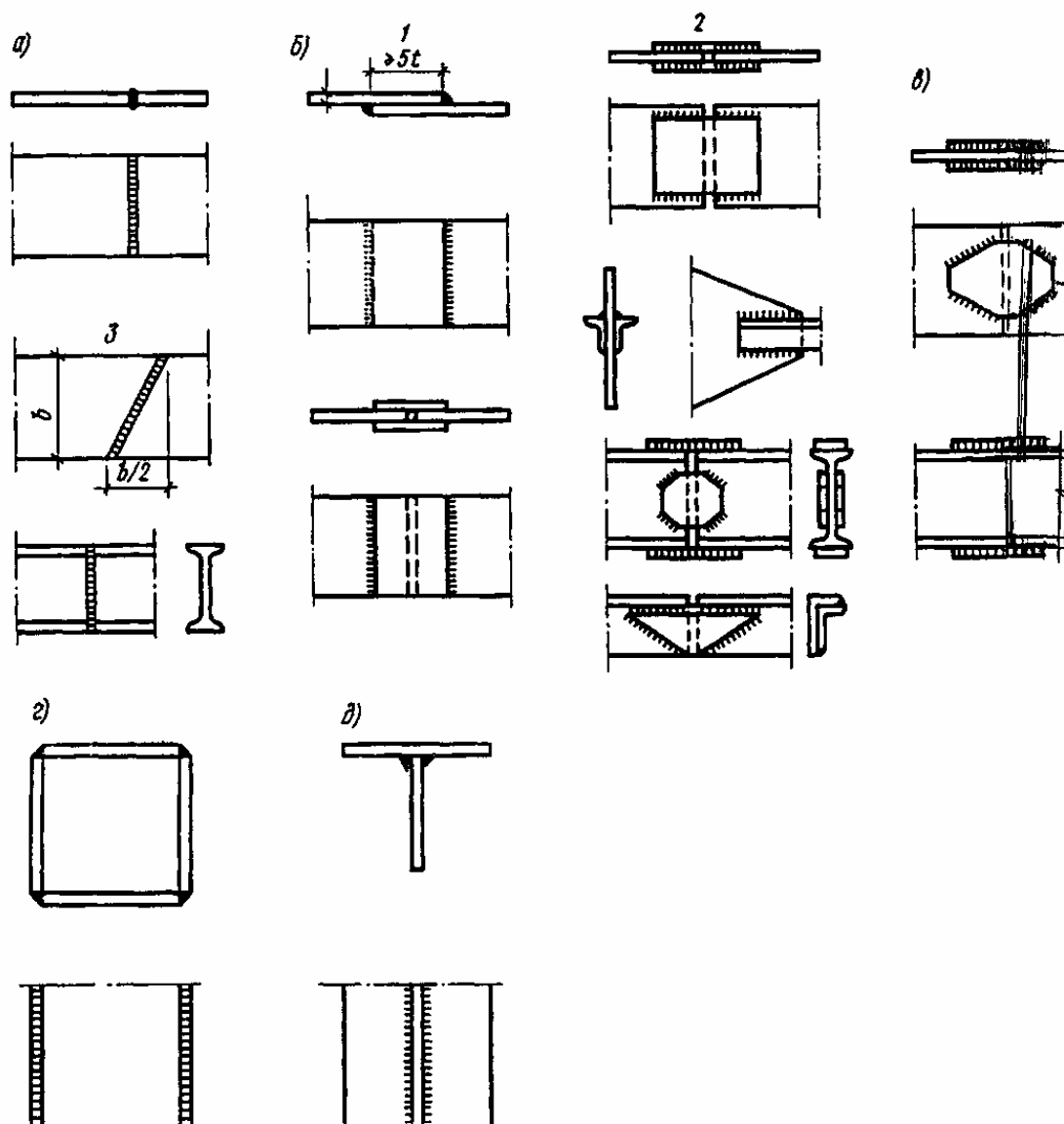


Рис. 4.3. Виды сварных соединений

а – стыковые; б – внахлестку; в – комбинированные; г – угловые; д – тавровые; 1 – лобовые; 2 – фланцевые швы; 3 – косой шов

трещин после сварки до нагружения конструкции эксплуатационными нагрузками и даже до монтажа.

Все дефекты снижают работоспособность конструкции, так как являются концентраторами напряжения, однако, при определенных размерах, форме, числе и расположении сварных швов в соединении работоспособность конструкции может быть обеспечена в соответствии с заданными условиями эксплуатации (вид нагружения – статическое или циклическое, температура

эксплуатации и т.п.). **Особо важную роль играют выбранные методы контроля качества сварных соединений и тщательность их выполнения.**

При сварке конструкций наблюдаются как продольная (вдоль линии шва), так и поперечная (перпендикулярно шву) усадки, в результате чего форма конструкции искажается по отношению к исходному состоянию (или проектному). Это явление называется **короблением**.

Чтобы избежать коробления конструкции, при изготовлении применяют ряд мероприятий. Мероприятия могут быть предварительными, сопутствующими и последующими, т.е. проводятся после сварки.

К основным мероприятиям относятся следующие:

увеличение жесткости путем специальных закреплений свариваемых элементов (кондукторы, кассеты и т.п.);

создание деформаций обратного знака до сварки (обратный выгиб и т.п.);

пластическое деформирование обратного знака (растяжение металла шва и около шовной зоны – прокатка, проколачивание и т.п.);

местный подогрев, применяемый обычно с целью уменьшения неравномерности распределения температуры при сварке;

применение правильного порядка сварки; при выполнении ряда швов первыми следует делать швы, расположенные ближе к центру тяжести сечения свариваемого элемента, например, в несимметричном двутавре первой должна привариваться к стенке полка большого сечения;

механическая правка деформированных изделий.

4.3. Конструирование и работа сварных соединений

При проектировании сварных соединений необходимо учитывать их неоднородность, определяемую концентрацией напряжений, изменением механических характеристик металла и наличием остаточного и напряженно-деформированного состояния.

Хорошо сваренные встык соединения имеют небольшую концентрацию напряжений от внешних сил, поэтому прочность таких соединений при растяжении или сжатии зависит от прочностных характеристик основного металла и металла шва. Разделка кромок соединяемых элементов не влияет на статическую прочность соединения и может не учитываться.

Сварной шов в начале и конце, насыщен дефектами (в силу неустановившегося теплового режима сварки), поэтому начало и конец шва следует выводить на технологические планки (рис.4.4,а,б), после окончания сварки и остывания шва эти планки удаляются. В случае невозможности вывести концевые участки шва на технологические планки расчетная длина шва будет меньше его фактической длины.

Гарантировать допустимые величину и число дефектов в сварном соединении на его участке затруднительно, поэтому необходим контроль качества соединения. Надежными методами контроля являются физические

методы (ультразвук, рентгеновское просвечивание, просвечивание гамма лучами). При невозможности (или затруднительности) использования физических методов контроля стык проектируют косым (ось шва наклонена к оси элемента под углом 60^0 , что обеспечивает достаточную прочность соединения, рис.4.4,б).

С помощью угловых швов выполняются различные виды соединений в металлических конструкциях: тавровые, в угол, внахлест.

Соединения внахлестку выполняются угловыми швами; они могут быть как фланговыми, так и лобовыми.

В соответствии с характером передачи усилий **фланговые швы** работают одновременно на срез и изгиб. Разрушение шва начинается с конца и происходит как по металлу шва, так и по металлу границы сплавления, особенно если наплавленный металл прочнее основного.

Лобовые швы передают усилия достаточно равномерно по ширине элемента, но крайне неравномерно по толщине шва, вследствие резкого искривления силового потока при переходе усилия с одного элемента на другой, особенно, напряжения велики в корне шва. Уменьшение концентрации напряжения можно достичь плавным примыканием привариваемой детали, механической обработкой (сглаживанием) поверхности шва и конца, увеличением полости шва (например, шов с соотношениями катетов 1:1,5), применением вогнутого шва и увеличением глубины проплавления. Эти приемы желательно применять в конструкциях, работающих на переменные нагрузки и при низкой температуре.

Разрушение лобовых швов происходит так же как фланговых по одному из двух сечений (металлу шва или по металлу сплавления).

4.4. Расчет сварных соединений

При расчете сварных соединений необходимо учитывать вид соединения, способ сварки (автоматическая, полуавтоматическая, ручная) и сварочные материалы, соответствующие основному материалу конструкции (табл. 4.2).

Расчет стыковых сварных соединений при действии осевой силы N , проходящей через центр тяжести соединения, выполняют по формуле

$$N/tl_w \leq R_{wy}\gamma_c \cdot \text{Отсюда} \quad l_w = N/t \cdot R_{wy}\gamma_c \quad (4.1)$$

где t - наименьшая из толщин соединяемых элементов; l_w - расчетная длина шва, равная полной его длине, уменьшенной на $2t$, или полной его длине, если концы шва выведены за пределы стыка (например, на технологические планки, см. рис.4.4,б); R_{wy} - расчетное сопротивление стыковых сварных соединений по пределу текучести (см.СНиП II-23-81*, прил.5); γ_c - коэффициент условия работы.

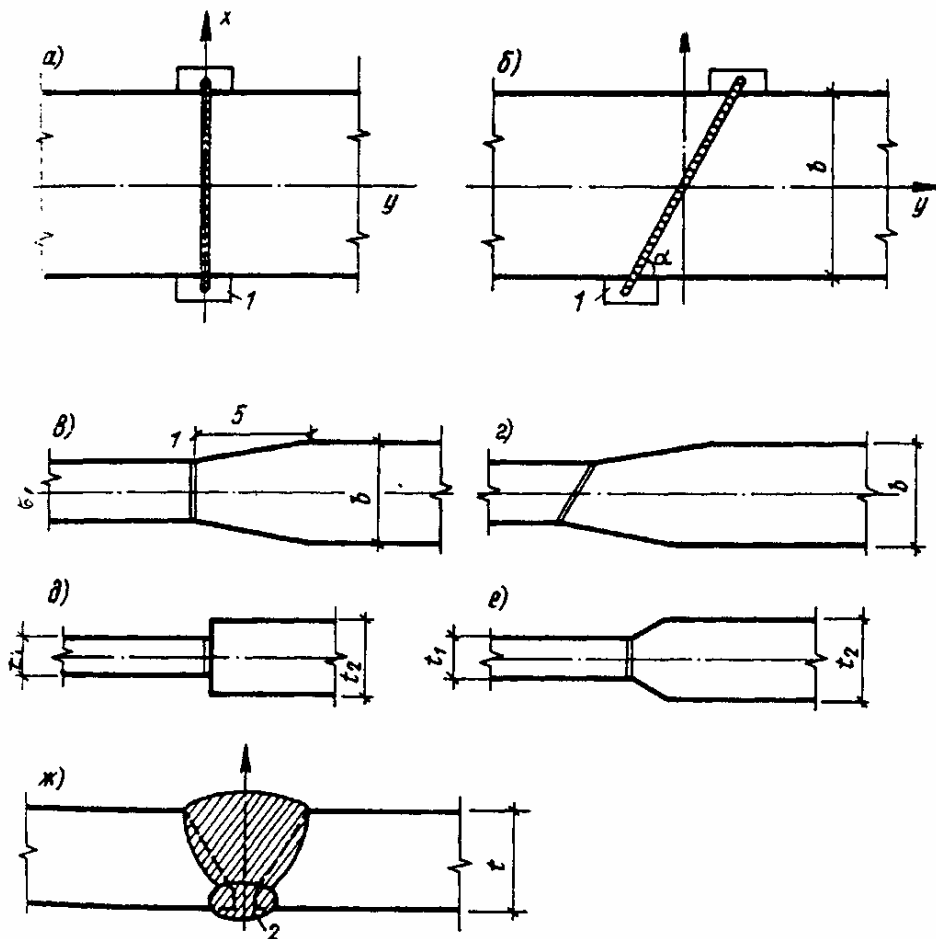


Рис. 4.4. Виды сварных стыковых соединений

а – прямой штык; б – косой штык; в, г – при разной ширине соединяемых элементов; д, е – при разной толщине соединяемых элементов; ж – однослойный с подваркой корня; 1 – технологические планки; 2 – подварочный шов

При отсутствии физических методов контроля расчетное сопротивление металла сварного соединения по нормам составляет $R_{wy} = 0,85R_y$.

Чтобы соединение было равнопрочным основному элементу, длина шва должна быть больше размера "b" (рис.4.5), поэтому в соединении применяют косой шов, который выполняют с наклоном реза α при $tg\alpha = 2:1$. Такой шов равнопрочен с основным металлом и не требует проверки прочности. При действии сдвигающей силы Q на стыковой шов, в шве возникают срезающие напряжения τ_w .

Расчетное сопротивление при сдвиге соединения $R_{ws} = R_s$, где R_s - расчетное сопротивление основного металла на сдвиг.

Если расчетное сопротивление металла шва в стыковом соединении R_{ws} меньше расчетного сопротивления основного металла, проверку выполняют по сечению металла шва.

Т а б л и ц а 4.2. Материалы для сварных соединений стальных конструкций

Сталь	Материал			Нормативное сопротивление металла шва $R_{wшн}$, кН/см ²	Расчетное сопротивление металла угловых швов R_{wf} , кН/см ²
	Марка сварочной проволоки при сварке в углекислом газе или в его смеси с аргоном	Марка флюса при сварке под флюсом	Тип электрода при сварке покрытыми электродами		
С235, С245, С255, С275, С285, Ст3кп, Ст3пс, Ст3сп, 20	Св-08А Св-08ГА	АН-348А АН-60	Э42*, Э42А	41	18
			Э46*, Э46А	45	20
С345, С345Т, С375, С390, С390Т, С390К, С440, 09Г2С, 16Г2АФ	Св-08Г2С*	АН-17-М АН-43 АН-47 АН-348-А*	--	45	20
			Э50*, Э50А	49	21,5
			--	59	24
С345К	Св-08ХГ2СДЮ Св-08Х1ДЮ	АН-348-А	--	49	21,5

Примечание: 1. Для проволок Св-08Г2С следует принимать $R_{wшн} = 49$ кН/см² и $R_{wf} = 21,5$ кН/см², кроме угловых швов с катетом $k_f = 8$ мм. 2. При соответствующем технико-экономическом обосновании для сварки конструкций допускается использовать материалы, не указанные в настоящей таблице. При этом свойства металла шва должны удовлетворять требованиям технических условий.

Использование данного материала уточнить по СНиП.

В отдельных случаях, например, при вибрационной нагрузке, рассчитывают и косые швы, разложив действующее усилие на перпендикулярное оси шва и действующее вдоль шва, находим (рис.4.5,б)

$$\sigma_w = N \sin \alpha / t l_w \text{ - перпендикулярно шву,}$$

$$\tau_w = N \cos \alpha (t l_w) \text{ - вдоль шва,}$$

где $l_w = b / \sin \alpha - 2t$ - расчетная длина косоугольного шва.

Сварные стыковые соединения, выполненные без применения физических методов контроля качества, при одновременном действии в одном и том же сечении шва нормальных напряжений σ_{wx} и σ_{wy} , действующих по взаимно

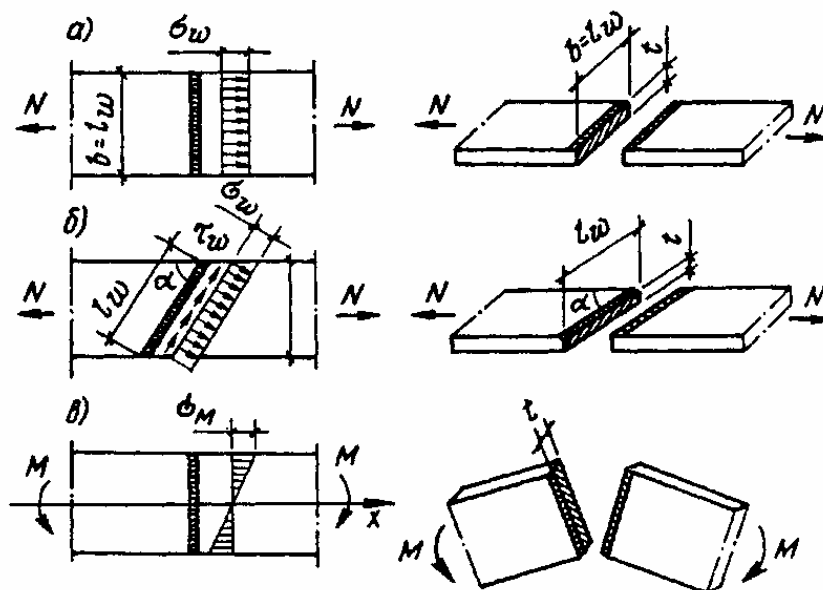


Рис. 4.5. К расчету стыковых швов

a – на продольную силу; б – на продольную силу стыка с косым швом; в – на изгиб

перпендикулярным направлениям «X» и «Y» и касательных напряжений следует проверять по формуле:

$$\sqrt{\sigma_{ix}^2 + \sigma_{iy}^2 - \sigma_{ix} \cdot \sigma_{iy} + 3\tau_{ixy}^2} \leq 1,15R_{wy} \cdot \gamma_c \quad (4.2)$$

Разрушение сварных соединений с угловыми лобовыми и фланговыми швами происходит как по металлу шва, так и по металлу границы сплавления (рис.4.6). В соответствии с этим расчет выполняют по одному из двух сечений: сечению 1 по металлу шва и сечению 2 – по металлу границы сплавления (рис.4.7), в зависимости от того какое сечение более опасно. Угловые швы всегда работают в условиях сложного напряженного состояния и срезающее напряжение доминирует. Поэтому СНиП допускает производить расчет на срез, названный “условным” срезом.

Расчетная площадь сечения шва при разрушении по металлу шва равна $A_{wf} = \beta_f \cdot k_f \cdot l_w$, при разрушении по металлу границы сплавления $A_{wz} = \beta_z k_f l_w$

Расчетным является сечение по металлу границы сплавления. В этом случае расчетная длина шва $l_w = N / \phi \beta_z k_f R_{wz}$.

Если $\beta_f k_f / 0,45 \beta_z R_{wm} < 1$, то расчетным сечением является сечение по металлу шва и напряжение $\tau_{wf} = N / \beta_f k_f l_w \leq R_{wf} \gamma_c$. (4.3)

Если $\beta_f R_{wf} / 0,45 \beta_z R_{wm} > 1$, то проверка прочности соединения выполняется по металлу границы сплавления, тогда:

$$\left. \begin{aligned} \tau_{wz} = N / \beta_f k_f l_w \leq R_{wz} \gamma_c \\ R_{wz} = 0,45 R_{un} \end{aligned} \right\} \quad (4.4)$$

где N - усилие проходящее через центр тяжести соединения; l_w - расчетная длина шва в сварном соединении, равная суммарной длине всех его участков за вычетом 1 см; β_f и β_z - коэффициенты, принимаемые по табл.4.3 и учитывающие проплавление металла при сварке. Физический смысл коэффициентов β_f и β_z - отношение минимальных размеров в сечении шва к катету шва (см. рис.4.7). При ручной сварке, когда глубина проплавления невелика и заштрихованную площадь на рис.4.7,б можно считать равносторонним прямоугольником, а $\beta_f = 0,7$.

Из формулы (4.3) и (4.4) можно определить катет шва “ k_f ”, который должен быть не меньше величин, указанных в табл.4.4. СНиП. Однако, чем меньше отношение катета шва (или толщина шва) к толщине свариваемого металла k_f/t , тем более хрупким становится металл шва, что ведет к образованию

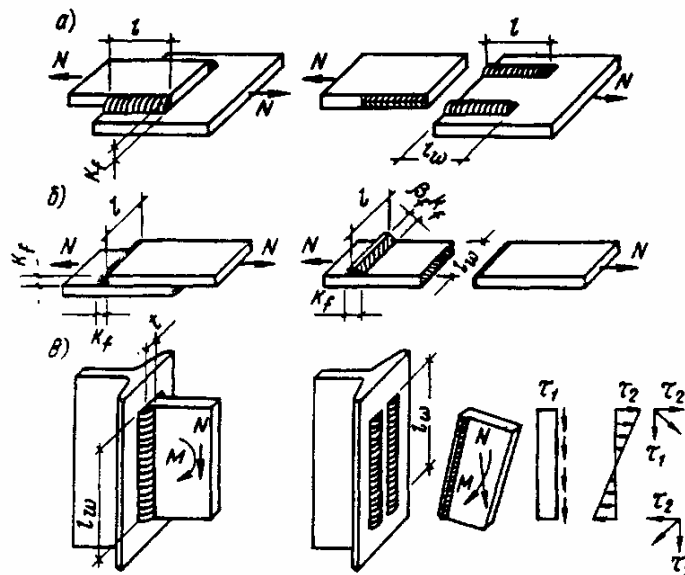


Рис 4.6. К расчету угловых швов

а - на разрушение соединений с фланговыми швами; **б** - с лобовыми швами; **в** - работающих на изгиб

трещин. Поэтому СНиП диктует, что катеты угловых швов k_f должны быть не более $1,2t$, где t - наименьшая толщина соединяемых элементов.

Сварные соединения с угловыми швами при действии “ M ” в плоскости, перпендикулярной плоскости расположения швов, рассчитывают на срез:

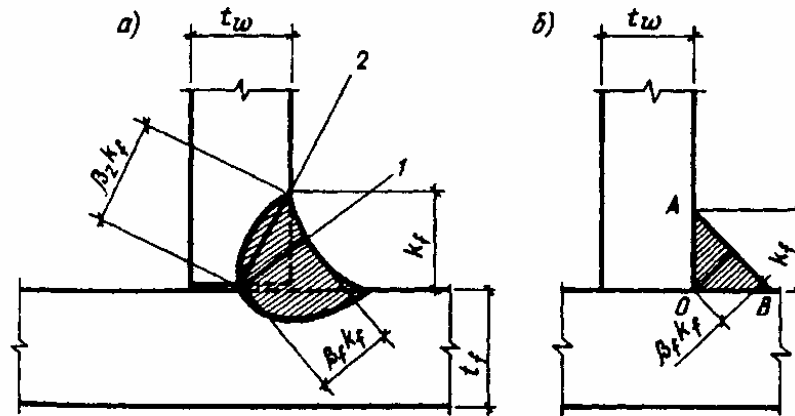


Рис. 4.7 Расчетные сечения шва

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

по металлу шва

$$M/W_f \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \quad (4.5)$$

по металлу границы сплавления

$$M/W_z < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \quad (4.6)$$

где W_f и W_z - моменты сопротивления расчетных сечений сварного соединения соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления; γ_{wf} и γ_{wz} - коэффициенты условия работы шва, $\gamma_{wf} = 1$ и $\gamma_{wz} = 1$ во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в климатических районах, указанных в СНиП 2.01.07-85; R_{wf} и R_{wz} - расчетные сопротивления металла шва и металла границы сплавления (см. табл.4.2 и прил.2).

При действии момента в плоскости расположения швов их рассчитывают на срез по формулам:

по металлу шва
$$\frac{M \sqrt{x^2 + y^2}}{J_{zx} + J_{zy}} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \quad (4.7)$$

по металлу границы сплавления
$$\frac{M \sqrt{x^2 + y^2}}{J_{zx} + J_{zy}} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \quad (4.8)$$

где x и y - коэффициенты точки A сварного соединения, наиболее удаленные от центра тяжести; J_{fx} и J_{fy} - моменты инерции расчетного сечения сварного соединения по металлу

шва относительно его главных осей “x” и “y”; J_{zx} и J_{zy} - то же, по металлу границы сплавления.

При расчете сварного соединения с угловыми швами на одновременное действие продольной силы, поперечной силы Q и момента M должны выполняться условия

$$\tau_f < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \quad \text{и} \quad \tau_z \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c ;$$

где τ_f и τ_z - напряжения в точке расчетного сечения сварного соединения соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления, определяемые по формуле:

$$\tau = \sqrt{(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + (\tau_N + \tau_{My})^2} \quad (4.9)$$

Т а б л и ц а 4.3. Коэффициенты проплавления в зависимости от вида сварки

Вид сварки и диаметр сварочной проволоки, мм	Положение шва	Коэффициент проплавления	Значения коэффициентов и при нормальных режимах сварки и катетов швов, мм			
			3 – 8	9 – 12	14 – 16	>16
Автоматическая, d = 3 - 5	В лодочку	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнее	β_f	1,1	0,9		0,7
		β_z	1,15	1,05		1,0
Автоматическая и полуавтоматическая, d = 1,4 – 2	В лодочку	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z		1,05	1,0	
	Нижнее Горизонтальное Вертикальное	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
Ручная полуавтоматическая проволокой сплошного сечения, d < 1,4, или порошковой проволокой	В лодочку Нижнее Горизонтальное Вертикальное Потолочное	β_f	0,7			
		β_z	1,0			