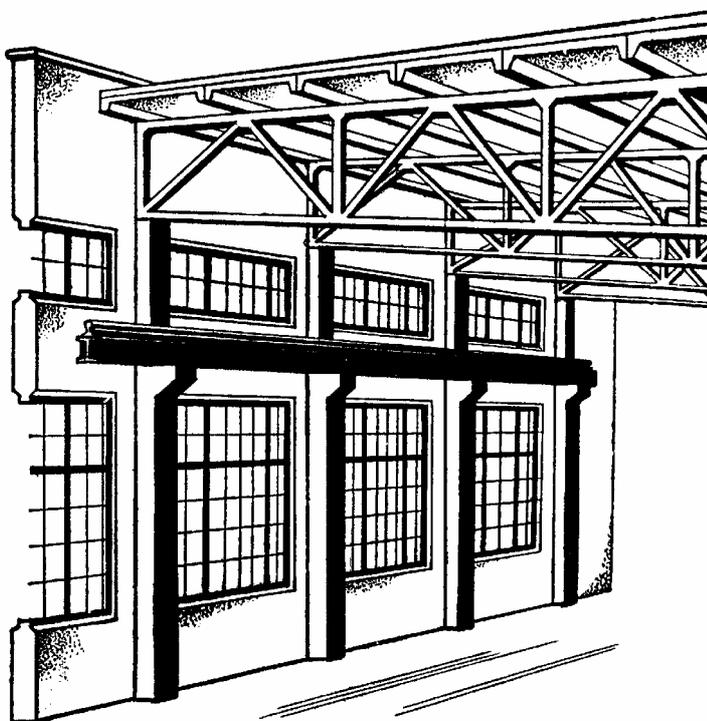




С.Г. Кусябгалиев

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

I



Усть-Каменогорск

Министерство образования и науки Республики Казахстан
**ВОСТОЧНО-КАЗАХСТАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ**
им. Д.Серикбаева

С.Г. Кусябгалиев

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

**Конспект лекций для студентов
строительных специальностей
всех форм обучения**

Раздел I

Усть-Каменогорск
2003

УДК 624.014.(075.8)

Кусябгалиев С.Г. Металлические конструкции. Раздел I.
Конспект лекций./ВКГТУ. – Усть-Каменогорск, 2003. - 101 с.

Рассмотрены основные особенности, номенклатура, область применения, требования, организация проектирования, свойства и работа материалов, применяемых в строительных металлических конструкциях, основы расчета при различных видах напряженного состояния, соединения металлических конструкций, основы конструирования и расчета балок и балочных конструкций, а также колонн и стержней, работающих на центральное сжатие, основы изготовления и монтажа.

Для студентов строительных специальностей 4301, 0620, 4310, 1601 всех форм обучения.

Утвержден на заседании методического Совета строительного архитектурного института.

© Восточно-Казахстанский
государственный
технический университет,
им. Д. Серикбаева 2003

СОДЕРЖАНИЕ

1 ВВЕДЕНИЕ	5
1.1 Краткая история развития металлических конструкций	5
1.2 Номенклатура и область применения металлических конструкций	7
1.3 Основные особенности МК и предъявляемые к ним требования	7
1.4 Организация проектирования	8
2 МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ МК, ОСНОВНЫЕ СВОЙСТВА И РАБОТА МАТЕРИАЛОВ В КОНСТРУКЦИЯХ	9
2.1 Требуемые свойства металлов и методы их оценки	9
2.2 Стали	13
2.3 Алюминиевые сплавы	16
2.4 Влияние различных факторов на свойства стали	17
2.5 Работа стали под нагрузкой	17
3 ОСНОВЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ	22
3.1 Основные понятия, определения и положения расчета металлических конструкций	22
3.2 Методика расчета конструкций по предельным состояниям	23
3.3 Нормативные и расчетные сопротивления	24
3.4 Нагрузки и воздействия, классификация и сочетания нагрузок	25
3.5 Виды напряжений и их учет при расчете элементов МК	25
3.6 Расчет элементов конструкций	26
4 СОРТАМЕНТ	35
5 СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ	39
5.1 Виды сварки и их характеристика	39
5.2 Виды сварных швов и соединений	39
5.3 Термическое влияние сварки на соединения, сварочные напряжения	39
5.4 Материалы для сварных соединений	41
5.5 Конструирование, работа и расчет сварных соединений	42
5.6 Конструктивные требования к сварным соединениям	47
5.7 Условные изображения сварных швов при выполнении чертежей КМ	47
6 Болтовые соединения	48
6.1 Виды болтов и болтовых соединений	48

6.2	Работа и расчет болтовых соединений	50
6.3	Конструктивные требования к болтовым соединениям	53
6.4	Условные изображения болтов и отверстий	54
7	ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ, ИЗГОТОВЛЕНИЯ И МОНТАЖА МК	54
7.1	Проектирование	54
7.2	Изготовление	54
7.3	Монтаж	55
8	БАЛКИ И БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ	56
8.1	Общая характеристика, область применения. Типы балок	56
8.2	Балочные клетки и их компоновка.	56
8.3	Настилы. Основы расчета и конструирования.	57
8.4	Прокатные балки.	59
8.5	Составные балки (СБ)	61
8.6	Пути усовершенствования балочных конструкций.	79
9	КОЛОННЫ И СТЕРЖНИ, РАБОТАЮЩИЕ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ	82
9.1	Общая характеристика, классификация, область применения	82
9.2	Сплошные колонны	83
9.3	Сквозные колонны	84
9.4	Выбор расчетной схемы и типа колонны	88
9.5	Подбор сечения и конструирование	88
9.6	Расчет планок	92
9.7	Расчет раскосной решетки	94
9.8	Базы колонн	94
9.9	Оголовки колонн и сопряжение балок с колоннами.	99
	СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.	101

1 ВВЕДЕНИЕ

1.1 Краткая история развития металлических конструкций

Понятие металлические конструкции (МК) включает в себя их конструктивную форму, технологию изготовления и способы монтажа. Уровень развития МК определяется потребностями народного хозяйства и возможностями технической базы (металлургия, металлообработка, строительная наука и техника).

Условно, история развития МК разделена на пять периодов, а также отмечают три характерных этапа в развитии конструктивных форм МК.

Первый этап – дореволюционный включает в себя четыре периода, когда создание конструктивной формы подчинено требованию экономии металла и основывалось на успехах практических достижений строительной механики конца XIX – начала XX веков, обеспечивающих получение оптимальных схем.

1-й период (с XII до начала XVII в) характеризуется применением металла в уникальных сооружениях – дворцы, церкви и т.п. в виде затяжек и скреп для каменной кладки. Затяжки выковывали из железа и скрепляли через проушины штырями.

Примеры:

- затяжка Успенского собора во Владимире (1158);
 - МК, поддерживающие потолок и пол чердака храма Василия Блаженного (1560).
- Первая известная конструкция из стержней, работающих на растяжение, изгиб и сжатие. Затяжки укреплены подкосами для облегчения работы на изгиб. Еще тогда конструктор знал, что для затяжек, работающих на изгиб, надо применять полосу поставленную на ребро, а подкосы – делать квадратного сечения.

2-й период (с начала XVII до начала XVIII в) связан с применением наклонных стропил и пространственных купольных конструкций глав церквей. Стержни выполнялись из кованых брусков и соединены на замках и скрепах.

Примеры:

- каркас купола колокольни Ивана Великого (1603);
- перекрытие большого Кремлевского дворца (1640);
- перекрытие пролетом 18 м над трапезной Троицко-Сергиевской лавры (1698);
- купол Казанского собора пролетом 15 м (1805).

3-й период (с начала XVIII до середины XIX в) связан с освоением процесса литья чугунных стержней и деталей. Строятся мосты, перекрытия гражданских и промышленных зданий. Соединения чугунных элементов на замках или болтах.

Примеры:

- первой чугунной конструкцией в России считается перекрытие крыльца Невьянской башни на Урале – 1725г.;
- в Петербурге построен первый чугунный мост (1784);
- уникальная чугунная конструкция купола Исаакиевского собора (40-ые годы XIX в);
- чугунная арка пролетом 30 м Александринского театра в Петербурге (1827-1832);

Николаевский мост в Петербурге с восемью арочными пролетами от 33 до 47 м, являющийся самым крупным чугунным мостом мира (50-е г. XIX в).

Наклонные стропила трансформируются в железочугунные треугольные фермы со стержнями прямоугольного или круглого сечения. Затем, оценили профили и изготавливали гнутьем или ковкой нагретых полос уголки и швеллеры.

4-й период (с 30-х г XIX в до 20-х г XX в) связан с быстрым техническим прогрессом во всех областях техники, в том числе металлургии и металлообработке. В

конце 80-х годов – выплавка железа из чугуна в мартеновских и конвертерных печах, появились заклепочные соединения. 40-е годы – освоен процесс получения профиля и проката, сталь вытеснила чугун.

Конструктивная форма ферм совершенствуется – раскосные фермы, узлы выполнялись на заклепках, стали применяться решетчатые каркасы промзданий (ПЗ), рамно-арочные перекрытия значительных пролетов.

Примеры:

- покрытие Сенного рынка в Петербурге пролетом 25 м (1884);
- Гатчинский вокзал (1890);
- Варшавский рынок пролетом 16 м (1891);
- дебаркадер Киевского вокзала в Москве (1913-1914) акад. В.Г.Шухов.

Во второй половине XIX в развитие получило мостостроение. Основателями школы являются:

- инженер С.В. Кербедз (1810-1899), построил первый железный мост через реку Лугу (1853), автор самого крупного чугунного моста в Петербурге;
- профессор Н.А. Белелюбский (1848-1922), впервые применил раскосную решетку ферм, разработал первый в России металлический сортамент прокатных профилей, написал первый систематизированный курс по строительной механике;
- профессор Л.Д. Проскуряков (1858-1926) ввел в фермы треугольную и шпренгельную решетки, мост через Енисей и др.;
- профессор Ф.С. Ясинский (1858-1899) первый запроектировал многопролетное промышленное здание, разработал большепролетные складчатые и консольные конструкции покрытий;
- академик В.Г. Шухов (1853-1939) первый в мире разработал и построил пространственные решетчатые конструкции, возведение покрытий в виде висячих систем, резервуаростроение и др. листовые конструкции.
- профессор И.П. Прокофьев (1877-1958) первая монография по изготовлению и монтажу МК. Запроектировал уникальные большепролетные покрытия.

Второй этап – после революционный. Здесь конструктивная форма МК принималась на основе минимального веса. Осуществлялся переход от кустарных способов изготовления и монтажа к механическим и индустриальным методам ведения работ. Рост объемов строительства делала острой проблему существенного увеличения производства МК и снижение трудоемкости их изготовления. Здесь, наряду с экономией металла, предъявляются требования снижения трудозатрат при производстве и возведении, обеспечение необходимой долговечности при существенных уже-сточающих условиях и режимах эксплуатации.

Третий этап – послевоенный. (80- начала 90г) конструктивные формы МК испытывали влияние трех воздействий:

- спрос народного хозяйства на МК;
- развитие сборного ЖБ как конкурент;
- ужесточение требований к МК как следствие развития науки и техники, возникновение новых производств и технологий, создание новых материалов.

Указанные (2-й – 3-й) этапы развития конструктивной формы МК происходили в пятом периоде развития МК.

Пятый период – начинается с 20-годов.

Основные характеристики периода:

- широкая программа индустриализации страны;

- клепанные конструкции полностью заменены сварными;
- развитие металлургии позволило применять в МК более прочную низколегированную сталь (кремнистая), номенклатура их значительно расширилась, что снизило вес МК и создавались сооружения больших размеров;
- рост производственной базы МК (заводы и специализированные монтажные организации – «Главстальконструкция»), объем МК с 1930г – по 1980г. увеличился в 20 раз;

- организация проектных, научных и производственных коллективов – Проектстальконструкция, Промстройпроект, ЦНИИПС (преобразован в ЦНИИСК), ЦНИИПСК, ВНИПИП (Промстальконструкция) исследование и проектирование монтажных работ; ВНИКТИСК – технология изготовления МК;

- начало 30-х г оформление советской школы проектирования МК – оптимальные формы, развитие всех видов МК, снижение трудоемкости изготовления и монтажа, экономия стали – это основные задачи школы;

- строительство промзданий, типизация, развитие листовых конструкций, высотных сооружений, развитие методов расчета конструкций.

- 1950 г. – разработан метод расчета МК по предельным состояниям (ПС), использование ЭВМ с системами САПР.

Успехи в развитии МК достигнуты благодаря творческим усилиям коллективов НИИ и ПИ, возглавляемых ведущими учеными:

- профессор Н.С. Стрелецкий (1885-1967), он 50 лет возглавлял советскую конструкторскую школу металлостроения;

- профессор Е.О.Патон (1870-1953) – развитие мостостроения, заслуги в области электродуговой сварки, организовал в Киеве ИЭС;

- профессор Н.П. Мельников – руководил много лет ЦНИИПСК.

1.2 Номенклатура и область применения металлических конструкций

В зависимости от конструктивной формы и назначения МК можно разделить на 8 видов:

- промышленные здания (каркасы зданий);
- большепролетные покрытия зданий (пролетом больше 30м до 150м), системы – балочные, рамные, арочные, висячие, пространственные;
- мосты и эстакады;
- листовые конструкции (резервуары, газгольдеры, бункеры, трубы);
- башни, мачты, опоры ЛЭП;
- каркасы многоэтажных зданий (гражданское строительство);
- крановые и другие подвижные конструкции;
- прочие конструкции (конструкции промышленности атомной энергетики, платформы для разведки и добычи газа и нефти в море, спортивные сооружения и др.).

1.3 Основные особенности МК и предъявляемые к ним требования

МК обладают следующими достоинствами:

- надежность- обеспечивается близким совпадением их действительной работы (распределение напряжений и деформаций) с расчетными предпосылками, однородностью структуры;

- легкость - МК являются самыми легкими конструкциями. Легкость конструкции определяется следующим выражением:

$$C = \rho/R, \quad (\text{м}^{-1}) \quad (1.1)$$

где ρ - плотность;

R – расчетное сопротивление материала.

Для малоуглеродистой стали - $C = 3.7 \cdot 10^{-4}, \text{ м}^{-1};$

для высокопрочной стали - $C = 1.1 \cdot 10^{-4}, \text{ м}^{-1};$

для бетона М300 - $C = 1.85 \cdot 10^{-3}, \text{ м}^{-1};$

для дерева - $C = 5.4 \cdot 10^{-4}, \text{ м}^{-1};$

- индустриальность, технологичность, непроницаемость

МК имеют следующие недостатки:

- коррозия;

- небольшая огнестойкость.

У стали - при $t = 200^\circ\text{C}$ уменьшается модуль упругости E , а при $t = 600^\circ\text{C}$ сталь переходит в пластическое состояние. Алюминиевые сплавы становятся пластичными при $t = 300^\circ\text{C}$.

При проектировании МК должны учитываться следующие основные требования:

- условия эксплуатации – основные требования;
- экономия металла;
- транспортабельность;
- технологичность;
- скоростной монтаж;
- долговечность;
- эстетичность;
- типизация;
- внедрение поточного метода изготовления и монтажа МК.

1.4 Организация проектирования

Проектирование зданий и сооружений производится на основании задания на проектирование, которое выполняется в одну или две стадии:

- в одну стадию – рабочий проект – (сооружение осуществляется по типовым проектам, технически несложные объекты).

- в две стадии – проект и рабочая документация.

На стадии проект дается описание и обоснование архитектурно-строительных решений, целесообразность применения МК, определяется конструктивная схема сооружения и подбираются типовые конструкции. Разрабатываются основные чертежи – планы, разрезы со схематическим изображением основных несущих и ограждающих конструкций.

В состав рабочей документации входят рабочие чертежи (РЧ) из двух частей КМ и КМД, на основе которых разрабатываются сметы. РЧ объединяют в основные комплекты по маркам (КМ1, КМ2; КМД1, КМД2) и могут быть расчленены на несколько комплектов (очередность участка строительства).

Состав основного комплекта РЧ КМ:

1. Общие данные – ведомость чертежей, ссылки на основной комплект чертежей, условные обозначения и изображения, не установленные стандартом, общие указания, другие указания. Все ведомости оформляются по установленным ГОСТам и формам.

2. Сведения о нагрузках и воздействиях на конструкции по СНИП.

3. Чертежи общих видов конструкций сооружения.
4. Схемы расположения элементов конструкций с ведомостью их и дополнительными требованиями, отсутствующие в общих данных. Указываются марки, сечения, эскиз, усилия.
5. Чертежи элементов конструкций.
6. Спецификация металлопроката (СМ).
7. Состав основного комплекта РЧ КМД.
8. РЧ, предназначенные для производства СМР;
9. РЧ, предназначенные для изготовления и монтажа МК;
10. Дополнительные чертежи.

Рабочие чертежи части КМ выполняются проектными институтами, а части КМД – конструкторскими бюро ЗМК.

Общие правила оформления рабочих чертежей приведены в соответствующих ГОСТах.

2 МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ МК, ОСНОВНЫЕ СВОЙСТВА И РАБОТА МАТЕРИАЛОВ В КОНСТРУКЦИЯХ

2.1 Требуемые свойства металлов и методы их оценки

Успех в познании МК состоит в обеспечении возможности индустриального изготовления, надежности, долговечности, технико-экономической эффективности, которые во многом зависят от правильного выбора инженера.

Анализ этих положений и накопленный опыт выделяют следующие основные служебные свойства, которыми должна обладать строительная сталь – прочность, сопротивляемость хрупкому и вязкому разрушению (упругость, пластичность, ползучесть, твердость), свариваемость, коррозионная стойкость, технологичность и т.п. – это механические свойства стали.

Прочность – сопротивляемость материала внешним силовым воздействиям без разрушения. Определяются испытаниями стандартных образцов на растяжение статической нагрузкой с записью диаграммы $\sigma = \frac{F}{A}$ и $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \cdot 100\%$ (рисунок 2.1).

Основными характеристиками прочности металла являются временное сопротивление $\sigma_{ц}$ - наибольшее напряжение при разрушении образца и σ_y - предел текучести – напряжение, при котором деформации растут без изменения нагрузки.

Упругость - свойство материала восстанавливать первоначальную форму после снятия нагрузок.

Пластичность – свойство материала сохранять остаточные деформации после снятия нагрузки без разрушения.

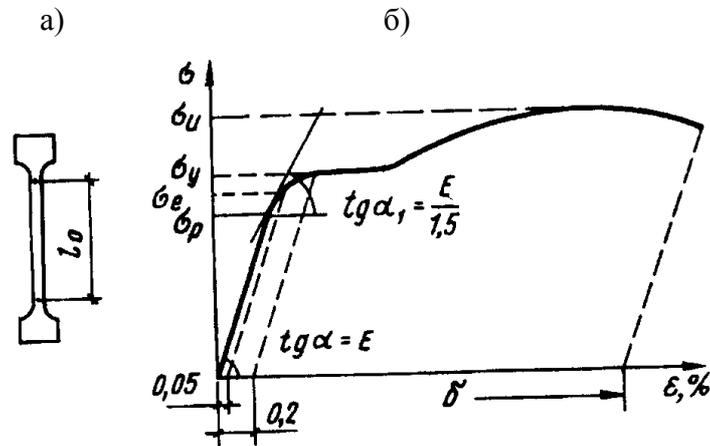
Ползучесть – непрерывное деформирование во времени без увеличения нагрузки.

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

Мерой пластичности стали служит относительное остаточное удлинение при разрыве $\delta_{равн}$ – равномерное удлинение по всей длине образца.

Для металлов, не имеющих площадки текучести, определяется условный предел текучести $\sigma_{0,2}$, т.е. такое напряжение, при котором остаточное относительное удлинение достигает 0.2 %.

Усталость металла – склонность металла к разрушению при действии циклически меняющихся напряжений, которые могут быть меньше σ_u и даже σ_T .



а – образец для испытания на растяжение;
б – к определению предела пропорциональности и предела упругости

Рисунок 2.1 - К определению механических характеристик металла

Упругость материала – определяется модулем упругости $E = \tan \alpha$, и пределом упругости σ_e , т.е. таким максимальным напряжением, при котором деформации после снятия нагрузки исчезают. До σ_p материал работает линейно по закону Гука:

$$\sigma = E \cdot \epsilon. \quad (2.1)$$

Обычно принимают, что предел пропорциональности σ_p соответствует напряжениям, при которых E уменьшается в 1,5 раза, а предел упругости σ_e – напряжениям при которых $\epsilon = 0.05\%$.

Склонность металла к хрупкому разрушению – ударная вязкость (КС) определяется работой, затраченной на разрушение эталонного образца, отнесенной к площади поперечного сечения ($\text{Дж}/\text{см}^2$) (рисунок 2.2).

Испытания проводят на специальных маятниковых копрах. Температура, при которой происходит спад ударной вязкости, или она снижается ниже $30 \text{ Дж}/\text{см}^2$ принимается за порог хладостойкости. Резкое снижение «КС» наблюдается у состаренного металла. Значения «КС» установлены стандартами на сталь. Таким образом, ударная вязкость является комплексным показателем состояния металла – хрупкое или вязкое.

Оценка **технологических свойств** металла производится по химическому составу.

Свариваемость. Установлено, что повышение прочности стали увеличением содержания углерода ("С") и легирующих добавок, возрастает опасность появления околосшовных закалочных микроструктур, холодных трещин и т.п. При этом, действие углерода особенно отрицательно, поэтому свариваемость оценивается химическим составом (углеродному эквиваленту).

Для определения углеродного эквивалента предложено несколько формул, так, формула международного института сварки:

$$C_{\text{Э}} = C + \frac{M_n}{6} + \frac{C_2 + M_0 + V}{5} + \frac{C_n + N_i}{15}, \quad (2.2)$$

где: $C = 0.07 \div 0.22\%$; $M_n = 0.4 \div 1.4\%$; $C_n \leq 1.2\%$; $N_i \leq 1.2\%$;
 $C_2 \leq 0.7\%$; $V \leq 0.12\%$; $M_0 = 0.7\%$.

Таким образом, при $C_3 \leq 0.4$ сварка стали не вызывает затруднений, при $0.4 < C_3 \leq 0.55$ сварка возможна, но требует принятия специальных мер по предотвращению возникновения трещин. При $C_3 > 0.55\%$ опасность появления трещин резко возрастает.

Помимо образования холодных трещин, могут образоваться и горячие трещины, а также локальное ухудшение эксплуатационных характеристик (хладостойкость) – локальное разупрочнение.

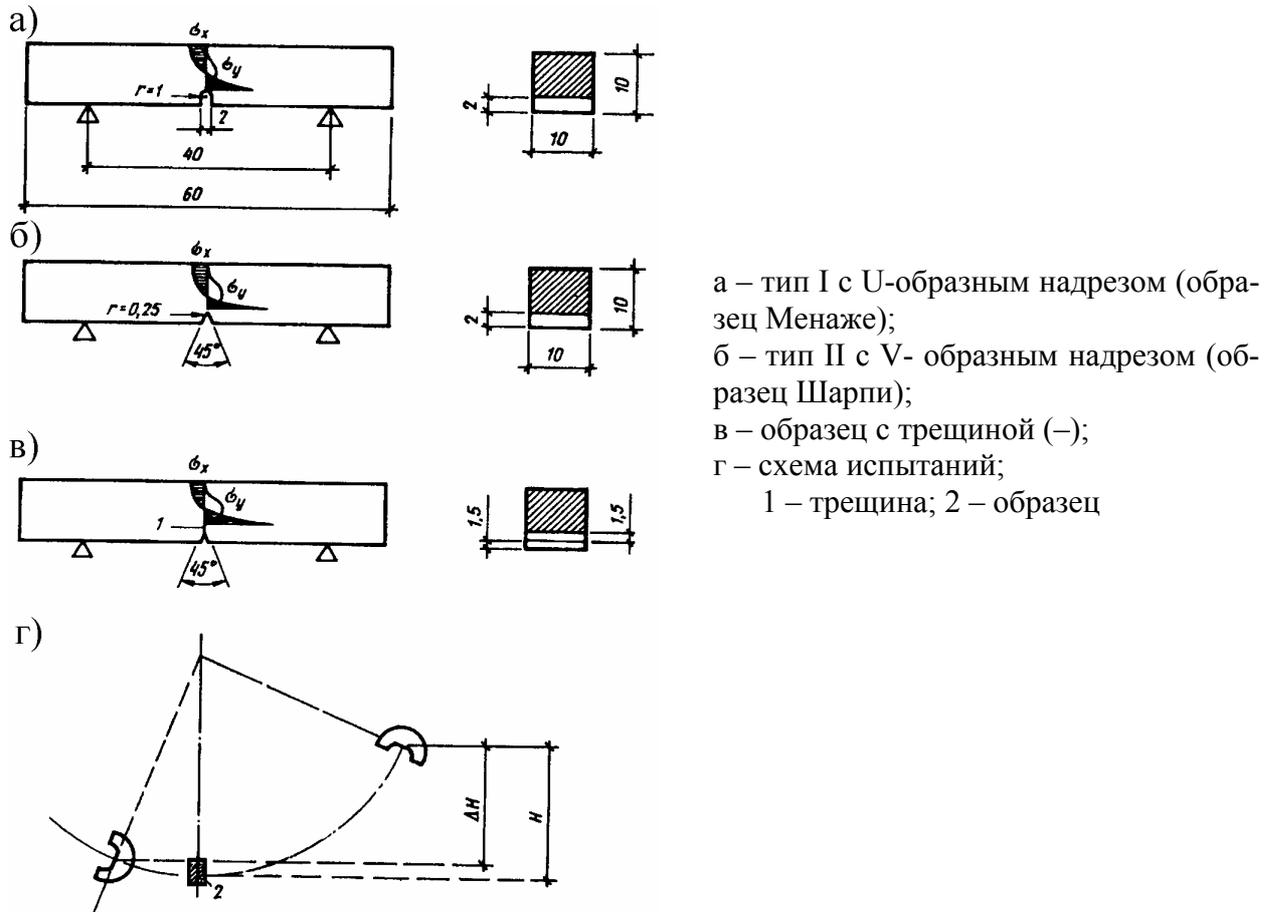


Рисунок 2.2 – Типы образцов для испытаний на ударную вязкость

Хладостойкость определяется t^0 хрупкости, при которой возможен переход от вязкого к хрупкому разрушению микросколом (зерна металла раскалываются по определенным кристаллографическим плоскостям). Это опасно, т.к. разрушение происходит внезапно, распространяясь с высокой скоростью, часто при весьма низких напряжениях. Является фактором, препятствующим дальнейшему повышению прочности стали легированием.

Сопротивление вязкому разрушению выражается следующими характеристиками:

- предельная пластичность ϵ_k ; ψ ; δ_k ;
- ударная вязкость при вязком разрушении – KC_{max} ;
- анизотропия вязкости и пластичности.

Они определяют возможность холодной гибки, штамповки, вальцовки, правки и сварки.

Анизотропия пластичности – заметное снижение показателей ударной вязкости при переходе от испытаний в продольном направлении к испытаниям в поперечном и резком их падении при испытаниях в направлении толщины изделия.

Так для Ст3 – $KC_{max} \approx 200 \text{ Дж/см}^2$ – в продольном направлении;
 $KC_{max} \approx 150 \text{ Дж/см}^2$ – в поперечном направлении;
 $KC_{max} \approx 40 \text{ Дж/см}^2$ – в направлении толщины

при $t^0 = +20^{\circ}\text{C}$.

Анизотропия сильно влияет на сварные соединения – в основном металле образуются капиллярные трещины вдоль швов.

Меры борьбы с анизотропией – добиться низкого содержания в стали $S < 0.01\%$ и O_2 , направленного воздействия усилия, добавление металлов – модификаторов (титан, Са, Те, Се, редкоземельные).

Технико-экономическая эффективность (ТЭЭ) определяется показателями двух категорий – изменение массы конструкции и их стоимость.

Непременным условием является получение экономического эффекта, подсчитываемый методом приведенных затрат.

ТЭЭ применения сталей разных уровней прочности видна из следующей таблицы:

Марка стали	$\frac{\sigma_T}{R_Y}$	K_H	q_H	Относительная стоимость конструкции в деле	Экономический эффект от базы
ВСт3сп5 (база)	235/225	1	0	1.0	-
ВСт3сп5-1	235/230	1.02	0.02	1.01	0.7
ВСт3сп5-2	265/260	1.12	0.12	1.03	8.9
04Г2С-6-1	325/315	1.24	0.24	1.12	11.6
14Г2А-Ф	390/370	1.46	0.46	1.23	23.4
16Г2А-Ф	440/400	1.55	0.55	1.27	28.9
12Г2СМ-Ф	590/515	1.92	0.92	1.56	35.8

K_H – коэффициент приведения снижения массы;

q_H – коэффициент экономии массы;

Данные показывают, что возможный экономический эффект возрастает по мере повышения прочности стали.

Это можно увидеть и из следующей таблицы:

Предел текучести Н/мм ²		200	400	600	800	1000
Экономия %	Мосты	-	43	64	78	83
	Растянутые элементы	-	40	60	70	75
	Каркас промышленных зданий	-	30	44	55	60

Максимальное снижение массы достигается в сооружениях, в которых значительная часть нагрузок приходится на собственный вес конструкций.

Значения показателей основных свойств металлов устанавливаются ГОСТами и техническими условиями (ТУ).

Наиболее важными из физических характеристик металлов являются:

Характеристики	Условные обозначения	Прокатная сталь	Алюминиевые сплавы
Объемный вес (плотность)	γ , кН/см ³ ρ , кг/м ³	$7.85 \cdot 10^{-5}$ $7.85 \cdot 10^3$	$2.7 \cdot 10^{-5}$ $2.7 \cdot 10^3$
Модуль упругости	E , кН/см ²	$2.06 \cdot 10^4$	$0.71 \cdot 10^4$
Модуль сдвига	G , кН/см ²	$0.81 \cdot 10^4$	$0.27 \cdot 10^4$
Коэффициент поперечной деформации (коэф. Пуассона)	ν	0.3	0.3

На основании вышеуказанного выбраны 7 основных унифицированных уровней прочности стали с пределом текучести σ_T не менее: нормальной – 225 МПа, повышенной – 285, 325, 390 МПа, высокой – 440, 590, 735 МПа прочности.

2.2 Стали

а) Общая характеристика

Сталь – это сплав железа с углеродом, содержащий легирующие добавки, улучшающие качество металла.

В твердом состоянии сталь является поликристаллическим телом, состоящим из множества различно ориентированных кристаллов (зерен), в каждом из которых атомы (+ заряженные ионы) расположены упорядоченно в узлах пространственной решетки, объемно-центрированная – 1 (ОЦК) и гранецентрированная кубическая – 2 (ГЦК) (рисунок 2.3).

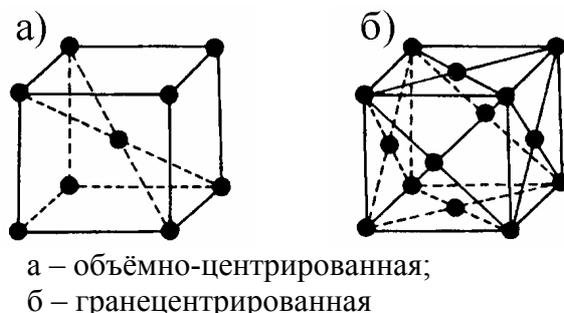


Рисунок 2.3 – Кубическая кристаллическая решетка

Каждое зерно анизотропно и имеет различные свойства по разным направлениям. При большом их количестве, по разному ориентированных эти различия сглаживаются и статистически в среднем по всем направлениям свойства стали становятся одинаковыми и она ведет себя как квазиизотропное тело.

Температура (t°) плавления чистого железа 1535°C , при твердении образуются кристаллы чистого железа – феррита (δ – железо с ОЦК), при $t^\circ = 1400^\circ\text{C}$ происходит перекристаллизация, и δ – железо переходит в γ – железо (с ГЦК), а при $t^\circ = 910^\circ\text{C}$ и ниже кристаллы γ -железа вновь превращаются в ОЦК, эта модификация называется α – железом.

При введении углерода (С) – 0,2% температура плавления - 1520°C . При остывании образуется твердый раствор углерода в γ -железе, называемый аустенитом с

ГЦК решеткой. При $t^{\circ} = 910^{\circ}\text{C}$ начинается распад аустенита. Обогащаясь углеродом, аустенит при 723°C превращается в перлит – смесь феррита и карбида Fe_3C , называемый цементитом. Таким образом, при нормальной температуре сталь состоит из двух основных фаз – феррита и цементита, которые образуют самостоятельные зерна и входят в состав перлита.

Величина зерен феррита и перлита зависит от числа очагов кристаллизации и условий охлаждения и существенно влияет на механические свойства стали – чем меньше зерно, тем выше качество металла.

Легирующие добавки, входя в твердый раствор с ферритом, упрочняют его.

При термической обработке изменяется структура, величина зерна и растворимость легирующих добавок, что приводит к изменению свойств стали.

Нормализация – повторный нагрев проката до температуры образования аустенита – 723°C и охлаждения на воздухе. Улучшается прочность, пластичность, ударная вязкость и повышается однородность стали.

Закалка – то же, но при быстром остывании. Повышается прочность и склонность к хрупкому разрушению, снижается пластичность.

Отпуск – нагрев, затем выдержка при заданной температуре и медленное остывание. Это делается для регулирования механических свойств закаленной стали и образования желаемой структуры.

При прокатке, в результате обжатия, структура стали меняется – размельчаются зерна с различной ориентацией вдоль и поперек проката, что приводит к некоторой анизотропии. Значения имеют скорость и температура прокатки.

Таким образом, варьируя химический состав, режимы прокатки и термообработки, можно получить сталь с заданными прочностными и другими свойствами.

По прочности стали делятся на три группы:

Обычной ($\sigma_y < 29 \text{ кН/см}^2$, $\frac{\sigma_y}{\sigma_n} = 0.6 \div 0.7$), повышенной ($\sigma_y = 29 \div 40 \text{ кН/см}^2$) и

высокой прочности ($\sigma_y > 40 \text{ кН/см}^2$, $\frac{\sigma_y}{\sigma_n} = 0.8 \div 0.9$).

По химическому составу стали бывают углеродистые и легированные. Первые состоят из Fe и углерода с некоторой добавкой кремния (или Al) и Mn.

Углерод (У) – повышает прочность, снижает пластичность и свариваемость, поэтому применяют для МК низкоуглеродистые стали с "У" не $> 0.22\%$.

Легирующие добавки:

Кремний (С) – $0.3 \div 1.1\%$ - раскислитель связывает избыточный O_2 . Повышает прочность, но снижает пластичность, свариваемость и коррозионную стойкость.

Марганец (Г) – $0.64 \div 1.5\%$ - повышает прочность, является хорошим раскислителем и, соединяясь с серой, снижает её вредное влияние. При содержании (Г) более 1.5% сталь становится хрупкой.

Медь (Д) – несколько повышает прочность и улучшает стойкость стали против коррозии. Если (Д) $> 0.7\%$ способствует старению стали и повышает её хрупкость.

Хром и никель (Х, Н) – не $> 0.3\%$ повышает прочность и улучшает коррозионную стойкость.

Алюминий (Ю) – хороший раскислитель, повышает ударную вязкость, нейтрализует вредное влияние фосфора, повышает ударную вязкость.

Ванадий и молибден (Ф, М) – $\Phi = 0.07 \div 0.15\%$ и $M = 0.15 \div 0.25\%$ - увеличивают прочность и предотвращают разупрочнение при сварке.

Азот (А) - в несвязанном состоянии способствует старению стали и делает её хрупкой, поэтому его должно быть не $> 0.009\%$. В химически связанном состоянии с Ю, Ф, титаном (Т) и др. позволяет получить мелкозернистую структуру и улучшает механические свойства.

Вредные примеси:

Фосфор – не $> 0.04\%$, повышает хрупкость стали, особенно при пониженных t° (хладоломкость), и снижает пластичность при повышенных.

Сера - не $> 0.05\%$, делает сталь красноломкой при $t^{\circ} 800 - 1000^{\circ}\text{C}$.

Кислород – действует подобно сере, но в более сильной степени и повышает хрупкость стали.

Водород - не $> 0.0007\%$, снижает пластичность и временное сопротивление, повышает хрупкость.

Стали классифицируются:

По виду поставки стали подразделяются на горячекатаные и термообработанные. Группы поставки – А – по механическим свойствам,

Б – по химическому составу,

В – по механическим свойствам и по химическому составу.

По способу производства – мартеновская и конверторная, для наиболее ответственных деталей – электросталь (электрошлаковая переплавка - ЭШП).

По степени раскисления – кипящая (кп), полуспокойная (пс) и спокойная (сп). Последняя на 12% дороже первой. Низколегированные стали в основном поставляются спокойной.

По хладостойкости стали делятся на три группы:

1. без гарантий хладостойкости;
2. с гарантией для МК, эксплуатируемых при $t^{\circ} < -40^{\circ}\text{C}$;
3. с гарантией для МК, эксплуатируемых при $t^{\circ} > -40^{\circ}\text{C}$.

б) Нормирование сталей

Основным стандартом для МК является ГОСТ 27772-88, согласно которому изготавливают:

- фасонный прокат из сталей С235, С245, С255, С285, С345, С345К и С375.

- для листового и универсального проката и гнутых профилей используют также стали С390, С390К, С440, С590, С590К.

Стали С345, С375, С390 и С440 могут поставляться с повышенным содержанием меди (повышенная коррозионная стойкость), при этом к обозначению стали добавляется буква "Д".

Здесь буква "С" - сталь строительная, цифра – предел текучести σ_T в МПа и "К" - вариант химического состава. При термическом улучшении свойств добавляется буква "Т" - С345Т.

В зависимости от t° эксплуатации МК и степени опасности хрупкого разрушения стали С345 и С375 поставляются 4-х категорий, и обозначаются С345-1, С345-2 – нормируется ударная вязкость при $t^{\circ} = -40^{\circ}\text{C}$ и $t^{\circ} = -70^{\circ}\text{C}$.

Прокат поставляется партиями одной плавки-ковки и режима термообработки.

Так как значения σ_T имеют значительный разброс, что видно из гистограммы распределения, показывающие частоту того или иного значения σ_T , они аппроксими-

руются одной Гауссовой кривой (рисунок 2.4). Обеспеченность σ_T в ГОСТах принимается равной 0.95.

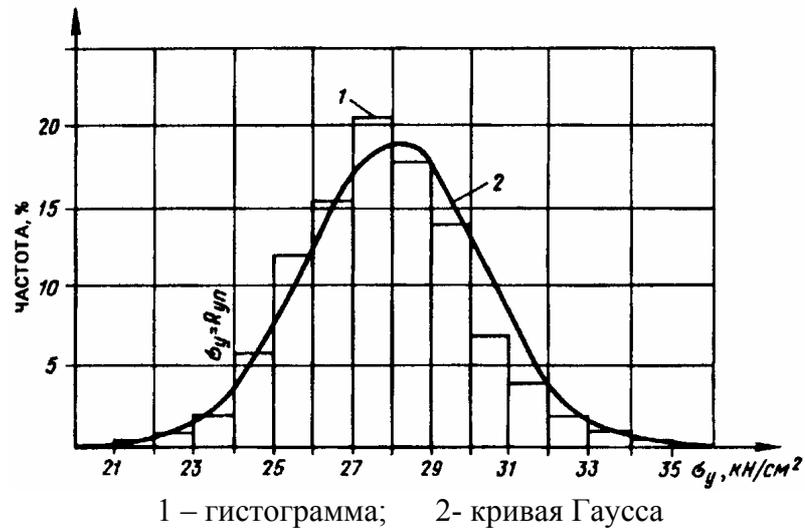


Рисунок 2.4 - Распределение предела текучести стали Вст3пс

в) выбор сталей для МК

Выбор сталей для МК производится на основе вариантного проектирования и ТЭО и зависит от следующих параметров: t^0 среды эксплуатации, характера нагружения, вида напряженного состояния и уровня возникающих напряжений, способа соединения элементов, толщины проката.

В зависимости от условий работы материала все виды конструкций разделены на 4 группы, а стали для них принимаются по СНиП II-23-81*, таблица 50* (приложение 1).

2.3 Алюминиевые сплавы

Алюминиевые сплавы получают путем легирования алюминия Mg, Mn, Cu, Si, Zn и др. элементами, т.е. они многокомпонентные Al-Mg-Si; Al-Cu-Mg, Al-Mg-Zn, которые увеличивают прочность в процессе старения, после термической обработки - $\sigma_u > 40 \text{ кН/см}^2$.

На заводских полуфабрикатах указывается марка сплава и состояние поставки: М- мягкое (отожженное), Н- нагартованное (холодная деформация); Н2 – полунагартованное, Т – закаленное и естественно состаренное; Т1- закаленное и искусственно состаренное, Т4 и Т5 – не полностью закаленное.

В строительстве рекомендуются всего 7 марок:

- термически неупрочняемые сплавы : АД1 и А Мr2М; АМr2М и АМr2МН2 (листы); А Мr2М (трубы);

- термически упрочняемые сплавы: АД31Т4 и АД31Т5 (профили); 1915 и 1915Т; 1925 и 1925Т; 1935, 1935Т, АД31Т (профили и трубы).

Кроме 1925Т, который применяется для клепаных конструкций, остальные сплавы хорошо свариваются.

Сплавы имеют широкие перспективы применения ввиду малой массы, стойкости против коррозии, хладостойкости, нет искрообразования, долговечности и хорошего вида. Однако, высокая стоимость, ограничивает их применение.

2.4 Влияние различных факторов на свойства стали

а) Старение – перестройка структуры и изменение прочности и пластичности в течение длительного времени, этому способствуют: механические воздействия, особенно развитие пластических деформаций (механическое старение), температурные колебания (термическое старение), т.к. оно снижает сопротивление динамическим воздействиям и хрупкому разрушению, это явление рассматривается как отрицательное для сталей.

Наиболее подвержена старению кипящая сталь.

Для алюминиевых сплавов термическое старение используется для повышения прочности.

б) Наклеп – повышение упругой работы материала в результате предшествующей пластической деформации. Пластичность снижается, повышается опасность хрупкого разрушения, что неблагоприятно сказывается на работе МК. Наклеп возникает и в процессе изготовления МК при холодной гибке, пробивке отверстий, резке ножницами.

в) Влияние температуры. До $t^{\circ} = 200 \div 250^{\circ}\text{C}$ механические свойства стали не меняются, при $t^{\circ} = 250-300^{\circ}\text{C}$ прочность несколько повышается, а пластичность снижается. Нагрев выше 400°C приводит к резкому падению σ_T и σ_u , и при $t^{\circ} = 600 \div 650^{\circ}\text{C}$ наступает температурная пластичность, т.е. сталь имеет низкую огнестойкость.

При отрицательных t° прочность возрастает, σ_T и σ_u сближаются, ударная вязкость падает и сталь становится хрупкой. Порог хладостойкости понижается t° , при которой ударная вязкость становится меньше $30-40 \text{ ДЖ/см}^2$. Так, для стали С235 (СтЗкп) порог от 0 до -10°C , а С255 (СтЗсп) - $t^{\circ} = -20 \dots -30^{\circ}\text{C}$, низколегированные стали имеют порог $t^{\circ} -40^{\circ}\text{C}$ и ниже.

2.5 Работа стали под нагрузкой

а) Виды и механизм разрушения стали

В зависимости от степени развития пластических деформации разрушение может быть:

хрупкое – происходит путем отрыва, без заметных деформаций, внезапно. При этом разрушаются межатомные связи. Прочность кристалла составляет 3300 кН/см^2 ;

пластическое – менее опасное, сопровождается значительными деформациями и является результатом сдвига одной части кристалла относительно другой, а напряжения для сдвига составляют $\approx 1300 \text{ кН/см}^2$, что намного больше σ_T металлов (не $> 100 \text{ кН/см}^2$).

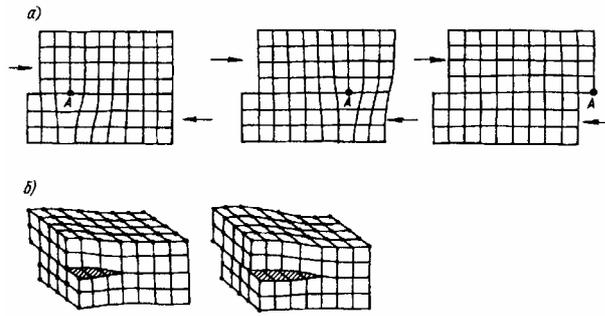
Таким образом, один и тот же материал может разрушиться и хрупко и пластично в зависимости от вида нагруженного состояния, наличия концентраторов напряжений, t° и т.п. Расхождение между теоретической и реальной прочностью объясняется дефектами кристаллической решетки, которые бывают (рисунок 2.5):

- **точечные** – отсутствие атома в узле решетки – наличие инородного атома в узле или вне узла;

- **линейные** – краевые и винтовые дислокации (оказывают наибольшее влияние);

- **поверхностные** – границы зерен, двойниковые прослойки и т.п.

- **объемные** – поры и инородные включения.



а – краевая дислокация; б – винтовая дислокация

Рисунок 2.5 - Виды дислокаций

С увеличением числа дислокаций прочность кристалла (зерна) падает, но при большей плотности – прочность снова возрастает.

Таким образом, для повышения прочности материалов можно идти двумя путями: 1-ый – уменьшение числа дефектов кристаллической решетки, т.е. приближение к идеальной, 2-ой – направленное изменение решетки и повышение плотности дислокаций (легирование, предварительная пластическая деформация и т.п.).

При поликристаллическом строении границы зерен и перлит создают дополнительные препятствия движению дислокаций и способствуют увеличению сопротивления пластическим деформациям и повышению прочности стали.

Свойства монокристалла различны по разным направлениям, но при большом количестве хаотично ориентированных кристаллов сталь ведет себя как изотропный материал.

б) Работа стали при одноосном растяжении

Стадия 1 – упругая работа, связь между σ и ϵ линейна и подчиняется закону Гука (2.1). $\sigma_{\max} = \sigma_p$; $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ Мпа} - \text{const}$.

Стадия 2 – упруго-пластическая работа, появляются отдельные сдвиги в зернах феррита, линейная связь между σ и ϵ нарушается, E - переменный.

Стадия 3 – текучесть, ϵ растут при $N = \text{const}$, происходит интенсивное движение дислокаций и увеличение их плотности, развитие линий сдвига в зернах феррита. Протяженность площадки текучести низкоуглеродистых сталей $1.5 \div 2.5\%$. Здесь $\epsilon = \epsilon_{\text{ост}} + \epsilon_{\text{упр}}$ и $\sigma_{\max} = \sigma_T$.

Стадия 4 – развитие деформаций сдерживается, линии сдвига искривляются, движение дислокаций затрудняется и рост ϵ возможен только при увеличении нагрузок (самоупрочнение), материал работает как упругопластический.

При σ близких к σ_u , продольные и поперечные деформации локализуются и в слабом месте образуется шейка с последующим разрывом.

Здесь, важным показателем (кроме $\sigma_T = \sigma_y$; σ_u и ϵ) является отношение $\frac{\sigma_y}{\sigma_u} \approx 0,6$

- характеризует резерв прочности, т.к. рабочие σ в элементах МК не $> \sigma_y$. Это отношение справедливо для сталей обычной и повышенной прочности.

Для высокопрочных сталей $\frac{\sigma_{02}}{\sigma_u} = 0.8 \div 0.9$.

Отношение $\frac{\sigma_p}{\sigma_y} = 0.8 \div 0.85$ характеризует сопротивление малым пластическим деформациям и оказывает большое влияние на устойчивость сжатых элементов.

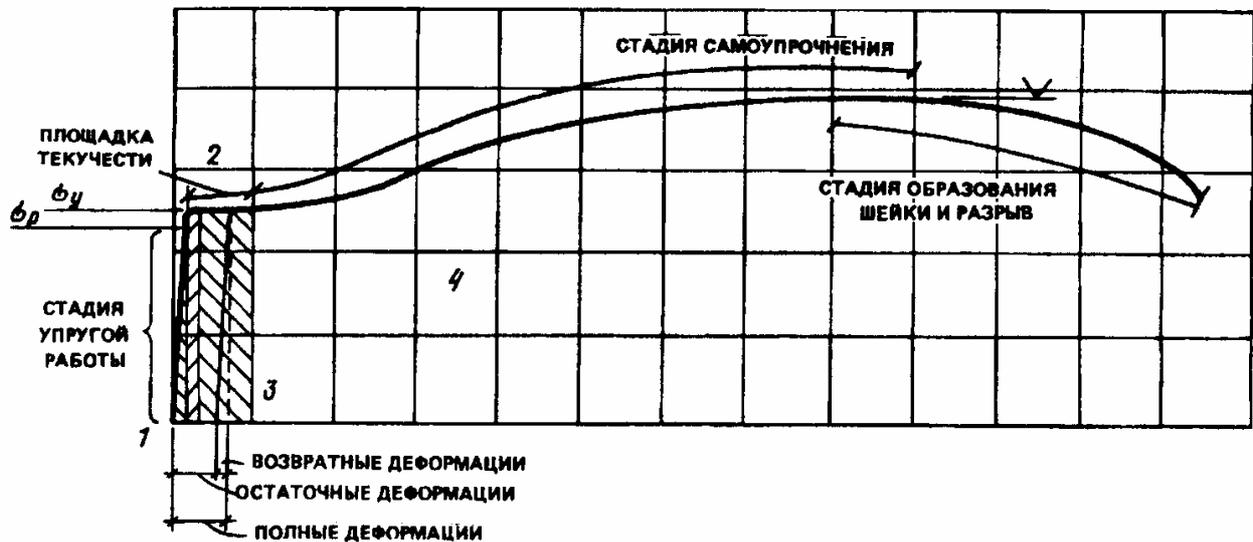


Рисунок 2.6 - Диаграмма растяжения стали и образования шейки

Диаграммы " $\sigma - \epsilon$ " для различных сталей существенно различаются по параметрам. Если построить эти зависимости в относительных координатах $\sigma/\sigma_{0.2}$ и $\epsilon/\epsilon_{0.2}$ (где $\sigma_{0.2}$ - условный σ_T , установленный по $\epsilon_{ост} = 0.2\%$), то различия будут очень малы (в начале площадки текучести), что позволяет использовать при расчетах унифицированную диаграмму (рисунок 2.7), и более того, для упрочнения расчетных предпосылок при работе конструкций в стадии 2 диаграмму " $\sigma - \epsilon$ " без большой погрешности (в сторону некоторого запаса) можно заменить идеализированной диаграммой упруго пластического тела (рисунок 2.8).

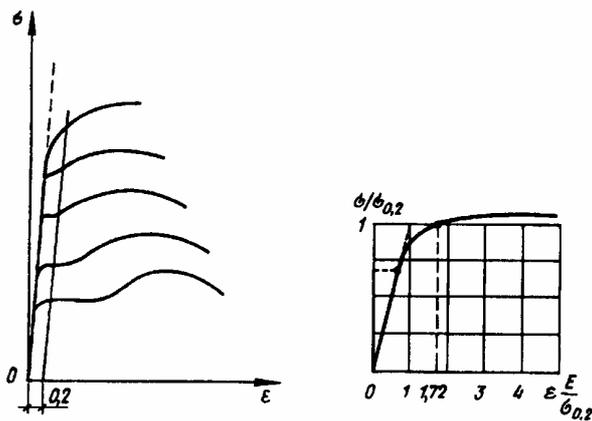


Рисунок 2.7 - Унификация диаграмм работы сталей

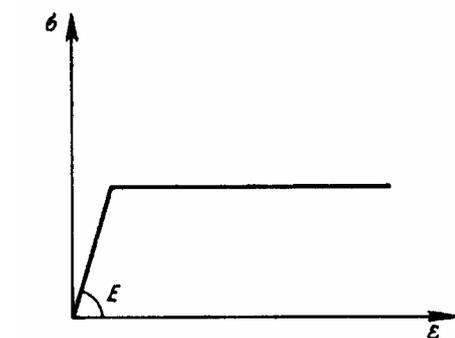


Рисунок 2.8 - Идеализированная диаграмма работы стали

При сжатии коротких образцов сталь ведет себя аналогично растянутому, σ_u невозможно, т. к. сталь расплющивается.

в) Работа стали при сложном напряженном состоянии

Характеризуется наличием двух или трех главных нормальных напряжений, σ_1 , σ_2 и σ_3 , действующих одновременно.

Если, при одноосном напряженном состоянии ($\sigma \neq 0$; σ_2 и $\sigma_3 = 0$), пластические деформации развиваются при σ_T , то при сложном - переходе в пластическое состояние, зависит от знака и соотношения значений действующих "σ". При однозначном поле "σ" развитие пластических деформаций запаздывает, σ_T повышается, а протяженность площадки текучести уменьшается и повышается опасность хрупкого разрушения.

При 3-х осном растяжении и $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ металл разрушается хрупко, а при сжатии разрушить металл не удастся (рисунок 2.9).

При разнозначных σ наблюдается обратная картина (пластичность начинается раньше, чем достигается σ_T , сталь становится как бы более пластичной) (рисунок 2.10).

В СНиПе расчетные формулы получены на основании энергетической теории прочности.

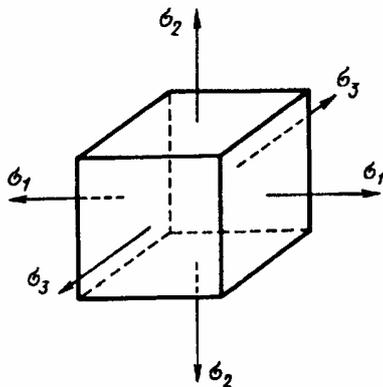
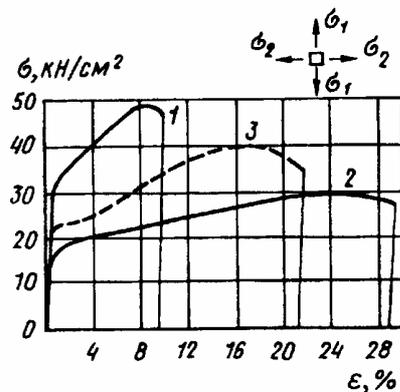


Рисунок 2.9 - Схема нагружения при сложном напряжённом состоянии



- 1 – однозначное поле напряжений;
- 2 – разнозначное поле напряжений;
- 3 – одноосное растяжение

Рисунок 2.10 - Диаграммы работы стали при сложном напряжённом состоянии

г) Работа стали при неравномерном распределении напряжений.

Концентрация напряжений.

В местах искажения сечения (у отверстий, выточек, надрезов, трещин и т.п.) линии главных "σ" искривляются и, обтекая границы, сгущаются, что характеризует повышение "σ" в этих местах, а искривления свидетельствуют о появлении двух главных напряжений σ_1 и σ_2 (плоское напряженное состояние), а при большой толщине элемента возникает и σ_3 - объемное напряженное состояние (рисунок 2.11).

Неравномерность распределения "σ" характеризуется коэффициентом концентрации

$$K = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_H}; \quad \sigma_H = \frac{N}{A_{HT}}. \quad (2.3)$$

A_{HT} – площадь ослабленного сечения, которая зависит от радиуса кривизны (остроты) надреза:

- у круглых $K = 1.5 \div 3.0$;
- у острых $K = 6 \div 9$
- при $r = 0$ $K = 1$.

Чем выше концентрация σ , тем меньше пластические деформации. При статических нагрузках и нормальной t^0 влияние на прочность концентраторов невелико и их можно не учитывать.

Эти явления опасны при эксплуатации конструкций при низких температурах, динамических нагрузках.

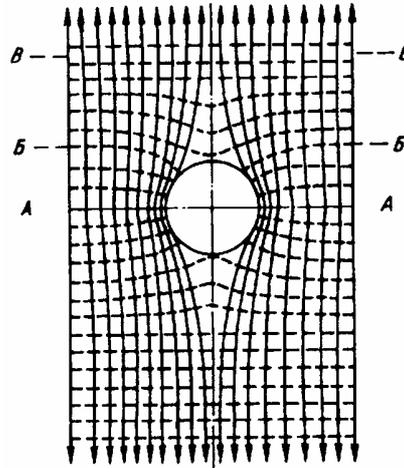


Рисунок 2.11 – Концентрация напряжений

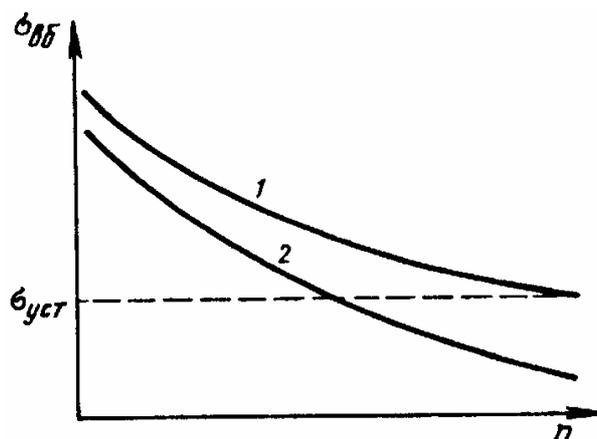
д) Работа стали при повторных нагрузках

При повторном нагружении металла в упругопластической стадии возникает наклёп, область упругой работы увеличивается, а пластичность падает.

Многokратное повторное нагружение приводит к разрушению при $\sigma < \sigma_u$ и даже меньше σ_T . Это явление называется усталостью металла, а разрушение – усталостным.

Способность металла сопротивляться усталостному разрушению называется выносливостью, а $\sigma_{вб}$ - вибрационной прочностью. Разрушение происходит вследствие накопления числа дислокаций и их концентрации.

$\sigma_{вб}$ зависит от числа циклов нагружения «n», вида нагружения и коэффициента асимметрии $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$.



- 1 – для стали;
- 2 – для алюминиевых сплавов

Рисунок 2.12 - Зависимость вибрационной прочности $\sigma_{вб}$ от числа циклов n

При большом числе циклов кривая $\sigma_{вб}$ асимптотически приближается к некоторому пределу, называемому пределом выносливости (усталости), который устанавливается при $n = 2 \cdot 10^6$ циклов.

Алюминиевые сплавы $\sigma_{уст}$ не имеют, а их $\sigma_{вб}$ при увеличении числа циклов постоянно снижается.

Для низкоуглеродистой стали при $\rho = 0$; $\sigma_{уст} = \sigma_T$, а при $\rho = -1$; $\sigma_{уст} = 0.6 \cdot \sigma_T$.

Для низколегированных сталей (С345 - С390) $\sigma_{уст} \approx \sigma_T$ при $\rho = 0.25$, а при $\rho = -1$; $\sigma_{уст} = 0.5 \cdot \sigma_T$.

У сталей С=440 и 540 $\sigma_{уст}$ не отличается от сталей повышенной прочности, поэтому применение их в этих случаях не всегда оправдано.

Большое влияние на работу МК оказывает концентрация σ , что учитывается эффективным коэффициентом концентрации $\beta = \frac{\sigma_{уст}}{\sigma_{уст}^k} > 1.0$; (это $\sigma_{уст}$ без концентраторов и $\sigma_{уст}^k$ для образца с концентратором σ). Так, при круглом отверстии $\sigma_{уст}$ снижается в 1.4 раза, а при остром – в 3.5 раза. Особенно чувствительны в этом отношении стали повышенной и высокой прочности.

3 ОСНОВЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1 Основные понятия, определения и положения расчета металлических конструкций

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

Цель расчёта - строгое обоснование габаритов конструкций, размеров поперечных сечений элементов и их соединений, обеспечивающих заданные условия эксплуатации в течение всего срока с необходимой надежностью и долговечностью при минимальных затратах материалов и труда на их создание и эксплуатацию. Таким образом, реальное проектирование, это процесс поиска оптимального конструктивного решения.

Расчет состоит из следующих этапов: установление расчетной схемы, сбор нагрузок, определение усилий в элементах конструкций, подбор сечений, проверка допустимости напряженно-деформированного состояния конструкции в целом, её элементов и соединений.

До 1951 года металлические конструкции рассчитывались по методике допускаемых напряжений, где использовался единый коэффициент запаса. С 1951 года металлические конструкции рассчитываются по методике предельных состояний, где вместо одного используются три основных коэффициента, значения которых обоснованы методами математической статистики и этот метод считается оптимальным, простым и научно обоснованным.

Предельным состоянием называется такое состояние конструкции, при котором они перестают удовлетворять эксплуатационным требованиям. При этом, нормальная эксплуатация зданий и сооружений становится невозможной.

В соответствии с характером требований, различают две группы предельных состояний:

I группа предельных состояний включает в себя потерю несущей способности или полную непригодность конструкции к эксплуатации вследствие потери устойчивости, разрушения материала, превращение в изменяемую систему элементов, качественное изменение конфигурации, чрезмерное развитие пластических деформаций.

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

3.2 Методика расчета конструкций по предельным состояниям

Расчетные формулы для подбора сечений и проверки несущей способности конструкций *по первому предельному состоянию* получаются из основного неравенства

$$N \leq S, \quad (3.1)$$

где: N - усилие, действующее в рассчитываемом элементе конструкции (функция нагрузок и других воздействий);

S - предельное усилие, которое может воспринять рассчитываемый элемент (функция физико-механических свойств материала, условий работы и размеров элемента).

Так как внешние воздействия (нагрузки F) могут изменяться в широких пределах, то в СНиПах различают расчетные (наибольшие) величины « F » и нормативные « F_n » (нормального режима эксплуатации)

$$F = F_n \cdot \gamma_f. \quad (3.2)$$

F_n принимаются по СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия", а коэффициент надежности по нагрузке (γ_f) определяется уровнем обеспеченности $\omega(F_0) = 0.999$, т.е. допускается всего 0.1% случаев превышения рассматриваемой нагрузки за весь период эксплуатации сооружения. Таким образом, по СНиП, γ_f колеблется от 1.05 - для массы металлических конструкций, до 1.6 - для снега.

Обычно, на конструкции действуют одновременно несколько видов нагрузок. Поэтому, в методике предельных состояний, это учитывается коэффициентом сочетаний $\psi \leq 1$, на который следует умножать каждую из суммируемых нагрузок. Согласно СНиП ψ колеблется от 1 до 0.6 и менее - для особых случаев.

Кроме того, надежность сооружения должна соответствовать его назначению и степени ответственности. По этим характеристикам сооружения разделены на 3 класса. С этой целью введен коэффициент надежности по ответственности: для первого класса $\gamma_n = 0.95 \div 1.2$, для второго – $\gamma_n = 0.95$, для третьего – $\gamma_n = 0.8 \div 0.95$.

Таким образом, левую часть неравенства (3.1) можно записать

$$N = \gamma_n \cdot \sum_{i=1}^m F_{ni} \cdot \gamma_{fi} \cdot \psi_i \cdot \bar{N}_i \quad (3.3)$$

где \bar{N}_i – усилие в элементе от единичной нагрузки;

m – число одновременно учитываемых нагрузок.

В правой части неравенства (3.1) S зависит, в первую очередь от нормативного (R_n) и расчетного (R_y) сопротивлений материала, которые связаны между собой с помощью коэффициента надежности по материалу γ_m соотношением

$$R_y = R_n / \gamma_m. \quad (3.4)$$

В качестве R_n принимаются минимальные σ_T или σ_u , с обеспеченностью 0.95 (95%). При нормальном законе распределения это достигается уменьшением среднего значения сопротивления на 1.64 стандарта, т.е.

$$R_u = R_n - 1.64 \cdot \sigma. \quad (3.5)$$

Значения γ_m по СНиП находятся в пределах 1.025 до 1.100.

Рассмотренные коэффициенты γ_f , γ_n , ψ и γ_m не исчерпывают весь комплекс факторов, определяющих напряженное состояние конструкций. Так, не учитывают переменность во времени, нагрузки, внезапный и ударный характер ее воздействия, концентрации напряжений, случайные эксцентриситеты нагрузок, влияние низких и высоких температур, условность расчетной схемы и множество других факторов.

Для их учета вводится коэффициент условий работы $\gamma_c = 0.7 \div 1.2$, на который умножается R_y и дифференцирован по видам элементов и характеру воздействий.

Таким образом, окончательно неравенство (3.1) первого предельного состояния может быть записано

$$N = \gamma_n \cdot \sum_{i=1}^m F_{ni} \cdot \gamma_{fi} \cdot \psi_i \cdot \bar{N}_i \leq A \cdot R_u \cdot \gamma_c / \gamma_m = S, \quad (3.6)$$

где A - геометрическая характеристика поперечного сечения элемента (площадь, момент сопротивления и т.п.).

Предельные состояния первой группы проверяются расчетом на максимальные расчетные нагрузки.

Вторая группа предельных состояний проверяется по нормативным (эксплуатационным нагрузкам). Неравенство предельного состояния имеет вид:

$$\gamma_n \cdot \sum_{i=1}^m F_{ni} \cdot \psi_i \cdot \delta_i \leq \Delta, \quad (3.7)$$

где δ_i - перемещение конструкции от единичного воздействия;

Δ - предельная величина перемещения, устанавливаемая нормами, либо проектным заданием.

3.3 Нормативные и расчетные сопротивления

Основными характеристиками сопротивления материалов силовым воздействиям являются нормативные сопротивления по пределу текучести R_{yn} и по временному сопротивлению R_{un} , устанавливаемые нормами на основе статистической обработки показателей механических свойств материалов, с обеспеченностью не менее 0.95 – 0.995.

Значения σ_T и σ_B являются браковочными и при приемке проката контролируются.

Возможные отклонения сопротивлений от нормативных значений учитываются коэффициентом надежности по материалу $\gamma_m > 1.0$.

Расчетные сопротивления R_y и R_u для различных видов напряженных состояний следует определять по формулам СНиП (таблица 1.*).

Так, при растяжении, сжатии и изгибе:

- по пределу текучести, $\sigma_T - R_y = R_{yn} / \gamma_m$;

- по временному сопротивлению, $\sigma_B - R_u = R_{un} / \gamma_m$.

При сдвиге (срезах) – $R_s = 0.58 \cdot R_{yn} / \gamma_m$.

При смятии торцевой поверхности – $R_p = R_{un} / \gamma_m$.

При растяжении в направлении толщины проката – $R_{th} = 0.5 \cdot R_{un} / \gamma_m$.

Хотя, механические свойства проката вдоль и поперек направления прокатки несколько различаются, "R" принимают одинаковыми.

Значения коэффициента γ_m принимаются по СНиП (таблица 2*), а значения расчетных сопротивлений проката - по таблице 51.а СНиП.

3.4 Нагрузки и воздействия, классификация и сочетания нагрузок

Все нагрузки, в зависимости от вероятности их воздействия, классифицированы на **нормативные** и **расчетные**.

Кроме того, нагрузки классифицируются и по другим признакам.

По продолжительности действия нагрузки бывают постоянными и временными (длительные, кратковременные, полезные и особые).

Постоянные нагрузки - собственный вес конструкций, давление грунта, предварительное напряжение.

Временные длительные - вес стационарного оборудования, складываемых материалов, давление газов, жидкостей и сыпучих материалов, температурные воздействия и т.п.

Кратковременные - снег, ветер, подъемно-транспортное оборудование, масса людей, животных и т.п.

Полезные - восприятие которых составляет целевое назначение сооружений (могут быть временными и постоянными) – люди (мосты и т.п.), вес экспоната и др.

Особые - сейсмические, взрывные, аварийные воздействия, деформации основания и т.п.

Нормативные значения указанных нагрузок следует определять на основании стандартов, рабочих чертежей, паспортных данных, каталогов и в соответствии со СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия".

При проектировании металлических конструкций следует учитывать нагрузки при изготовлении, хранении, перевозке и монтаже.

Расчетные значения нагрузок определяются по формуле

$$P = P_n \cdot \gamma_f, \quad (3.8)$$

где γ_f – принимается по п. 1.3 табл. 1 и 2 СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия".

При действии на конструкцию нескольких видов нагрузок, усилия в ней определяются при самых неблагоприятных сочетаниях, с использованием коэффициентов сочетаний - ψ . В соответствии со СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" различают:

- **основные сочетания**, состоящие из постоянных и временных нагрузок;
- **особые сочетания** - постоянные, временные и одна из особых нагрузок.

Различают пониженное и полное значение нормативных нагрузок.

При основном сочетании, включающем только одну временную нагрузку коэффициент $\psi = 1$. При большем числе учитываемых временных нагрузок - для длительных нагрузок $\psi_1 = 0.95$, для кратковременных – $\psi_2 = 0.9$.

В особых сочетаниях временные нагрузки учитываются с $\psi_1 = 0.95$ и $\psi = 0.8$. (п. 1.10 - 1.13), особая нагрузка с $\psi = 1$ и во всех случаях постоянная нагрузка с $\psi = 1$.

Полные нормативные значения временных нагрузок принимаются по таблицам и формулам СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия".

3.5 Виды напряжений и их учет при расчете элементов МК

В зависимости от вида напряжения подразделяются на:

- **основные** - возникают от внешних воздействий (нагрузок) и определяются по усилиям методами сопромата. К ним относятся и искусственно создаваемые предварительные напряжения. Определяют напряженное состояние элементов и по ним, в основном, судят о надежности конструкций;

- **дополнительные** - возникают в результате дополнительных связей по отношению к принятой расчетной схеме. Они существенно влияют на напряженное состояние конструкции;

- **местные** бывают двух типов и возникают - в результате внешних воздействий (рисунок 3.1) в местах изменения или нарушения сплошности сечения (концентрация напряжений);

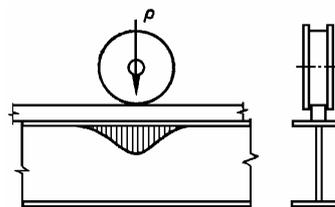


Рисунок 3.1

- **начальные**, которые имеются в ненагруженном нагрузкой элементе и имеют термическое и механическое происхождение. Складываясь с основными напряжениями, они приводят к более раннему или позднему переходу в стадию пластичности. Борьба с ними ведется, в основном, конструктивными мероприятиями и при изготовлении металлических конструкций.

3.6 Расчет элементов конструкций

а) Основы расчета на прочность центрально растянутых или сжатых элементов

Поведение их под нагрузкой, при условии обеспечения устойчивости сжатого элемента, полностью соответствует работе материала при простом растяжении - сжатии.

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

Таким образом, в соответствии с основным неравенством первого предельного состояния имеем

$$\sigma = N/A_n \leq R \cdot \gamma_c, \quad (3.9)$$

где $R = R_y$ - если в стержне не допускается развитие пластических деформаций, если пластические деформации допустимы, то R равняется наибольшему из 2-х значений R_y и R_n/γ_u , где $\gamma_u = 1.3$ - коэффициент надежности по материалу при расчете конструкций по σ_b .

Проверка по второму предельному состоянию сводится к ограничению удлинений (укорочений) стержня от нормативных нагрузок

$$\frac{N \cdot \ell}{E \cdot A} \leq \Delta, \quad (3.10)$$

где ℓ - расчетная длина стержня;

Δ - предельная величина удлинения (укорочения).

б) Основа работы и расчета изгибаемых элементов

В соответствии с гипотезой плоских сечений Бернулли, изменение деформаций по высоте сечения балок происходит по линейному закону, напряжения распределяются аналогично только до σ_T (рисунок 3.1).

Напряжения в точках, находящихся на расстоянии "y" от нейтральной оси, определяются по формуле

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{J_x} \quad (3.11)$$

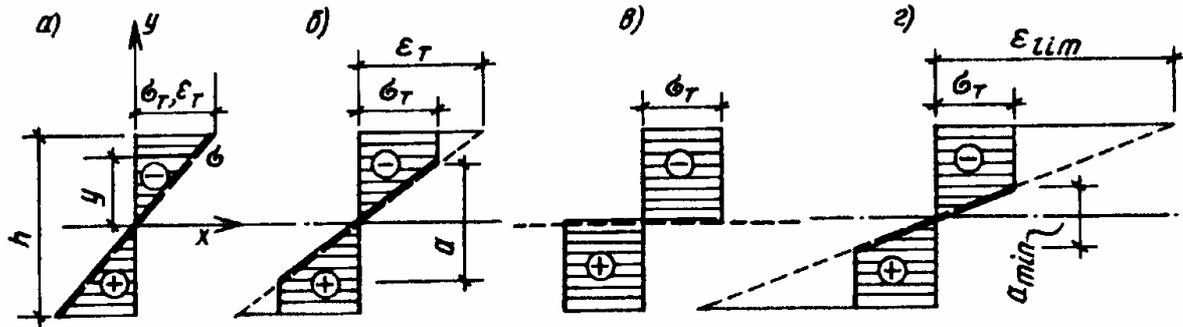


Рисунок 3.2 – Изменение эпюры напряжений в изгибаемом элементе при развитии пластических деформаций в материале

Максимальное σ возникает в крайней фибре сечения, при $y = h/2$

$$\sigma_{\max} = \frac{M \cdot (h/2)}{J_x} \quad (3.12)$$

где $W_x = J_x \cdot 2/h$ - момент сопротивления,

т.е.
$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W_x} \quad (3.13)$$

Таким образом, проверка прочности изгибаемых элементов, работающих в пределах упругих деформаций по первому предельному состоянию, производится по следующим формулам

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_n} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad \text{и} \quad \tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S}{J \cdot t} \leq R_s \cdot \gamma_c \quad (3.14)$$

По второму предельному состоянию наибольший прогиб балки от нормативной равномерно распределенной нагрузки сравнивается с предельной величиной прогиба по СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия".

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot \ell^4}{E \cdot J} \leq f_u \quad (3.15)$$

Для балок, нагруженных сосредоточенной силой P_n в середине пролета, проверка осуществляется по формуле

$$f_{\max} = \frac{P_n \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot J} \leq f_u \quad (3.16)$$

Появление фибровой текучести не исчерпывает несущую способность элемента, т.к. в глубине сечения $\sigma < \sigma_T$ и стержень будет оказывать сопротивление при росте нагрузки.

Это приведет к росту деформаций, а рост σ будет ограничен σ_T и упругое ядро будет уменьшаться. Кривизна " ρ " \approx " y ", а значит прогиб балки " y " будет резко нелинейно возрастать (рисунок 3.3), а несущая способность асимптотически прибли-

жаться к предельной $M_{пл}$. Эта стадия называется упругопластической, график деформаций вырождается в горизонтальную линию ($\varepsilon \rightarrow \pm\infty$), но практически это невозможно, т.к. материал обладает ограниченной деформативностью ε_{lim} , после которой происходит разрушение при $a_{min} > 0$. Поэтому, с небольшой погрешностью (для упрощения), можно использовать предельную эпюру (рисунок 3.2. в).

Кинематически эта стадия соответствует шарнирному механизму, т.е. возможен взаимный поворот частей балок, разделенных рассматриваемым сечением.

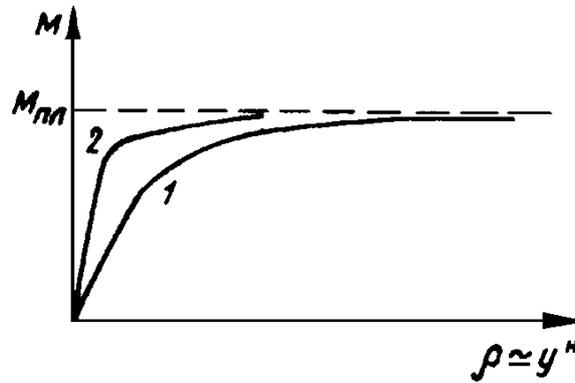


Рисунок 3.3 - Рост кривизны балки прямоугольного сечения (1) и двутавровой балки (2) при развитии в материале пластических деформаций

Поэтому, условный шарнир, получил название *пластический шарнир*, определяющий предельную несущую способность изгибаемого элемента. В отличие от механического, пластический шарнир исчезает, как только «М» меняет направление, т.к. материал при этом восстанавливает упругие свойства.

Предельный момент в шарнире пластичности определяется

$$M_{пл} = \sigma_T \cdot \int_A y \cdot dA = \sigma_T \cdot (|S_B| + |S_H|) = \sigma_T \cdot W_{пл}, \quad (3.17)$$

где $W_{пл} = 2 \cdot S$ - пластический момент сопротивления.

Введем коэффициент:

$$c = W_{пл}/W = M_{пл}/M, \quad (3.18)$$

характеризующий резерв несущей способности балки, или иногда, называют коэффициентом, учитывающий степень развития пластических деформаций и зависящий от формы сечения.

Значения коэффициента "с": для прямоугольного - $c = 1.5$; прокатного двутавра - $c = 1.1$ и составного двутавра - $c = 1.2 - 1.04$.

Распределение пластических деформаций по длине балки зависит от типа опор и характера распределения нагрузки по ее длине (рисунок 3.4).

Таким образом, проверка прочности изгибаемых элементов при наличии пластических деформаций (для сталей $R_y < 530$ мПа) производится по формулам

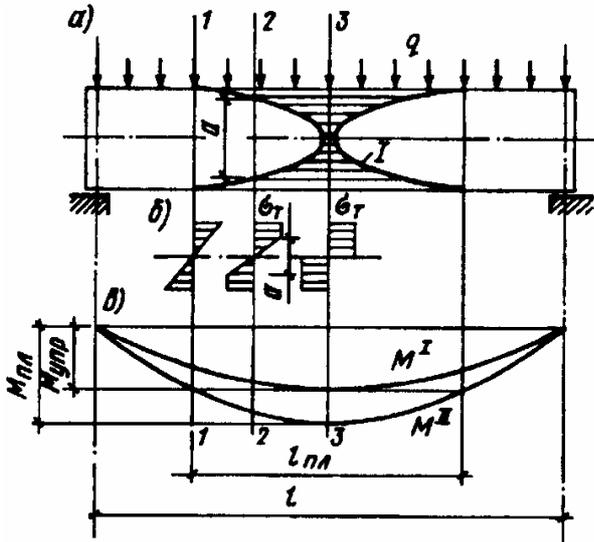
$$\frac{M}{c \cdot W_n} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad \text{или} \quad \frac{M}{W_n} \leq R_y \cdot \gamma_c \cdot c. \quad (3.19)$$

При многокомпонентном напряженном состоянии проверку прочности балки выполняют по формуле

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau} \leq 1.15 \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad (3.20)$$

где 1.15 – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций.

Формулы (3.19) СНиП допускают использовать при наличии двух компонент σ_x и τ_{xy} , когда $\tau_{xy} < 0.5 \cdot R_S$, а при большем значении τ_{xy} знаменатель умножается на коэффициент $\beta < 1$, зависящий от τ .



а – расчетная схема балки;

б – эпюры напряжений в различных сечениях балки;

в – эпюры изгибающих моментов;

1 – зона пластических деформаций;

M^I – предельная эпюра при упругой работе материала;

M^{II} – то же, при появлении пластического шарнира

Рисунок 3.4 - Распределение пластических деформаций в балке

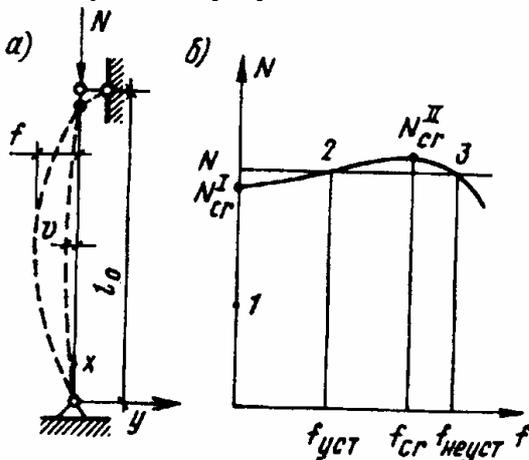
При изгибе относительно двух главных осей (косой изгиб) проверку прочности с учетом пластических деформаций осуществляют по формуле

$$\frac{M_x}{c_x \cdot \beta \cdot W_{x-n \min}} + \frac{M_y}{c_y \cdot \beta \cdot W_{y-n \min}} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad \text{при} \quad \tau \leq 0.5 \cdot R_S. \quad (3.21)$$

в) Основы работы и расчета на устойчивость центрально сжатых стержней

Длинные гибкие стержни исчерпывают несущую способность от потери устойчивости и характеризуются приведенным графиком (рисунок 3.5 б).

При этом, с ростом нагрузки, стержень находится в устойчивом состоянии при $N < N_{cr}$, при $N = N_{cr}$ - стержень начинает резко выпучиваться и в неустойчивом при $N > N_{cr}$ - теряет несущую способность.



а – расчетная схема;

б – зависимость между нагрузкой и прогибом стержня

Рисунок 3.5 Работа центрально-сжатого стержня

Строгое определение этих состояний даются на основе энергетических принципов.

При фиксированном $N = \text{const}$, давая стержню возможное перемещение, подсчитываются приращения внешних сил $\delta \cdot N_e$ и внутренних $\delta \cdot N_i$ сил.

Если, $\delta \cdot N_i > \delta \cdot N_e$ - устойчивое состояние, при $\delta \cdot N_i < \delta \cdot N_e$ неустойчивое, при $\delta \cdot N_i = \delta \cdot N_e$ - критическое.

Сила $N = N_{cr}$, при которой стержень теряет несущую способность (устойчивость) называется критической.

При описании устойчивости стержней, приращения работ на возможных перемещениях можно заменить приращениями соответствующих моментов $\delta \cdot M_e$ и $\delta \cdot M_i$.

Рассмотрим два случая:

I. Для идеально упругого и прямолинейного стержня при $N = \text{const}$ $\delta M_e = N \cdot V$ (V - амплитуда прогиба), а $\delta M_i = \rho \cdot EJ$, ($\rho = -y''$) - кривизна. Задавая форму возможного перемещения стержня по синусоиде $y = -V \cdot \sin \pi x / \ell_0$, получаем $\rho = -y''$ ($x = \ell_0 / 2 = \pi^2 \cdot V / \ell_0^2$). Подставляя это значение в δM_i и δM_e и приравнявая $\delta M_i = \delta M_e$ получим значение первой критической силы (формула Эйлера 1744г.)

$$N'_{cr} = \pi^2 \cdot EJ / \ell_0^2, \quad (3.22)$$

тогда, критическое напряжение будет равно

$$\sigma_{cr} = \frac{N'_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{\ell_0^2 \cdot A} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot i^2}{\ell_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}, \quad (3.23)$$

где $i = \sqrt{J/A}$; $\lambda = \ell_0 / i$; $\ell_0 = \mu \cdot \ell$ - расчетная длина стержня;

μ - коэффициент приведения, зависящий от способа закрепления концов стержня.

Эта формула справедлива при $E = \text{const}$, т.е. $\sigma_{cr} \leq \sigma_{\text{тц}}$ т.к. $\lambda \geq \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{\text{тц}}}}$ и $\sigma_{\text{тц}} = 20$ кН/см², то $\lambda \geq 100$. Для сталей повышенной прочности применимость (3.23) ограничена $\lambda \geq 85$.

II. При λ меньше предельных, стержни теряют устойчивость в упруго-пластической стадии с касательным модулем упругости $E_t = d\sigma/d\varepsilon < E$. Для этого случая проф. Ясинский Ф.С. предложил следующую схему работы стержня при потере устойчивости: $N = \text{const}$, равномерное распределение σ по сечению $\sigma_0 = N/A > \sigma_{\text{тц}}$ (рисунок 3.6).

При прогибе стержня с амплитудой " V ", на сжатой стороне " σ " будут увеличиваться в соответствии с E_t , а на противоположной стороне на сжатие от N накладывается растяжение от изгиба, т.е. произойдет разгрузка, которая следует упругому закону $\sigma = \varepsilon \cdot E$. Поэтому, эпюра σ будет ассиметричной, нейтральная ось переместится и появится дополнительный эксцентриситет " a " силы N .

Тогда, приращение момента внешней силы будет

$$\delta M_e = N \cdot (V + a), \quad (3.23)$$

а для внутренних сил приращение определится суммой интегралов по площадям A_1 и A_2 :

$$\delta M_i = \int_{A_1} \sigma_1 \cdot y \cdot dA + \int_{A_2} \sigma_2 \cdot y \cdot dA = \rho \cdot (E \cdot J_1 + E \cdot J_2) = \rho \cdot T \cdot J, \quad (3.24)$$

где $T = (EJ_1 + EJ_2) / J$ - приведенный модуль деформации.

Тогда, из равенства $\delta M_e = \delta M_i$ получим формулу для σ_{cr}

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot T}{\lambda^2} \quad (3.25)$$

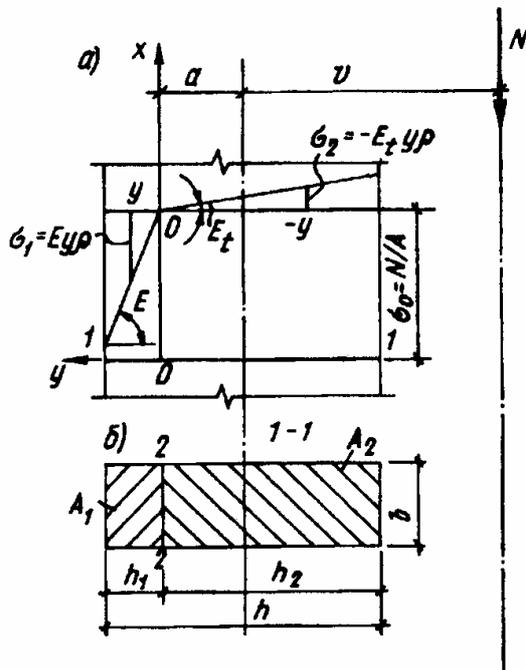
или

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_{ef}^2}; \quad (3.26)$$

где: $\lambda_{ef} = \frac{\ell_0}{i_{ef}}$; $i_{ef} = \sqrt{\frac{J_{ef}}{A}}$.

Если, деформация сжатия в процессе продольного изгиба растет или остается постоянной, т.е. разгрузка не происходит, то всё сечение находится в пластическом состоянии, характеризуемом касательным модулем деформации E_t , тогда

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E_t}{\lambda^2}. \quad (3.27)$$



а – эпюра напряжений;
б – поперечное сечение стержня

Рисунок 3.6 - Напряженно-деформированное состояние центрально сжатого стержня в момент потери устойчивости

Так как, на практике не существует идеально прямых стержней и идеальных условий центрального приложения силы N , то в практических расчетах вводится некоторый эквивалентный эксцентриситет сжимающей силы e_{ef} , который зависит от технологии изготовления, транспортировки, монтажа, решения узлов и т.д.

Поэтому, по I-му предельному состоянию устойчивость сжатого стержня будет обеспечена, если $\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{cr} \cdot \gamma_c$. Умножив и поделив правую часть на R_y и введя обозначение

$$\frac{\sigma_{cr,e}}{R_y} = \varphi, \quad (3.28)$$

называемое коэффициентом устойчивости (продольного изгиба) получим

$$\sigma = \frac{N}{A} < \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad \text{или} \quad \frac{N}{\varphi \cdot A} < R_y \cdot \gamma_c. \quad (3.29)$$

Коэффициент φ имеет двойственную природу:

$$\varphi = \frac{\sigma_{cr,e}}{R_y} = \frac{\sigma_{cr}}{R_y} \cdot \frac{\sigma_{cr,e}}{\sigma_{cr}} = \varphi_1 \cdot \varphi_2, \quad (3.30)$$

φ_1 зависит от гибкости и марки стали

$$\varphi_1 = \frac{\pi^2}{\lambda^2} \cdot \frac{T}{E}, \quad (3.31)$$

где $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R}{E}}$ - условная гибкость.

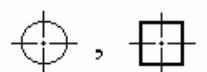
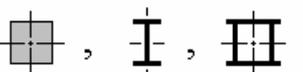
В упругой стадии $T = E$, значит $\varphi_1 = \frac{\pi^2}{\lambda^2}$.

Коэффициент φ_2 зависит от λ , а наименьшее его значение соответствует средней $\lambda = 100$.

Коэффициент φ принимается по таблице 72 СНиП или подсчитывается по формулам 8, 9 или 10 СНиП

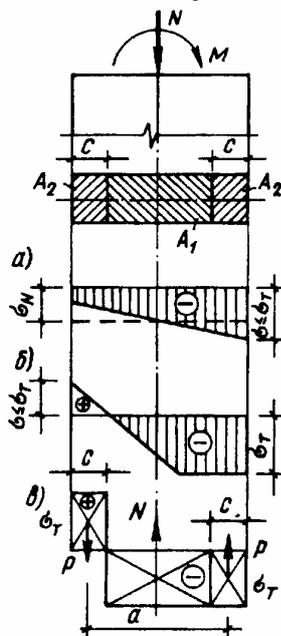
$$\left. \begin{aligned} \text{при } 0 < \bar{\lambda} \leq 2.5 & \quad - \varphi = 1 - 0.066 \cdot \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\bar{\lambda}}; \\ \text{при } 2.5 < \bar{\lambda} \leq 4.5 & \quad - \varphi = 1.46 - 0.34 \cdot \bar{\lambda} + 0.021 \cdot \bar{\lambda}^2; \\ \text{при } \bar{\lambda} > 4.5 & \quad - \varphi = \frac{332}{\bar{\lambda}^2 \cdot (51 - \bar{\lambda})}. \end{aligned} \right\} \quad (3.32)$$

При этом, для учета формы сечения, все стержни разделены на 3 группы:

а -  ; б -  ; в - .

г) Основы работы и расчета на прочность внецентренно сжатых и сжато-изогнутых стержней

При совместном воздействии N и M «НС» определяется размерами сечения элемента и предельной прочностью материала.



а – эпюра напряжений при упругой работе материала;

б – то же, в упругопластической стадии;

в – распределение напряжений и усилий в поперечном сечении стержня при образовании пластического шарнира

Рисунок 3.7 - Развитие пластического шарнира при действии на стержень осевой силы и изгибающего момента

В упругой стадии напряжения могут быть представлены в виде суммы напряжений от продольной силы - $\sigma_N = N/A$ и от изгиба - $\sigma_M = M \cdot y/J_x$. При достижении те-

кучести в сжатой зоне $\sigma_{\max} = \sigma_T$, а на противоположной стороне эпюры σ растяжения будут возрастать (рисунок 3.7 а, б).

В предельном состоянии, эпюра σ будет состоять из 2-х прямоугольников - пластический шарнир при внецентренном сжатии (рисунок 3.7 в).

В общем случае, когда действуют N , M_x и M_y (при $R_y < 530$ мПа) предельную «НС» на прочность проверяют по формуле

$$\left(\frac{N}{A_u \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{C_c \cdot W_{xn \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{C_y \cdot W_{yn \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (3.33)$$

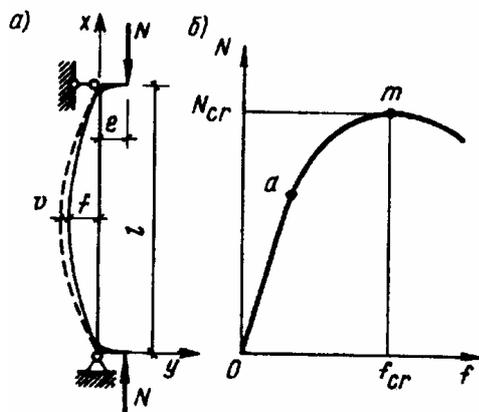
Для конструкций, выполненных из высокопрочных сталей ($\sigma_T > 58 \text{ кН/см}^2$) и когда недопустимо развитие пластических деформаций, коэффициенты c и n в формуле (3.33) следует принимать $n = c_x = c_y = 1$.

д) Основы работы и расчет на устойчивость внецентренно сжатых и сжато-изогнутых стержней

Состояния равновесия аналогичны центрально сжатым элементам, но прогиб появляется с начала приложения нагрузки и возрастает с ее ростом, вначале линейно, затем по мере развития пластических деформаций, график искривляется. Наибольшая «НС» соответствует состоянию $N_{\max} = N_{cr.e}$ (рисунок 3.8).

Критическую силу можно определить используя известные выражения $\delta \cdot N_1 = \delta \cdot N_2$, либо $\delta M_i = \delta M_e$. Условие критического состояния можно видеть из диаграмм $M_i = \int \sigma_u \cdot y \cdot dA$ и $M_e = N \cdot (e + f)$ и соответствует точке касания "m", где

$\sigma_u = \rho \cdot y \cdot E_S$, $\rho = \frac{\pi^2 \cdot f}{\ell^2}$ – кривизна, $E_S = \sigma/\varepsilon$ – секущий модуль деформаций.



а – расчетная схема; б – зависимость между нагрузкой и прогибом стержня

Рисунок 3.8 - Работа внецентренно сжатого стержня

Прогиб определяется из условия равновесия $M_e = M_i$

$M_e = N \cdot (e + f)$ и $M_i = \rho \cdot E \cdot J_S$

$$f = \frac{\ell}{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_S}{N \cdot \ell^2} - 1}, \quad (3.34)$$

Задавая $y = -f \cdot \sin(\pi \cdot x / \ell)$, - форма изогнутой оси стержня, получаем значение кривизны ρ .

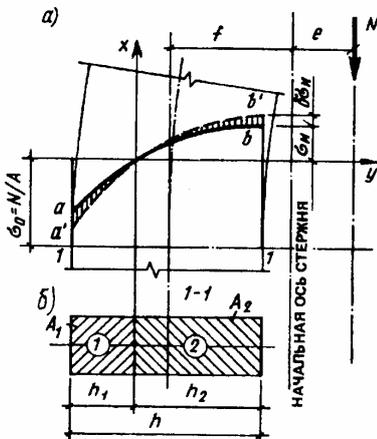
В результате подстановок получим искомое соотношение

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \frac{e \cdot y}{E \cdot J_s / N - l^2 / \pi^2}. \quad (3.35)$$

Решая систему полученных уравнений, можно получить значение длины стержня "l", при которой заданная нагрузка N будет критической, уменьшающаяся с увеличением "e". Критическая сила зависит также от формы сечения стержня, учитываемая коэффициентом влияния формы сечения η , который в свою очередь зависит от относительного эксцентриситета $m = e/\rho$ (где $\rho = W/A$ - ядровое расстояние) и условной гибкости $\bar{\lambda}$.

Для практических расчетов вводится понятие приведенный эксцентриситет

$$m_{ef} = m \cdot \eta. \quad (3.36)$$



а – эпюры напряжений;
б – поперечное сечение стержня

Рисунок 3.9 - Напряженно-деформированное состояние внецентренно сжатого стержня в момент потери устойчивости

Таким образом, формула проверки устойчивости внецентренно сжатых стержней записывается

$$\frac{N}{A \cdot \varphi_e} \leq R_y \cdot \gamma_s, \quad (3.37)$$

где $\varphi_e = \sigma_{cr,e}/R_y$ – коэффициент устойчивости, зависящий от m_{ef} и $\bar{\lambda}$ (по таблицам и графикам СНИПа).

С точки зрения экономии металла, в рассматриваемых стержнях, целесообразно развивать сечение в направлении эксцентриситета, но при этом, возрастает опасность потери устойчивости стержня в перпендикулярном направлении - относительно оси "y".

В связи с этим, в формулу проверки устойчивости вводится понижающий коэффициент "с"

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_s, \quad (3.38)$$

где $c = N_{cr} \cdot M / N_{cr} = \varphi_y \cdot M / \varphi_y$; $c = f(m_x = e/\rho_x, \text{ формы сечения, } \lambda_y)$;

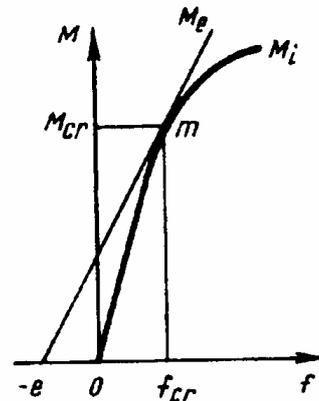


Рисунок 3.10 - Условие критического состояния внецентренно сжатого стержня

φ_y и N_{cr} – коэффициент устойчивости и критическая сила для центрально сжатого стержня.

е) Проверка на усталостность производится по формуле

$$\sigma_{\max} \leq \alpha \cdot R_v \cdot \gamma_v, \quad (3.39)$$

при ограничении

$$\alpha \cdot R_v \cdot \gamma_v \leq R_u / \gamma_u; \quad \gamma_u = 1.3, \quad (3.40)$$

где R_v – условное расчетное сопротивление усталости.

Для 1-й и 2-й групп элементов (номер группы определяется по концентрации напряжений)

$$\alpha = 0.064 \cdot (n/10^6)^2 - 0.5 \cdot (n/10^6) + 1.75; \quad (3.41)$$

для 3-й - 8-й групп элементов

$$\alpha = 0.07 \cdot (n/10^6)^2 - 0.64 \cdot (n/10^6) + 2.2; \quad (3.41)$$

при $n > 3.9 \cdot 10^6$ циклов $\alpha = 0.77$,

$$\gamma_v = \frac{a}{b - \rho} \text{ - коэффициент влияния асимметрии цикла;}$$

где a и $b = f(\rho \text{ и знака усилия})$;

$$\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max} = -1 \text{ при } n = 2 \cdot 10^6.$$

Таким образом α , меняется от 0.77 до 2.14; $1 \leq \gamma_v < \infty$; и R_v – от 2.7 до 14.5 кН/см² в зависимости от группы элемента и типа стали.

Проведенные подсчеты показывают, что вибрационная прочность может уменьшаться в 13.5 - 23 раза в зависимости от режима нагружения, типа стали и концентрации напряжений.

Так, для примера, подкрановая ферма с нижним поясом из L100x10 (8-я группа элементов) имеет вибрационную прочность $\alpha \cdot R_v \cdot \gamma_v = 5.4$ кН/см².

($R_v = 2.7$ кН/см²; $\alpha = 3.31$ и $\gamma_v = 1.67$) и подкрановая балка из сварного двутавра - $\alpha \cdot R_v \cdot \gamma_v = 66.3$ кН/см². ($R_v = 10$ кН/см²; $\alpha = 3.31$ и $\gamma_v = 1.67$), т.е. в 8.7 раза выше вибрационной прочности подкрановой фермы.

ж) Проверка хладостойкости производится по формуле

$$\sigma_{\max} \leq \beta \cdot \gamma_c \cdot R_u / \gamma_u, \quad (3.42)$$

где β - коэффициент понижения R .

При эксплуатационной $t^0 \geq t_1$, обеспечивается вязкое разрушение стали, тогда $\beta = 1$. При $t < t_2$ сталь разрушается хрупко, эксплуатация конструкции недопустима. При $t = t_2$ расчетное сопротивление снижается на 20-30% в зависимости от типа стали и толщины проката.

Экспериментально установлено при $t = t_2 - \beta = 0.7 \div 0.8$,

при $t_2 < t < t_1$ - $\beta = 1 \div (0.7 \div 0.8)$,

$$\beta = 1 - \alpha \cdot \frac{t - t_1}{t_2 - t}; \quad (3.43)$$

t_1 и t_2 - критические температуры.

Рассмотрим расчетное сопротивление хладостойкости для элементов фермы прикрепленных в узлах к фасонке 10 мм для районов Москвы и Новосибирска с расчетными $t = -26^\circ\text{C}$ и $t = -39^\circ\text{C}$, сталь С245 (ВСтЗпс6).

При $t < 20$ мм имеем $\alpha = 0.25$. Критические $t_1 = -12.5^\circ\text{C}$, $t_2 = -32.5^\circ\text{C}$, $\gamma_c = 1$, $\gamma_n = 1.3$. Тогда для Москвы $\beta = 0.86$, для Новосибирска $\beta = 0.67$.

Таким образом, хладостойкость для Москвы -23.8 кН/см^2 - совпадает с $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$, для Новосибирска $- 18.6 \text{ кН/см}^2$ - снижена на 30%.

Глава IV. СОРТАМЕНТ

Первичным элементом МК является прокатная сталь, которая делится на две группы: **сталь листовая** - тонколистовая, толстолистовая, широкополосная универсальная и просечно-вытяжная; **сталь профильная** - уголки, швеллеры, двутавры, тавры, трубы и т.п.

Перечень прокатных профилей с указанием формы, геометрических характеристик, веса единицы длины, допусков и условий поставки называется сортаментом.

Коэффициент градации (отношение площади сечения данного профиля A_n к площади сечения ближайшего меньшего A_{n-1}) в каждом сортаменте имеет переменное значение. В области наиболее применяемых профилей коэффициент градации меньше.

Стоимость профилей различна, наиболее дешевыми являются листовая сталь, прокатные двутавры и швеллеры, что стимулирует их широкое применение. С целью уменьшения объема работ при изготовлении МК введены сокращенные сортаменты из наиболее употребительных и экономичных профилей.

Первый сортамент был составлен в 1900 г. профессором Н.А. Белелюбским, который неоднократно расширялся и совершенствовался.

Действующие сортаменты разработаны на основе теории сортамента с учетом возможностей проката. Теория изучает влияние формы профиля и градации профилей на экономичность профиля.

Так, профессор Н.П. Мельников приводит 8 критериев эффективности двутавровых профилей, работающих на изгиб. Здесь в основу положено отношение момента сопротивления к площади поперечного сечения (W/A).

Рассмотрение критериев эффективности профиля показало, что решающую роль имеет "тонкостенность" - отношение h/t , чем оно больше, тем профиль эффективнее. Для прокатных профилей технология прокатки ограничивает $t = 4 \div 6 \text{ мм}$, поэтому тонкостенные сварные балки могут быть эффективнее прокатных профилей.

а) **Листовая сталь** поставляется в пакетах и рулонах.

Толстолистовая - $t = 4 \div 160 \text{ мм}$, ширина от 600 до 3800 мм. Ходовая ширина не более 2400 мм. В листах - длина до 6 - 12 м и t до 160 мм, в рулонах $t = 1.2 \div 12 \text{ мм}$, шириной 500 - 2200 мм. Листы $t = 6 \div 22 \text{ мм}$ имеют градацию через 1 мм, далее через 2, 3 и 5 мм.

Тонколистовая - t до 4 мм прокатывается холодным и горячим способами. Применяется для изготовления гнутых и штампованных профилей.

Широкополосная универсальная - $t = 6 \div 60 \text{ мм}$, ширина 200-1050 мм, длина 5 - 12 м. Применение её уменьшает трудоемкость изготовления МК, т.к. не требуются резка и выравнивание кромок.

Рифленая и просечно-вытяжная применяется для ходовых площадок.

б) **Уголки** - равнополочные и неравнополочные. Сортамент очень широк площадью $A = 1.0 - 140 \text{ см}^2$. Более экономичны уголки с меньшими толщинами полок.

в) **Швеллеры** - номер профиля соответствует его высоте в см. Сортамент включает швеллеры от № 5 до № 40. С параллельными полками и с уклоном внутренних граней. Первые более конструктивны.

г) **Двутавры** - основной балочный профиль.

Балки обыкновенные - сортament имеет профили от № 10 до № 60. Чем меньше t_w , тем выгоднее сечение балки, но по условиям прокатки у большинства двутавров t_w получается толще, чем это требуется по условию устойчивости. Они имеют большую жесткость относительно оси X, но малоустойчивы относительно оси Y, т.к. имеют небольшую ширину полков.

Балки широкополочные - имеют параллельные грани полков, прокатываются трех типов: нормальные (Б), широкополочные (Ш), колонные (К). Высота профилей - Б до 1000 мм; Ш - 700 мм и К - 400 мм. При отношениях $b/h = 1 : 1.65$ - при малых высотах, $b/h = 1 : 1.25$ - при больших высотах. У профилей "К" - $b/h = 1 : 1$, что придает устойчивость относительно оси "y".

Преимущества - применение как самостоятельного элемента (балки, колонны, стержни ферм), не требуют обработки, снижение трудоемкости.

При продольной разрезке получают тавровые профили БТ, ШТ и КТ удобные в решетчатых конструкциях.

д) Тонкостенные двутавры (ТУ 14-2-205-76) и швеллеры (ТУ 14-2-204-76) прокатываются на непрерывном стане с особо тонкими стенками и полками, что делает их экономичнее обычных профилей на 14 - 20%. Имеют высоту от 120 до 300 мм.

Применяются – как балки площадок, в фахверках, в легких перекрытиях и покрытиях.

г) Трубы бывают горячекатаные и электросварные, экономичны в сжатых элементах.

Горячекатаные - имеют $d = 25 - 550$ мм с $t = 2.5 - 75$ мм, применяют для радио и телевизионных опор.

Электросварные - $d = 8 - 1420$ мм; $t = 1 - 16$ мм. Применяют в трубопроводах, элементах радио и теле опор, конструкциях покрытия.

ж) Холодногнутые профили - изготавливаются из листа, ленты или полосы $t = 1 \div 8$ мм и имеют самую разнообразную форму - уголки, швеллеры, замкнутые квадратные и прямоугольные, профнастилы. Применение - легкие конструкции покрытий, где дают экономию металла до 10%.

и) Различные профили и изделия - двутавровые профили для подвесного транспорта, крановые рельсы, канаты спиральные, канаты двойной свивки, пучки и пряди из канатной проволоки, профили для окон и дверей, сталь волнистая, сталь квадратная $d = 5 \div 100$ мм, сталь круглая $d = 6-200$ мм, полосовая $b = 12-200$ мм и $t = 4 - 60$ мм, трубы специального назначения: $d = 720$ и 820 мм - магистральные газонефтепроводы $d = 1020$ и 1220 мм - трубопроводы высокого давления; $d = 1020$ и 1120 мм - газонефтепроводы.

к) Профили из алюминиевых сплавов получают прокаткой, прессованием и литьем. Листы, ленты и плиты прокатывают в горячем или холодном состоянии t до 10.5 мм, шириной до 2000 мм и длиной до 7000 мм. Фасонные профили и трубы изготавливают горячим прессованием.

Для большего развития сечения и повышения устойчивости стержня профили изготавливают с бульбами на концах полков. Круглые тянутые трубы имеют d до 150 мм и $t = 1.5 - 6$ мм.

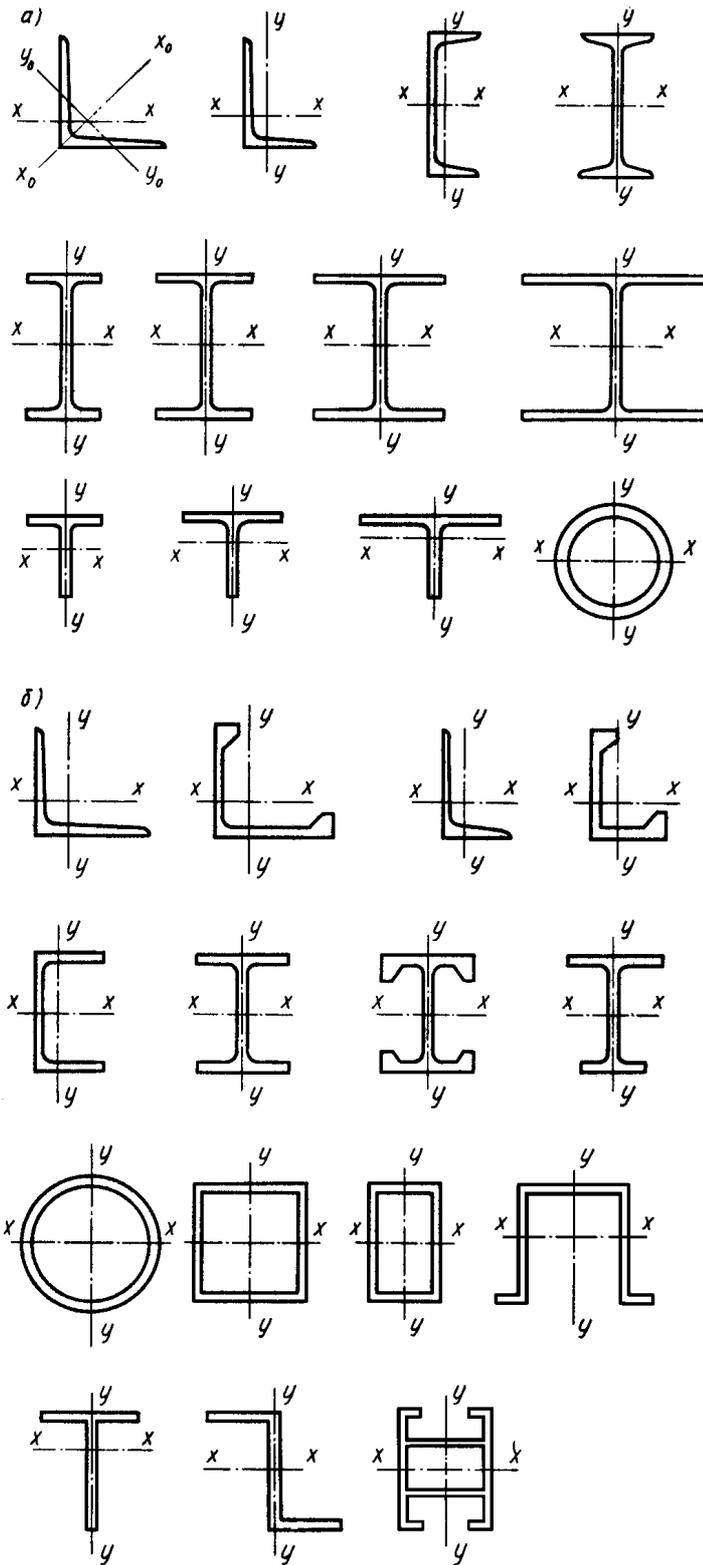
Большое число профилей применяется в ограждающих конструкциях.

Сортамент основных конструкционных профилей приведен на рисунке 4.1.

Единого сортамента профилей для СК не существует.

л) Правила использования профилей в СК

1. При проектировании МК следует компоновать каждый элемент и весь объект в целом из минимально необходимого числа различных профилей.
2. Применяемые в одном отправочном элементе профили одного номинального размера, но разной толщины должны иметь разность толщин одномерных 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 разной толщины не допускается.



а – стальные прокатные профили;
 б – прессованные алюминиевые профили

Рисунок 4.1 Сортамент основных конструктивных профилей

Глава V. СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

5.1 Виды сварки и их характеристика

Простота конструктивной формы, пластичность материалов, толщина элементов конструкций и характер нагрузок позволяют использовать в основном электродугую, ре-же газовую и контактную.

Автоматическая сварка применяется при длинномерных швах в заводских условиях под слоем флюса.

Полуавтоматическая сварка применяется при относительно коротких швах, чаще в среде защитного газа (CO_2).

Ручная сварка выполняется качественными электродами (с толстым покрытием), универсальна и широко распространена, выполняется в любом пространственном положении, часто на монтаже МК. Недостатки – малая глубина проплавления и производительность, меньшая стабильность ручного процесса.

Электрошлаковая сварка удобна для вертикальных стыковых швов при $t=20$ мм и более, ведется голой электродной проволокой под слоем расплавленного шлака, сварочная ванна защищена с боков медными ползунами, охлаждаемыми проточной водой. Качество шва получается очень высоким.

Ванная сварка применяется при сварке арматуры большего диаметра в ЖБК.

Аргонодуговая сварка применяется при сварке конструкций из алюминиевых сплавов.

В настоящее время все шире внедряются такие процессы, как электронно-лучевая, плазменная, лазерная и другие виды сварки.

По месту выполнения соединения бывают заводские и монтажные.

5.2 Виды сварных швов и соединений

Сварные швы классифицируются по следующим признакам:

- по конструктивному – стыковые и угловые (валиковые);
- по виду разделки кромок соединяемых элементов – V, K, X, U-образные (при $t > 8$ мм). Для V и U-образных швов, свариваемых с одной стороны, обязательна подварка корня шва;
- по протяженности – сплошные, прерывистые;
- по числу слоев – однослойные, многослойные;
- по назначению – рабочие (расчетные), связующие (конструктивные);
- по положению в пространстве – нижние, потолочные, вертикальные и горизонтальные.

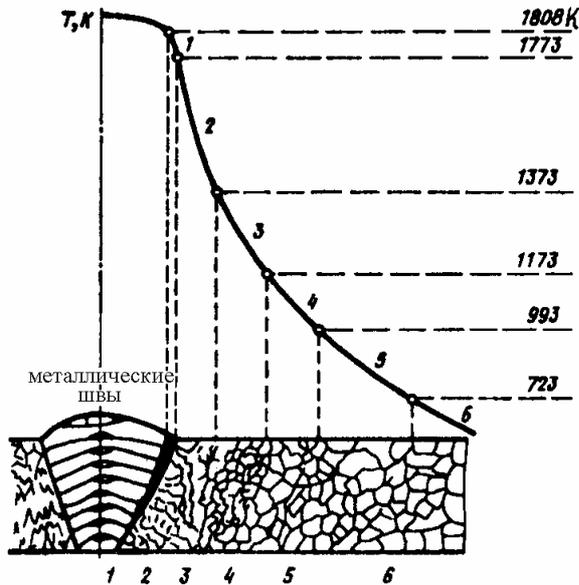
Угловые швы, расположенные параллельно действующему усилию, называются фланговыми, а расположенные перпендикулярно – лобовыми.

Сварные соединения бывают стыковые, внахлестку, угловые и тавровые, или впритык.

Стыковые соединения могут быть выполнены прямым или косым стыковым швом. Все остальные соединения выполняются с помощью угловых швов.

5.3 Термическое влияние сварки на соединения, сварочные напряжения

Процесс сварки сопровождается структурными и химическими изменениями металла в зоне сварного соединения и возникновением сварочных напряжений и деформаций. Различают три зоны соединения: зона расплавления, зона термического влияния и основной металл.



- 1 – участок неполного расплавления;
- 2 – участок перегрева;
- 3 – участок нормализации;
- 4 – участок неполной перекристаллизации;
- 5 – участок рекристаллизации;
- 6 – основной металл

Рисунок 5.1 – Зона термического влияния сварного соединения в элементах из малоуглеродистой стали

В зоне расплавления – металл нагревается выше $t=1535^{\circ}\text{C}$, перемешивается и после прекращения нагрева начинается первичная кристаллизация, приобретает вторичную структуру, качество металла улучшают легированием элементами флюса и скоростью охлаждения.

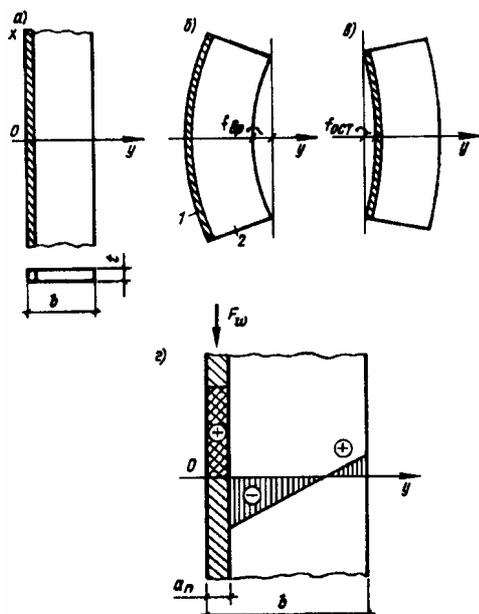
Зона термического влияния – прилегающая к шву часть основного металла $t > 723^{\circ}\text{C}$ и $< 1535^{\circ}\text{C}$, глубина при ручной сварке $3\div 6$ мм, автоматической – $2\div 4$ мм, структура неравномерная и имеет 5 участков.

Проникновение зоны расплавления в основной металл называют глубиной проплавления, или проваром шва: при ручной сварке – $1.5\div 2$ мм, при механизированной больше. Чем глубже провар, тем лучше шов.

Собственные напряжения при сварке разделяются на макронапряжения – уравновешены в макрообъеме, вследствие неравномерного распределения температуры, структурных превращений, происходящие с изменением удельного объема металла (при увеличении – образование мартенситных прослоек при закалке) фазовая составляющая σ будет иметь знак "минус" – сжатие и микронапряжения, распределенные и уравновешенные в объеме соизмеримом с объемом кристалла, учитываются при определении механических свойств металла.

Наличие макронапряжений учитывается специальными методами расчета МК, либо назначением специальных коэффициентов надежности сварных соединений.

По мере изменения температуры в изделии изменяется и его напряженно деформированное состояние, поэтому σ и ϵ называют временными, приводят к возникновению остаточных σ , называемые начальными.



а – вид полосы с наплавленным на кромку валиком;

б – временные деформации полосы;

в – остаточные деформации полосы;

г – остаточные напряжения

Рисунок 5.2 – Расчетная схема определения остаточных сварочных напряжений и деформаций в полосе с наплавленным валиком по методу фиктивных сил

Металл шва, обычно, упругопластически сжатый при нагреве, становится растянутым после остывания. Происходит явление усадки – сокращение линейных размеров элементов в отдельных участках соединения (продольная и поперечная усадка), в результате, форма конструкции оказывается искаженной по отношению к исходному состоянию – коробление.

Механизм развития сварочных напряжений и деформаций можно видеть на примере – наплавке шва на кромке пластины (рисунок 5.2).

Для того, чтобы компенсировать деформации при сварке применяют следующие мероприятия:

- закрепление свариваемых элементов (кондукторы, кассеты и т. п.);
- создание обратного выгиба;
- пластичные деформации обратного знака (растяжение металла шва и околошовной зоны);
- местный подогрев;
- применение правильного порядка сварки;
- механическая правка деформированных изделий и т. д.

5.4 Материалы для сварных соединений

Для ручной дуговой сварки МК применяют электроды, сварочную проволоку, флюсы, углекислый газ, которые изготавливаются по соответствующим ГОСТам и должны обеспечивать значения механических характеристик металла сварных соединений, установленные соответствующими нормативными документами.

Для швов, выполняемых автоматической и полуавтоматической сваркой значения R_{wun} следует принимать по таблице 4* СНиП.

При расчете сварных соединений, прежде всего, необходимо учитывать вид соединения, способ сварки и сварочные материалы, соответствующие основному материалу конструкции (см. таблицу 5.1).

Для проволоки Св-08Г2С следует принимать $R_{wun}=49\text{кН/см}^2$ и $R_{wf}=21.5\text{кН/см}^2$ кроме угловых швов $k_f=8\text{ мм}$.

Материалы для сварки, соответствующие стали, нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами следует принимать ещё и по таблицам 55* и 56 приложения 2 СНиП.

Таблица 5.1

Сталь	Материал			Нормативное сопротивление металла шва R_{wun} , кН/см^2	Расчетное сопротивление угловых швов R_{wf} , кН/см^2
	Марка сварочной проволоки при сварке в CO_2 или в смеси с аргоном	Марка флюсов	Тип электродов при ручной сварке		
С235, С245, С255, С275, С285, Ст3кп, Ст3пс, Ст3сп, 20	Св-08А	АН-348-А АН-60	Э42*, Э42А	41	18
	Св-08ГА		Э46*, Э46А	45	20
С345, С345Т, С375, С390, С375Т, С390Т, С390К, С440, 09Г2С, 6Г2АФ	Св-08ГА*	АН-17-М	-	45	20
	Св-08Г2С*	АН-42	Э50*, Э50А	49	21,5
		АН-47	-	-	-
		АН-348-А*	-	59	24
С345К	Св-08ХГ2СД10, Св-08Х1Д10	АН-348-А		49	21.5

5.5 Конструирование, работа и расчет сварных соединений

а). **Стыковые соединения** имеют небольшую концентрацию "σ" от внешних нагрузок, различия разделки кромок элементов не влияют на статическую прочность соединения и могут не учитываться.

Сварной шов в начале и в конце насыщен дефектами (в силу не установившегося теплового режима сварки), поэтому торцы швов выводят на технологические планки, которые после сварки удаляются. При невозможности это сделать расчетная длина шва будет меньше фактической

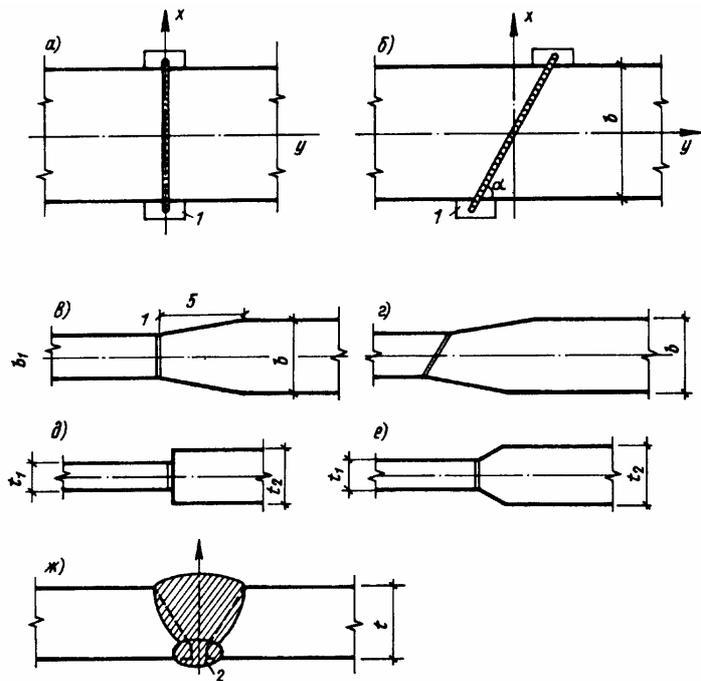
$$l_w = b - 2 \cdot t, \quad (5.1)$$

где $2 \cdot t$ – называется "непровар".

Надежными методами контроля являются физические (ультразвук, рентгеноскопия, просвечивание гамма-лучами).

Как правило, стыки МК выполняются прямыми, при невозможности физических методов контроля стык проектируют косым, т.к. большая длина шва компенсирует снижение качества шва. Наклон шва 60° к оси элемента гарантирует достаточную прочность. При работе соединения на сжатие контроль необязателен.

Для снижения концентрации напряжений следует делать при сварке элементов: разной ширины – скосы на элементе большей ширины; разной толщины – на элементе большей толщины. Без скосов СНиПом разрешается сваривать элементы, толщина которых отличается не более 4 мм.



- а – прямой стык;
- б – косой стык;
- 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

Рисунок 5.3 Виды сварных стыковых соединений

Расчет стыковых соединений при действии осевой силы N (рисунок 5.4) выполняют по формуле:

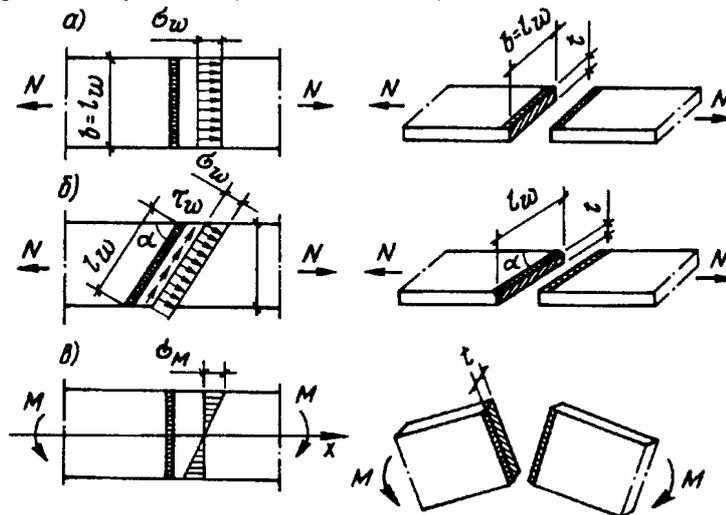
$$\frac{N}{t \cdot l_w} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c, \quad (5.2)$$

где t – наименьшая толщина соединяемых элементов;

l_w – расчетная длина шва;

R_{wy} – расчетное сопротивление по пределу текучести (табл. 3 СНиП);

γ_c – коэффициент условий работы (табл. 6* СНиП).



а – на продольную силу; б – на продольную силу с косым швом; в – на изгиб

Рисунок 5.4 – К расчету стыковых швов

Расчетные сопротивления сварных соединений R_{wy} , R_{wu} , R_{ws} , R_{wf} , и R_{wz} следует определять по формулам таблицы 3 СНиП.

При расчете соединений элементов из стали $R_u/\gamma_u > R_y$, при $R_{un} > 440 \text{ кН/мм}^2$ вместо R_{wy} следует принимать R_{wy}/γ_n . При отсутствии физических методов контроля $R_{wy} = 0,85R_y$.

Косой шов с наклоном $\operatorname{tg}\alpha=2:1$ равнопрочен с основным металлом и не требует проверки прочности. При действии сдвигающей силы Q в стыковом шве возникают срезающие напряжения τ_w и при сдвиге $R_{ws}=R_s$, если $R_{ws}<R_s$, то проверку выполняют по металлу шва.

При действии усилия N в косом шве возникают два вида напряжений (рисунок 5.4 б):

нормальные перпендикулярно шву

$$\sigma_w = \frac{N \cdot \sin \alpha}{t \cdot l_w} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c; \quad (5.3)$$

касательные (сдвигающие) вдоль шва

$$\tau_w = \frac{N \cdot \cos \alpha}{t \cdot l_w} \leq R_{ws} \cdot \gamma_c. \quad (5.4)$$

При одновременном действии σ_{wx} , σ_{wy} и τ_{wxy} прочность соединения проверяют по формуле

$$\sqrt{\sigma_{wx}^2 + \sigma_{wy}^2 - \sigma_{wx} \cdot \sigma_{wy} + 3\tau_{wxy}^2} \leq 1,15R_{wy} \cdot \gamma_c. \quad (5.5)$$

При изгибе (рисунок 5.4 в) соединения проверка прочности производится по формуле

$$\sigma_w = \frac{M}{W_f} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c; \quad (5.6)$$

$$\text{где } W_f = \frac{t \cdot l_w^2}{6} \quad (5.7)$$

б). Угловые соединения:

- фланговые швы, вызывают неравномерность распространения напряжений как по ширине (большую), так и по длине соединения. Работают одновременно на срез и изгиб.

- лобовые швы передают усилия равномерно по ширине элемента и крайне неравномерно по толщине шва (особенно велики σ_w в корне шва). Уменьшить концентрацию σ_w достигается обработкой поверхности шва, увеличением пологости (1:1.5), применением вогнутого шва и увеличением провара.

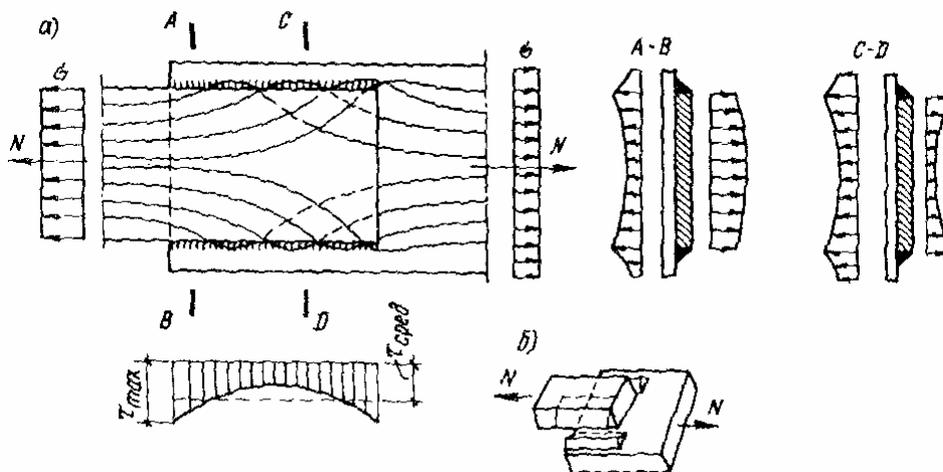
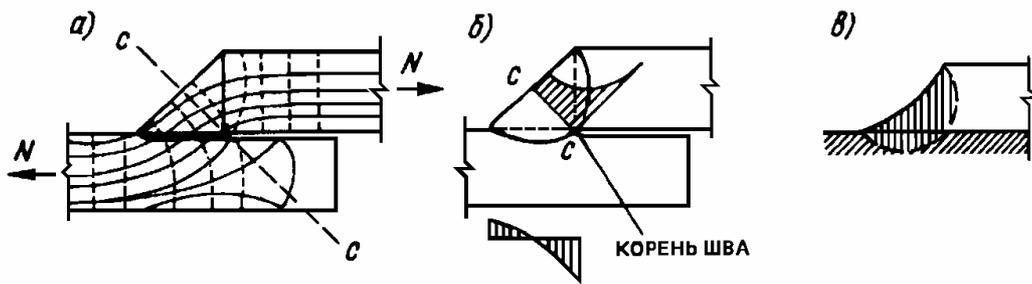


Рисунок 5.5 – Фланговые швы

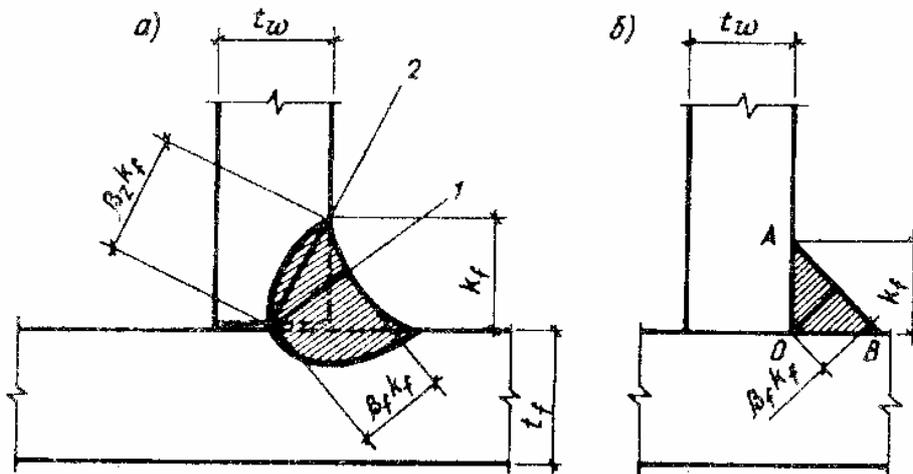


- а) – траектория силовых линий;
- б) – распределение напряжений в сечении с-с с учетом концентрации напряжений;
- в) – сечение вогнутого лобового шва

Рисунок 5.6 – Работа лобового шва

Разрушение фланговых и лобовых швов от осевых, изгибных и срезающих напряжений происходит как по металлу шва, так и по металлу границы сплавления.

Расчет выполняют по, указанным выше, двум сечениям, в зависимости от того, какое из них более опасно (рисунок 5.7).



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

Рисунок 5.7 – Расчет сечения шва

Так как, доминирующим напряжением является срезающее, то допускается производить расчет на срез, названный «условным» срезом.

Принимается площадь сечения шва при разрушении:

$$\text{– по металлу шва} \quad A_{wf} = \beta_f \cdot k_f \cdot l_w \quad (5.8)$$

$$\text{– по металлу сплавления} \quad A_{wz} = \beta_z \cdot k_f \cdot l_w \quad (5.9)$$

Если $\beta_f \cdot R_{wf} / 0,45 \beta_z \cdot R_{un} < 1$, то расчетным (опасным) является сечение по металлу шва и напряжение

$$\tau_{wf} = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \quad (5.10)$$

Если $\beta_f \cdot R_{wf} / 0,45 \beta_z \cdot R_{un} < 1$, то проверка прочности выполняется по металлу границы сплавления, тогда

$$\left. \begin{aligned} \tau_{wf} &= \frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c \\ R_{wz} &= 0,45 R_{un} \end{aligned} \right\} \quad (5.11)$$

где β_f и β_z – коэффициенты, учитывающие проплавление металла и принимаются при стали с $\sigma_T < 530$ МПа – по таблице 34* СНиП и при $\sigma_T > 530$ МПа – $\beta_f = 0,7$ и $\beta_z = 1$.

γ_{wf} и γ_{wz} – коэффициенты условий работы шва, равные 1, во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в климатических районах I₁; I₂; II₂ и III₃, для которых $\gamma_{wf} = 0,85$ для металла шва с $R_{wun} = 410$ МПа и $\gamma_{wf} = 0,85$ – для всех сталей.

При ручной сварке $\beta_f = 0,7$.

Из формул (5.10) и (5.11) можно определить требуемый катет шва K_f , который не должен быть менее нормируемых минимальных значений таблицы 38* СНиП, а также определить требуемую длину угловых швов.

При действии на соединение момента в плоскости перпендикулярной плоскости швов, расчет их выполняется на условный срез

$$\text{- по металлу шва} \quad \frac{M}{W_f} = R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c; \quad (5.12)$$

$$\text{- по металлу границы сплавления} \quad \frac{M}{W_z} = R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c. \quad (5.13)$$

При действии момента в плоскости расположения швов - по следующим формулам

$$\text{- по металлу шва} \quad \frac{M \cdot \sqrt{x^2 + y^2}}{J_{fx} + J_{fy}} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \quad (5.14)$$

$$\text{- по металлу границы сплавления} \quad \frac{M \cdot \sqrt{x^2 + y^2}}{J_{zx} + J_{zy}} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \quad (5.15)$$

x и y – координаты точки «А», наиболее удаленной от центра тяжести расчетного сечения соединения.

При действии на соединение N , Q и M должны быть выполнены следующие условия

$$\tau_f \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \quad \text{и} \quad \tau_z \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c \quad (5.16)$$

в). Комбинированные соединения – это стыковое соединение, усиленное накладками (рисунок 5.8). Применяется в случаях особой необходимости, так как возникает концентрация напряжений. При расчете их условно принимается, что напряжения в стыковом шве и в накладке одинаково.

Тогда, при расположении накладок с двух сторон, напряжение в шве определяется по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A_{л} + \sum A_{н}} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c \quad (5.17)$$

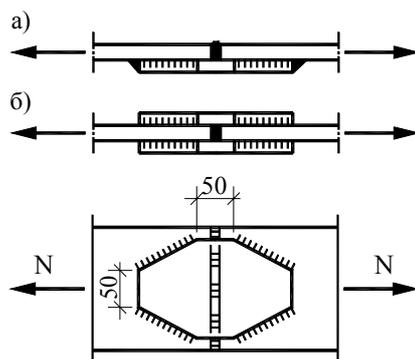
где $A_{л}$ и $A_{н}$ – площади сечений листов и накладок, тогда усилие в накладке будет равно

$$N_{н} = A_{н} \cdot \sigma, \quad (5.18)$$

по которому можно определить требуемую длину угловых швов, приваривающих накладку с одной стороны

$$\sum \ell_w = \frac{N_{н}}{\beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} \quad (5.19)$$

чем и определяются размеры накладок.



а – односторонней; б - двухсторонней
Рисунок 5.8 – Усиление стыкового шва накладками

5.6 Конструктивные требования к сварным соединениям

Требования предусматривают надежность работы, удобство выполнения работ и наибольшую экономичность конструкции:

- предусматривать высокопроизводительные механизированные способы сварки;
- обеспечить свободный доступ к местам сварных соединений;
- стремиться к наименьшему объему сварки, избегать близкого расположения швов друг к другу, образования замкнутых контуров швами и ориентации швов поперек направления растягивающих напряжений;
- стыки балок, колонн и т. п. следует выполнять без накладок встык, с двухсторонней сваркой и полным проплавлением и подваркой корня шва или на подкладках;
- катеты угловых швов K_f должны быть не более $2 \cdot t$;
- K_f вдоль кромки прокатных профилей принимать $0.9 \cdot t$;
- при ручной сварке за один проход может быть выполнен шов K_f до 8 мм, более толстые швы получают путем многослойной сварки;
- на одной отправочной марке желательно иметь не более 2-3 различных толщин швов;
- расчетная длина углового шва должна быть не менее $4 K_f$ и не менее 40 мм, флангового шва – не более $85\beta_f K_f$, за исключением швов, в которых усилие действует на всем протяжении шва;
- размер нахлестки должен быть не менее $5 \cdot t$;
- соотношение катетов как правило принимается 1:1.

Конструирование и расчет сварных конструкций из алюминиевых сплавов принципиально не отличается от стальных конструкций, за исключением некоторых особенностей, обусловленные теплофизическими и механическими характеристиками сплавов:

- используется аргоно-дуговая сварка неплавящимся электродом, не исключая других способов;
- требует концентрированных источников тепла;
- применение способов снижения деформативности (нагартовка – разупрочнение в области соединения, выбор режима сварки и сварочных материалов, обработка после сварки);
- назначение соответствующих коэффициентов при проектировании.

5.7 Условные изображения сварных швов при выполнении чертежей КМ

Швы обозначают без выносных линий. Обозначения располагают над или под изображением шва (6-100; 4-75, катет-длина мм) независимо видимый или невидимый. Условные изображения сварных швов приводятся в таблице 5.2.

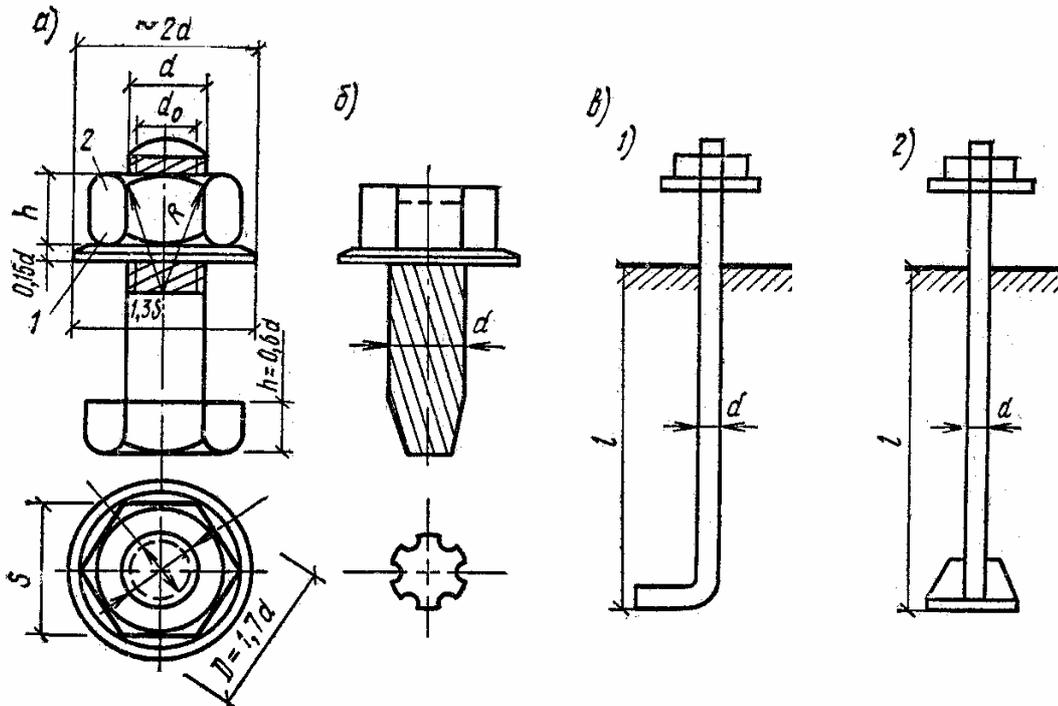
Таблица 5.2 – Условные изображения сварных швов

Вид сварного шва	заводской	монтажный
а) стыковой		
- с видимой стороны	+++++ 2	xxxxxxxxx 2
- с невидимой стороны	+++ 2-3 3-5 	** ** *
б) тоже, прерывистый		
- с видимой стороны	+++ --- +++ 2	** --- ** 2
- с невидимой стороны	+++ --- +++	** --- **
в) угловой		
- с видимой стороны	1-2	xxxxxxxxx 1.5-2
- с невидимой стороны		xx xx xx
г) тоже, прерывистый		
- с видимой стороны	---	xx --- xx
- с невидимой стороны		xx --- xx

Глава VI. БОЛТОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

6.1 Виды болтов и болтовых соединений

Простота соединения и надежность в работе позволяют широко использовать в строительстве при монтаже МК, но они более металлоемки, а отверстия для болтов ослабляют сечения элементов.



а – болт с шайбой (1) и гайкой (2); б – самонарезающий болт;
в – фундаментные болты: тип 1 при $d \leq 36$ мм, тип 2 при $d > 30$ мм

Рисунок 6.1 – Виды болтов

Применяют следующие виды болтов (рисунок 6.1):

- **грубой** (класс точности «С») и **нормальной точности** (класс «В»), отклонение диаметра болта и отверстия могут достигать 1 и 0.52 мм соответственно (для $d_b \leq 30$ мм). Изготавливают из углеродистой стали или холодной высадкой. Применяются при монтаже конструкций из стали с σ_T до 380 Н/мм². Ставят в отверстия, образованные продавливанием или сверлением, диаметр отверстий на 2-3 мм больше диаметра болта (черные болты – класс С).

- **повышенной точности** (класс А), ставят в просверленные отверстия, допуск по диаметрам не более 0,3 мм, изготавливают обтачиванием. Применяют в МК с $\sigma_T > 380$ Н/мм².

- **высокопрочные** болты изготавливают из легированной стали, термически обрабатывают, являются болтами нормальной точности и ставят в отверстия большего диаметра. Передача усилия сдвига происходит трением между соединяемыми элементами и называются часто фрикционными.

- **самонарезающие** болты из термоупрочненной стали, диаметр $d_b = 6$ мм и применяют для крепления профнастила к прогонам. Завинчивают в ранее образованное отверстие.

- **фундаментные** (анкерные) болты бывают двух типов: тип I при d_b 36 мм и II при d_b 30 мм.

В МК используются болты различных классов прочности и обозначаются цифрами от 4.6 до 10.9. Первое число, умноженное на 10, обозначает временное сопротивление σ_b , кН/см², а произведение первого числа на второе – σ_t , кН/см².

Расчетные сопротивления одноболтовых соединений определяют по формулам, приведенные в таблице 6.1, а расчетные сопротивления срезу и растяжению болтов приведены в таблице 58*, смятию элементов – в таблице 59* СНиП.

Таблица 6.1 – Расчетные сопротивления одноболтовых соединений

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления одноболтовых соединений			
		срез и растяжению болтов класса			смятию соединяемых элементов из стали с пределом текучести до 440 Мпа (4500 кгс/см ²)
		4.6; 5.6; 6.6	4.8; 5.8	8.8; 10.9	
Срез	R_{bs}	$R_{bs} = 0,38R_{bun}$	$R_{bs} = 0,4R_{bun}$	$R_{bs} = 0,4R_{bun}$	–
Растяжение	R_{bt}	$R_{bt s} = 0,38R_{bun}$	$R_{bt} = 0,38R_{bun}$	$R_{bt} = 0,38R_{bun}$	–
Смятие	R_{bp}				
а) болты класса точности А		–	–	–	$R_{bp} = (0,6 + 410 \frac{R_{un}}{E})R_{un}$
б) болты класса В и С		–	–	–	$R_{bp} = (0,6 + 340 \frac{R_{un}}{E})R_{un}$
Примечание. Допускается применять высокопрочные болты без регулируемого натяжения из стали марки 40Х “селект”, при этом расчетные сопротивления R_{bs} и R_{bt} следует определять как для болтов класса 10.9, а расчетное сопротивление как для болтов класса точности В и С.					
Высокопрочные болты по ТУ 14-4-1345–85 допускается применять только при их работе на растяжение.					

Расчетные сопротивления фундаментных болтов приведены в таблице 60*, а высокопрочных болтов растяжению определяют по формуле

$$R_{bh} = 0.7 \cdot R_{bun} \quad (6.1)$$

R_{bun} – наименьшее временное сопротивление болта разрыву (таблица 61*).

Болтовые соединения бывают фланцевые, срезные, фрикционные, фрикционно-срезные, клееболтовые и специальные (дюбельные, на самонарезающих и самосверлящих болтах, комбинированные, на заклепках и др.).

Различаются соединения и по другим признакам:

- по числу болтов – одноболтовые, многоболтовые;
- по характеру передачи усилия – несдвигоустойчивые, сдвигоустойчивые (фрикционные);

6.2 Работа и расчет болтовых соединений.

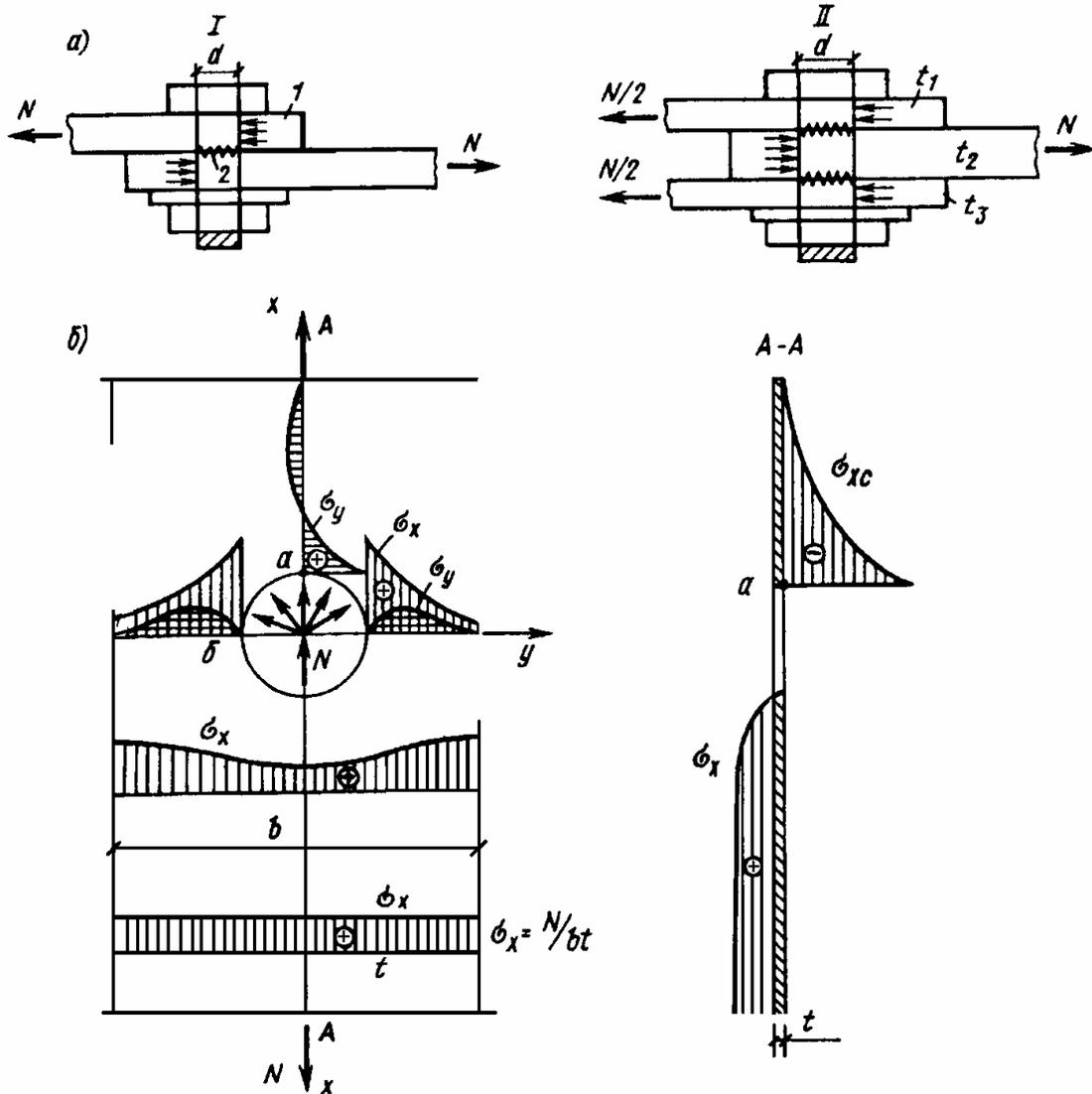
а). Одноболтовые соединения.

Работу такого соединения (рисунок 6.1) можно разбить на 4 этапа:

1-ый – болты работают на растяжение, соединение – упруго пока силы трения между элементами не преодолены;

2-ой – сдвиг всего соединения на величину зазора между болтом и отверстием, силы трения преодолены;

3-ий – сдвигающее усилие передается давлением поверхности на стержень болта, которые постепенно обминаются, болт изгибается и растягивается;



а – срез болта; б – смятие отверстия;

I – однорезные соединения; II – двухрезные соединения;

1 – поверхность смятия; 2 – поверхность среза; t – толщина пластины

Рисунок 6.1 – Работа болтов

4-ый – характеризуется упругопластической работой. Разрушение происходит от среза болта, смятия и выкола одного из соединяемых элементов или отрыва головки болта.

б). В многоболтовом соединении, отдельные болты работают неравномерно, что учитывается коэффициентом условий работы соединения γ_b , который принимается по таблице 6.2.

Расчет ведут исходя из возможного вида разрушения соединения по срезу болта при толстых листах или смятию при тонких листах.

Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом, определяют по формулам

$$\text{на срез} \quad N_b = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A \cdot n_s \cdot \gamma_c \quad (6.2)$$

$$\text{на смятие} \quad N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \Sigma t \cdot \gamma_c \quad (6.3)$$

$$\text{на растяжение} \quad N_b = R_{bt} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \gamma_c \quad (6.4)$$

где γ_c – коэффициент условия работы конструкции.

Σt – наименьшая сумма толщин листов.

Таблица 6.2 - Коэффициент условий работы соединения γ_b

Характеристика соединений	Коэффициент условий работы соединения γ_b
1. Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах:	
класса точности А	1,0
класса точности В и С, высокопрочных с нерегулируемым натяжением	0,9
2. Одноболтовое и многоболтовое в расчете на смятие при $a = 1,5d$ и $b = 2d$ в элементах конструкций из стали с пределом текучести, МПа (кгс/см ²):	
до 285 (2900)	0,8
св. 285 (2900) до 380 (3900)	0,75
Обозначения, принятые в таблице 6.1: a – расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия; b – то же, между центрами отверстий; d – диаметр отверстия для болта. Примечания: 1. Коэффициенты, установленные в поз. 1 и 2, следует учитывать одновременно. 2. При значениях расстояний a и b , промежуточных между указанными в поз. 2 в табл. 39 СНиП, коэффициент γ_b следует определять линейной интерполяцией.	

Расчетная формула (6.4) применяется и при расчете фундаментных болтов (анкерные болты).

Число болтов в многоболтовом соединении определяют, предполагая работу всех болтов одинаковой

$$n = \frac{N}{N_{\min}} \quad (6.5)$$

N_{\min} – наименьшее из значений, вычисленных по (6.2 - 6.4).

Расчет самих соединяемых элементов на прочность ведут с учетом ослабления сечения отверстиями по площади нетто A_n .

При действии на соединение момента M , распределение усилий на болты принимают пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта.

Болты, работающие на срез от одновременного действия Q и M , проверяют на равнодействующее усилие.

Расчет фундаментных болтов выполняется аналогично обычным болтам, но для должного закрепления болта в фундаменте необходимо определить длину заделки в бетон и проверить на вырывание из фундамента.

в). Соединения на высокопрочных болтах (фрикционные) – это соединения с контролируемым натяжением болтов (рисунок 6.2). Силы трения в соприкасающихся поверхностях от натяжения болтов, воспринимающие сдвигающие силы, определяются в зависимости от прочности болта и характера обработки соприкасающихся поверхностей. Сила натяжения болта принимается равной расчетному усилию высокопрочного болта на растяжение

$$P = R_{bh} \cdot A_{bh} \quad (6.6)$$

$R_{bh}=0,7 \cdot R_{bun}$ – расчетное сопротивление растяжению.

Тогда, расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним болтом, определяется по формуле

$$Q_{bh} = R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \frac{\mu}{\gamma_h} \quad (6.7)$$

где μ – коэффициент трения, принимаемый по таблице 36* СНИП;

γ_h – коэффициент надежности (по таблице 36*);

A_{bn} - площадь сечения болта нетто (таблица 62*);

γ_b - коэффициент условий работы соединения, зависящий от количества болтов «n» (0,8 при $n < 5$; 0,9 при $5 \leq n < 10$; 1,0 при $n \geq 10$);

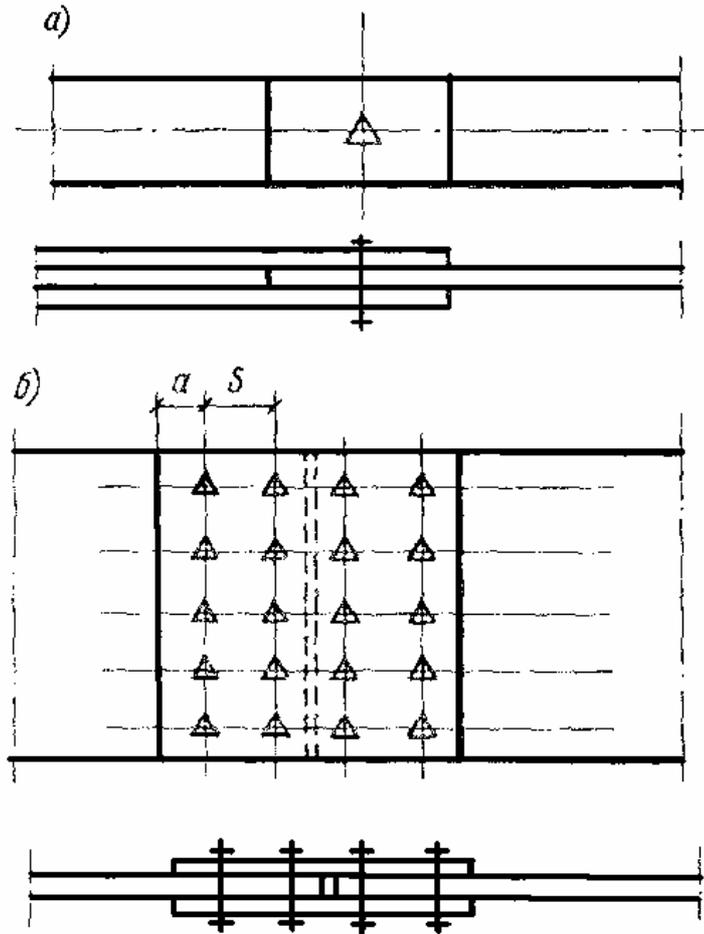


Рисунок 6.1 – К расчету одноболтового (а) многоболтового (б) соединений (треугольниками обозначают болты фрикционного соединения с контролируемым усилием натяжения болтов)

Таким образом, количество болтов в соединении при действии N будет равно

$$n \geq \frac{N}{Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c} \quad (6.8)$$

k – количество поверхностей трения.

При этом, проверку ослабленных отверстиями сечений элементов производят при статических нагрузках по площади A в том случае, когда $A_n \geq 0,85A$ – а при $A_n < 0,85A$ – по условной площади $A_c = 1,18A_n$. При динамических нагрузках принимают A_n .

Механические характеристики высокопрочных болтов принимают по таблице 61* СНиП.

Наиболее часто применяемые марки стали - 40Х "селект", 30Х3МФ. Для стали 40Х "селект" $R_{bun} = 600 \div 1100 \text{ Н/мм}^2$.

6.3 Конструктивные требования к болтовым соединениям

Различают две конструктивные разновидности соединений – стыки и прикреплении элементов друг к другу.

Стыки осуществляют с одно- и двухсторонними накладками, а крепления – в нахлестку.

При конструировании следует стремиться к применению болтов одного диаметра в пределах элемента и к малому числу диаметров во всем сооружении. Наиболее применимые болты диаметром $d_b=20-24$ мм, а в тяжелых конструкциях – $d_b=24-30$ мм.

Допускается, элементы крепить в узле одним болтом. Следует стремиться к наилучшей передаче усилия с одного элемента на другой кратчайшим путем.

Болты располагают по прямым линиям – рискам, параллельно усилию. Расстояние между смежными рисками называется дорожкой, а расстояние между двумя смежными по риске болтами – шагом.

Болты в соединениях следует размещать в соответствии с таблицей 39 СНиП, где минимальные расстояния определяются условиями прочности основного материала, а максимальные – определяют устойчивостью сжатых частей элементов в промежутках между болтами или условием плотности соединения растянутых элементов во избежание попадания влаги в щели (рисунок 6.2).

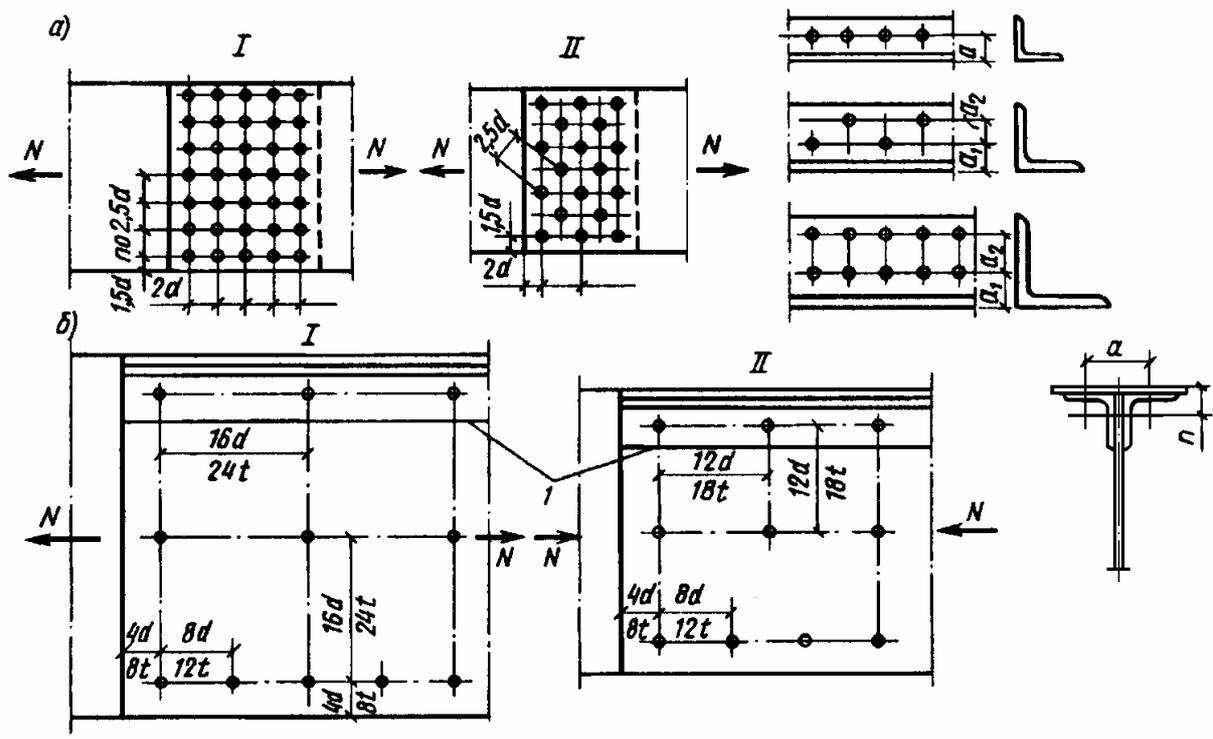
Расстояния между центрами болтов $\min=2.5 \cdot d$ и $\max=(16 \text{ и } 24) \cdot d$. Расстояние до края элемента – $\min=2 \cdot d$, $\max=4 \cdot d$ или $\min=4 \cdot d$ и $8 \cdot d$.

Расположение болтов принимают как шахматное, так и рядное.

Для высокопрочных болтов минимальное расстояние от центра болта до края элемента принимается $1.3 \cdot d$.

Для облегчения пользования кондукторами для сверления отверстий желательно иметь шаг и дорожку, кратные 40 мм.

В конструкциях из Al-х сплавов применяются стальные и алюминиевые болты нормальной и повышенной точности. Высокопрочные болты изготавливают из стали, при этом шайбы и сами болты должны быть кадмированы или оцинкованы, для недопущения электрохимической коррозии.



а – минимальное расстояние при рядовом (I) и шахматном (II) расположении болтов;
 б – максимальное расстояние при растяжении (I) и сжатии (II) элементов;
 1 – окаймляющий уголок

Рисунок 6.2 – Размещение отверстий для болтов в соединении

Большое распространения получили болты с обжимными кольцами – лок-болты диаметром 6, 8, 10, 12 и 14 мм. Стержень болта из жесткого сплава, имеет большую длину и свободный конец снабжен рифами. Стержень вставляется в отверстие и на него надевают обжимное кольцо из пластинчатого сплава, захватывают пистолетом-заклепочником, натягивают и обжимают кольцо рифами.

6.4 Условные изображения болтов и отверстий

Болт постоянный -		Болт высокопрочный -	
Болт временный -		Болт самонарезающий -	
Отверстие -		Болтовое соединение -	

Глава VII. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ, ИЗГОТОВЛЕНИЯ И МОНТАЖА МК

Процесс создания МК обычно состоит из 3-х этапов – проектирование, изготовление и монтаж. Каждый этап выполняет специализированная организация. Согласованность этапов определяет качество и стоимость объекта.

7.1 Проектирование

Выполняется в соответствии с заданием, которое составляется заказчиком, может включать одну или две стадии (см гл. II, III).

7.2. Изготовление

Основным документом для заводского изготовления МК являются чертежи КМД и описание технологии изготовления для всех отправочных марок – конструктивный элемент (или его часть), удовлетворяющий условиям перевозки и полностью изготавливаемый на ЗМК.

Деталировочный чертеж включает:

- графическое изображение отправочных марок, со всеми размерами и указаниями по изготовлению деталей, сборки и сварки отправочных элементов;

- спецификацию деталей для каждого элемента с указанием марки стали;

- таблицу отправочных элементов и заводских сварных швов;

- примечания по изготовлению.

К массе всех деталей добавляется вес наплавленного металла заводских швов, который равен $1.0 \div 1.5$ % от общего веса деталей. В примечаниях указывается толщины швов, диаметры отверстий, размеры обреза, типы электродов, способы сварки и др.

Монтажные схемы составляются для каждой группы МК отдельно. На них указываются все размеры и отметки, необходимые для установки и выверки конструкций. Отправочные элементы обозначаются марками, соответствующими маркам деталировочных чертежей.

Процесс изготовления каждой партии марок на заводе начинается с разработки технологической карты на изготовление, и состоит из ряда операций, выполняемые в указанной последовательности: подготовка проката, изготовление (обработка) отдельных деталей, сборка и их сварка, фрезеровка торцов, сверление отверстий, контрольная или общая сборка и т.п.

Готовые изделия проходят контроль ОТК и поступают в цех малярно-погрузки, где грунтуют, маркируют и отгружают на монтаж. Наибольшая трудоемкость операций: обработка – 25 %, сборка – 30 % и сварка – 30 %.

Производственные требования к конструктивной форме:

- обеспечение прогрессивных способов изготовления;

- увеличение объёма серийных конструктивных элементов, типовых схем, узлов и типоразмеров для поточного производства;

- максимально заменять ручную сварку и резку машинной;

- уменьшение сварных стыковых соединений;

- удовлетворять условиям перевозки, возможностям грузоподъемных механизмов при изготовлении и монтаже.

7.3 Монтаж

Технология монтажа МК обычно разрабатывается в проектах производства работ (ППР), выполняемых отделами монтажных организаций.

Работы по монтажу складываются из ряда процессов, последовательно выполняемых в три этапа на строительной площадке.

Первый этап – разгрузка, приемка, сортировка, укрупнительная сборка и подготовка элементов к установке. Работы выполняются на центральных и приобъектных складах. При крупноблочном монтаже, укрупнительная сборка выполняется вблизи места подъема.

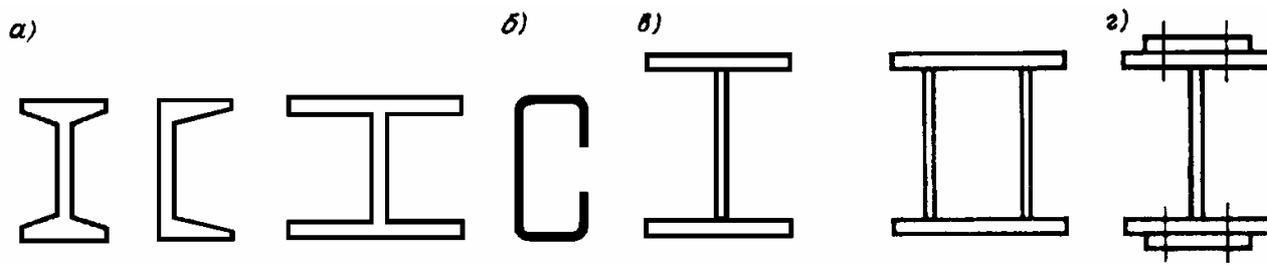
Второй этап – установка элементов в проектное положение, их выверка, временное закрепление и установка связей.

Третий этап – полное закрепление монтажных соединений элементов, освобождение конструкции от вспомогательных устройств и монтаж ограждающих конструкций.

Основные требования монтажа:

- минимальное число монтажных и отправочных элементов;
- сокращение числа подъемов;
- упрощение монтажных узлов;
- обеспечение простоты заводки и крепления элементов к ранее установленным частям сооружения;
- уменьшение объемов работ по пригонке на монтаже.

Эти требования учитываются при проектировании (ППР) путем согласования до начала изготовления МК на заводе – изготовителе.



а – прокатные; б – тонкостенные гнутые; в – составные сварные;
г – сварные с усилением на высокопрочных болтах

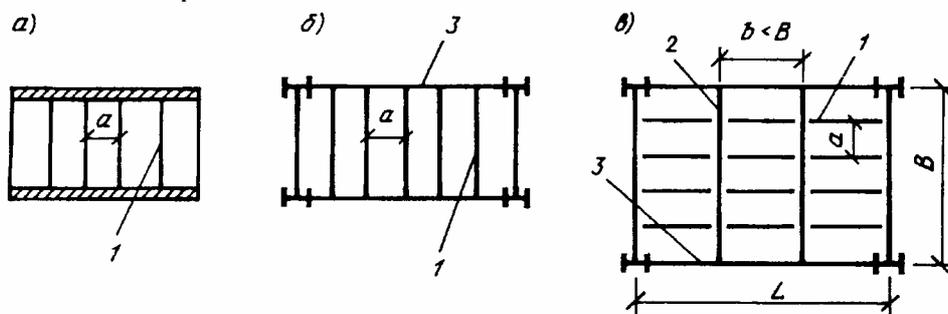
Рисунок 8.1 – Сечения балок

В строительстве применяют следующие типы балок: из гнутых профилей, тонкостенные, прессованные и составные из алюминиевых сплавов, бистальные, с верхним трубобетонным поясом, предварительно напряженные, с гофрированными и перфорированными стенками и др.

8.2. Балочные клетки и их компоновка

При проектировании конструкции балочного перекрытия, рабочей площадки цеха, проезжей части моста и т.п. необходимо выбрать систему несущих балок (взаимно пересекающихся), обычно называемую балочной клеткой. Различают три основных их типа (рисунок 8.2):

- **упрощенный** – нагрузка на перекрытие передается через настил на балки настила, располагаемые параллельно на расстояниях "а" (шаг балок) и через них на несущие конструкции. Частое расположение балок рационально при небольших пролетах;
- **нормальный** – нагрузка с настила передается на балки настила, которые передают её на главные балки, опирающиеся, как правило, на колонны;
- **усложненный** – вводятся еще вспомогательные балки, располагаемые под балками настила и опирающиеся на главные балки.



а – упрощенный; б – нормальный; в – усложненный;
1 – балки настила; 2 – вспомогательные балки; 3 – главные балки

Рисунок 8.2 – Типы балочных клеток

Для уменьшения трудоемкости изготовления балочной клетки балки настила и вспомогательные балки проектируются прокатными.

Выбор типа балочной клетки связан и с вопросом сопряжения балок между собой по высоте, которое может быть поэтажным, в одном уровне и пониженным. Тип сопряжения определяет строительную высоту перекрытия (расстояние между верхом и низом перекрытия) – задается технологами или архитекторами.

Расстояние между балками настила определяется несущей способностью настила и составляет $a=0,6-1,6$ м при стальном и $a=2-3,5$ при железобетонном настиле.

Расстояние между вспомогательными балками назначается обычно $b=2\div 5$ м и кратно пролету главной балки, при минимальном числе балок, которые должны быть прокатными.

Так как, выбор рационального типа балочной клетки и типа сопряжений балок зависят от многих факторов, то выбор устанавливается сравнением возможных вариантов конструктивного решения (на ПЭВМ).

8.3 Настилы. Основы расчета и конструирования

Для настила применяют – стальные листы, железобетонные плиты, щитовой настил. Последние являются индустриальными и ускоряют монтаж (рисунок 8.3).

Стальной настил – простейшая конструкция (стальной лист), уложенная на балки и приваренная к ним.

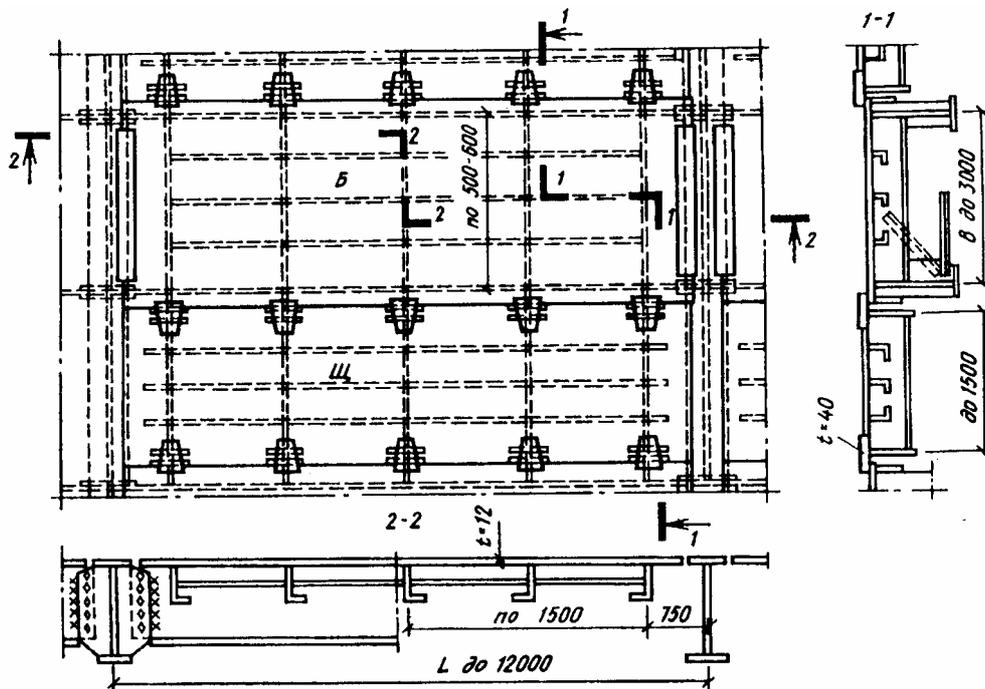
Наиболее выгодное решение, по расходу металла получается при минимальной толщине листа, но увеличение числа балок резко увеличивает трудоемкость перекрытия, что нежелательно.

Поэтому, следует использовать листы толщиной $t=6-8$ мм при полезной равномерно распределенной нагрузке $q\leq 10$ кН/м²; $t=8-10$ мм – при $11\leq q\leq 20$ кН/м²; $t=10-12$ мм – при $21\leq q\leq 30$ кН/м²; и $t=12-14$ мм – при $q>30$ кН/м².

Предельный относительный прогиб принимается $[f/l]\leq 1/150$.

закрепленную по концам неподвижными шарнирами, что позволяет считать, что она изгибается по цилиндрической поверхности в виде синусоиды

$$y = f \cdot \sin \frac{\pi x}{l} \quad (8.1)$$



Б – блок; Щ – щит

Рисунок 8.3 – Щитовой настил

Для расчета мысленно вырежем из настила полосу единичной ширины, А нагрузка q вызывает растягивающие цепные усилия N , уменьшающие изгибающий момент M , улучшая работу настила в пролете.

Тогда, прогиб её под нагрузкой будет равен

$$f = f_0 \frac{1}{1 + \alpha} \sin \frac{\pi x}{\ell} \quad (8.2)$$

где $f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{g \ell^4}{E_1 \cdot J}$ – балочный прогиб;

$E_1 I$ – цилиндрическая изгибная жесткость

$E_1 = E / (1 - \nu^2)$; $\nu = 1.3$ – коэффициент Пуассона.

$\alpha = H / P_3$; H – сила растяжения (распор); $P_3 = \pi^2 E_1 J / \ell^2$ Эйлера сила.

x – расстояние от левой опоры до места определения прогиба.

Считая, что $n_0 = [f / \ell]$, заданным и зависящим от нормативной нагрузки, можно определить

$$\frac{\ell}{t} \approx \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 g} \right) \quad (8.3)$$

где ℓ и t – соответственно, наибольший пролет настила и его толщина.

Это отношение можно определить и по графикам.

Таким образом, по формуле (8.3), можем определить размеры настила (ℓ и t), задавшись одним из них (чаще t) и количество балок настила.

Распор H можно вычислить по приближенной формуле

$$H = \gamma_f \frac{\pi^2}{4} [f / \ell]^2 E_1 \cdot t \quad (8.4)$$

определив усилия и размеры настила производят проверку его несущей способности и прогиба по формулам

$$f = \frac{f_0}{1 + \alpha} \quad (8.5)$$

$$\sigma = \frac{H}{A} + \frac{M}{W} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (8.6)$$

$$H = \pi^2 E_1 J \cdot \alpha / \ell^2 \quad (8.7)$$

$$M = \frac{M_0}{1 + \alpha} \quad (8.8)$$

где $M_0 = q \cdot \ell^2 / 8$ – балочный момент; $A = 1 \cdot t$; $W = 1 \cdot t^2 / 6$.

Расчетная толщина углового шва, прикрепляющего настил к балкам определяется по формуле

$$k_f = \frac{H}{\beta_f \cdot \ell_w R_{wf} \cdot \gamma_c} \quad (8.9)$$

8.4. Прокатные балки

Применяются двутавры по ГОСТ 8239-89, нормальные двутавры по ГОСТ 26020-83 тип Б, широкополочные тип Ш, и для прокатных прогонов скатных кровель – швеллеры по ГОСТ 8240-89.

Широко используются, где требуется $W \leq 13000 \text{ см}^3$.

Из условия прокатки они получают достаточно толстостенными, что обеспечивает лучшую устойчивость поясов и стенки, так как $\sigma_{cr} > \sigma_T$ и позволяют получать существенный эффект за счет использования упругопластической работы их материала.

а) Подбор сечения и проверка несущей способности (НС).

Расчет на прочность балок, работающих упруго и изгибаемых в одной из главных плоскостей производится по формуле

$$\sigma = M / W_n \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (8.10)$$

требуемый момент сопротивления определяется по формуле

$$W_{n, \text{треб.}} = M_{\text{max}} / R_y \cdot \gamma_c \quad (8.11)$$

Усилия M и Q определяются по нагрузке с соответствующей грузовой площади.

Выбрав тип профиля балки по $W_{n, \text{треб.}}$ из сортамента подбирают ближайший больший номер профиля, сечение которого проверяют на прочность от действия τ

$$\tau = \frac{Q_{\text{max}} \cdot S}{J \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c \quad (8.12)$$

для разрезных прокатных балок из стали с $R_n < 440 \text{ МПа}$, несущих статистическую нагрузку и обеспеченных от потери общей устойчивости при ограниченной величине τ , используют упругопластическую работу материала и проверку прочности следует выполнять по формулам:

а) при изгибе в одной плоскости и при $\tau_x = Q_x / A_w \leq 0.9 \cdot R_s$

$$\sigma = \frac{M}{\beta \cdot c_x \cdot W_{xn}} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (8.13)$$

б) при изгибе в двух главных плоскостях и $\tau_y = Q_y / 2A_f \leq 0.5 \cdot R_s$

$$\sigma = \frac{M_x}{\beta \cdot c_x \cdot W_{xn}} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{yn}} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (8.14)$$

при $\tau \leq 0.5 \cdot R_s$, - $\beta = 1$

при $0.5R_s < \tau < 0.9 \cdot R_s$

$$\beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \left(\frac{\tau_x}{R_s} \right)^4$$

C_x и C_y – принимаются по таблице 66 СНиП

$\alpha = A_f / A_w$ – соотношение площадей сечения пояса и стенки.

В зоне чистого изгиба в формулах (8.13) и (8.14) вместо C_x и C_y следует принимать $C_{xm} = 0,5(1 + C_x)$ и $C_{ym} = 0,5(1 + C_y)$ и $\beta = 1$.

Прочность этих балок в опорном сечении, при $M_x = M_y = 0$, проверяется на действие τ :

$$\tau_x = Q_x / A_w \leq R_s \cdot \gamma_c \quad \text{и} \quad \tau_y = Q_y / 2 \cdot A_f \leq R_s \cdot \gamma_c \quad (8.15)$$

Подбор сечения, при учете упругопластической работы, можно производить по формуле:

$$W_{n, \text{треб.}} = \frac{M_{x, \text{max}}}{c_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (8.16)$$

Общую устойчивость балок можно не проверять при передаче нагрузки через сплошной настил, надежно прикрепленный к верхнему поясу балки и при отношении расчетной длины l_{ef} между связями к ширине пояса b_f не более определенного значения (см. ниже формулу 8.42).

При недостаточном закреплении сжатого пояса общую устойчивость проверяют по формуле

$$\frac{M_{x, \text{max}}}{\varphi_b \cdot W_{cx}} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (8.17)$$

где $\gamma_c=0,95$; W_{cx} – для сжатого пояса.

Для балок двутаврового сечения с 2-мя осями симметрии $\varphi_b=\varphi_1$ при $\varphi_1 \leq 0,85$ и $\varphi_b=0,68+0,21 \cdot \varphi_1$, но не >1 при $\varphi_1 > 0,85$.

$$\text{Здесь} \quad \varphi_1 = \psi \frac{J_x}{J_y} \left(\frac{h}{\ell_{ef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y} \quad (8.18)$$

ψ – коэффициент, принимаемый по таблице 77 СНиП.

При двух и более закреплениях сжатого пояса в пролете, любом виде нагрузок, приложенных к любому поясу и при $0,1 \leq \alpha \leq 40$ коэффициент $\psi=2,25+0,07 \cdot \alpha$

$$\text{где} \quad \alpha = 1,54 \cdot \frac{J_k}{J_y} \cdot \left(\frac{\ell_{ef}}{h} \right)^2 \quad (8.19)$$

J_k – момент инерции при кручении

h – высота балки.

Если при проверке выясняется, что общая устойчивость балки не обеспечена, то следует уменьшить расчетную длину ℓ_{ef} сжатого пояса, изменив схему связей.

Местная устойчивость поясов и стенки обеспечивается их толщинами и проверять не требуется.

б) Проверка жесткости балки (второе предельное состояние) ведется по величине относительного прогиба (мера жесткости) от нормативных нагрузок по формуле

$$f / \ell \leq [f / \ell] = 1 / h_0 \quad (8.20)$$

Для однопролетной балки, при равномерно распределенной нагрузке, прогиба следует проверять по формуле

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_n \cdot \ell^4}{EJ} \leq [f] \quad (8.21)$$

Если это условие не удовлетворяется, то следует увеличить сечение, взяв менее прочный материал.

в) Учет пластической работы материала в неразрезных и защемленных балках.

Здесь, работу материала можно доводить до образования шарнира пластичности в пролете или на опоре. При этом система сохраняет свою геометрическую неизменяемость и может воспринимать дальнейшее увеличение нагрузки при плавном возрастании прогибов. Но при этом $M_{пл}=\text{const}$, а в других сечениях моменты постепенно увеличиваются и происходит их выравнивание. Такая работа продолжается до образования трех шарниров в одном пролете балки и система становится изменяемой с недопустимо быстрым ростом деформаций.

Прочность таких балок проверяют по формуле (8.13), а расчетный изгибающий момент вычисляют с учетом перераспределения по формуле

$$M = 0,5 \cdot (M_{\max} + M_{ef}) \quad (8.22)$$

где M_{ef} – условный изгибающий момент, вычисляют по формулам

$$M_{ef} = \max \left[\frac{M_1}{1+a/\ell} \right] \quad \text{или} \quad M_{ef} = 0,5 \cdot M_2 \quad (8.23)$$

где M_1 и M_2 – моменты в крайнем и среднем пролетах, вычисленных как в свободно опертой однопролетной балке;

a – расстояние от крайней опоры до сечения с M_1 ;

ℓ – длина крайнего пролета.

8.5. Составные балки (СБ)

а) Основные характеристики, область применения, компоновка сечения.

Указанные балки применяют в случаях, когда прокатные балки не удовлетворяют хотя бы одному из условий – прочности, жесткости, общей устойчивости, то есть при больших пролетах и больших усилиях и если они более экономичны.

Составные балки, как правило, выполняют сварными, их сечение состоит из трех листов: вертикального – стенки и двух горизонтальных – полок (поясов), которые свариваются на ЗМК (рисунок 8.4).

При больших динамических нагрузках (подкрановые и мостовые балки и т.п.) иногда применяют балки болтовые и заклепочные, пояса которых состоят из 1÷3-х горизонтальных листов (рисунок 8.1 в, г).

Составные балки бывают симметричного и несимметричного сечений. В них, при однородном материале, можно также использовать упругопластическую работу материала стенки с указанными, для прокатных балок, ограничениями, но здесь $\lambda_w = h_w/t_w$ (гибкость стенки) больше, чем в прокатных.

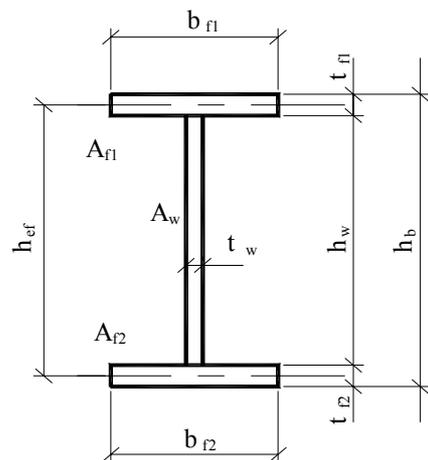


Рисунок 8.4 – Сечение балки

Задача компоновки сечений составных балок вариантна и от правильного решения зависит экономичность и технологичность балок.

Компоновку сечения начинают с определения высоты балки, от которой зависят все остальные параметры балки.

б) Высота балки определяется экономическими соображениями (h_{opt}), максимально допустимым прогибом (h_{min}), редко строительной высотой ($h_{стр}$).

Оптимальная высота, в большинстве случаев, диктуется соотношением массы балки, поясов и стенки к высоте балки. Функции массы поясов и стенки, с изменениями высоты балки, изменяются неодинаково – одна убывает, а другая возрастает, то существует наименьшее значение суммы обеих функций, при которой масса поясов и стенки будет наименьшей. Эта высота называется оптимальной по расходу материала (рисунок 8.5).

Оптимальную высоту (h_{opt}) можно определить пользуясь функцией массы балки.

Таким образом, полная масса 1 м. длины балки равна массе поясов и стенки

$$g_b = g_n + g_{cr} = 2 \frac{c \cdot M \cdot \psi_n \cdot \rho}{h \cdot R_y} + h \cdot t_w \cdot \psi_{cr} \cdot \rho \quad (8.24)$$

где $h=h_b$; c – доля момента, воспринимаемого поясами;

M – расчетный момент;

ψ_n и ψ_{cr} – конструктивные коэффициенты поясов и стенки.

Приравнявая производную от (8.24) по её высоте нулю

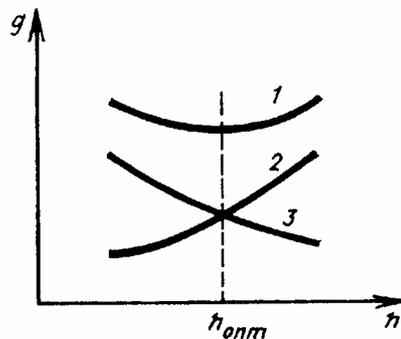
$$\frac{d\sigma_b}{dh} = -2 \frac{c \cdot M \cdot \psi_n \cdot \rho}{h^2 \cdot R_y} + h \cdot t_w \cdot \psi_{cr} \cdot \rho = 0 \quad (8.25)$$

и подставляя $W=M/R_y$ получим

$$h_{opt} = \sqrt{\sigma_c \cdot \psi_n \cdot \psi_{cr}} \cdot \sqrt{\frac{W}{t_w}} = k \cdot \sqrt{\frac{W}{t_w}} \quad (8.26)$$

здесь $k=1,2-1,15$ – для сварных балок;

$k=1,25-1,2$ – для клепанных балок, при этом $g_n=g_{cr}$.



1 – балка; 2 – стенка; 3 – пояса

Рисунок 8.5 – Зависимость массы балки от высоты ее сечения

Из (8.26) видно, чем относительно тоньше стенка, тем больше высота и выгоднее сечение балки.

Зависимость h_{opt} от заданной гибкости стенки λ_w вывел проф. К.К. Муқанов

$$h_{opt} = \sqrt[3]{(3/2)\lambda_w \cdot W} = 1,15 \sqrt[3]{\lambda_w \cdot W} \quad (8.27)$$

тогда из формулы (8.26) путем преобразований получим

$$h_b = (\sqrt[3]{k^2}) \cdot \sqrt[3]{\lambda_w \cdot W} = k_1 \sqrt[3]{\lambda_w \cdot W} \quad (8.28)$$

где $\bar{\lambda}_w = \lambda_w \cdot \sqrt{E/R_y}$ – условная гибкость стенки.

На основе практики проектирования установлены рекомендуемые соотношения h_b и t_w .

h_b , м	1	1,5	2	3	4	5
t_w , мм	8-10	10-12	12-14	16-18	20-22	22-24
$\lambda_w=h_b/t_w$	100-125	125-150	145-165	165-185	185-200	200-230

Для однопролетных балок пролетом 12-14 метров рекомендуется принимать $\bar{\lambda}_w=4,5 \div 5$ и $t_w=10-12$ мм.

Минимальную высоту (h_{min}) балки можно получить из формулы прогиба и определяется жесткостью балки – её предельным прогибом.

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{(p_n + g_n) \cdot \ell^4}{EJ}, \quad (8.29)$$

подставляя значение $M=(P_n+g_n) \cdot \ell^2/8$ получим

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{M \cdot \ell^2}{EJ} \quad (8.30)$$

известно, что $M=W \cdot \sigma_{(p+g)}$ и $J=W \cdot h/2$, то

$$f = \frac{5}{24} \cdot \frac{\sigma_{(p+g)} \cdot \ell^2}{E \cdot h} \quad \text{или} \quad h = \frac{5}{24} \cdot \frac{(\sigma_{(p+g)} \cdot \ell) \cdot (\ell/f)}{E}, \quad \sigma_{(p+g)} = \frac{R_{y(p+g)}}{\gamma_p \cdot p_n + \gamma_g \cdot g_n} \quad (8.31)$$

Используя регламентацию нормами $[f/\ell]$, в зависимости от назначения балки, получим

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot \ell}{E} \cdot [f/\ell] \cdot \frac{p_n + g_n}{\gamma_p \cdot p_n + \gamma_g \cdot g_n}, \quad (8.32)$$

для балок, рассчитываемых с учетом упругопластической работы материала

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{c \cdot R_y \cdot \ell}{E} \cdot [f/\ell] \cdot \frac{p_n + p_g}{\gamma_p \cdot p_n + \gamma_g \cdot g_g}. \quad (8.33)$$

Таким образом, наиболее целесообразно окончательно принимать высоту балки (h_b) близкой к оптимальной высоте (h_{opt}) и не менее минимальной высоты (h_{\min}), но во всех случаях принятая $h_b + t_{\text{настила}}$ не должна превышать $h_{\text{стр}}$.

Желательно также, чтобы стенка по высоте выполнялась из одного листа шириной не более 2000-2200 мм, но во всех случаях, в целях унификации, высоту балки (h_b) рационально принимать кратной 100 мм.

в) Толщина стенки t_w – основной экономический параметр сечения и определяется из условия её работы на касательные напряжения.

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c \quad (8.34)$$

В балке оптимального сечения ($A_f = A_w$) плечо внутренней пары $J/S \approx 0,85h$, тогда из (8.33) получим

$$t_w = \frac{Q \cdot S}{J \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot Q}{h \cdot R_s \cdot \gamma_c} \quad (8.35)$$

Чтобы обеспечить местную устойчивость стенки без продольных ребер жесткости, необходимо иметь $\bar{\lambda}_w < 5,5\sqrt{R/\sigma}$, тогда

$$t_w \geq \frac{h_w}{5,5} \cdot \sqrt{\sigma/E} \quad (8.36)$$

где σ – напряжение в сжатом поясе.

Толщину t_w следует принимать минимально необходимой исходя из заданной, при определении оптимальной высоты (h_{opt}), гибкости стенки и фактически принятой высоты балки.

$$t_w = h_b / \lambda_w \quad (8.37)$$

Обычно $t_{w \min} > 8$ мм и назначают при t_w до 12 мм кратной 1 мм, а при $t_w > 12$ мм - кратной 2 мм.

г) Горизонтальные листы поясов в сварных балках принимают из одиночных листов универсальной стали.

Толщина поясного листа t_f сварной балки не превышает $(2-3) \cdot t_w$, так как применение $t_f > 30$, мм при приваривании к стенке, вызывает значительные усадочные растягивающие напряжения и толстые листы имеют пониженные R_y .

В клепаных балках часто применяют пакеты из 2-3 поясных листов, толщина которых равна толщине поясных уголков.

Ширину поясов принимают $b_f=(1/3-1/5) \cdot h_b$ из условия обеспечения общей устойчивости и равномерного распределения продольных напряжений по ширине листа.

По конструктивным соображениям ширина пояса (b_f) не должна быть меньше 180 мм или $h_b/10$. $h_{b_{max}}$ определяет местная устойчивость.

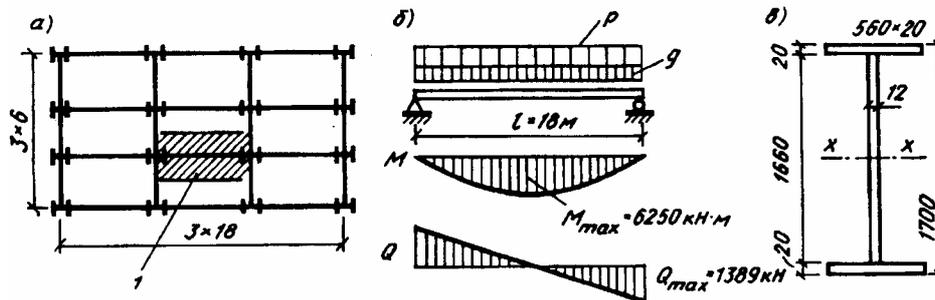
Кроме того, должно выполняться условие

$$b_f / t_f \leq 0,5 \cdot \sqrt{E / R_y} \quad (8.38)$$

где b_f – ширина свеса сжатого пояса.

Для растянутых поясов не рекомендуется принимать $b_f > 30t_f$ из условия равномерного распределения σ по ширине.

д) **Подбор сечения балки** выполняют в следующей последовательности (рисунок 8.6):



а – план перекрытия; б – расчетная схема главной балки; в – сечение балки;
1 – грузовая площадь

Рисунок 8.6 – Пример расчета

- в соответствии с расчетной схемой балки, по грузовой площади (заштрихована), определяют нормативную g_n и расчетную g погонную нагрузки $g_n=1,02(p_n+ g_n) \cdot b$ и $g=1,02(\gamma_p \cdot p_n+ \gamma_g \cdot g_n)$;

- определяются максимальные значения расчетных усилий M_{max} и Q_{max} , определяется требуемый момент сопротивления балки

$$W_{треб.} = M_{max} / R_y \gamma_c, \text{ см}^3$$

- определяются h_{opt} и h_{min} , t_w , h_b , t_f ;

- проверяется необходимость постановки продольных ребер жесткости

$$t_w \geq (h_w / 5,5) \cdot \sqrt{R_y / E};$$

- размеры поясных листов находят из необходимой несущей способности балки, для чего вычисляются $J_{тp.b}=W \cdot h/2$; $J_w=t_w \cdot h_w^3/12$; $J_f=J-J_w$, тогда требуемая площадь сечения поясов будет

$$A_{\phi}=2 J_f/h_{ef}^2; \text{ где } h_{ef}=h-t_f;$$

- принимаются окончательные размеры поясов $b_f \times t_f$ и проверяется соотношение b_f/h ;

- проверяется b_f исходя из его местной устойчивости $b_{ef} / t_f < 0,5 \cdot \sqrt{E / R_y}$;

- для проверки прочности вычисляются фактические значения геометрических характеристик сечения балки $J=J_w+J_f$ и $W=2J/t$, тогда $\sigma = M_{max} / W \leq R_y \gamma_c$;

- далее выполняются проверки прогибов, общей и местной устойчивости.

е) **Изменение сечения балки** по длине экономически целесообразно для балок пролетов 10-12 м и более, выполняют уменьшением высоты стенки (используется

редко), ширины и толщины поясных листов. В клепаных балках выполняется уменьшением или увеличением числа поясных листов (рисунок 8.7).

Наивыгоднейшее, по расходу стали, место изменения сечения поясов однопролетной балки находится на расстоянии $x \approx 1/6 \cdot l$ от опор (рисунок 8.8), где

$$M_{1(x)} = gx(l - x)/2, \quad (8.39)$$

по которому определяют необходимый $W_{(x)}$ исходя из упругой работы материала и обычным способом подбирают новое сечение. При этом, ширина поясов должна отвечать условиям:

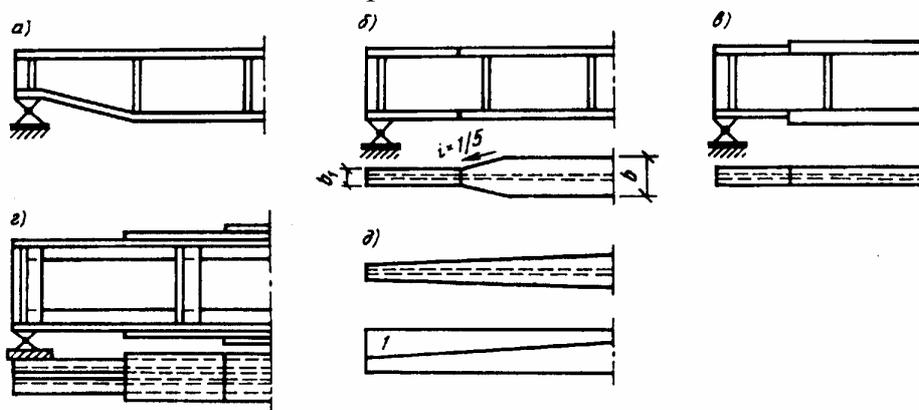
$$b_1 \geq h/10; \quad b_1 \geq 180 \text{ мм}; \quad b_1 \geq b/2; \quad (8.40)$$

Возможен и другой подход – задают b_1 и определяют M_1

$$J_1 = J_w + 2b_1 \cdot t_f \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2; \quad W_1 = 2J/h; \quad M_1 = W_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c$$

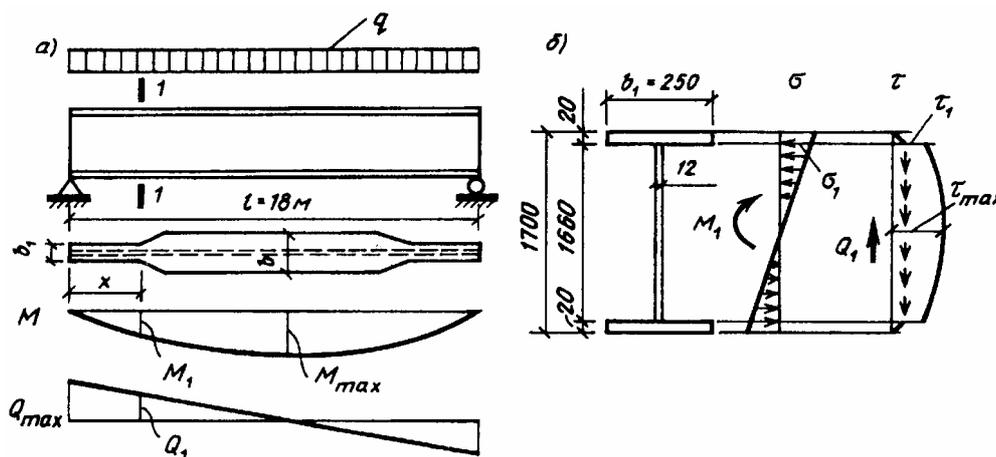
Затем приравнивают $M_{(x)} = M_1$ и находят расстояние x .

Стык в сечении x выполняют прямым или косым.



1 – линия реза

Рисунок 8.7 – Изменение сечения балок по длине



а – место изменения сечения; б – место проверки приведенных напряжений в сечении I-I

Рисунок 8.8 – Пример расчета балки

ж) Проверка прочности и прогиба балки.

Проверка прочности сводится к проверке наибольших σ и τ отдельно по формулам (8.10) или (8.12) и (8.13) и от их совместного действия в сечениях наиболее неблагоприятного сочетания M и Q , по приведенному напряжению

$$\sigma_{\text{прив}} < \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15R_y \cdot \gamma_c \quad (8.41)$$

При передаче неподвижной сосредоточенной нагрузки выполняют дополнительную проверку стенки балки на местные сминающие напряжения (рисунок 8.9).

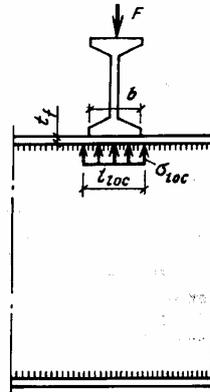


Рисунок 8.9 – Поэтажное опирание балок

$$\sigma_{\text{loc}} = F/t_w \cdot l_{\text{loc}} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (8.42)$$

где $l_{\text{loc}} = b + 2t_f$, тогда прочность стенки проверяется

$$\sigma_{\text{прив}} < \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_{\text{loc}}^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_{\text{loc}} + 3\tau_1^2} \leq 1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad (8.43)$$

Если эта проверка не выполняется, то стенку необходимо укреплять ребром жесткости, верхний конец которого пригоняется к верхнему поясу.

Прогиб составных балок проверяется по формуле (8.28), но можно его не проверять, если фактическая высота балки больше минимальной, определенной по формуле (8.31) и (8.32).

и) Проверка и обеспечение общей устойчивости балки

Узкая длинная балка, не раскрепленная в боковом направлении и нагруженная сверх определенного предела (σ_{cr}), теряет устойчивость и может изменить форму. Это явление носит название потеря общей устойчивости. Значения σ_{cr} зависят от конструктивной формы и отношения l/b_f .

Проверку производят по формуле (8.17), а φ_b – по (8.18).

Параметр α для определения ψ вычисляют по формуле

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{\text{ef}} \cdot t_f}{h \cdot b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{a \cdot t_w^3}{b_f \cdot t_f^3} \right) \quad (8.44)$$

где $a = 0,5 \cdot h_{\text{ef}}$.

Общую устойчивость балок можно не проверять при наличии жесткого настила, непрерывно опирающегося на сжатый пояс и надежно с ним связанный, а также при обеспечении следующего условия при $1 \leq h/b_f$ и $b_f/t_f \leq 35$

$$\frac{l_{\text{ef}}}{b_f} \leq \delta \cdot \left[0,41 + 0,0032 \cdot \frac{b_f}{t_f} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_{\text{ef}}} \right] \sqrt{E/R_y} \quad (8.45)$$

Для составных балок, находящихся в системе балочной клетки за расчетную длину сжатого пояса l_{ef} принимают расстояние между поперечными балками.

к) Проверка и обеспечение местной устойчивости элементов балок.

Местное выпучивание отдельных элементов конструкций под действием сжимающих нормальных и касательных напряжений называется потерей местной устойчивости.

В балках потерять устойчивость могут сжатый пояс от действия σ и стенка от τ или σ , а также от совместного действия σ и τ . Это происходит при напряжениях больше критических σ_{cr} , поэтому желательно, чтобы $\sigma_{cr} < R_y$ и потеря устойчивости происходила раньше исчерпания прочности. Потеря устойчивости может привести к преждевременной потере несущей способности всей балки.

Устойчивость сжатого пояса.

Пояс представляет собой длинную пластину, шарнирно прикрепленную к стенке балки и нагруженную равномерно распределенным нормальным напряжением (σ) (рисунок 8.10).

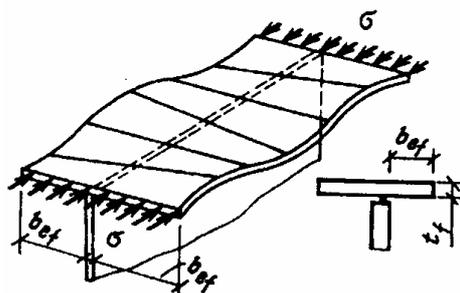


Рисунок 8.10 – Потеря местной устойчивости поясом балки

Потеря устойчивости происходит волнообразным выпучиванием свободного края пояса.

Условие обеспечения устойчивости при упругой работе имеет вид

$$\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf} \quad (8.46)$$

где $\bar{\lambda}_f = \left(\frac{b_{ef}}{t_f} \right) \sqrt{R_y / E}$ и $\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{R_y / E}$,

приравнявая $\sigma_{cr} = R_y$: получим

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{E / R_y} \quad (8.47)$$

Для малоуглеродистых сталей $b_{ef}/t_f \approx 15$.

При работе пояса с учетом развития пластических деформаций должно удовлетворяться условие (8.13), но при $2,2 < \bar{\lambda}_{uw} < 5,5$

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,17 + 0,06 \bar{\lambda}_{uw} \quad (8.48)$$

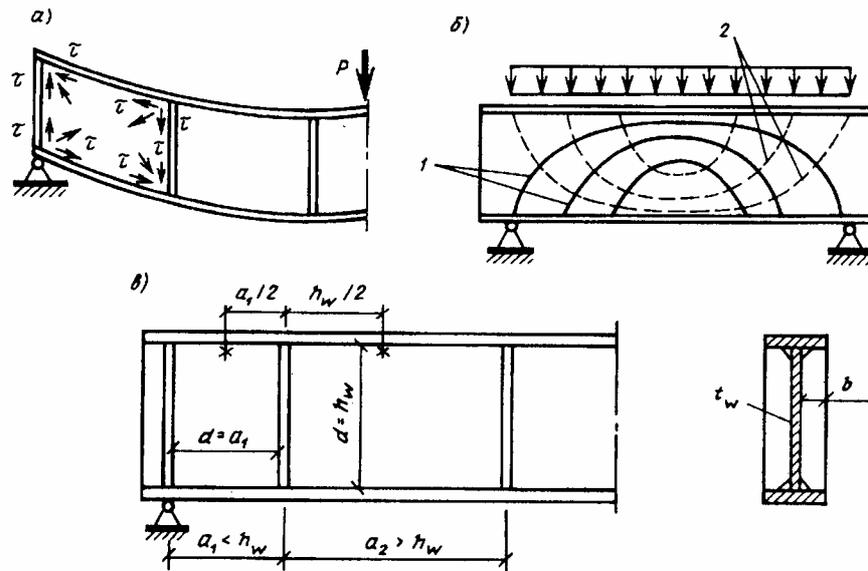
где $\bar{\lambda}_{uw}$ – предельная условная гибкость стенки.

Обеспечение общей устойчивости осуществляется соответствующим раскреплением и специальные конструктивные мероприятия нецелесообразны.

Устойчивость стенки.

Стенка представляет собой длинную тонкую пластину упруго защемленную в поясах, испытывающую действие σ и τ , которые могут вызвать потерю её устойчивости.

Обеспечивают устойчивость стенки, укреплением её специальными ребрами жесткости (повышают жесткость), которые делят стенку на отсеки (панели), потеря устойчивости которых происходит независимо друг от друга (рисунок 8.11).



а – действие касательных напряжений;
 б – траектории действия главных сжимающих (1) и растягивающих (2) напряжений;
 в – места определения напряжений для проверки устойчивости стенки
 Рисунок 8.11 – Потеря устойчивости стенкой балки

Потеря устойчивости от действия "τ", значения которых значительны у опор. Стенка перекашивается и сжимается, происходит выпучивание её образуя волны под углом $\approx 45^\circ$.

Если стенка не укреплена ребрами, то τ_{cr} определяется

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot (R_s / \lambda_w^2). \quad (8.49)$$

Из равенства $\tau_{cr} = R_s$ получим предельную условную гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{R_y / E} = 3,2, \quad (8.50)$$

при которой стенка от одних τ не может потерять устойчивость раньше потери прочности. Поэтому СНиП требует укреплять стенку ребрами при:

- а) отсутствии местной нагрузки $\bar{\lambda}_w > 3,2$
- б) действии местной нагрузки $\bar{\lambda}_w > 2,2$

$$\left. \begin{array}{l} \text{а) отсутствии местной нагрузки } \bar{\lambda}_w > 3,2 \\ \text{б) действии местной нагрузки } \bar{\lambda}_w > 2,2 \end{array} \right\} (8.51)$$

в) при действии больших F ребра надо ставить под каждым грузом.

Длина области пластических деформаций в стенке определяется

$$h_{\text{пласт}} = \sqrt{1 - (1/c_1) \cdot (h/h_w)}, \quad (8.52)$$

где C_1 – коэффициент учета пластических деформаций.

Расстояние между поперечными ребрами не должны превышать $2h_{ef}$ при $\bar{\lambda} > 3,2$ и $2,5h_{ef}$ при $\bar{\lambda} \leq 3,2$ ширина ребра не менее $b_r = (h_w/24) + 40$ мм. Толщина ребер не менее $b_r = (h_w/24) + 40$ мм. Ребра располагают как с одной, так и с обеих сторон стенки.

Односторонние ребра, в месте приложения F , рассчитывают как стойку, сжатую с эксцентриситетом $(t_w/2) + (b_r/2)$ и в расчетное сечение стенки включают площадь стенки шириной $0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны. При двухсторонних ребрах – рассчитывается как центрально сжатая стойка.

Ребра приваривают сплошными односторонними швами минимальной толщины не доводя до поясов на 40-50 мм.

При креплении стенки ребрами значения τ_{cr} определяются

$$\tau_{cr} = 10,3(1 + 0,76/\mu^2)(R_s / \bar{\lambda}_d^2) \quad (8.53)$$

где μ – отношение большей «а» к меньшей стороне отсека d;

$$\bar{\lambda}_d = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{R_y / E}$$

СНиП разрешает не проверять устойчивость стенок с ребрами в следующих случаях:

- | | |
|---|----------|
| а) при двухсторонних поясных швах и отсутствии F – при $\bar{\lambda}_w \leq 3,5$; | } (8.54) |
| б) то же при односторонних швах – при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$; | |
| в) при двухсторонних поясных швах и при F – при $\bar{\lambda}_w \leq 2,5$. | |

В клепанных балках h_{ef} следует принимать расстояние между внутренними рисками.

Потеря устойчивости от действия "σ".

Ближе к середине пролета влияние τ невелико на стенку, которая подвергается главным образом воздействию σ от изгиба балки. Выпучиваясь, стенка образует в сжатой зоне волны перпендикулярно оси балки. Поперечные ребра параллельны волнам и не оказывают существенного влияния на выпучивание стенки, так как длина полуволны $\approx 0,67h$. Поэтому, для обеспечения устойчивости очень гибкой стенки, в сжатой зоне стенки ставят (по центру тяжести сжатой части эпюры σ) продольные ребра жесткости, то есть при условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w \geq 5,5 \cdot \sqrt{R_y / \sigma_y}$,

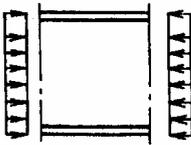
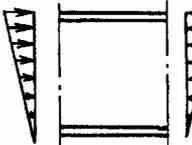
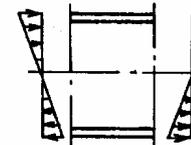
где σ_y – напряжение в сжатом поясе балки,

потеря устойчивости стенки от действия одних σ становится возможным и будет происходить с расчетной потерей прочности балки.

Значения критических нормальных напряжений зависят от закона распределения σ , характеризуемого коэффициентом (таблица 8.1)

$$\alpha = (\sigma_{max} - \sigma_{min}) / \sigma_{max} \quad (8.55)$$

Таблица 8.1 – Значение коэффициента k для стенки балки

Коэффициент	Схемы эпюр σ в стенке балки, свободно опертой на пояса		
	сжатие	сжатие + изгиб	изгиб
			
α	0	1	2
k_{min}	4	7,8	23,9

и степени защемления стенки в поясах балки, характеризуемой коэффициентом δ

$$\delta = \frac{\beta \cdot b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 \quad (8.56)$$

где для всех балок, кроме подкрановых, при непрерывном опирании жестких плит на пояс балки $\beta = \infty$; в прочих случаях $\beta = 0,8$.

Тогда σ_{cr} в стенке изгибаемой балки будет

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \cdot R_y / \bar{\lambda}_w^2 \quad (8.57)$$

где c_{cr} определяется по следующей таблице

δ	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	≥ 30
c_{cr}	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

Потеря устойчивости стенки балки от совместного действия σ и τ .

Рассмотрим несколько случаев проверки устойчивости.

1. Балка двутаврового симметричного сечения, работающая упруго, стенка укреплена только поперечными ребрами, местное давление отсутствует ($\sigma_{loc}=0$ и $\bar{\lambda}_w < 6$).

Проверка производится при $\bar{\lambda}_w \geq 3,2$ - в балках с односторонними поясными швами, $\bar{\lambda}_w \geq 3,5$ - при двухсторонних швах.

Фактические напряжения не должны превышать критических, то есть $\sigma \leq \sigma_{cr}$ и $\tau \leq \tau_{cr}$, тогда проверку устойчивости выполняют по формуле

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c \quad (8.58)$$

здесь σ_{cr} и τ_{cr} вычисляют по формулам (8.54) и (8.50).

$\sigma = (M/W) \cdot (h_w/h)$, $\tau = Q/h_w \cdot t_w$, M и Q - средние значения в пределах рассматриваемого отсека.

2. То же при наличии $\sigma_{loc} \neq 0$ (рисунок 8.12). Проверка выполняется при $\bar{\lambda}_w > 2,5$ - по формуле

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c \quad (8.59)$$

где значения σ , τ , τ_{cr} определяют также как в формуле (8.58), а σ_{loc} - по (8.42).

Критическое напряжение от действия σ_{loc} определяется по формуле

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 \cdot c_2 \cdot R_y / \bar{\lambda}_w^2 \quad (8.60)$$

Но, взаимные влияния перпендикулярные друг к другу σ и σ_{loc} , а также сильное влияние на устойчивость расстояния между ребрами и ℓ_{ef} приводят к рассмотрению трех возможных случаев потери устойчивости:

а) при частом расположении ребер $a/h_{ef} \leq 0,8$ - стенка выпучивается по одной полуволне (рисунок 8.12), проверку σ_{cr} выполняют по (8.57) согласно указаний СНиП п.7.6*а,

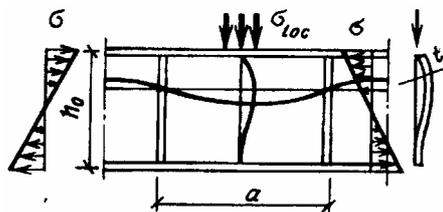


Рисунок 8.12 - Потеря устойчивости стенки от действия местной нагрузки

Критическое напряжение от σ_{loc} определяют по формуле

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot R_y}{\frac{a^2}{\pi^2 \cdot t_w^2}}, \text{ где } \bar{\lambda}_w = \frac{a}{t_w} \cdot \sqrt{R_y/E} \quad (8.60')$$

c_1 - коэффициент, принимаемый для сварных балок по таблице 23 СНиП в зависимости от отношения a/h_{ef} и значения δ вычисляемого по формуле (8.56), а для балок на высокопрочных болтах $\delta=10$;

б) при более редком расположении ребер жесткости (при $a/h_{ef} > 0,8$) σ_{cr} будут больше, чем при отсутствии σ_{loc}

$$\text{тогда } y_{cr} = \frac{c_2 R_y}{L_w^2}, \quad (8.60'')$$

где c_2 – коэффициент, определяемый по таблице 25 СНиП;

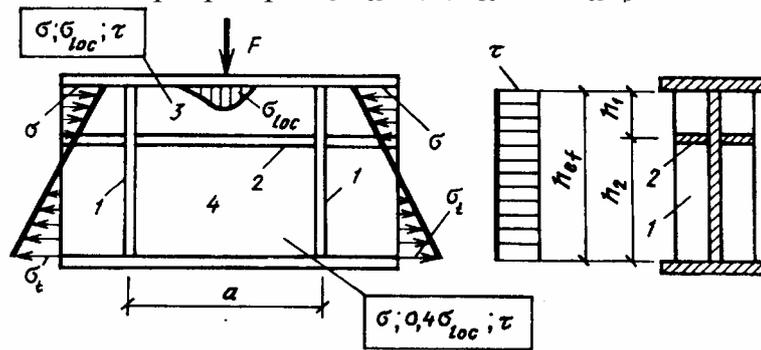
$\sigma_{loc,cr}$ – по формуле (8.60'), в которой при $a/h_{ef} > 2$ следует принимать $a = 2h_{ef}$;

в) при расположении ребер на расстоянии, большем $a/h_{ef} > 0,8$ – выпучивание стенки может произойти по двум полуволнам по длине пластинки, тогда σ_{cr} определяют по формуле (8.57), а $\sigma_{loc,cr}$ – по формуле (8.60'), но с подстановкой a/h в место "a" в таблицы СНиП.

Устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных поперечными и одним продольным ребрами жесткости (рисунки 8.13, 8.14).

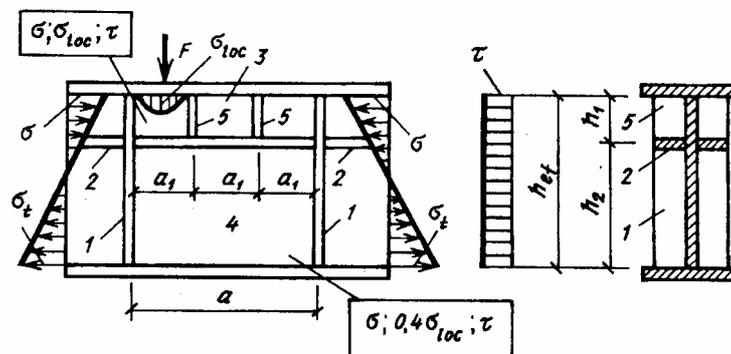
Наличие продольного ребра, которое делит стенку по высоте на две части, устойчивость которых проверяется отдельно, существенно улучшает устойчивость за счет уменьшения гибкости отдельных частей стенки. Ребра могут одно- и двух-сторонними, располагают в средних отсеках – в зоне больших σ . При этом, моменты инерции поперечных ребер должны удовлетворять условиям:

- а) для поперечных ребер $J_s \geq 3h_{ef} t_p^3$;
- б) для продольного ребра при $h_1/h_{ef} = 0,3$; $J_{se} \geq 1,5 \cdot h_{ef} \cdot t_p^3$.



- 1 – поперечные ребра; 2 – продольное ребро; 3 – пластина у сжатого пояса;
- 4 – пластина у растянутого пояса

Рисунок 8.13 – Схема балки, укрепленной основными ребрами жесткости



- 1 – поперечные ребра; 2 – продольное ребро; 3 – пластина у сжатого пояса;
- 4 – пластина у растянутого пояса; 5 – короткие ребра жесткости

Рисунок 8.14 – Схема балки, укрепленной основными ребрами жесткости

Верхняя часть стенки (пластинка) с размером по высоте $(0,2 \div 0,3)h_{ef}$ находится в условиях неравномерного сжатия (очень неблагоприятное), но из-за малой высоты имеет малую гибкость и больше σ_{cr} .

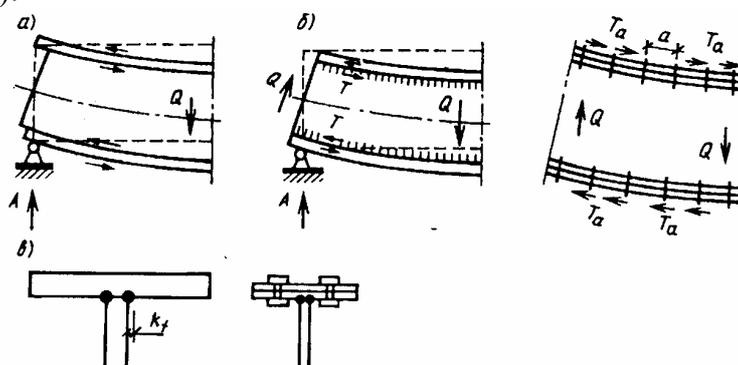
Нижняя пластинка $(0,2 \div 0,3)h_{ef}$ работает на изгиб с растяжением, а σ_{loc} составляют 40 % напряжений, действующих на верхний пояс.

При наличии часто расположенных F возможно укрепление сжатой зоны стенки промежуточными вертикальными ребрами (рисунок 8.14).

Проверку устойчивости стенки следует выполнять согласно п. 7.7 СНиП.

л) Проектирование конструкций составных балок.

Соединение поясов со стенкой осуществляют поясными швами или фрикционными соединениями, предотвращая при изгибе балки сдвиг поясов относительно стенки и передает на стенку местную нагрузку, где нет поперечных ребер жесткости (рисунок 8.15).



а – сдвиг незакрепленных поясов относительно стенки; б – работа поясных швов и фрикционных болтов; в – поясные швы и болты

Рисунок 8.15 – Работа поясных соединений – поясных сварных швов и болтов

Односторонние швы допускаются только в упруго работающих балках при условии обеспечения устойчивости пояса и отсутствии местных сосредоточенных нагрузок. При этом, поясные швы и поперечные ребра, рекомендуется располагать с противоположных сторон балки. Расчет ведут на сдвигающую силу сдвига и местное давление от внешней нагрузки.

Значение сдвигающей силы, приходящуюся на 1 см длины балки определяют по формуле

$$T = \tau \cdot t_w = Q \cdot S_f / J \quad (8.61)$$

где S_f – статический момент пояса относительно центральной оси балки.

Сопротивление поясных швов должно быть меньше силы

$$T \leq n \cdot (\beta \cdot k_f \cdot R_w)_{\min} \quad (8.62)$$

Тогда, требуемая толщина шва будет равна

$$k_f \geq (Q \cdot S_f / J) \cdot \frac{1}{n \cdot (\beta \cdot R_w)_{\min}} \quad (8.63)$$

где $n=1$ – при односторонних и $n=2$ – при двухсторонних швах, при приложении местной сосредоточенной нагрузки

$$k_f = \frac{\sqrt{(Q \cdot S_f / J)^2 + (F / \ell_{loc})^2}}{n \cdot (\beta \cdot R_w)_{\min}} \quad (8.64)$$

Поясные швы делают сплошными, одинаковой наименьшей толщины по всей длине балки.

В болтовых и клепаных балках определяется шаг болтов или заклепок

$$a = Q_{bh} / T = Q_{bh} \cdot J / Q \cdot S_f, \quad (8.65)$$

и не должен быть более $8d$ или $12t$.

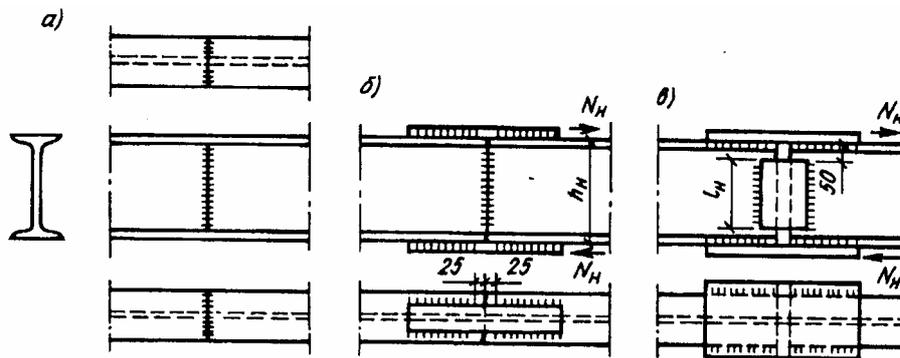
Стыки балок бывают заводские и монтажные (укрупнительные), сварные и болтовые.

В монтажных стыках удобно все элементы балки соединять в одном сечении. Такой стык называют универсальным.

Стыки прокатных балок.

Стык прямой наиболее простой и удобный (рисунок 8.1, а). Однако, при ручной сварке, стык будет иметь меньшую прочность, чем балка, тогда стык устраивают в сечении где:

$$M_{ст}^{CB} = M \cdot R_{wy} / R_y \approx 0,85M. \quad (8.66)$$



а – встык; б – встык с накладками; в – только накладками

Рисунок 8.16 – Стыки прокатных балок

При стыке в сечении, где действует большой изгибающий момент, делают стык прямой, а пояса балки усиливают накладками.

Тогда M воспринимается стыковыми швами и накладками (рисунок 8.16, б)

$$M = W \cdot R_{wy} + N_H \cdot h_n. \quad (8.67)$$

Усилие в накладке

$$N_H = (M - W \cdot R_{wy}) / h_n. \quad (8.68)$$

Площадь сечения накладки

$$A_n = N_H / R_{wy}. \quad (8.69)$$

Если прямой стык осуществить невозможно, то его делают только с помощью накладок (горизонтальных и вертикальных). Тогда весь M воспринимается горизонтальными накладками (рисунок 8.16 в)

$$N_H = M / h_n \quad \text{и} \quad A_n = N_H \cdot R_y \quad (8.70)$$

Вертикальные накладки принимают конструктивно шириной 100-150 мм, толщиной $t_n \approx t_w$ и высотой до закругления около полок. Прикрепляющие их швы проверяют

$$\tau = Q / 2\beta \cdot k_f \cdot l_w \leq R_w \cdot \gamma_c \quad (8.71)$$

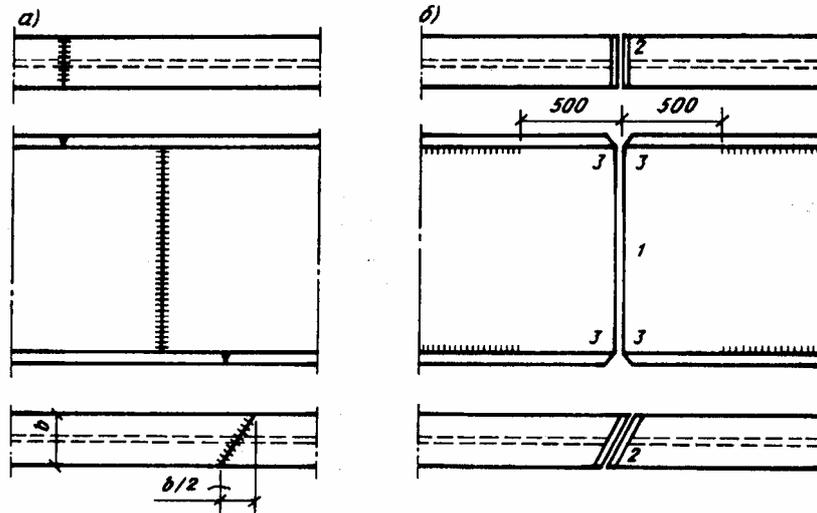
Стыки составных сварных балок.

Заводские стыки поясов и стенки осуществляют соединением листов до сборки их в балку. Соединение верхнего пояса и стенки выполняют прямым швом, нижнего пояса – косым швом под углом $\approx 60^\circ$.

Монтажный стык (рисунок 8.17 б), чтобы уменьшить сварочные напряжения, выполняют с соблюдением последовательности сварочных работ.

В настоящее время монтажные стыки выполняют на высокопрочных болтах с накладками. Каждый пояс желательно перекрывать тремя накладками, а стенку –

двумя, площади сечения которых должны быть не менее площади перекрываемого ими элемента. Ослабления сечения поясов балки учитывается: при статических нагрузках, если $A_{п} \leq 0,8A_{бр}$, принимается условная площадь сечения $A_c = 1,18A_{п}$; при динамических нагрузках - $A_{п}$. Болты ставят с минимальным шагом - $(2,5 \div 3)d$, при $d=24$ мм - удобен шаг 80 мм.



а - заводской; б - монтажный
Рисунок 8.17 - Стыки балок

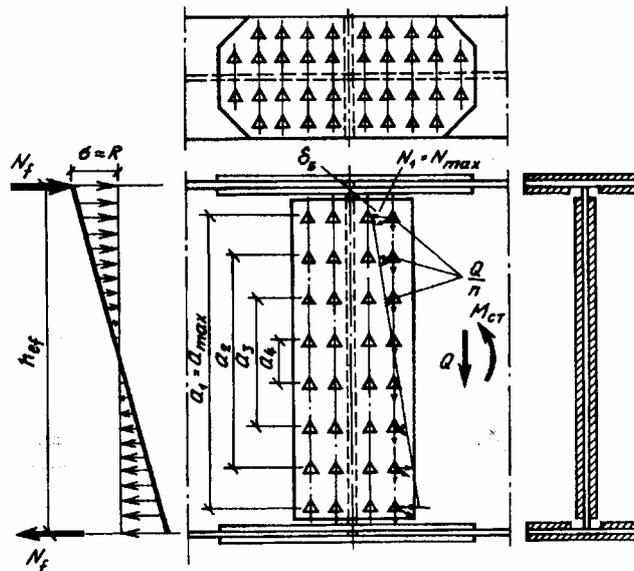


Рисунок 8.18 - Монтажный стык сварной балки на высокопрочных болтах

При раздельном расчете стыка, изгибающий момент распределяют между поясами и стенкой пропорционально их жесткостям. Тогда усилие в поясе будет равно

$$M_f = M \cdot (J_f / J) \quad \text{и} \quad N_f = M_f / h_{ef} \quad \text{или} \quad N_f = A_f R_y \gamma_c, \quad (8.72)$$

а число болтов

$$n = N_f / Q_{bh}. \quad (8.73)$$

Момент в стенке будет равен

$$M_w = M \cdot (J_w / J) \quad (8.74)$$

Этот момент уравнивается суммой моментов внутренних пар усилий

$$M_w = \sum N_i \cdot a_i = m(N_1 \cdot a_1 + N_2 \cdot a_2 + N_3 \cdot a_3 + \dots).$$

Выражая N_i через $N_{\max}=N_1$, то есть $N_2=N_1(a_2/a_1)$; $N_3=N_1(a_3/a_1)$; ..., получим $M_w=m(N_1/a_1)(a_1^2+a_2^2+a_3^2+\dots)$

Тогда N_{\max} от M , действующее на крайний, наиболее нагруженный болт

$$N_{\max}=(M_w/m)(a_{\max})/\Sigma a_i^2 \leq Q_{bh} \quad (8.75)$$

Выражая Σa_i^2 через a_{\max} и k – число болтов в вертикальном ряду стыка, получим

$$\Sigma a_i^2 = a_{\max}^2 \frac{k(k+1)}{6(k-1)} = \alpha \cdot a_{\max}^2 \quad (8.76)$$

$$\text{тогда} \quad N_{\max} = M_w / (m \cdot \alpha \cdot a_{\max}) \leq Q_{bh} \quad (8.77)$$

где m – число вертикальных рядов, а α принимается по таблице

к	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
α	1,40	1,55	1,71	1,87	2,04	2,20	2,36	2,52	2,69	2,86

Кроме "М" в стыке может действовать "Q", которая равномерно распределяется на все болты, расположенные на полунакладке

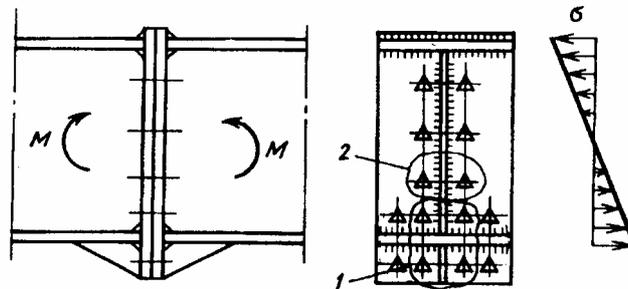
$$V = Q / n \quad (8.78)$$

где n – число болтов на полунакладке.

Тогда, на наиболее напряженные крайние болты, будет действовать равнодействующая усилий N_{\max} и V , которая и будет определять прочность стыка

$$S = \sqrt{N_{\max}^2 + V^2} = \sqrt{(M_w \cdot a_{\max} / (m \cdot \Sigma a_i^2) + (Q/h))^2} \leq Q_{bh} \quad (8.79)$$

Фланцевые соединения – применяются в легких МК и жестких соединениях балок к колоннам. Выполняются на высокопрочных болтах. Имеют меньший расход металла, число болтов и трудоемкость соединения.



1 – болты внутренней зоны пояса; 2 – болты растянутой стенки

Рисунок 8.19 – Фланцевый стык сварной балки

В растянутой зоне большинство болтов концентрируются и работают на растяжение и располагаются в 2-3 ряда, а в сжатой зоне ставят на максимальных расстояниях.

Применяются при суммарном растягивающем усилии не более 3000 кН, болты $d=24$ мм из стали 40Х"селект" и фланцы $t \geq 25$ мм из стали С375 или С390.

При расчете соединения проверяют: прочность сварных швов у фланца, прочность фланцев при изгибе, несущую способность соединения на действие поперечной силы.

Опираия и сопряжения балок.

Опираия балок на колонны бывает сверху (рисунок 8.20) и сбоку (рисунок 8.21), шарнирное и жесткое. Шарнирное широко применяется в балочных клетках, жесткое – в каркасах многоэтажных зданий. Конец балки в месте опириия укрепляют опорными ребрами, которые передают опорные реакции балки на опору.

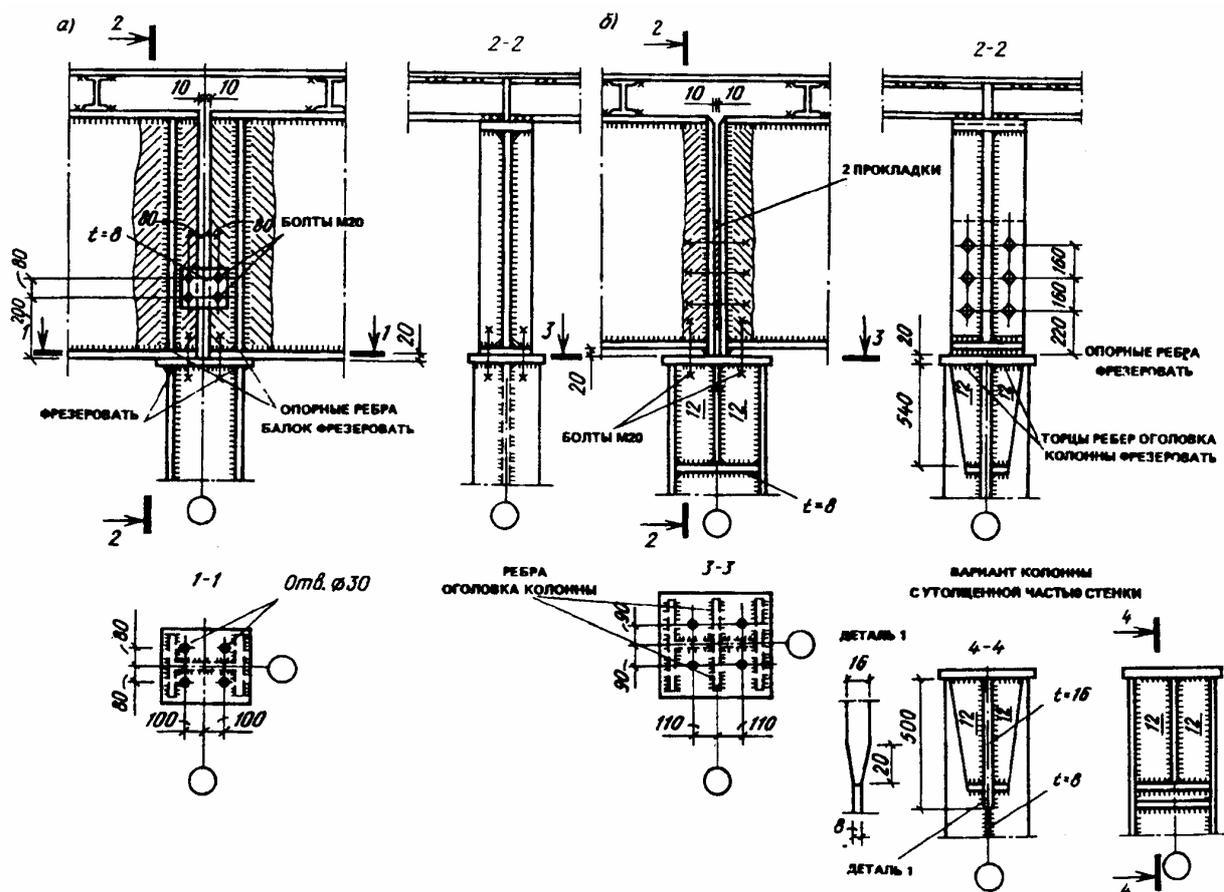


Рисунок 8.20 – Опираия балок на колонну сверху

При относительно мощных ребрах передачу касательных напряжений на опорное ребро можно принять равномерным по всей высоте стенки. Ребро надежно приваривают сварными швами, а его торец либо плотно пригоняют к нижнему поясу балки либо строгают.

Размеры опорных ребер определяют из расчета на смятие

$$\sigma_p = F / A_p \leq R_p \cdot \gamma_c \quad (8.80)$$

Ширина выступающей части ребра не должна превышать $b_{op} \leq 0,5\sqrt{E/R}$ – из условия местной устойчивости. Выступающая вниз часть ребра $a \leq 1,5t_{op}$ и обычно принимается 15÷20 мм.

Кроме того, производится проверка опорного участка балки на устойчивость из плоскости балки как условного опорного стержня с площадью A_p и добавлением к ней части стенки шириной по $0,65t_w \sqrt{E/R}$ в каждую сторону и длиной равной h_w

$$\sigma = N / \varphi \cdot A_{ст} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (8.81)$$

Сварные швы рассчитываются на полную опорную реакцию балки.

При жестком сопряжении опорная реакция передается, в болтовом варианте, через столик или сварном – через специальное ребро, приваренное к колонне и стенке балки, а опорный момент передается аналогично фланцевым стыкам через болты и упор на колонну с нижнего пояса балки или горизонтальные накладки, соединяющие пояса балки с колонной.

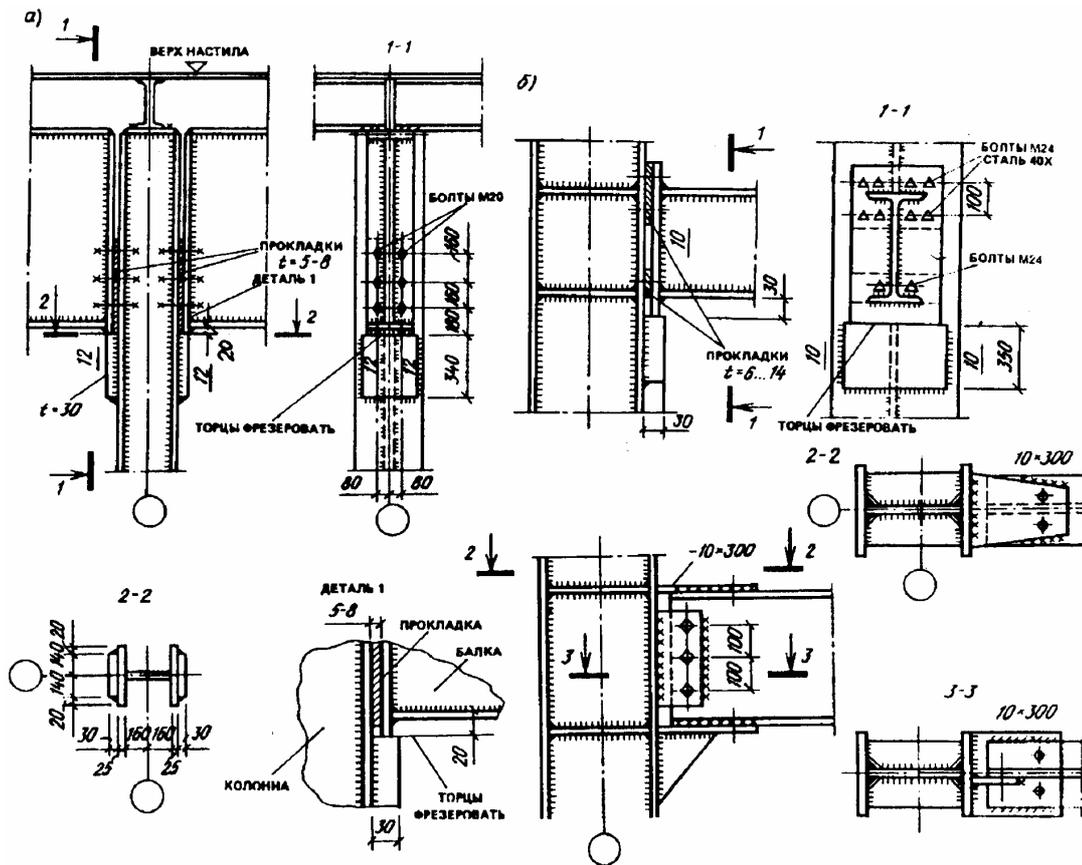


Рисунок 8.21 – Опираие балок на колонны сбоку

Опираие балок на стены и железобетонные подкладки.

Опорные части должны обеспечивать равномерное распределение давления балки на опору и свободу деформации концов балки – поворот при прогибе, продольное смещение от температурных и силовых деформаций.

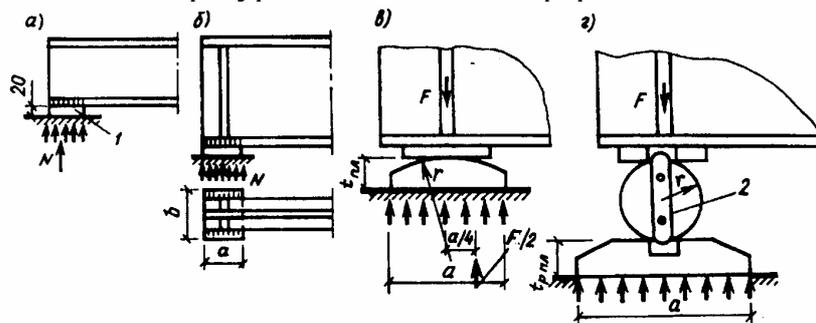


Рисунок 8.22 – Опираие балок на бетон

Применяют неподвижные и подвижные опорные части: при $l \leq 20$ м – плоские опорные плиты; до 40 м – тангенциальные плиты и более 40 м – катковые опоры. Опорные части изготовляют из литой или толстолистовой стали (рисунок 8.22).

Площадь плоских и тангенциальных опорных плит определяют из условия продавливания материала опоры – кирпич, бетон и т.п.

$$A_{пл} = a \cdot b = F / R_{бет.} \quad (8.82)$$

Толщину плиты определяют из условия её прочности на изгиб. Тогда "М" в среднем сечении и момент сопротивления этого сечения плиты определяют по формулам

$$M = (F/2)(a/4) = F \cdot a / 8 \quad \text{и} \quad W_{\text{пл}} = (b \cdot t_{\text{пл}}^2 / 6) = M / R_y \cdot \gamma_c \quad (8.83)$$

Тогда толщина плиты будет равна

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{3F \cdot a / 4 \cdot b \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (8.84)$$

Радиус поверхности тангенциальной опорной плиты определяется из условия местного смятия

$$r = F / (2 \cdot \ell \cdot R_{\text{cd}} \cdot \gamma_c) \quad (8.85)$$

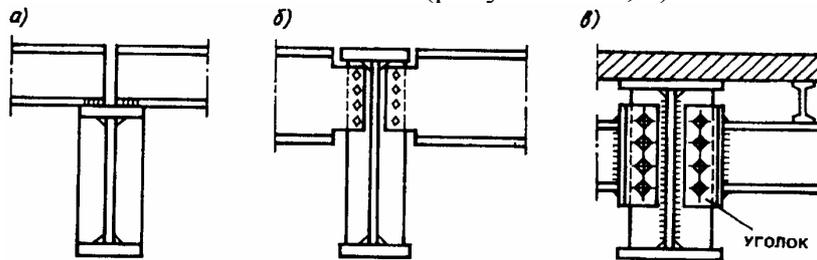
где $R_{\text{cd}} = 0.025R_n$ – расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков.

Простейшие однокатковые опоры состоят из двух плит – верхняя $t=30$ мм, нижняя – работает подобно плите тангенциальной опоры и катка, диаметр которого не менее

$$d = 2r \geq 130 + (1/1000) \quad (8.86)$$

Сопряжение балок.

Этажное является простейшим, передает лишь небольшие опорные реакции, есть опасность отгиба пояса главной балки (рисунок 8.23, а).



а – поэтажное; б – в одном уровне; в – пониженное

Рисунок 8.23 – Шарнирное сопряжения балок

Сопряжение в одном уровне и пониженное (рисунок 8.23, б и в) могут передавать большие опорные реакции. Неудобство первого состоит в необходимости выреза полки и части стенки опираемой балки и ослаблением её сечения, трудоемкость и ограниченное количество болтов. Эти недостатки можно избежать применив сопряжение по рисунку 8.23 в, но появляются дополнительные детали и повышается трудоемкость.

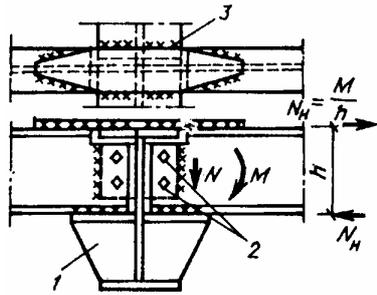
Расчет сопряжений заключается в определении размеров сварных швов или числа болтов. Расчетной силой является опорная реакция, увеличенная на 20 % вследствие внецентренности передачи усилия на стенку главной балки.

Эти сопряжения работают как шарнирные.

При необходимости жесткого сопряжения вводят "рыбки" – при одинаковой высоте балок или "рыбку" и столик – при различной высоте. При таком сопряжении возникают M и Q , на воздействие которых рассчитываются детали сопряжения (рисунок 8.24).

8.6. Пути усовершенствования балочных конструкций.

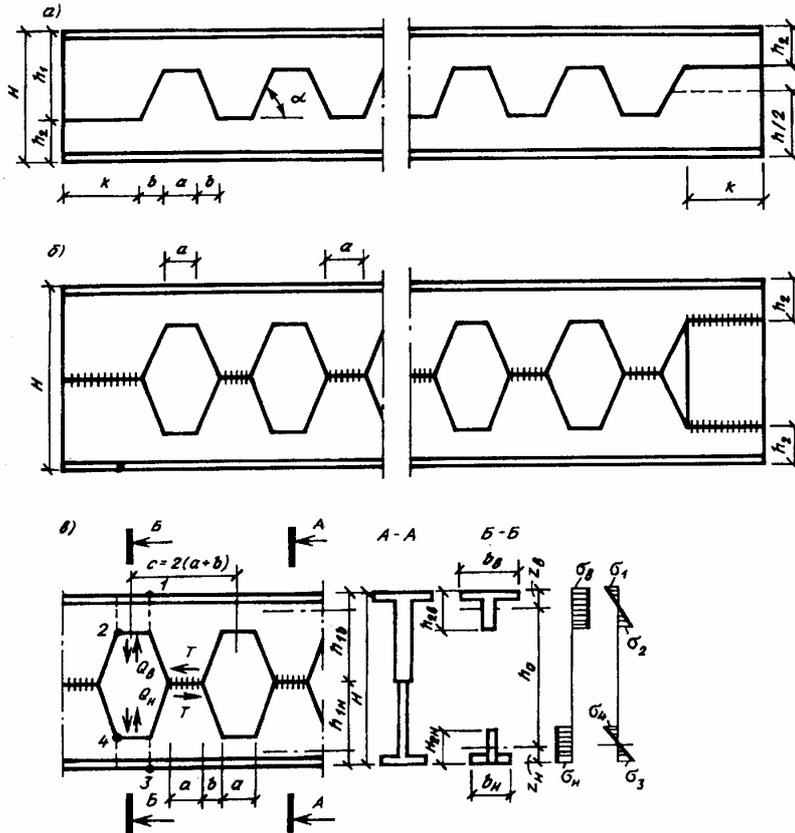
Широкое применение и использование балочных конструкций привели к появлению ряда более эффективных и экономичных конструктивных форм, чем традиционные.



1 – столик; 2 – сборочные болты; в – "рыбка"
 Рисунок 8.24 – Жесткое сопряжения балок

Балки с перфорированной стенкой – "НС" в 1,3÷1,5 раза выше исходного двутавра, что определяется их большой высотой (рисунок 8.25). Конкурируют с решетчатыми конструкциями.

При роспуске двутавра желательно соблюдать следующие зависимости: $h_1=(0,6\div 0,75)h$; $a \geq 90$ мм; $k \geq 250$ мм; $\alpha=40^\circ-70^\circ$.



а – роспуск исходного двутавра; б – сварка сквозного двутавра;
 в – к расчету сквозного двутавра

Рисунок 8.25 – Балки с перфорированной стенкой

Положение сосредоточенных нагрузок должны совпадать с положением сплошных участков стенки.

Для однопролетных сквозных балок более экономичны балки из двух марок сталей – верхняя часть из обычной малоуглеродистой и двутавра с более толстой стенкой, нижняя часть – из более прочной стали и двутавра с более тонкой стенкой.

Бистальные балки. Изготавливают из двух марок стали различной прочности. Вся стенка и пояса вблизи опор балки выполняют из малоуглеродистой стали (рисунок 8.26).

Расчет этих балок учитывает возможное появление пластичности в крайних участках стенки в предположении, что здесь $\sigma=\sigma_{\text{ст}}$, а по толщине пояса $\sigma=\sigma_{\text{ст}}^{\text{прив}}$.

Проверка прочности балки выполняется по формуле

$$M = (R_s^{\text{bn}} \cdot A_f \cdot h_{\text{ef}} + R_y^{\text{ct}} \cdot t_w \cdot h_w^2 / 4 - R_y^{\text{ct}} \cdot t_w \cdot a^2 / 3) \gamma_c = R_y^{\text{bn}} \cdot W_{\text{прив}} \cdot \gamma_c \quad (8.87)$$

где $a = (R_y^{ct} / R_y^{вп}) (h/2)$

$$W_{прив} = A_f h_{ef} + W_w \cdot m$$

R_y^{ct} ; $R_y^{вп}$ – расчетное сопротивление материалов стенки и верхнего пояса

$$W_w = t_w \cdot h_w^2 / 6; \quad m = \frac{3}{2} \cdot \frac{R_y^{ct}}{R_y^{сп}} \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{R_y^{ct}}{R_y^{сп}} \right)^2 \right]$$

Длина участка балки с поясами из высокопрочной стали определяется по эпюре M , то есть $M_{max} = R_y^{вп} \cdot W_{прив} \cdot \gamma_c$ и $M_{max} = R_y^{ct} \cdot W \cdot \gamma_c$. Подбор сечения аналогичен обычным составным балкам.

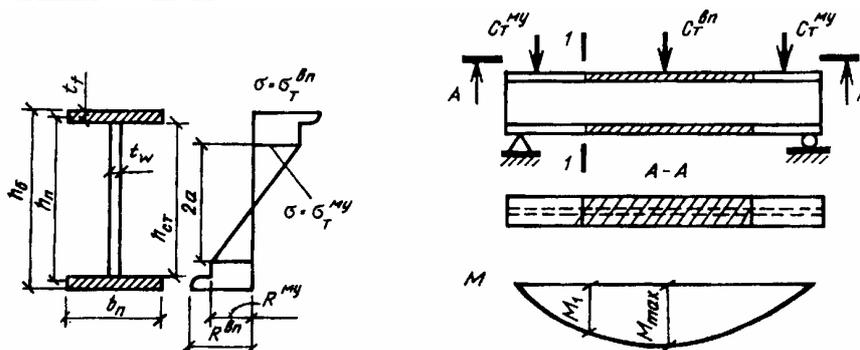


Рисунок 8.26 – Бистальная балка

Предварительно напряженные балки. Удастся уменьшить расход металла на 10-20 %, а стоимость балки на 5-12 %, понизить строительную высоту, рационально распределить материал по длине.

Преднапряжение увеличивает протяженность упругой работы стали, может быть создано изгибом отдельных элементов с последующим их сопряжением, высокопрочной затяжкой.

Расчет таких балок в наиболее напряженном сечении ведут в два этапа: проверяют прочность во время преднапряжения и окончательный расчет напряжений балки под нагрузкой.

Балки с гибкой стенкой. Используется фактор критической работы стенки, которую можно делать более тонкой и достигнуть экономию металла.

Работа и расчет, где $6 \leq \bar{\lambda}_w \leq 13$, существенно отличаются от традиционных балок. Ребра жесткости ставят на расстоянии $(1-1,5)h$ и каждый отсек проверяется на M и Q .

Рекомендуется применять их при статической нагрузке до 50 кН/м из стали с σ_T до 34,5 кН/см².

Балки с гофрированной стенкой – разновидность тонкостенных, толщина стенки 2-8 мм с гофрами – треугольные, волнистые, трапециевидальные и прямоугольные.

Преимущества – тонкостенность, отсутствие поперечных ребер и более выгодная работа поясов. Недостаток – сложность их изготовления. Перспективной областью их применения являются легкие покрытия производственных зданий пролетом до 30 м.

Монтажные стыки – фланцевые на высокопрочных болтах.

Общепринятой методики расчета нет. Могут быть использованы, при проверке прочности, следующие формулы

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= M/A_f \cdot h_0 \leq R_y \cdot \gamma_c \\ \tau &= Q/t_w \cdot h_w \leq R_s \cdot \gamma_c \\ \sigma_{loc} &= F/t_w \cdot \ell_{loc} \leq R_y \cdot \gamma_c \end{aligned} \right\} \quad (8.88)$$

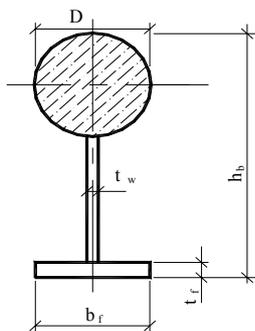
Балки с трубобетонным верхним поясом отличаются от традиционных балок отсутствием ребер жесткости и наличием трубобетонного вместо металлического верхнего пояса балки (рисунок 8.27).

Могут служить несущими конструкциями покрытий и перекрытий промышленных и гражданских сооружений при действии статических нагрузок и пролетах 12, 18, 24 м, в отдельных случаях и более.

Замена стальных традиционных балок на рассматриваемые (в пределах указанных пролетов) дают экономию: стали $\approx 20\%$, трудозатрат при изготовлении \approx на 5-10%, при монтаже $\approx 5-7\%$, стоимости в деле \approx до 20%.

Это достигается за счет полного использования свойств бетона при работе на сжатие и стали – на растяжение, отсутствия ребер, уменьшения сварочных работ и сварных швов, индустриальности изготовления.

Пока, общепринятой методики расчета нет, но можно воспользоваться следующими рекомендациями:



диаметр стальной трубы $D=(1/4 \div 1/5)h$;
толщина стенки – $t_w = D/2(2n+1)$, где $n=E_{ст}/E_b$;
 $t_w=(1/120 \div 1/180) \cdot h$, но не менее
 $t_w = (h/160) \sqrt{R_y/E}$.

Размеры нижнего пояса – $t_f=(2 \div 3)t_w$ и $b_f=A_n/t_f$.

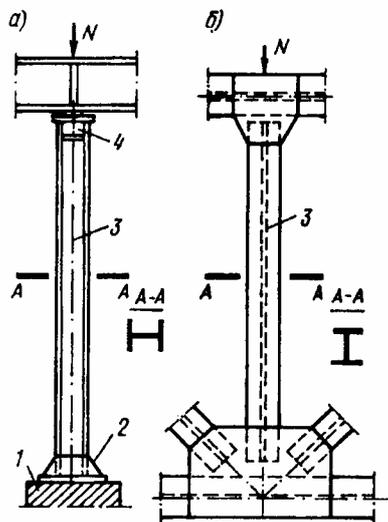
Для заполнения верхнего пояса рекомендуются жесткие бетоны марок 300-400 (класса B20÷B25).

Рисунок 8.27 – Балка с трубобетонным верхним поясом

9 КОЛОННЫ И СТЕРЖНИ, РАБОТАЮЩИЕ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ

9.1 Общая характеристика, классификация, область применения

Колонны применяются для поддержания междуэтажных перекрытий и покрытий зданий, рабочих площадок, путепроводах, эстакадах (рисунок 9.1 а). Стержни входят в состав конструктивных комплексов и элементов, тяжелых ферм, рам, сжатых элементов вантовых систем (рисунок 9.1 б).



- а – колонна;
- б – сжатый стержень тяжелой фермы;
- 1 – фундамент;
- 2 – база;
- 3 – стержень;
- 4 – оголовок

Рисунок 9.1 - Схемы стержней, работающих на центральное сжатие

Колонны передают нагрузку от вышележащих конструкций на фундаменты и состоят из трех частей: оголовка, стержня и база (рисунок 9.1 а).

Колонны и стержни проектируют почти всегда стальными, применять алюминиевые сплавы нерационально вследствие низкого E . Хорошо работают на центральное сжатие и экономны по затрате металла трубобетонные колонны и стержни.

По статической схеме и характеру нагружения колонны бывают одноярусные и многоярусные, по типу сечения - сплошные и сквозные.

9.2 Сплошные колонны

Чаще, сечение колонны проектируют в виде широкополочного прокатного или сварного составного двутавра, как наиболее удобные в изготовлении. Кроме того, применяют и другие типы сечений - открытые (рисунок 9.2) и замкнутые (рисунок 9.3).

Основным принципом проектирования этих колонн является обеспечение равноустойчивости, т.е. $\lambda_x = \lambda_y$ или $l_x = l_y$ и $i_x = i_y$.

В двутаврах обычного сечения даже при $l_x = l_y$, это условие не выполняется, т.к. $i_x \approx 0.43 \cdot h$ и $i_y \approx 0.24 \cdot b$ - различны, а для обеспечения равноустойчивости необходимо, чтобы $b \approx 2 \cdot h$, что конструктивно неудобное сечение и практически не применяются. У широкополочного прокатного двутавра (рисунок 9.2 а) может быть $b \approx h$ - тоже не удовлетворяет условию, но дает вполне пригодное для колонн сечение.

Составные колонны, достаточно экономичны по затрате металла и являются основным типом сечения (рисунок 9.2 б).

Равноустойчивыми и простыми в изготовлении являются колонны крестового сечения: из 2-х уголков - при небольших нагрузках (рисунок 9.2 в) и из трех листов сваривают тяжелые колонны (рисунок 9.2 с). Это сечение обладает большей жесткостью, чем двутавровое, т.к. $i_x = i_y = 0.29 \cdot b$. Такое сечение можно усилить дополнительными листами (рисунок 9.2 д).

Простыми, но менее экономичными по расходу металла являются сечения из трех прокатных профилей (рисунок 9.2 е), но ограничены по площади.

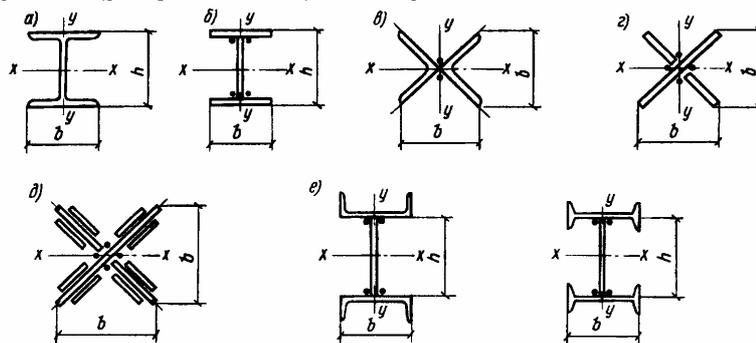


Рисунок 9.2 - Открытые сечения сплошных стержней

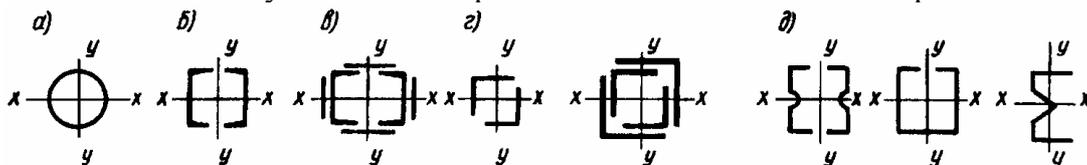


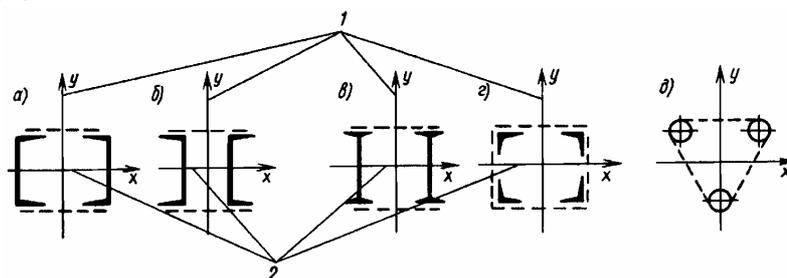
Рисунок 9.3 - Замкнутые сечения сплошных стержней

Весьма рациональны колонны трубчатого сечения (рисунок 9.3 а) $i=0.35 \cdot d$. Экономичны сечения легких колонн из тонкостенных гнутых профилей (рисунок 9.3 д). Их преимущества: равноустойчивость, компактность, эстетичность, но подвержены коррозии.

Очень эффективны трубобетонные колонны - увеличивается прочность бетона, тоньше трубы – $t = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{150} \right) \cdot d$, высокая коррозионная стойкость, исключается потеря местной устойчивости трубы.

9.3 Сквозные колонны

а) Типы колонн



1 – свободная ось; 2 – материальная ось

Рисунок 9.4 - Сечения сквозных стержней (колонн)

Стержень колонны состоит из двух или нескольких прокатных профилей (ветвей), связанных между собой решетками (рисунок 9.4). Ось, пересекающая ветви ($x-x$), называется материальной; ось параллельная ветвям - свободная ($y=y$). Расстояние между ветвями устанавливается из условия равно-устойчивости колонны.

Для возможности окраски внутренних поверхностей необходимо обеспечить зазор между полками ветвей 100÷150 мм.

Сечения из 2-х швеллеров применяют в колоннах с небольшими усилиями и выгоднее ставить полками внутрь (меньше ширина решетки) (рисунок 9.4 а, б), при более мощных колоннах ветви делают из прокатных или составных двутавров (рисунок 9.4 в). Стержни большой длины, несущие небольшие нагрузки рационально проектировать с развитым сечением, для обеспечения жесткости, из 4-х уголков (рисунок 9.4 г), но трудоёмкость их изготовления больше выше названных колонн. При трубчатом сечении ветвей экономичными являются трёхгранные колонны (рисунок 9.4 е).

Таким образом, сквозные колонны могут быть 2х, 3х, 4х и многоветвевыми.

Решетки обеспечивают совместную работу ветвей и существенно влияют на устойчивость колонны. Применяются раскосные, треугольные и безраскосные (на планках) решетки (рисунок 9.5).

Раскосные и треугольные решетки более жесткие, но и более трудоемки.

Безраскосная решетка более проста, имеет привлекательный вид и ее часто применяют в колоннах сравнительно небольшой мощности ($N = 2000 - 2500$ кН).

Для сохранения неизменяемости контура поперечного сечения устраивают горизонтальные диафрагмы (крестовые - из уголков или листовые), соединенные с ветвями через 3 - 4 м по высоте колонны.

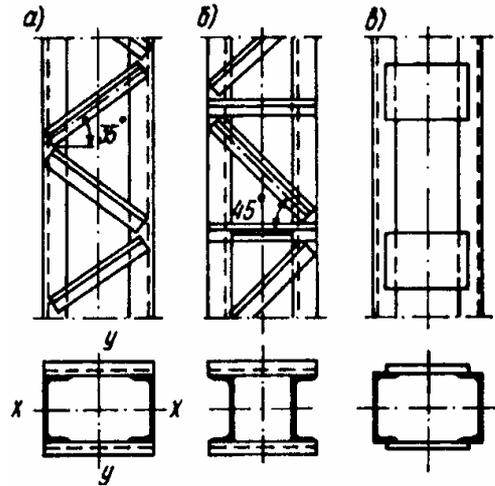


Рисунок 9.5 - Типы решеток стержней

б) Влияние решеток на устойчивость стержня сквозной колонны

Вследствие деформативности решетки гибкость стержня сквозной колонны относительно свободной оси больше гибкости сплошной колонны ($\lambda = \frac{\ell_{ef}}{i}$) и зависит от типа решетки, которая называется приведенной гибкостью.

Критическая сила потери устойчивости относительно свободной оси определяется из общего условия потери устойчивости

$$\Delta W_i = \Delta W_e, \quad (9.1)$$

где ΔW_i - приращение внутренней энергии стержня при его изгибе в момент потери устойчивости;

ΔW_e - приращение работы внешних сил.

$$\Delta W_i = \frac{N^2}{2 \cdot E \cdot J_y} \int_0^{\ell} y^2 dx \quad \text{и} \quad \Delta W_{iQ} = \int_0^{\ell} \frac{Q \cdot y}{2} dx; \quad (9.2)$$

где γ - угол сдвига;

ΔW_{iQ} - приращение энергии сдвига.

$$\text{Тогда, } \Delta W_e = N \cdot \Delta \ell = \frac{N}{2} \int_0^{\ell} \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \cdot dx \quad (9.3)$$

условие (9.1) запишется в следующем виде

$$\frac{N^2}{2 \cdot E \cdot J_y} \int_0^{\ell} y^2 dx + \frac{N^2 \nu}{2} \int_0^{\ell} \left(\frac{dy}{dx} \right) dx = \frac{N}{2} \int_0^{\ell} \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx, \quad (9.4)$$

$$\gamma = \gamma_1 \cdot \frac{N \cdot dy}{dx}; \quad \gamma_1 - \text{угол сдвига при } Q=1.$$

Задавшись видом кривой изогнутой оси стержня

$$y = C \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{\ell}$$

и произведя интегрирование (9.4) получим критическую силу

$$N_{кр} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}{(\mu \cdot \ell)^2}. \quad (9.5)$$

Тогда, коэффициент приведения длины будет равен

$$\mu = \sqrt{1 + \gamma_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}{\ell_{ef}^2}} \quad (9.6)$$

и зависит от угла сдвига γ_1 , величина которого различна для разных систем решеток.

в) Колонны с безраскосной решеткой

Эти колонны представляют собой рамную систему, все элементы которой при общем изгибе колонны изгибаются по S-образным кривым (рисунок 9.6).

Приближенно принимаем, что нулевые точки моментов расположены в середине планок по длине и посередине расстояния между планками в ветвях колонны. В нулевых точках действуют поперечные силы Q от изгиба стержня и поровну распределены между ветвями.

Тогда $\gamma_1 = \frac{\ell_b}{24 \cdot E \cdot J_1}$ и подставив в (9.6) (9.7) получим

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 J_y}{24 \cdot J_1} \left(\frac{\ell_b}{\ell} \right)^2} \quad (9.8)$$

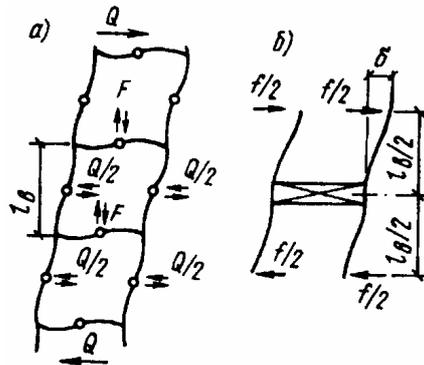


Рисунок 9.6 - Деформации стержней с планками при продольном изгибе

Принимая $J_1 = A_b \cdot i_1^2$; $J_y = 2 \cdot A_b \cdot i_y^2$; $\ell_b / i_1 = \lambda_1$ (гибкость ветви), $\ell / i_y = \lambda_y$ (гибкость стержня), i_1 - радиус инерции одной ветви, получим

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \pi^2}{24} \cdot \left(\frac{\lambda_1}{\lambda_y} \right)^2} \approx \sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_1}{\lambda_y} \right)^2} \quad (9.9)$$

Отсюда приведенная гибкость стержня с планками в 2-х плоскостях

$$\lambda_{ef} = \mu \cdot \lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}, \quad (9.10)$$

с планками в 4-х плоскостях определяется по условной гибкости

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}. \quad (9.11)$$

Приведенная гибкость стержней треугольного сечения

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 1.3 \cdot \lambda_3^2}, \quad (9.12)$$

где λ - наибольшая гибкость всего сечения;

λ_1 ; λ_2 и λ_3 - гибкость ветвей относительно собственных осей, параллельных главным осям, определяются на участках между планками (в осях) и принимаются не более 40.

г) Колонны с треугольной решеткой и дополнительными распорками

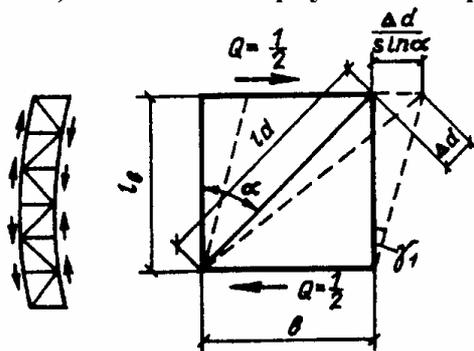


Рисунок 9.7 - Перекос раскосной решетки при продольном изгибе стержня

Для этих колонн угол перекоса (рисунок 9.7) определяется по формуле

$$\gamma_1 = \frac{\Delta d}{l_e \cdot \sin \alpha}. \quad (9.13)$$

При наличии двух решеток и при $Q = 1$ усилие в раскосе будет равно

$$N_d = \frac{1}{2} \sin \alpha, \quad (9.14)$$

а удлинение раскоса определится по формуле

$$\Delta d = \frac{N_d \cdot l_d}{E \cdot A_d} = \frac{l_d}{2 \cdot \cos \alpha \cdot \sin^2 \alpha \cdot E \cdot A_d}, \quad (9.15)$$

где A_d - площадь сечения раскоса, тогда

$$\gamma_1 = \frac{\Delta d}{l_d \cdot \sin \alpha} = \frac{1}{2} \cos \alpha \cdot \sin^2 \alpha \cdot E \cdot A_d, \quad (9.16)$$

$$\mu = \sqrt{1 + \alpha \cdot \frac{A}{A_d \cdot \lambda_y^2}}. \quad (9.17)$$

Приведенная гибкость с 2-мя решетками в 2-х плоскостях

$$\lambda_{ef} = \mu \cdot \lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \cdot \frac{A}{A_d}} \quad (9.18)$$

и с 4-мя решетками

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + A \left(\frac{\alpha_1}{A_{d1}} + \frac{\alpha_2}{A_{d2}} \right)}. \quad (9.19)$$

Для стержней трехгранного сечения с равными сторонами

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \alpha \cdot \frac{2 \cdot A}{A_d}}. \quad (9.20)$$

Коэффициенты α_1 и α_2 зависят от угла наклона раскоса

$$\alpha = \frac{10 \cdot l^3}{b^2 \cdot l_b}. \quad (9.21)$$

В составных стержнях с решетками гибкость отдельных стержней между узлами должна быть не более 80 и не превышать λ_{ef} .

Кроме устойчивости всего стержня необходима проверка устойчивости отдельной ветви между узлами.

д) Поперечная сила при продольном изгибе

Возникает в результате изгиба стержня при потере устойчивости и воспринимается решетками.

$$Q = \frac{dM}{dx} = N_{cr} \cdot \left(\frac{dy}{dx} \right) = \frac{\pi}{f_{cr}} \cdot A \cdot \sigma_{cr}, \quad (9.22)$$

где f_{cr} – прогиб при потере устойчивости.

СНиП предлагает формулу определения условной Q в зависимости от R_y , f и A

$$Q_{fic} = 7.15 \cdot 10^{-6} \cdot (2330 - \frac{E}{R}) \cdot \frac{N}{\varphi}, \quad (9.23)$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии.

Достаточно близкие значения Q_{fic} можно принять по таблице 9.1.

Таблица 9.1

А

в см²

С	C235	C255	C285	C390	C440	C590
таль						
Q_{fic} , кН	$0.2 \cdot A$	$0.3 \cdot A$	$0.4 \cdot A$	$0.5 \cdot A$	$0.6 \cdot A$	$0.7 \cdot A$

Для других сталей значение A следует интерполировать.

9.4 Выбор расчетной схемы и типа колонны

Расчетная схема определяется с учетом способов закрепления в фундаменте и прикрепления балок (жесткое или шарнирное).

При массивных фундаментах, развитой базой и мощных колоннах применяют жесткое закрепление в фундаменте, при расчете легких колонн – шарнирное.

При опирании балок сверху прикрепление считается шарнирным (удобное для монтажа), тогда при жестком креплении в фундаменте расчетная длина колонны принимается $0.7 \cdot \ell$, а при шарнирном – ℓ .

При жестком закреплении (обычно сбоку) балок к колонне и шарнирном в фундаменте – $0.7 \cdot \ell$, а при жестком – $0.5 \cdot \ell$.

При выборе типа колонны необходимо стремиться получить наиболее экономичное решение, учитывая весь спектр требований (нагрузки, примыкания, эксплуатация, изготовление и т.д.)

Для сквозных колонн из двух швеллеров максимальная расчетная нагрузка составляет 2700-3500 кН, из 2-х двутавров – 5500-5600 кН, при больших нагрузках рациональны сплошные колонны.

Колонны из двух гнутых профилей при ℓ_{ef} до 6 м и $N = 400 - 800$ кН по стоимости близки к сквозным.

Трубобетонные колонны рациональны при больших нагрузках.

9.5 Подбор сечения и конструирование

а) Сплошные колонны

Приняв тип сечения, определяют требуемую площадь сечения

$$A_{тр} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}. \quad (9.24)$$

Задаются гибкостью в пределах $\lambda = 100 - 70$ при расчетной нагрузке до 1500 - 2500 кН и длиной 5 - 6 м, для более мощных колонн с нагрузкой 2500 - 4000 кН – $\lambda = 70 - 50$ и находится значение коэффициента φ .

Вычисляется требуемый радиус инерции, соответствующий заданной гибкости

$$i_{тр} = \frac{l_{ef}}{\lambda} \quad (9.25)$$

Значение коэффициента φ вычисляют для типов кривой устойчивости a, b и c (таблица 9.2) по формуле

$$\varphi = \frac{0.5}{\bar{\lambda}^2} \cdot \left(\delta - \sqrt{\delta - 39.48 \cdot \bar{\lambda}^2} \right), \quad (9.26)$$

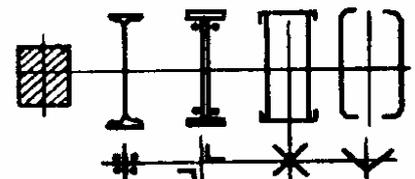
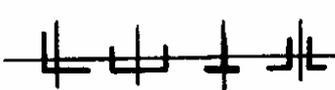
где $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R/E}$ - условная гибкость;

$$\delta = 9.87 \cdot (1 - \alpha + \beta \cdot \lambda) + \beta \cdot \lambda + \lambda^2;$$

α и β – коэффициенты принимаемые по таблице 9.2.

При $\bar{\lambda} < 0.4$ для всех типов кривой устойчивости $\varphi = 1$.

Таблица 9.2 – Значения коэффициентов α и β в зависимости от типа сечения

Тип сечения	Тип кривой устойчивости	α	β
	a	0.3	0.06
	b	0.04	0.09
	c	0.04	0.14

Примечание. Для прокатных двутавров с высотой сечения больше 500 мм при расчете на устойчивость в плоскости стенки следует принимать тип кривой устойчивости a.

Радиусы инерции, в зависимости от типа сечения, вычисляются по формулам

$$i_x = k_1 \cdot h \quad \text{и} \quad i_y = k_2 \cdot b, \quad (9.27)$$

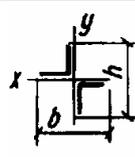
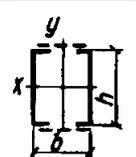
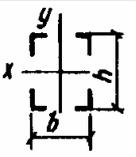
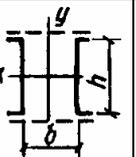
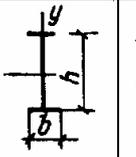
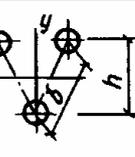
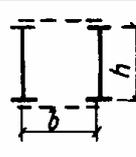
тогда генеральные размеры сечения колонны определяются

$$h_{тр} = i_{тр} / k_1 \quad \text{и} \quad b_{тр} = i_y / k_2, \quad (9.28)$$

k_1 и k_2 – коэффициенты, принимаемые по таблице 9.3.

По b и h подбирают толщину полок и стенки исходя из $A_{тр}$ и условия местной устойчивости.

Таблица 9.3 – Типы сечений центрально-сжатых колонн

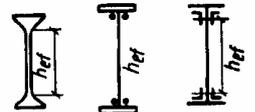
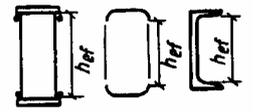
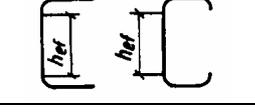
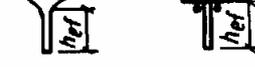
Сечение							
$i_x = k_1 \cdot h$	$0.21 \cdot h$	$0.38 \cdot h$	$0.43 \cdot h$	$0.38 \cdot h$	$0.43 \cdot h$	$0.47 \cdot h$	$0.43 \cdot h$
$i_y = k_2 \cdot b$	$0.21 \cdot b$	$0.44 \cdot b$	$0.43 \cdot b$	$0.60 \cdot b$	$0.24 \cdot b$	$0.40 \cdot b$	$0.50 \cdot b$

Если, в первом приближении, не удалось подобрать рациональное сечение, т. к. λ было задано произвольно, то его корректируют и производят проверку сечения, предварительно определив i_x ; i_y ; $\lambda_{\max} = \frac{\ell_{ef}}{i_{\min}}$ и φ_{\min} (фактические значения):

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (9.29)$$

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}} \quad \text{и} \quad i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}}. \quad (9.30)$$

Таблица 9.4 – Значения предельной условной гибкости при разных типах сечений

Сечение	Условная гибкость элемента, $\bar{\lambda}$	Предельная условная гибкость, $\bar{\lambda}_{uw}$
	$\bar{\lambda} \leq 2$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1.3 + 0.15 \cdot \bar{\lambda}^2$ (1)
	$\bar{\lambda} > 2$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1.2 + 0.35 \cdot \bar{\lambda} \leq 2.5$ (2)
	$\bar{\lambda} \leq 1$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1.2$ (3)
	$\bar{\lambda} > 1$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1 + 0.2 \cdot \bar{\lambda} \leq 1.6$ (4)
	$\bar{\lambda} \leq 0.8$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1$ (5)
	$\bar{\lambda} > 0.8$	$\bar{\lambda}_{uw} = 0.85 + 0.19 \cdot \bar{\lambda} \leq 1.6$ (6)
	$0.8 \leq \bar{\lambda} \leq 4$	$\bar{\lambda}_{uw} = (0.4 + 0.07 \cdot \bar{\lambda}) \cdot (1 + 0.25 \sqrt{2 - \frac{b_f}{h_{ef}}})$ (7)

Примечание. $\bar{\lambda}$ - условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость при центральном сжатии; b_f – ширина полки тавра. В трубчатом сечении $\bar{\lambda}_{uw}$ определяется для пластинок, расположенных параллельно плоскости, в которой проверяется устойчивость элементов в целом. В тавровом сечении должно соблюдаться условие $1 \leq b_f/h_{ef} \leq 2$, при этом $\bar{\lambda} < 0.8$ или $\bar{\lambda} > 0.4$. В формуле (7) следует принимать соответственно $\bar{\lambda} = 0.8$ или $\bar{\lambda} = 4$.

При незначительных усилиях N в колонне, ее сечение подбирают по предельной гибкости, установленной СНиП, для чего определяют $i_{\min} = \ell_{ef}/\lambda_{\max}$ и устанавливают наименьшие размеры сечения

$$h_{\min} = i_{\min}/k_1 \quad \text{и} \quad b_{\min} = i_{\min}/k_2, \quad (9.31)$$

окончательно подбирают сечение по конструктивным соображениям исходя из условий местной устойчивости элементов.

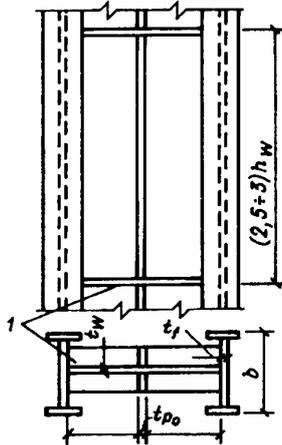
Так как $Q_{\text{фс}}$ невелика, поясные швы принимаются конструктивно в зависимости от марки стали и толщины свариваемых элементов.

Толщину стенки следует принять возможно меньшей, но в случае прикрепления мощных балок не должна быть чрезмерно тонкой. Поэтому $t_{0 \min}$ принимают из условия обеспечения ее местной устойчивости, когда

$$\bar{\lambda}_\omega = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (9.32)$$

не превышает значений $\bar{\lambda}_\omega$, определяемой по формулам таблицы 9.4.

Если отношение h_{ef}/t_w больше указанных значений, то стенку укрепляют продольным ребром, тогда за h_{ef} принимают расстояние от ребра до полки. Ребро может быть парным и односторонним, сечение которого следует включать в расчетное сечение площади колонны (рисунок 9.8).



1 – диафрагма

Рисунок 9.8 Поперечные и продольные ребра жесткости в стержне сплошной колонны

При $h_{ef}/t_w \geq 2.2 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ ставят поперечные ребра жесткости на расстоянии $(2.5-$

$3.0) \cdot h_{ef}$, но не реже, чем через 4 м одно от другого, а на отправочном элементе должны быть не менее двух ребер.

При недостаточной толщине полок, они могут оказаться неустойчивыми. Тогда, их укрепляют продольными ребрами, приваренными по кромкам по всей высоте колонны и при расчете их площадь входит в состав сечения колонны.

Устойчивость поясных листов и полок обеспечена, если условная гибкость свеса полок не превышает предельной, определенной по формулам таблицы 9.5.

б) Сквозные колонны

При подборе сечения устойчивость относительно свободной оси проверяется по приведенной гибкости, зависящая от расстояния между ветвями

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad (9.33)$$

Колонна равноустойчива когда

$$\lambda_{ef} = \lambda_x \quad (9.34)$$

Подбор сечения начинается с расчета на устойчивость относительно материальной оси, задаваясь гибкостью

$$A_{тр} = N / \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad (9.35)$$

при N до 1500 кН и длиной 5-7 м. $\lambda = 90-60$,

при N 2500-3000 кН $\lambda = 60-40$ (рисунок 9.7).

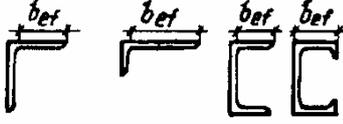
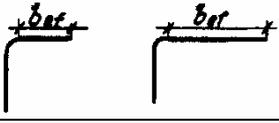
Определив $A_{тр}$ и $i_{тр}$, по сортаменту, подбирается соответствующий им профиль (наиболее близкий), по таблице СНиП принимается действительное значение φ_x и сечение проверяется по формуле

$$\sigma = N / \varphi_x \cdot A \leq R_y \gamma_c \quad (9.36)$$

$$\lambda_x = \ell / i_x$$

Расстояние между ветвями «b» (рисунок 9.9) определяют из условия (9.34), а λ_{ef} по формулам (9.10 – 9.12).

Таблица 9.5 – Предельной условной гибкости свеса поясов (полки) $\bar{\lambda}_{uf}$ при гибкости $0.8 < \bar{\lambda} < 4$

Сечение	Предельная условная гибкость, $\bar{\lambda}_{uf}$
	$\bar{\lambda}_{uf} = 0.36 + 0.10 \cdot \bar{\lambda}$ (1)
	$\bar{\lambda}_{uf} = 0.43 + 0.08 \cdot \bar{\lambda}$ (2)
	$\bar{\lambda}_{uf} = 0.40 + 0.07 \cdot \bar{\lambda}$ (3)
	$\bar{\lambda}_{uf} = 0.85 + 0.19 \cdot \bar{\lambda}$ (4)

Примечания. 1. $\bar{\lambda}$ - условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость при центральном сжатии; 2. Для свеса поясов (полки), окаймлённых ребрами (рисунок 9.8), предельное значение условной гибкости $\bar{\lambda}_{uf}$ в формулах (1) и (2) следует умножать на коэффициент 1.5, а в формуле (3) – на 1.6.

В колоннах с планками $\lambda_1=30-40$, по которой определяют требуемую гибкость

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2} \quad (9.37)$$

при этом, необходимо иметь $\lambda_1 < \lambda_y$.

По λ_y находим соответствующие ей i_y и b

$$i_y = \ell_{ef} / \lambda_y \text{ и } b = i_y / k_2 \quad (9.38)$$

Значение b увязывают с допустимым габаритом колонны и зазором между полками ветвей.

Для колонн с раскосной решеткой, для определения λ_{ef} , задаются сечением раскосов A_d , тогда по A/A_d и типу решетки определяют λ_{ef} , а затем i_y и b .

Затем колонну проверяют на устойчивость относительно оси у-у

$$\sigma = N / \varphi_{\min} \cdot A \leq R_y \gamma_c \quad (9.39)$$

Если коэффициент $\varphi_y > \varphi_x$, то проверка устойчивости относительно оси у не нужна.

9.6. Расчет планок

Условная поперечная сила Q_{fic} принимается постоянной по всей длине колонны и распределяется поровну между системами планок в одной плоскости (рисунок 9.10).

Расстояние между планками определяется принятыми λ_1 и i_{y1}

$$\ell_1 = \lambda_1 \cdot i_{y1} \quad (9.40)$$

В сварных колоннах за расчетную длину ветви принимают расстояние между планками в свету.

Расчет планок сводится к расчету сварных швов, прикрепляющих их к ветвям колонны. Планки работают на изгиб от действия силы Q_s , которая определяется из условия равновесия вырезанного узла колонны

$$Q_s \cdot \ell / 2 = F_s \cdot b_1 / 2 \quad (9.41)$$

Q_s вычисляется по формуле (9.23), а

$$F_s = Q_s \cdot \ell / b_1 \quad (9.42)$$

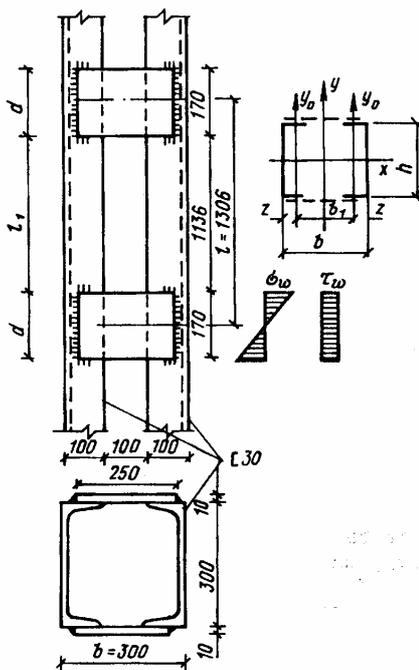


Рисунок 9.9 – Стержень колонны с планками

Ширина планок устанавливается в пределах $d = (0.5-0.75) \cdot b$, а толщина $t_{пл} = 6-14$ мм, берется конструктивно $\left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15}\right) d$.

Планки к ветвям прикрепляются внахлестку (на 20-30 мм) и привариваются угловыми швами, прочность которых определяется по равнодействующей напряжений от поперечной силы F_s и изгибающего момента, действующих в месте прикрепления

$$M_s = F_s \cdot (b_1 / 2) \quad (9.43)$$

- по металлу шва

$$\tau_{\omega} = \sqrt{\sigma_{\omega f}^2 + \tau_{\omega f}^2} \leq R_{\omega f} \gamma_c$$

- по металлу границы сплавления

$$\tau_{\omega} = \sqrt{\sigma_{\omega z}^2 + \tau_{\omega z}^2} \leq R_{\omega z} \gamma_c$$

} 9.44

где $\sigma_{\omega f} = M_s / W_{\omega f}$, $\sigma_{\omega z} = M_s / W_{\omega z}$, $\tau_{\omega f} = F_s / A_{\omega f}$, $\tau_{\omega z} = F_s / A_{\omega z}$,

$$W_{\omega f} = \beta_f k_f \ell_{\omega}^2 / 6 \text{ и } W_{\omega z} = \beta_z k_z \ell_{\omega}^2 / 6, \quad A_{\omega f} = \beta_f k_f \ell_{\omega}, \quad A_{\omega z} = \beta_z k_z \ell_{\omega}$$

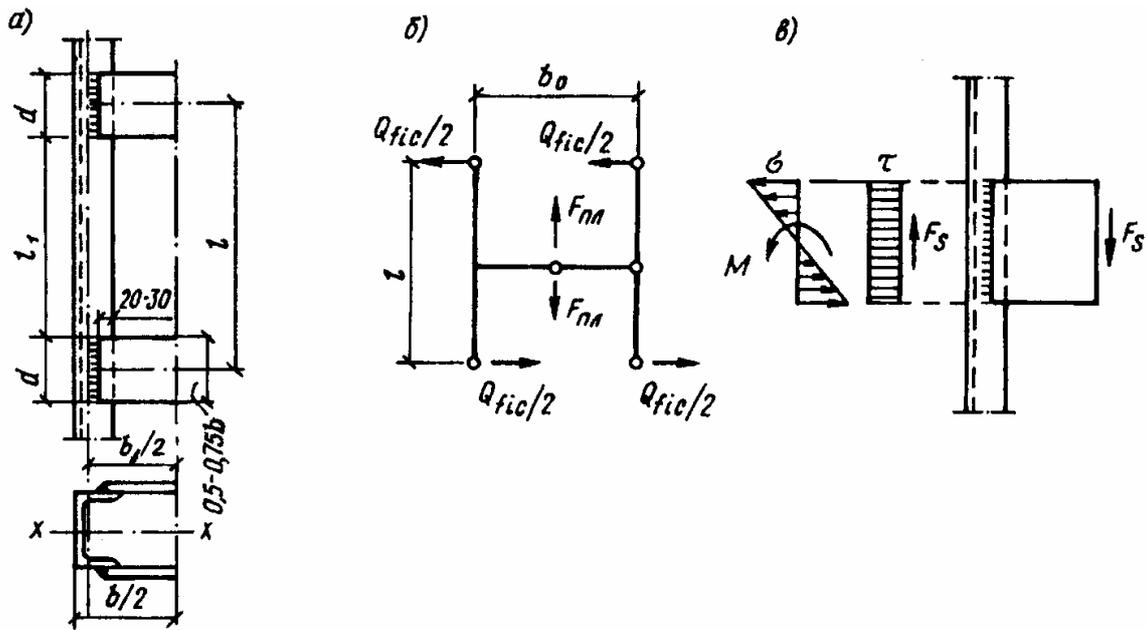


Рисунок 9.10 – К расчету планок

9.7. Расчет раскосной решетки

Элементы решетки работают на осевые силы от продольной деформации стержня колонны и от Q_{fic} (рисунок 9.11).

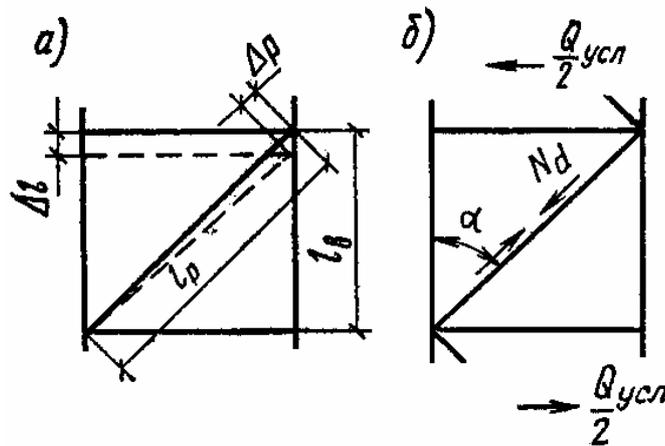


Рисунок 9.11 – К расчету раскосной решетки

Если, напряжение в колонне σ_k (от продольной силы N), то сокращение длины колонны на протяжении панели l_b будет равно $\Delta l = \sigma_k \cdot l_b / E$. В соответствии с этим сокращение раскоса будет равно

$$\Delta p = \sigma_p \cdot l_p / E = \Delta l \cdot \cos \alpha = \sigma_k \cdot l_b \cdot \cos \alpha / E \quad (9.45)$$

поскольку

$$l_p = l_b \cdot \cos \alpha, \text{ то } \sigma_p = \sigma_k \cdot \cos^2 \alpha \quad (9.46)$$

Усилие в раскосе от Q_{fic} будет равно

$$N_p = Q_{fic} / n \sin \alpha, \quad (9.47)$$

где n – число раскосов в одном сечении колонны, расположенных в двух параллельных плоскостях.

Тогда,

$$\sigma_p'' = N_p / A_p = Q_{fc} / n \sin \alpha A_p \quad (9.48)$$

Суммарное напряжение сжатия, по которому проверяется раскос будет равно

$$\sigma = \sigma_p' + \sigma_p'' \leq \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad (9.49)$$

Коэффициент φ берется по λ раскоса, определяемой по наименьшему радиусу инерции уголка.

Так как N_p невелики, то решетки, обычно, делают небольших сечений из уголков не менее 40×5 . Распорки служат для уменьшения расчетной длины ветви колонны и принимаются такого же сечения, как и раскосы.

Раскосы и распорки привариваются к ветвям угловыми швами минимальной длины, центрируют по оси ветви или на крайнюю кромку ветви, при этом, эксцентриситетом, как правило, пренебрегают.

9.8 Базы колонн.

а) Типы и конструктивные особенности баз.

Конструкция базы должна соответствовать принятому, в расчетной схеме колонны, способу сопряжения ее с фундаментом: шарнирное - возможность некоторого поворота относительно фундамента, жесткое - не допускающее поворота.

По конструктивному решению бывают: с траверсой, с фрезерованным торцом и с шарнирным устройством в виде центрирующей плиты (рисунок 9.12).

При небольших усилиях в колоннах (до 4000-5000 кН) чаще принимаются базы с траверсами. Для увеличения жесткости плиты и повышения равномерности передачи давления с плиты на фундамент, устраивают между ветвями дополнительные ребра. Роль траверсы, в легких колоннах, могут выполнять прокатные швеллеры и консольные ребра (рисунок 9.13).

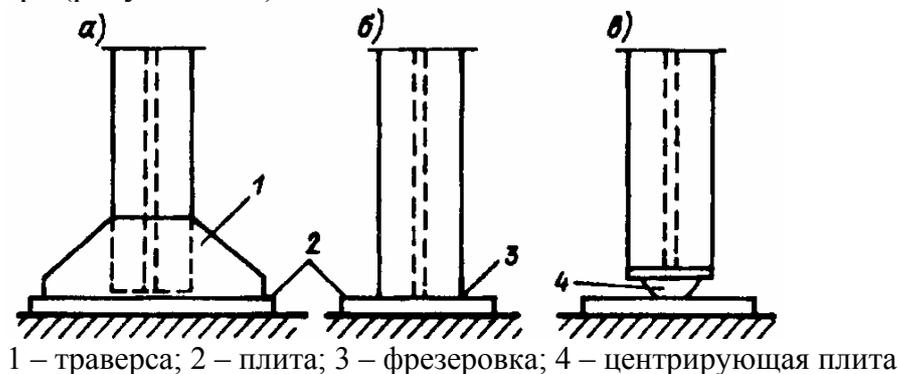
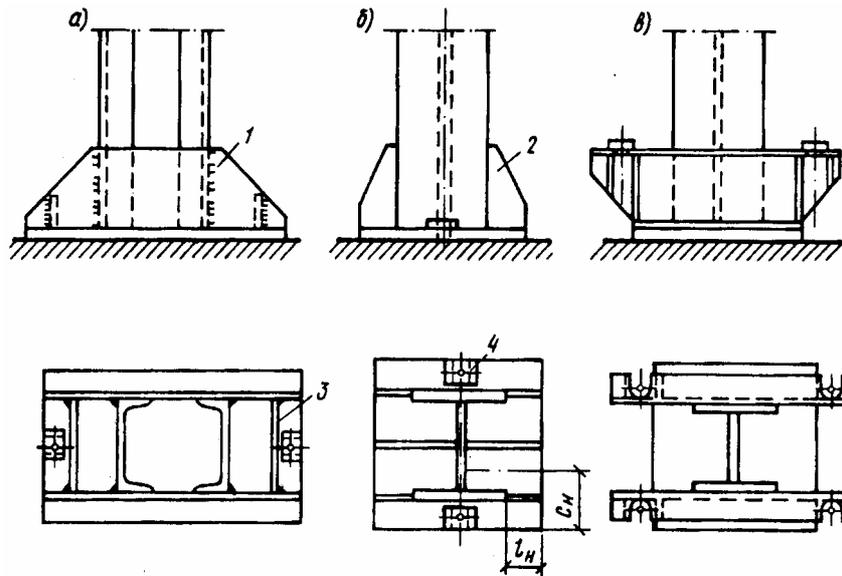


Рисунок 9.12 - Типы баз колонн

В колоннах с усилиями 6000-10000 кН и более применяют базы с фрезерованными торцами, конструкция значительно проще, отсутствуют траверсы и ребра.

Базы с шарнирным устройством большой сложности монтажа применяются редко. Анкерные болты ставятся лишь для фиксации проектного положения и закрепления к фундаменту. При шарнирном узле, анкерные болты прикрепляются непосредственно к опорной плите, при жестком – крепятся через консоли.

Диаметры болтов: при шарнирном сопряжении $d=20-30$ мм, при жестком – $d=24-36$ мм. Диаметр отверстий в 1,5-2 раза больше диаметра болта. На болты надевают шайбы с отверстием, которое больше диаметра болта, и после натяжения гайкой шайбу приваривают к базе.



1 – траверса; 2 – консольное ребро; 3 – диафрагма; 4 – анкерная шайба

Рисунок 9.13 – Базы центрально-сжатых колонн

б) Расчет и конструирование баз с траверсой и баз с консольными ребрами.

Выбрав тип баз определяют размеры в предположении, что бетон фундамента работает на локальное сжатие (смятие).

Площадь смятия, то же требуемая площадь плиты в плане, определяется по формуле

$$A_{f1,тр} = N / \psi \cdot R_{b,loc} = B \cdot L \quad (9.50)$$

где ψ – коэффициент, зависящий от характера распределения местной нагрузки N по площади смятия (при равномерно распределенной нагрузке $\psi=1$).

$$R_{b,loc} = \alpha \cdot \varphi_b \cdot R_b \quad (9.51)$$

$\alpha=1$ – для бетонов класса ниже В25;

$\varphi_b = \sqrt[3]{A_{f2} / A_{f1}}$, и принимают не более 2,5 для бетонов класса выше В7,5 и не более 1,5 – для классов В3,5; В5; В7,5.

R_b – расчетное сопротивление бетона на осевое сжатие (призменная прочность) принимается по таблице 9.6.

Таблица 9.6.

Класс бетона	В3,5	В5	В7,5	В10	В12,5	В15	В20	В25	В30
$R_b = R_{b,loc}$, кН/см ²	0,21	0,28	0,45	0,6	0,75	0,85	1,15	1,45	1,7

Размеры плиты B и L назначаются по конструктивным соображениям в зависимости от размещения ветвей, траверсы или укрепляющих плиту ребер.

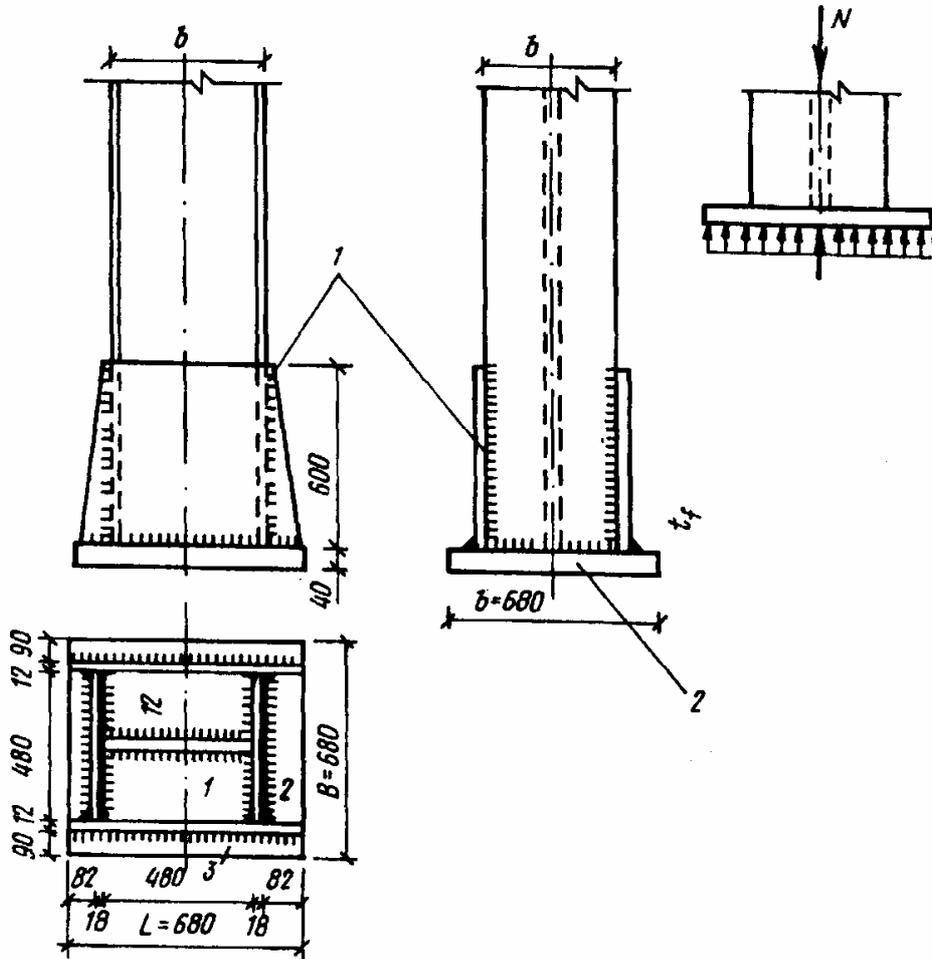
Плита работает и рассчитывается, как пластина на упругом основании, нагруженная снизу равномерно распределенным давлением фундамента и опертая на элементы сечения стержня колонны и базы (ветви, траверсы, диафрагмы, ребра и т.п.).

В соответствии с конструкцией базы, плита может иметь участки, опертые на 4 канта – контур 1, на 3 канта – контур 2 и консольные – контур 3 (рисунок 9.14).

Максимальные изгибающие моменты, действующие на полосу шириной 1 см в пластинах, опертых на 3 или 4 канта определяют по формуле

$$M_1 = \alpha \cdot q \cdot a^2 \quad (9.52)$$

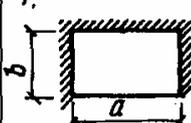
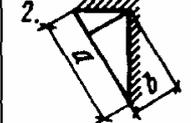
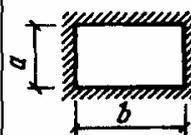
где q – расчетное давление на 1 см^2 плиты, равное напряжению под плитой;
 α - коэффициент, принимаемый по таблице 9.7 в зависимости от отношения сторон пластинки b/a (размеры в свету).



1 – траверса; 2 – плита базы

Рисунок 9.14 – К расчету базы колонны

Таблица 9.7 – Коэффициенты для расчета на изгиб плит, опертых на два, три или четыре канта

Расчетная схема в расчетные размеры участка	Значения при отношении размеров b/a , равном										Примечание
	0,5	0,7	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2	
1.  2.  	0,060	0,088	0,107	0,112	0,120	0,126	0,129	0,131	0,132	0,133	1. В расчетных 1 и 2 раз обозначен св край. 2. Для опирающегося канта (на две ны), значени дует определ $b/a < 0,35$ как соли длиной
	—	—	—	0,048	0,063	0,075	0,086	0,094	0,100	0,125	

Для участка, опирающегося на 3 стороны, α в запас прочности, находят при $b/a < 0,35$ как для консоли длиной b по формуле:

$$M_2 = q \cdot b^2 / 2 \quad (9.53)$$

при $0,35 < b/a < 0,5$ α определяют по линейной интерполяции.

При отношении сторон $b/a=2$ (опирание на 4 канта) M_3 определяют как для однопролетной балочной плиты по формуле:

$$M_3 = q \cdot a^2 / 2 \quad (9.54)$$

При опирании на 2 канта и под углом

$$M_4 = \alpha \cdot q \cdot a^2 \quad (9.55)$$

По наибольшему из найденных выше моментов определяется момент сопротивления плиты шириной 1 см

$$W_f = \ell \cdot t_f^2 / 6 = M_{\max} / R_y \quad (9.56)$$

Тогда требуемая толщина опорной плиты равна:

$$t_f = \sqrt{6 \cdot M_{\max} / R_y} \quad (9.57)$$

и обычно, принимают в пределах 20-40 мм.

При резком отличии моментов по величине, на различных участках, следует внести изменения в схему опирания плиты, что приводит к облегчению её.

Усилие N с колонны передается на траверсу через сварные швы, длина которых и определяет высоту траверсы. Если траверсы прикреплены четырьмя швами, то получим, при $\gamma_c=1$ и $\beta_f \cdot R_{wf} < \beta_z \cdot R_{wz}$

$$\ell_w = N / (4 \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot R_{wf}); \quad h_{тр} = \ell_w + 1 \text{ см} \quad (9.58)$$

$k_f = (1 \div 1,2) t_{тр}$; $t_{тр} = 10 \div 16$ мм – конструктивно.

$h_{тр}$ – следует принимать не более $85 \beta_f \cdot k_f$.

Швы, прикрепляющие ветви траверсы к опорной плите, рассчитывают на полное усилие N .

Прикрепление консольных ребер к стержню колонны (рисунок 9.13 б) рассчитываются на М и Q:

$$M_k = q \cdot c_k \cdot l_k / 2 \quad \text{и} \quad Q_k = q \cdot c_k \cdot l_k \quad (9.59)$$

где c_k - ширина грузовой площади; l_k - вылет консоли.

Если ребра крепят угловыми швами, то последние проверяют по равнодействующему напряжению

$$\begin{aligned} - \text{ по металлу шва} \quad \tau_{wf} &= \sqrt{\sigma_{w1}^2 + \tau_{w1}^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_c \\ - \text{ по металлу границы сплавления} \quad \tau_{wz} &= \sqrt{\sigma_{w2}^2 + \tau_{w2}^2} \leq R_{wz} \cdot \gamma_c \end{aligned} \quad (9.60)$$

если стыковыми швами, то по приведенному напряжению

$$\sigma_w = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \leq 1,15R_{wy} \cdot \gamma_c \quad (9.61)1$$

в) Расчет и конструирование базы с фрезерованным торцом стержня колонны.

Плиту, обычно, принимают квадратной (рисунок 9.15) со стороной:

$$B = \sqrt{N / \psi \cdot R_{b,loc}} \quad (9.62)$$

Свесы плиты не укреплены, поэтому толщина её получается больше обычного прокатного листа (40-50 мм) и возможно применение литых плит или слябов.

Плиту удобно устанавливать отдельно от колонны с помощью трех установочных винтов, после выверки плиты заливки бетоном до верхнего обреза устанавливают колонну и приваривают.

Работает плита как пластинка, воспринимающая давление на участке, ограниченном контуром стержня (рисунок 9.15 б).

В запас прочности, определяют М в плите по кромке колонны, рассматривая трапециевидальный участок плиты как консоль шириной с:

$$M = \sigma_\phi \cdot A \cdot c \quad (9.63)$$

где σ_ϕ – напряжение под плитой.

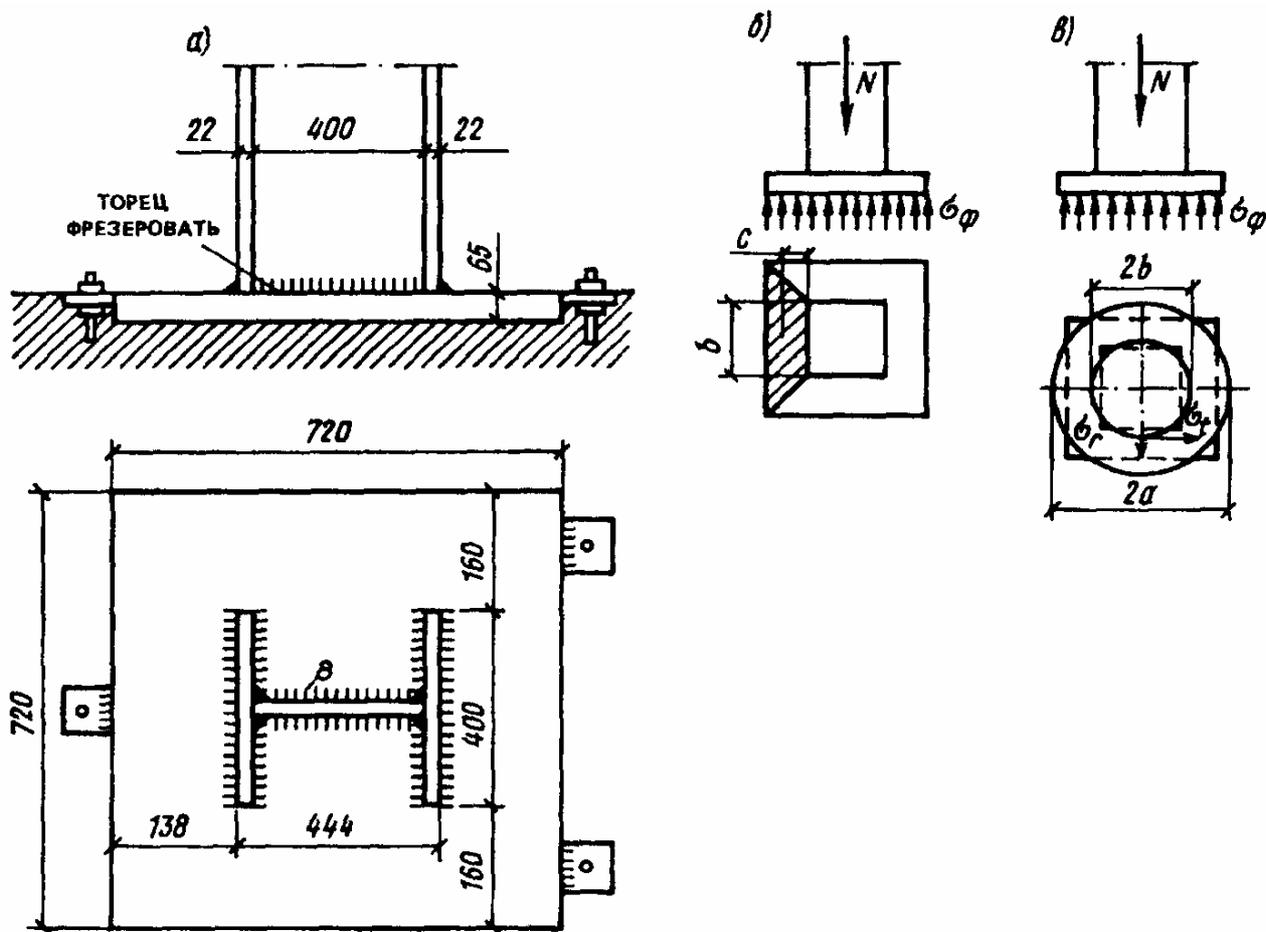


Рисунок 9.15 – База с фрезерованным торцом стержня

Тогда,

$$t_f = \sqrt{6 \cdot M / R_y \cdot b} \quad (9.64)$$

Точный расчет таких плит весьма сложен, так как плита подвержена пространственному изгибу. Однако, его можно упростить, заменив прямоугольную плиту и сечение колонны равновеликими им по площади кругами (рисунок 9.13в).

В каждой точке такой пластины возникают моменты: M_r – в радиальном направлении и M_τ – в тангенциальном при ширине элемента 1 см:

$$M_r = k_r \cdot N; \quad \text{и} \quad M_\tau = k_\tau \cdot N \quad \text{кН} \cdot \text{см} \quad (9.65)$$

где N – полное давление колонны, кН;

k_r и k_τ – коэффициенты, зависящие от отношения $\beta = b/a$ (таблица 9.8)

Таблица 9.8.

$\beta = b/a$	0,3	0,4	0,5	0,6
k_r	0,0815	0,0517	0,0331	0,0200
k_τ	0,1020	0,0752	0,0541	0,0377

Соответствующие моменты определяют по формулам:

$$\text{нормальные} \quad \sigma_r = 6M_r / t_f^2; \quad \text{и} \quad \sigma_\tau = 6M_\tau / t_f^2 \quad (9.66)$$

$$\text{касательные} \quad \tau = N / 2\pi \cdot b \cdot t_f \quad (9.67)$$

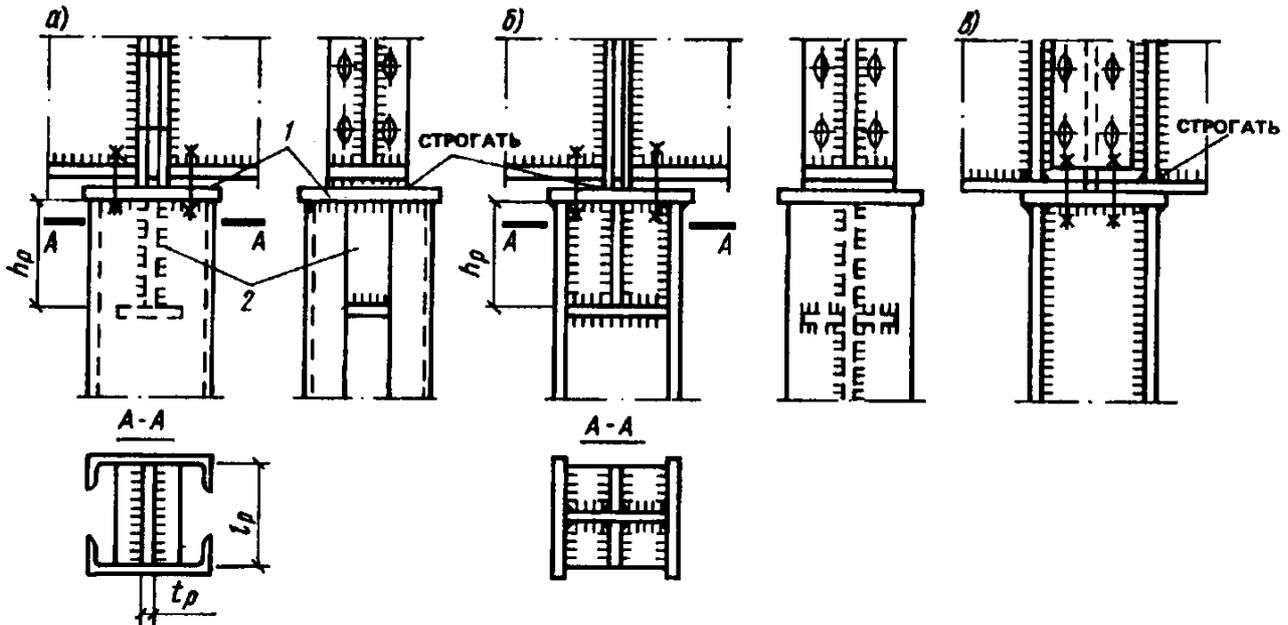
$$\text{приведенное} \quad \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_\tau^2 - \sigma_r \cdot \sigma_\tau + 3\tau^2} \leq 1,15R_y \cdot \gamma_c \quad (9.68)$$

Расчет плиты как консоли следует производить при $b/a \geq 0,5$, как круглую пластину при $b/a < 0,5$.

Для восприятия напряжений от случайных M и Q прикрепление колонны к плите условно рассчитывают на усилие, составляющее 15 % общего давления.

9.9. Оголовки колонн и сопряжение балок с колоннами.

При шарнирном сопряжении балки ставят сверху на оголовок, состоящий из плиты и ребер, поддерживающих плиту и передающих нагрузку на колонну (рисунок 9.16).



1 – опорная плита; 2 – опирание ребер

Рисунок 9.16 – Оголовки колонн при опирании балок сверху

Ребра приваривают к оголовку и стержню колонны.

Сварные швы, прикрепляющие ребро к плите, должны выдерживать полное давление на оголовок и проверяются по формуле

$$\begin{aligned} \sigma &= N / \beta_f \cdot k_f \cdot \Sigma \ell_w \leq R_{wf} \cdot \gamma_c \text{ - при } \beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz} \\ \sigma &= N / \beta_z \cdot k_f \cdot \Sigma \ell_w \leq R_{wz} \cdot \gamma_c \text{ - при } \beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz} \end{aligned} \quad (9.69)$$

Высоту ребра h определяют из условия требуемой длины швов, которая не должна быть более $85\beta_f k_f$.

Толщину ребра t определяют из условия смятия под N

$$\sigma = N / \ell_p \cdot t \leq R_p \cdot \gamma_c \quad (9.70)$$

где $\ell_p = b_p + 2t_{пл}$ – длина сминаемой поверхности.

Ребро проверяют на срез по формуле:

$$\tau = N / 2h \cdot t \leq R_s \cdot \gamma_c \quad (9.71)$$

Чтобы придать жесткость ребрам, в местах передачи больших сосредоточенных нагрузок, вертикальные ребра обрамляют снизу горизонтальными ребрами.

Толщина опорной плиты $t_{пл} = 20-25$ мм принимается конструктивно.

Большие опорные давления лучше передавать на колонну через ребра в балке, расположенные над полками колонн (рисунок 9.16 в).

При креплении балки к колонне сбоку вертикальная реакция передается через опорное ребро балки на опорный столик, приваренный к полке колонны по трем сторонам. Столик выполняют из листа толщиной 20-40 мм и должна быть больше толщины опорного ребра балки на 10 мм.

Сварные швы проверяют по формулам:

$$\begin{aligned} \tau_w = 1,3N/\beta_f \cdot k_f \cdot \Sigma l_w \leq R_{wf} \cdot \gamma_c - \text{при } \beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz} \\ \text{или} \quad \tau_w = 1,3N/\beta_z \cdot k_f \cdot \Sigma l_w \leq R_{wz} \cdot \gamma_c - \text{при } \beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz} \end{aligned} \quad (9.72)$$

Коэффициент 1,3 учитывает возможную непараллельность торцов опорного ребра и столика, что приводит к неравномерному распределению реакции между сварными швами.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.

1. Беленя Е.И. и др. Металлические конструкции. Учебник для вузов. Изд. – 6-е.- М: Стройиздат, 1985-560с.
2. Ведеников Г.С. и др. Металлические конструкции. Учебник для вузов. Изд. – 7-е.- М: Стройиздат, 1998-760с.
3. Металлические конструкции в 3т. т1.1. Общая часть (Справочник проектировщика)/под общ. ред. В.В. Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова) – М.: Изд-во АСВ, 1998-760с.
4. СНиП 2.03.06-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. - М: Стройиздат, 1988-34с.
5. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. - М: ЦИТП. Госстроя СССР, 1990-94с.
6. СНиП 2.03.06-85. Алюминиевые конструкции. Нормы проектирования. - М: Стройиздат, 1986-47с.