

Министерство образования и науки РФ

**Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего профессионального образования
«Тульский государственный университет»**

Кафедра «Строительство, строительные материалы и конструкции»

Нехаев Геннадий Алексеевич
профессор, кандидат технических наук

КОНСПЕКТ ЛЕКЦИЙ
по дисциплине

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ
6 семестр

Направление подготовки: 270800.62 *«Строительство»*
Профиль подготовки:
«Промышленное и гражданское строительство»

Форма обучения *очная*

Тула 2012 г.

Рассмотрено на заседании кафедры

протокол № _____ от «____» _____ 20__г.

Зав. кафедрой _____ *А.А.Трещев*

Содержание

Лекция 1 Введение.	4
Лекция 2 Свойства и работа строительных сталей.	4
Лекция 3 Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности. Работа стали под нагрузкой.	8
Лекция 4 Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности. Основные положения метода расчета конструкций по предельным состояниям.	12
Лекция 5 Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности. Предельные состояния и расчет растянутых и изгибаемых элементов.	15
Лекция 6 Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности. Предельные состояния и расчет центрально сжатых стержней.	17
Лекция 7 Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности. Предельные состояния и расчет внецентренно растянутых и внецентренно сжатых стержней.	19
Лекция 8 Соединения конструкций. Основные сведения по технологии сварочных работ и термической резке. Классификация основных видов сварки.	22
Лекция 9 Соединения конструкций. Работа и расчет стыковых и угловых сварных швов. ...	27
Лекция 10 Соединения конструкций. Расчет и конструирование сварных соединений с помощью угловых швов.	30
Лекция 11 Соединения конструкций. Работа и расчет болтовых соединений.	32
Лекция 12 Балочные конструкции. Определение высоты сечения сварной балки.	35
Лекция 13 Балочные конструкции. Подбор и проверка сечения сварной балки.	37
Лекция 14 Балочные конструкции. Изменение сечения балки по ее длине и местная устойчивость элементов балки.	41
Лекция 15 Расчет и конструирование центрально сжатых стоек и колонн. Центрально сжатые колонны и стойки. Базы колонн.	45
Лекция 16 Расчет и конструирование центрально сжатых стоек и колонн. Центрально-сжатые сквозные колонны.	49
Лекция 17 Стропильные фермы. Основные положения по проектированию ферм.	53
Библиографический список	55

Лекция 1

Введение

Металлические конструкции благодаря своей надежности, относительной легкости, индустриальности, водо-, газонепроницаемости, тенденции к сокращению сроков монтажа применяются во всех отраслях народного хозяйства. В настоящее время роль металлических конструкций в строительстве резко возросла. Широко применяются они при строительстве обычных, уникальных, нетиповых зданий и сооружений, а также при усилении и реконструкции зданий.

Проектирование экономически эффективных, безопасных при эксплуатации металлических конструкций основывается на понимании работы их под нагрузкой, правильном выборе конструктивных решений и соответствующих способах расчета. Поэтому дисциплина «Металлические конструкции» является одной из основных профилирующих дисциплин в учебном плане подготовки бакалавра по направлению строительство.

Ее изучение основано на знании студентами таких естественнонаучных дисциплин, как «Математика», «Физика», «Теоретическая механика», «Сопротивление материалов», «Техническая механика», «Строительная механика».

Требования к входным знаниям, умениям и компетенциям студентов:

- студент должен обладать владением культурой мышления, способностью к обобщению, анализу,
- восприятию информации, постановки цели и выбору путей ее достижения;
- обладать умением логически верно, аргументировано и ясно строить устную и письменную речь;
- знать фундаментальные основы высшей математики, фундаментальные понятия, законы и теории классической механики, методы и практические приемы расчета стержней при различных воздействиях, современные средства вычислительной техники;
- уметь самостоятельно использовать математический аппарат, содержащийся в литературе по строительным наукам;
- уметь работать на персональном компьютере.

Освоение дисциплины дисциплины «Металлические конструкции» необходимо для успешного изучения дисциплин «Технология возведения зданий», «Обследование и усиление элементов зданий», «Современные методы расчета строительных конструкций», «Огнестойкость конструкций и основы пожарной безопасности зданий», для прохождения производственной практики и выполнения выпускной квалификационной работы бакалавра.

Лекция 2

Свойства и работа строительных сталей.

Качество строительной стали определяется механическими свойствами, устанавливаемыми путем проведения испытаний стандартных образцов в соответствующих лабораториях.

Первые три свойства:

- 1) временное сопротивление $\sigma_{вр}(R_{ин})$,
- 2) предел текучести действительный $\sigma_m(R_{yn})$ или условный $\sigma_m, 0.2(R_{yn}, 0.2)$,
- 3) относительное удлинение при разрыве σ % (показатель пластичности) определяется по диаграмме растяжения образца; (Рис. 1.1)
- 4) ударная вязкость $(Дж/см^2)$ – показатель работы стали на динамические нагрузки, отражает склонность стали к хрупкому разрушению (хладостойкость);

- 5) загиб полосы в холодном состоянии вокруг оправки на 180° (показатель сопротивления стали расслоению).

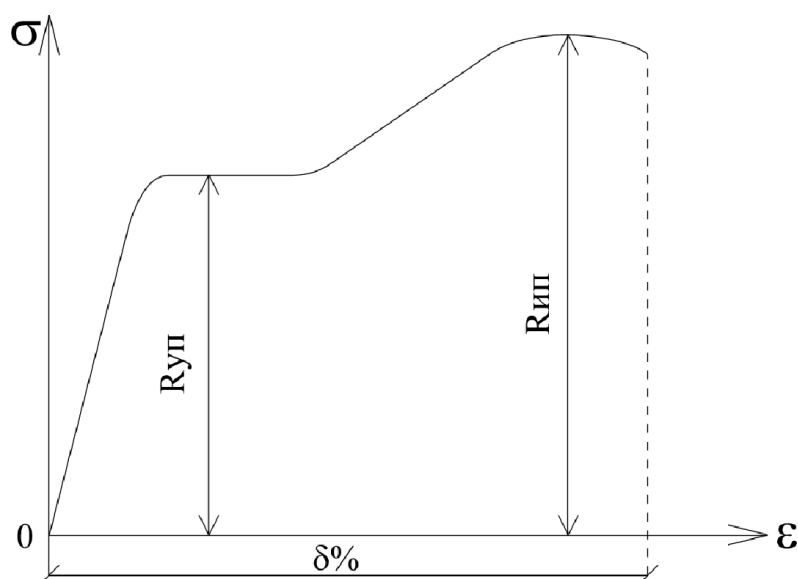


Рис. 1.1. Диаграмма растяжения пластичной стали.

Хрупкое разрушение - разрушение стали при малых пластических деформациях.

Кроме того, качество стали определяется ее свариваемостью и механическим старением. Свариваемость – способность стали свариваться без возникновения холодных или горячих трещин; причем свойства металла, прилегающего к сварному шву в зоне термического влияния, не должны значительно отличаться от свойств основного металла.

Для оценки склонности стали к деформационному старению, пластины, из которых вырезают образцы, предварительно деформируют на 10% остаточного удлинения и затем остаривают в печи при $t=+250^\circ\text{C}$. Этот процесс называется механическим старением.

Механические свойства стали и ее свариваемость зависят от химического состава и структуры стали.

Чистое железо-феррит – обладает малой прочностью и большой пластичностью.

Прочность его повышают добавками углерода, получая сталь углеродистую обыкновенного качества.

Повышение прочности стали достигается также легированием марганцем, кремнием, ванадием, хромом и другими элементами, получая низколегированные стали повышенной прочности; термическим упрочнением.

Величина зерен феррита и перлита оказывают существенное влияние на механические свойства стали (чем меньше зерна, тем выше качество стали). Высококачественная сталь – мелкозернистая.

Углеродистая сталь обыкновенного качества состоит из железа и углерода, с некоторой добавкой кремния или алюминия, марганца, меди, никеля, хрома, мышьяка. Кроме того сталь включает в свой состав серу и фосфор.

Углерод (У) повышает прочность стали, снижает пластичность, ухудшает свариваемость. Сталь хорошо сваривается при 0.22%.

Кремний (С) повышает прочность стали, но ухудшает свариваемость и стойкость против коррозии. В малоуглеродистых сталях кремния содержится до 0.3%; в низколегированных – до 1.1%. Кремний добавляют как раскислитель (0.12÷0.3%).

Алюминий (Ю) – хорошо раскисляет сталь, нейтрализует вредное влияние фосфора, повышает ударную вязкость.

Марганец (Г) – хороший раскислитель, снижает вредное влияние серы, повышает прочность стали, понижает ударную вязкость, стойкость против коррозии, увеличивает склонность к хрупкому разрушению при Г 1%.

В малоуглеродистых сталях содержится Γ до 0.65%, в низколегированных – до 1.5%.

Медь (Д) повышает прочность стали и стойкость против коррозии. При содержании $D > 0.7\%$ способствует старению стали.

Азот (А) в химически связанном состоянии улучшает механические свойства. В несвязанном состоянии способствует старению и делает ее хрупкой, особенно при низких температурах.

Обозначения других полезных (легирующих) добавок:

Х – хром; Ф – ванадий; В – вольфрам; М – молибден; Т – титан; Н – никель; А – азот; П – фосфор.

Вредные примеси:

Фосфор повышает хрупкость стали при пониженных температурах (хладноломкость) и снижает пластичность при повышенных.

Сера делает сталь красноломкой, т.е. склонной к образованию трещин при $t = 800 \div 1000^\circ\text{C}$. В углеродистой стали содержится серы $\leq 0.05\%$; $\leq 0.04\%$.

Термическая обработка стали. Простейшим видом термической обработки является нормализация: прокат нагревают до $t \approx 910 \div 950^\circ\text{C}$, затем охлаждают на воздухе. При этом структура стали принимает более упорядоченный вид, снимаются внутренние напряжения.

При быстром остывании стали получается закалка: прочность стали повышается, пластичность снижается, склонность к хрупкому разрушению увеличивается. Для улучшения ее механических свойств производится ее отпуск: нагревают до температуры, при которой происходит желательное структурное превращение, выдерживают при этой t -ре и медленно охлаждают.

Старение. В ничтожных количествах углерод растворен в феррите. С течением времени при благоприятных условиях углерод выделяется и располагается между зернами феррита. Это приводит к повышению σ_t и $\sigma_{вр}$ уменьшению пластичности и сопротивления хрупкому разрушению. Кроме углерода выделяется азот и карбиды других элементов. Эта перестройка структуры происходит в течение достаточно длительного времени и называется старением.

По способу выплавки сталь разделяется на мартеновскую, кислородно-конверторную и электросталь. Электросталь отличается повышенной чистотой по содержанию серы и фосфора. Перспективна сталь, выплавленная из железа путем прямого восстановления.

Нераскисленные стали кипят при разливке в изложницы – кипящие стали, более засоренные газами и менее однородны. Кипящие стали плохо сопротивляются хрупкому разрушению и стареют быстрее.

Углеродистые стали раскисляют добавками кремния от 0.05 до 0.3% или алюминия до 0.1%, которые, соединяясь с кислородом, уменьшают его вредное влияние. Раскислители увеличивают число очагов кристаллизации и способствуют образованию мелкозернистой структуры стали. Раскисленные стали не кипят – спокойные.

У кипящей стали кремния содержится не более 0.05% и несколько повышенное отклонение фосфора и серы (+0.006%). Полуспокойная сталь раскисляется меньшим количеством кремния: 0.05%+0.15%.

Рассмотрим основные марки строительной стали и их краткую характеристику.

В строительных конструкциях согласно СнИПа (П-23-81)* применяют сталь, у которой величина временного сопротивления изменяется в пределах :

$$\sigma_{вр} = R_{ин} = 360 \div 685 \text{ МПа},$$

величина предела текучести в пределах:

$$\sigma_t = R_{уп} = 185 \div 590 \text{ МПа}.$$

По ГОСТ 380-88 сталь углеродистая обыкновенного качества имеет марки:

Ст 0; Ст 1 кп; Ст 1 пс; Ст 1 сп,

Ст 2 кп; Ст 2 пс; Ст 2 сп,

Ст 3 кп; Ст 3 пс ; Ст 3 Гпс; Ст 3 сп,

Ст 4 кп; Ст 4 пс; Ст 4 сп;

Ст 5 пс; Ст 5 Гпс; Ст 5 сп;

Ст 6 пс; Ст 6 сп.

Сталь поставляется по трем группам:

гр. А – с гарантией механических свойств (кроме ударной вязкости и содержания серы и фосфора) – для сварных конструкций не применяется; имеет 3 категории 1,2,3.

гр. Б – с гарантией химического состава – для строительных конструкций не применяется.

гр. В – с гарантией механических свойств и химического состава – применяется для сварных строительных конструкций; имеет 6 категорий. Категории учитывают требуемые сочетания свойств стали. СНИП II-23-81* рекомендует к применению в металлических конструкциях углеродистую сталь обыкновенного качества следующих марок:

по ГОСТ 380-71*

В Ст 3 кп 2;	В Ст 3 пс 5;	В Ст 3 сп;
	В Ст 3 Гпс 5;	В Ст 3 сп 5;
	В Ст 3 пс 6;	

по ТУ 14-1-3023-80

В Ст 3 кп 2-1;	В Ст 3 пс 5-1;	В Ст 3 сп 5-1;
	В Ст 3 пс 5-2;	В Ст 3 сп 5-2;
	В Ст 3 пс 6-1;	
	В Ст 3 пс 6-2;	
	В Ст 3 Гпс 5-1;	
	В Ст 3 Гпс 5-2;	

а также низколегированные стали

09Г2 гр.1; 09Г2 С гр.1

09Г2 гр.2; 09Г2 С гр.2.

Марки стали, указанные цифрами 1 или 2 через черточку, имеют соответственно первую или вторую группу прочности, повышенное значение прочностных характеристик.

Условно строительную сталь можно разделить на два класса в зависимости от величины временного сопротивления:

1) сталь обычной прочности:

$R_{\text{нп}} = 360 \div 390 \text{ МПа}$

2) сталь повышенной прочности:

$R_{\text{нп}} = 410 \div 590 \text{ МПа}$.

К первому классу относят стали:

а) углеродистую обыкновенного качества в соответствии с ГОСТом 380-71* или новыми техническими условиями

ТУ 14-1-3023-80

б) сталь марок: 18 кп, 18 пс, 18 сп, 18 Гпс, 18 Гсп – с повышенным содержанием марганца (Гост 23570-79).

Ко второму классу стали относят низколегированные и высокоуглеродистые марок:

09 Г 2 С по ТУ 14-1-3023-80,

09 Г 2, 09 Г 2 С, 10 Г 2 С 1, 15 ХСНД, 14 Г 2 АФ;

16 Г 2 АФ по ГОСТу 1928-73,

10 ХСНД, 10 ХНДП, 14 Г 2, 09 Г 2 С – по ГОСТу 19281-73 и другие.

В соответствии с ГОСТом 27772-88 введены новые обозначения марок сталей:

С 235: В Ст 3 кп 2,

В Ст 3 кп 2-1,

18 кп,

С 245: В Ст 3 пс 6,

В Ст 3 пс 6-1,

18 пс,

С 255: В Ст 3 сп 5, В Ст 3 Гпс 5,

В Ст 3 пс 6, В Ст 3 сп 5-1,

В Ст 3 Гпс 5-1,

18 Гпс, 18 Гсп, 18 сп.

С 275, С 285, С 345, С 345 К, С 375, С 375 Т и другие.

Цифра означает нормативное сопротивление (предел текучести) в МПа для наиболее тонкого прокатного профиля.

Марку стали и категорию поставки выбирают для данной конструкции в соответствии с рекомендациями СнИПа П-23-81* в зависимости от группы конструкций.

Группа 1. Сварные конструкции либо их элементы, подвергающиеся непосредственному воздействию динамических, вибрационных или подвижных нагрузок (подкрановые балки, балки рабочих площадок, фасонки ферм, транспортные галереи и т.п.).

Группа 2. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке, растянутые, растянуто-изгибаемые и изгибаемые элементы, а также конструкции 1-ой группы при отсутствии сварных соединений (фермы, ригели рам, балки перекрытий и покрытий, косоуры лестниц, опоры транспортных галерей и т.п.).

Группа 3. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке, сжатые, сжатоизгибаемые элементы, а также конструкции и их элементы 2-ой группы при отсутствии сварных соединений (колонны, стойки, опорные плиты, настилы, вертикальные связи по колоннам при $\sigma \geq 0.4R_y$) и другие.

Группа 4. Вспомогательные конструкции зданий и сооружений (связи, кроме указанных в группе 3; элементы фахверха; лестницы; площадки; ограждения и т.п.), а также конструкции и их элементы группы 3 при отсутствии сварных соединений.

Лекция 3

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности. Работа стали под нагрузкой.

Структура стали, охлажденной до комнатной температуры, состоит из двух фаз – цементита и феррита.

Цементит – карбид железа Fe_3C (содержит 6.72% углерода);

Обладает высокой твердостью ($HV=800$), хрупкий, имеет $t_{пл}=1550^{\circ}C$ и сложную кристаллическую решетку.

Феррит – почти чистое железо (имеет растворимость углерода 0.008%), весьма пластичен и мало прочен, имеет объемноцентрированную кристаллическую решетку. Металл состоит из большого числа кристаллов, обладает поликристаллическим строением. Эти кристаллы имеют неправильную форму и носят название зерен (кристаллитов). Рассмотрим работу одного зерна феррита, затем группу зерен феррита (поликристалла) и, наконец, группу зерен феррита и цементита (стали). Разрушение одного зерна происходит в результате сдвига одной части зерна по другой, а не в результате отрыва. Теоретическая прочность на сдвиг превосходит реальную в сотни и тысячи раз. Это объясняется тем, что всегда имеется локальное нарушение правильной структуры кристалла. При этом происходит последовательное (а не одновременное) перемещение и переползание группы атомов внутри кристалла, связанное с локальным нарушением правильной структуры кристалла. Причем перемещение происходит при напряжениях значительно ниже тех, при которых должен был бы происходить сдвиг частей зерна.

Граница между участком, в котором скольжение уже произошло, и остальной частью зерна называется линией дислокации.

Дефекты кристаллической решетки: отсутствие атома в узле решетки (вакансия), расположение атома вне узла решетки (внедренный другой атом) и др.

При определенном напряжении начинается массовое движение дислокаций, что соответствует пределу текучести.

Рассмотрим теперь работу группы зерен феррита – поликристалла.

В поликристалле, имеющем большое число зерен, каждое из зерен различно ориентировано кристаллической решеткой. Это затрудняет сдвиг одной части образца по другой. Поэтому сопротивление пластическим деформациям у феррита, состоящего из большого числа зерен, выше, чем у отдельного зерна. Хаотичное ориентирование зерен приводит к тому, что в упругой стадии такой материал как изотропный. При переходе в пластическое состояние всегда находятся плоскости, по которым действуют наибольшие касательные напряжения и большинство зерен на которых расположено благоприятно для сдвига. По этим отдельным плоскостям и происходит наиболее интенсивное пластическое течение. Эти плоскости на поверхности изделия называются линиями Чернова-Людерса.

Рассмотрим работу стали. Большое препятствие образованию сдвигов в зернах феррита создают более прочные зерна перлита. Поэтому прочность стали значительно выше прочности чистого железа.

Работа стали при растяжении характеризуется диаграммой растяжения σ - ϵ . До $\sigma_{\text{пл}}$ – упругие деформации в результате упруго-возвратимого искажения атомной решетки. После снятия нагрузки – деформации исчезают; атомы остаются на своих местах.

При дальнейшем увеличении нагрузки дислокации начинают скапливаться около границ зерен феррита, что приводит к постепенному появлению отдельных сдвигов в зернах феррита; деформации начинают расти быстрее напряжений ($\sigma_{\text{пл}}$ - $\sigma_{\text{т}}$). Последующее увеличение напряжений способствует развитию линий сдвига (массовому движению дислокаций), которые приводят к развитию больших деформаций изделия при постоянных напряжениях – образованию площадки текучести. Протяженность площадки текучести для Ст. 3 – до 3%.

Развитие деформаций происходит в результате малого упругого деформирования и больших необратимых сдвигов по плоскостям скольжения зерен феррита. Поэтому после снятия нагрузки упругая часть деформаций возвращается, а необратимая – приводит к остаточным деформациям.

Дальнейшее развитие деформаций затрудняется зернами перлита. Поэтому, чтобы образовались общие плоскости сдвига, сдвиги в отдельных зернах феррита должны обтекать зерна перлита или раскалывать слабые их участки, для чего необходимо повышать напряжение – стадия самоупрочнения. Площадка текучести бывает у сталей, содержащих около 0.1-0.3% углерода. При $C < 0.1\%$ - мало зерен перлита (для сдерживания сдвигов); при $C > 0.3\%$ - много зерен перлита; оно полностью блокирует зерна феррита.

У сталей высокой прочности площадка текучести – отсутствует; принимают условный предел текучести ($R_{\text{уп},0.2}$).

Условия перехода металла в пластическое состояние.

При одноосном напряженном состоянии условие перехода металла в пластическое состояние характеризуется $\sigma = R_{\text{уп}}$.

При двuosном простом погружении (когда нагрузка в обоих направлениях нарастает одинаково) и равномерном распределении напряжений по сечению пластическое течение также идет путем сдвига по наклонным но уже двум взаимно перпендикулярным плоскостям. При этом материал переходит в пластическое состояние при таких же напряжениях, как и при одноосном напряжении. Развитие пластических деформаций в одном направлении почти не сказывается на работе в другом направлении.

Следует заметить, что при одновременном растяжении образца в двух направлениях деформация будет меньше и появляется склонность образца к хрупкому разрушению (при малых деформациях). Хотя разрушение будет в результате сдвигов.

Исследования показывают, что переход металла из упругого состояния в пластическое может быть достаточно близко описан как третьей теорией – касательных напряжений, так и четвертой – энергетической.

При многоосном напряжении переход в пластическую стадию зависит не от одного напряжения, а от функции напряжений, характеризующей так называемое условие

пластичности. Условие пластичности записывается в зависимости от той теории прочности, которая кладется в основу расчета. В СнИПе для расчетов металлических конструкций принята IV энергетическая теория прочности...

По этой теории пластичность наступает тогда, когда работа изменения формы тела достигает наибольшей величины.

Одноосное приведенное напряжение, эквивалентное по переходу материала в пластическое состояние данному сложному напряженному состоянию, определяется в главных напряжениях по формуле:

$$\begin{aligned}\sigma_{np} &= \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1)} = \\ &= \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} = \\ &= \sqrt{2(\tau_{12}^2 + \tau_{23}^2 + \tau_{31}^2)} = \sigma_m = R_{yn}\end{aligned}\quad (2.1)$$

Приведенные напряжения при σ и τ :

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x)} + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) = \sigma_m = R_{yn} \quad (2.2)$$

При t до 200°C $\sigma_{вр}$ и $\sigma_{т}$ почти не меняются; при 300°C – некоторое повышение $\sigma_{вр}$. При $t > 400-500^\circ\text{C}$ – резкое снижение $\sigma_{вр}$ и $\sigma_{т}$. Для теоретических выводов принимают зависимость в виде ломаной.

Работа стали при концентрации напряжений.

В местах искажения поперечных сечений (отверстий, выточек, подрезов и др.) происходит искривление линий силового потока и его сгущение около препятствий, что приводит к повышению напряжений в этих местах. Отношение максимального напряжения в месте концентрации к среднему, равномерно распределенного по сечению, называется коэффициентом концентрации.

Величина коэффициента концентрации у круглых отверстий – 2–3, в местах острых надрезов – еще больше (трещины). В местах концентрации напряжений возникает сложное напряженное состояние. При резком перепаде напряжений общие сдвиговые деформации происходить не могут (из-за задержки соседними менее напряженными участками). Поэтому в этих областях металл разрушается путем отрыва по плоскостям, нормальным к действующей силе. При этом разрушение происходит по отдельным зернам и по отдельным мелким плоскостям, наклоненным друг к другу и расположенным на общей поверхности, нормальной к усилию. На каждом маленьком участке разрушение происходит все же при наличии пластического течения металла.

Разрушение на участке концентрации напряжений происходит при более высоких напряжениях, чем на участках с близким к равномерному распределению напряжений ($\sigma_{разр} > \sigma_{вр}$). При этом разрушение начинается у мест концентрации напряжений в связи с тем, что на этих участках при разрушении пластические деформации малы. При статической нагрузке и нормальной t -ре концентрация напряжений существенного влияния на несущую способность не оказывает.

Ударная вязкость.

Разрушение металла при малых деформациях называется хрупким разрушением. Возможность хрупкого разрушения металла зависит от концентрации напряжений, старения металла, температуры, динамических воздействий, коррозии и других факторов.

Склонность металла к хрупкому разрушению и чувствительности к концентрации напряжений проверяется испытанием на ударную вязкость (дж/см²). Температура, при которой происходит спад ударной вязкости или ударная вязкость снижается ниже 30 дж/см² принимается за порог хладноломкости.

Работа стали при повторных нагрузках.

В упругой стали повторное нагружение не отражается на работе материала, т.к. упругие деформации обратимы. При переходе материала в упруго-пластическую стадию повторная нагрузка ведет к увеличению пластических деформаций в результате необратимых искажений структуры металла. При достаточно большом перерыве упругие свойства материала восстанавливаются и достигают предела предыдущего цикла. Это повышение упругих свойств называется наклепом. Наклеп связан со старением и искажением атомной решетки кристаллов и закреплением ее в новом деформированном положении. При повторных нагружениях в пределах наклепа материал работает как упругий; металл становится более жестким.

Наклепанная сталь более склонна к хрупкому разрушению; поэтому этим свойством в стальных конструкциях не пользуются. При многократном непрерывном нагружении возникает явление усталости металла – понижение его прочности. Предел прочности металла при многократном нагружении называется пределом усталостной прочности (выносливости).

Испытания на выносливость стальных конструкций производятся на базе $2 \cdot 10^6$ циклов нагрузки. Усталостное разрушение происходит вследствие накопления числа дислокаций при каждом нагружении и концентрации их около стыков зерен. Дислокации скапливаются в большие группы; металл в этом месте разрыхляется, образуются трещины. В первое время образования трещины металл в этом месте как бы перетирается, образуя гладкие истертые поверхности, затем трещина быстро развивается и происходит обрыв изделия без перетирания. Таким образом, поверхность излома имеет две характерные области – область гладкую истертую и зернистую при окончательном отрыве.

Усталостная прочность зависит от коэффициента асимметрии $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$.

Для Ст 3: при $\rho=0 \div 1.0$: $\sigma_{вб} \approx R_{уп}$,

при $\rho=-1$: $\sigma_{вб} < R_{уп}$, ($\sigma_{вб} \approx 0.6 R_{уп}$).

Резко снижается $\sigma_{вб}$ при большом значении коэффициента концентрации напряжений. Усталость металла может проявиться и при небольшом числе циклов нагрузки. При этом если число циклов нагрузки не превышает 100000, поверхность излома – обычный излом; при большом числе циклов – усталостное разрушение. Для повышения сопротивления усталостному разрушению необходимо снижать концентрацию напряжений в элементах конструкций, в соединениях их.

Виды напряжений.

Основные напряжения – напряжения, определяемые от внешних нагрузок при принятой идеализированной расчетной схемы.

Искусственно создаваемые предварительные напряжения также относятся к основным. По основным напряжениям судят о надежности конструкций.

Дополнительные напряжения - напряжения, полученные в результате уточнения расчетной схемы (например, из-за жесткости узлов фермы).

Местные напряжения –

- 1) в результате внешних воздействий (в местах приложения сосредоточенных нагрузок – на опорах, под арками мостовых кранов и др.);
- 2) в результате концентрации напряжений.

Начальные напряжения – при отсутствии нагрузки (в результате неравномерного остывания после прокатки и сварки и др.). Начальные напряжения, складываясь с основными напряжениями, приводят к тому, что результирующие напряжения существенно будут отличаться от расчетных. При неблагоприятном распределении напряжений (однозначное напряженное состояние) развитие пластических деформаций может оказаться затрудненным, в результате чего появиться опасность хрупкого разрушения.

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности. Основные положения метода расчета конструкций по предельным состояниям.

Цель расчета строительных конструкций – получение таких размеров, которые обеспечивают заданные условия эксплуатации, необходимую прочность и устойчивость при минимальном расходе металла и минимальной затрате труда на изготовление и монтаж.

Метод расчета строительных конструкций по предельным состояниям впервые был разработан и введен в практику проектирования с 1955 года в СССР. Кроме СССР этот метод получил признание в Чехословакии, Канаде, Венгрии, Польше, а также в проектах норм Бельгии, Великобритании, Норвегии и других странах. В Германии, США, Франции, Японии до сих пор применяется старый метод расчета конструкций – по допускаемым напряжениям.

Предельным состоянием конструкции называют такое ее состояние, при котором конструкция перестает удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям при возведении. В предельном состоянии нормально эксплуатировать конструкцию без проведения ремонта или усиления становится невозможным вследствие истощения ее несущей способности или появления чрезмерных деформаций.

Предельное состояние конструкции является условным понятием в зависимости от требований, предъявляемых к конструкции, условий работы и пр. Поэтому для одной и той же конструкции возможно несколько предельных состояний в зависимости от назначения конструкции, условий ее работы, марки стали.

Введем понятие «несущая способность» соединения, элемента, конструкции. Несущая способность – предельное усилие, которое может воспринять соединение, элемент, конструкция при соблюдении заданных условий эксплуатации и необходимой прочности. Необходимо различать фактическую несущую способность и расчетную несущую способность, которая ниже фактической. В ряде случаев расчетная несущая способность и определяет момент перехода в предельное состояние соединения, элемента, конструкции.

В других случаях предельное состояние определяется чрезмерными остаточными деформациями, прогибами, осадками опор, углами поворота (искажением), колебаниями.

Различают 6 видов конструкций по характеру наступления предельных состояний ее:

1) Конструкции, из стали обычной и повышенной прочности, у которых предельное состояние наступает при работе в упругой или упруго-пластической стадиях. Предельное состояние в упругой стадии конструкции характеризуется большими упругими перемещениями ее при сохранении несущей способности. При этом затруднена нормальная эксплуатация конструкции. Такое предельное состояние характерно для гибких элементов и конструкций. При этом расчет производится по упругой стадии на нормативные нагрузки.

Предельное состояние в упруго-пластической стадии характеризуется достижением нормальными напряжениями (или приведенным напряжением) предела текучести на какой-то части поперечного сечения элемента или во всем сечении. В этом состоянии конструкция получает значительные перемещения, что и ограничивает ее дальнейшее нагружение. Это предельное состояние характеризуют в настоящее время величиной остаточной деформации

$$\varepsilon_{\text{ост}} E / R_y \leq 3, (\varepsilon_{\text{ост}} \leq 0.3\%),$$

$\varepsilon_{\text{ост}}$ – максимальная остаточная деформация в сечении после его полной упругой разгрузки.

2) В конструкциях из стали высокой прочности предельные состояния наступают в упругой стадии работы, так как в таких конструкциях пластические деформации незначительны и развиваются при напряжениях, близких к временному сопротивлению, что делает опасным использование этих напряжений.

3) Конструкции, у которых предельное состояние наступает вследствие хрупкого разрушения. Хрупкое разрушение возможно при применении любых марок стали (особенно

для кипящих) и происходит при малых деформациях (в условиях концентрации напряжений , ударных воздействий, понижения температуры и др.).

4) Конструкции, у которых предельное состояние наступает вследствие потери устойчивости.

5) Конструкции, у которых предельное состояние наступает вследствие усталости при нормальном режиме эксплуатации конструкции.

6) Конструкции, у которых предельное состояние наступает вследствие колебаний.

Все виды предельных состояний объединены в две группы:

- предельные состояния первой группы наступают в случае нарушения нормальных условий эксплуатации (при перегрузках). При этом конструкция находится на грани разрушения или приходит к полной непригодности для эксплуатации. Происходит потеря несущей способности (хрупкое, вязкое и усталостное разрушение, потери местной и общей устойчивости, переход в изменяемую систему), а также возможно нарушение геометрической формы (чрезмерные остаточные деформации вследствие текучести, сдвиги в соединениях);

- предельные состояния второй группы проявляются при нормальных условиях эксплуатации (при перегрузках). При этом конструкция остается пригодной к эксплуатации, но затруднена нормальная эксплуатация (деформации и перемещения, углы поворота – выше нормы).

Нормальная эксплуатация осуществляется без ограничений в соответствии с технологическими или бытовыми условиями, предусмотренными в нормах или заданиях на проектирование.

Расчет конструкций должен гарантировать их от возможности наступления каждого из предельных состояний. Такая гарантия обеспечивается учетом возможных наиболее неблагоприятных характеристик материала, с учетом наиболее невыгодного (но реального) сочетания нагрузок, учетом условий и особенностей действительной работы конструкций, надлежащим выбором расчетных схем и предпосылок для расчета.

Условия недопущения предельных состояний первой группы записывается в виде $F \leq S$ (предельное состояние при $F > S$); (3.1)

где F – расчетное усилие в соединении элемента, конструкции (зависит от внешних воздействий), и выражается оно в виде конкретного усилия – $N, M, M_{кр}, Q$,
 S – расчетная несущая способность соединения, элемента, конструкции (зависит от свойств металла, размеров сечения, условий работы и др.).

Расчетное усилие F представляет собой наиболее возможное за время эксплуатации конструкции усилие, определяемое методами строительной механики, от расчетных нагрузок P .

Расчетные нагрузки – возможные наибольшие нагрузки за время эксплуатации конструкции, определяемые умножением нормативных нагрузок на коэффициенты надежности по нагрузке γ_f .

$$P = P^H \cdot \gamma_f \quad (3.2)$$

Нормативные нагрузки отвечают условиям нормальной эксплуатации конструкции и определяются по нормам проектирования и ТУ.

Коэффициент надежности по нагрузке учитывает возможное отклонение нагрузки в неблагоприятную сторону.

Нагрузки:

- 1) постоянные (вес конструкций, давление грунта, преднапряжение);
- 2) временные (длительные) (вертикальное давление кранов, снеговая, вес стационарного оборудования, жидкостей, давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях, нагрузки на перекрытия в складских помещениях, библиотеках, архивах и т.д.);
- 3) кратковременные (от мостовых кранов, снег, ветер, гололед, температурные климатические воздействия и др.);

4) особые (сейсмические и взрывные, от неравномерной осадки оснований, аварийные). Одновременное появление наибольших значений нескольких нагрузок маловероятно, чем появление наибольшего появления одной. Поэтому, чем больше учитывается нагрузок, тем меньше вероятность появления наибольшего значения нагрузок в этом сочетании.

Предусмотрены следующие **сочетания** нагрузок:

- 1) основные сочетания: все постоянные нагрузки, одна временная (длительная или кратковременная), величина которой принимается без снижения; если учитывать две и более кратковременные нагрузки, то последние вводят в расчет с коэффициентом сочетаний $\varphi_2=0.9$; если две и более длительные нагрузки - $\varphi_1=0.95$;
- 2) особые сочетания: нагрузки основного сочетания и одна из особых (наиболее характерная). При этом кратковременные нагрузки учитывают с коэффициентом сочетаний $\varphi_2=0.8$; длительные $\varphi_1=0.95$. Особая нагрузка принимается без снижения.

Расчетная несущая способность является функцией геометрических характеристик сечения, свойств металла, условий работы, т.е. $S(R, A, W, \varphi, \gamma_c, K, \dots)$ (3.3)

Фактическая несущая способность строительных сталей характеризуется максимальным значением напряжений и определяется величиной временного сопротивления $R_{\text{уп}}$.

Достижение напряжениями значения предела текучести $R_{\text{уп}}$ сопровождается в сталях развитием значительных деформаций (особенно в малоуглеродистых и низколегированных сталях), что в итоге приводит к возникновению в конструкциях чрезмерных остаточных деформаций, приводящих в полную непригодность конструкцию к эксплуатации.

Следовательно, основными параметрами сопротивления стали силовым воздействиям являются $R_{\text{уп}}$ и $R_{\text{ип}}$. В качестве нормативного сопротивления стали внешним воздействиям принимают величины, обеспеченность которых должна быть не менее 0.95 – $R_{\text{уп}}$ и $R_{\text{ип}}$.

Исследования показывают высокую обеспеченность нормативных сопротивлений профильной стали марок Ст 3 сп и Ст 3 пс. Обеспеченность $R_{\text{уп}}$ составляет 0.999. Что позволило повысить значения нормативных сопротивлений, приведенных в СнПс П-23-81* . Возможные отклонения сопротивлений стали в неблагоприятную сторону от их нормативных значений учитываются коэффициентами надежности по материалу

$$\gamma_m = 1.025 \dots 1.15.$$

Расчетные сопротивления стали растяжению, сжатию и изгибу определяются путем деления нормативного сопротивления на коэффициент надежности по материалу:

$$\text{по пределу текучести} \quad R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m}, \quad (3.4)$$

$$\text{по временному сопротивлению} \quad R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m \gamma_u}, \quad (3.5)$$

На сдвиг $R_s = 0,58 \frac{R_{yn}}{\gamma_m}$; Например, для стали марки ВСт3пс6:

$$R_y = 220 \div 270 \text{ МПа},$$

$$R_y = 345 \div 370 \text{ МПа}.$$

Расчетная несущая способность включает в себя также коэффициент условий работы конструкций γ_c , коэффициент надежности по значению γ_n и др. коэффициенты.

Коэффициент условий работы учитывает особенности действительной работы элементов конструкций и их соединений, имеющих систематический характер.

Коэффициенты надежности учитывают назначение, степень ответственности и капитальности здания или сооружения. Расчетные сопротивления делят на коэффициент надежности.

Для второй группы предельных состояний условие недопущения наступления предельных состояний:

$$\delta \leq \delta_{\text{пр}} / \gamma_n, \quad (3.6)$$

где δ - упругая деформация конструкции от нормативных нагрузок;

$\delta_{пр}$ - предельное значение величины упругой деформации;

γ_n – коэффициент надежности.

В заключение следует заметить, что метод расчета по предельным состояниям непрерывно совершенствуется.

Лекция 5

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности. Предельные состояния и расчет растянутых и изгибаемых элементов.

1) Растянутый элемент. Предельными состояниями для растянутого элемента могут быть состояния текучести металла (когда $\sigma = R_{yn}$) и разрушение при растяжении (когда $\sigma = R_{un}$).

В первом случае предельное состояние ограничивает чрезмерное развитие пластических деформаций и гарантирует неразрушимость элементов конструкций из высокопрочной стали. Во втором случае допускается развитие больших пластических деформаций; предельное состояние ограничивается прочностью элемента конструкции.

В первом случае расчет на прочность выполняется по формуле

$$\frac{N}{A_n} \leq R_y \gamma_c,$$

во втором случае: $\frac{N}{A_n} \leq \frac{R_u \gamma_c}{\gamma_u}$ при $\frac{R_u}{\gamma_u} > R_y,$

когда эксплуатация конструкции возможна и после достижения металлом предела текучести;

здесь R_u – расчетное сопротивление по временному сопротивлению;

γ_u – коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению.

2) Изгибаемый момент. Рассматриваем на примере простой однопролетной балки. Нагрузку постепенно увеличиваем и следим за изменением эпюры напряжений в самом нагруженном сечении.

При постепенном возрастании нагрузки в наиболее напряженном сечении образуется шарнир пластичности – все фибры сечения находятся в стадии текучести. В рассматриваемом состоянии длина фибр сечения изменяется при постоянном напряжении, вследствие чего изгибаемый момент может поворачиваться вокруг нейтральной оси, как вокруг оси шарнира. Работа шарнира, пластичности возможна только в направлении действия предельного момента; при действии M в обратном направлении напряжения уменьшаются, фибры сечения снова становятся упругими и шарнир пластичности замыкается. В этой стадии работы разрезных балок происходит как нарастание простых деформаций, так и исчерпание несущей способности, ибо дальнейшее увеличение нагрузки невозможно (слишком большие деформации появляются). Можно сказать, что в этом случае как бы сливаются предельные состояния первой и второй групп.

Эксплуатационные качества конструкций из таких сталей необходимо проверять по остаточным прогибам. Значение предельной величины остаточных деформаций установлено

в настоящее время $\sigma_{cm}^{np} \frac{E}{R_y} = 3.0$

Изгибаемые элементы из стали, у которой отсутствует площадка текучести, следует рассматривать в соответствии с диаграммой.

Запишем выражение для предельного изгибающего момента изгибаемого элемента из стали с площадкой текучести.

$$M_{np} = \int_A R_y \cdot dA \cdot y = R_y \int_A y \cdot dA = R_y \cdot 2 \cdot S,$$

где S – статический момент половины сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести. В несимметричных сечениях ось, делящая сечение на две равновеликие площади, являющейся нейтральной осью, не совпадает с осью центров тяжести сечения.

Сравнивая выражение для M_{np} с выражением для M в упругой стадии работы балки $M = R_y \cdot W$,

Замечаем, что роль момента сопротивления в выражении для M_{np} играет значение $2S$. Обозначим через $W_{nl} = 2S$ – пластический момент сопротивления, а также через $C_1 = \frac{W_{nl}}{W}$

С учетом принятых обозначений расчет на прочность разрезных балок сплошного сечения из стали с $R_{yn} \leq 580$ МПа, несущих статическую нагрузку, общая и местная устойчивость которых обеспечена с учетом развития пластических деформаций производится по формулам: при изгибе в одной из главных плоскостей при $r \leq 0.9R_s$ (кроме опорных сечений):

$$\frac{M}{C_1 \cdot W_{n,\min}} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

при изгибе в двух главных плоскостях при $r \leq 0.5R_s$ (кроме опорных сечений):

$$\frac{M_x}{C_x \cdot W_{xn,\min}} + \frac{M_y}{C_y \cdot W_{yn,\min}} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где C_1, C_x, C_y – коэффициенты, учитывающие развитие пластических деформаций в сечении балки.

В опорном сечении следует выполнить проверку касательных напряжений по формуле:

$$\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_{ef}} \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

где t_w и h_w – толщина и высота стенок.

При наличии зоны чистого изгиба следует принимать

$$C_{1m} = 0.5 \cdot (1 + C_1), \quad C_{xm} = 0.5 \cdot (1 + C_x), \quad C_{ym} = 0.5 \cdot (1 + C_y)$$

с целью снижения пластических деформаций.

При наличии касательных напряжений условие текучести запишется в виде

$$\sigma_{ef} = \sigma_{np} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = R_{yn}.$$

Отсюда при появлении текучести в крайних волокнах эпюра приведенных напряжений не будет в виде треугольника, а выпуклой.

Это значит, что при значительных поперечных силах процесс образования шарнира пластичности ускоряется, несущая способность балки несколько снижается. Поэтому расчет балок с учетом развития пластических деформаций (образования шарнира пластичности) ограничен значением величины касательных напряжений.

Очевидно, что текучесть может появиться не только в крайних фибрах, но и у нейтральной оси, когда τ достигает значения R_{yn} , т.е.

$$\tau_{yn} = \frac{R_{yn}}{\sqrt{3}}.$$

При больших значениях Q текучесть может раньше наступить у нейтральной оси.

Балки из стали высокой прочности рассчитывают по упругой стадии (кроме балок с гибкой стенкой, перфорированных балок):

$$\frac{M}{W_{n,\min}} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad \text{и} \quad \tau = \frac{Q \cdot S}{t_w \cdot J} \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

R_s – расчетное сопротивление стали срезу.

Несущая способность балки может быть исчерпана в результате общей потери устойчивости ее. Расчет двутавровых балок на устойчивость:

$$\frac{M}{\varphi_b \cdot W_c} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.13)$$

где φ_b – коэффициент снижения расчетного сопротивления при изгибе,

W_c – момент сопротивления сжатого волокна.

Расчет статически определимых изгибаемых элементов, несущих статическую нагрузку, может выполняться по ограниченным пластическим деформациям в виде коэффициентов $C_i > 1$. При определении коэффициентов C_i в качестве количественного критерия было принято достаточно большое ограничение пластических деформаций ($\varepsilon_{ост} \leq 0.3\%$). В этом случае уменьшение предельных моментов по сравнению с моментами, соответствующими полным пластическим шарнирам, составляет не более 3... 5 %, а для двутавра – 1 %.

Лекция 6

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности. Предельные состояния и расчет центрально сжатых стержней.

Центрально сжатый стержень – прямой стержень, нагруженный силой вдоль своей оси. Центрально сжатые стержни бывают короткими, у которых длина превышает наибольший поперечный размер не более чем в 5-6 раз, и длинными.

За предельное состояние коротких стержней принимают состояние, характеризующееся достижением нормальными напряжениями предела текучести по всему сечению. И расчет их производится по прочности:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \gamma_c. \quad (5.1)$$

Предельным состоянием длинных стержней является потеря устойчивости их.

Напомним кратко процесс потери устойчивости. Прямой стержень при небольшой осевой нагрузке имеет прямолинейную форму устойчивого равновесия. При достижении силой критического значения его прямолинейная форма перестает быть устойчивой. При действии случайной поперечной силой стержень изгибается и не возвращается в свое первоначальное прямолинейное состояние. Стержень изгибается в плоскости меньшей жесткости. Устойчивым состоянием у него уже будет новая криволинейная форма. Незначительное увеличение нагрузки сверх критической быстро искривляет стержень до полной потери несущей способности. Значение силы, при которой первоначально устойчивая форма равновесия стержня переходит в неустойчивую, называется критической силой.

Критическая сила по Эйлеру:

$$N_{кр} = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}. \quad (5.5)$$

Приведем критическую силу $N_{кр}$ к критическим напряжениям

$$\sigma_{кр.э} = \frac{N_{кр}}{A} = \frac{\pi^2 E J}{l^2 A} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}. \quad (5.6)$$

Поскольку вывод формулы Эйлера справедлив при $E=const$, значит формула Эйлера действительна только при напряжениях, не превышающих предела пропорциональности, т.е. $\sigma_{кр} \leq \sigma_{пл}$. Иначе говоря, формула Эйлера справедлива для стержней определенной гибкости. Например, для стержней из стали с $\sigma_{пл} \approx 190 \text{ МПа}$,

$$\lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{\sigma_{кр.э}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{\sigma_{пл}}} = \sqrt{\frac{3.14^2 \cdot 2.06 \cdot 10^5}{190}} \approx 104. \quad (5.7)$$

Это значит, что формула Эйлера справедлива для стержней из указанной стали только при $\lambda \geq 104$. С увеличением значения $\sigma_{пл}$ предельное значение гибкости для применения формулы Эйлера будет снижаться.

В стержнях, у которых критическая сила определяется по формуле Эйлера, потеря устойчивости происходит в упругой стадии.

Теперь рассмотрим процесс потери устойчивости стержней, когда напряжения выше предела пропорциональности, т.е. потеря устойчивости происходит при развитии пластических деформаций.

Пусть, напряжения σ_0 в стержне достигли значения, близкого к пределу текучести. И пока стержень прямой напряжения σ_0 распределяется равномерно по сечению. При случайном изгибе стержня на эти напряжения накладываются напряжения изгиба. Со стороны растянутых (при изгибе) фибр происходит разгрузка напряжениями $\Delta\sigma_1$ по линейному закону (отвечающему E).

Со стороны сжатых (при изгибе) фибр происходит догрузка пластическими напряжениями $\Delta\sigma_2$, отвечающими переменному модулю пластических деформаций $E_{пл}$. Поскольку $E_{пл} < E$, а объемы эпюр напряжений от изгиба должны быть равны друг другу, нейтральная ось изгиба стержня перемещается в сторону вытянутых фибр, и осевая нагрузка N получает некоторый эксцентриситет e .

Стержень сохраняет устойчивость до тех пор, пока приращение момента внешних сил меньше приращения момента внутренних напряжений, т.е. $\Delta M_e < \Delta M_i$, где

$$\Delta M_e = N \cdot e'; \Delta M_i = \int_A \Delta \sigma_i \cdot y_i \cdot dA, \quad (5.8)$$

e' – приращение эксцентриситета при увеличении N .

В критическом состоянии $\Delta M_e = \Delta M_i$.

Из этого условия можно определить величину критической силы $N_{кр}$ при работе стали в упругопластической стадии, т.е. $N_{кр}(E_{нл}^{опр}, A_1, A_2)$.

Положение нейтральной оси можно определить из условия, что суммы напряжений изгиба на площадках A_1 и A_2 (из условия сохранения равновесия), должны быть равны, т.е.

$$\int_{A_1} \sigma_1 dA = \int_{A_2} \sigma_2 dA \quad \text{или} \quad E \int_{A_1} \varepsilon_1 dA = \int_{A_2} E_{нл} \varepsilon_2 dA. \quad (5.9)$$

Нейтральная ось делит сечение стержня на части, имеющие различные модули, что позволяет найти приведенную жесткость стержня TJ , где T – приведенный модуль (введен впервые Ф.С.Ясинским), который можно определить из выражения:

$$TJ = EJ_1 + E_{нл}^{опр} \cdot J_2, \text{отсюда } T = \frac{EJ_1 + E_{нл}^{опр} \cdot J_2}{J}, \quad (5.10)$$

где J_1 и J_2 – моменты инерций обеих частей сечения относительно нейтральной оси;
 $E_{пл}^{оср}$ - осредненное значение пластического модуля. Заменим стержень, работающий в упруго-пластической стадии, стержнем, работающим в упругой стадии, но с приведенным модулем T :

$$\sigma_{кр} = \frac{\pi^2 T}{\lambda^2}. \quad (5.11)$$

Значение T переменна и зависит от вида диаграммы σ – ε , которая для разных марок стали различна. Поэтому, чтобы упростить расчет (на основании анализа большого количества диаграмм) принята единая, унифицированная диаграмма σ – ε .

По формулам $\sigma_{кр.э.} =$ или $\sigma_{кр} =$ можно определить критические напряжения для идеально прямых стержней. В реальных конструкциях всегда имеются случайные эксцентриситеты и погнутости. Поэтому проверка устойчивости центрально сжатых стержней производится с учетом случайных эксцентриситетов и погнутостей по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma'_{кр}, \quad (5.12)$$

где $\sigma'_{кр}$ – критическое напряжение с учетом случайных эксцентриситетов и погнутостей. Чтобы каждый раз не определять $\sigma'_{кр}$ (определение его весьма сложно) в строительных нормах даются значения $\varphi = \sigma'_{кр} / R_y$ - коэффициента снижения расчетного сопротивления при центральном сжатии. Коэффициент φ еще называют коэффициентом продольного изгиба. Он зависит от гибкости $\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{min}}$ и от R_y (марки стали).

Рабочая формула проверки на устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c. \quad (5.13)$$

Элементы открытого Π – образного сечения при отсутствии решетки следует дополнительно проверять на устойчивость по формуле (при $\lambda_x < 3\lambda_y$):

$$\frac{N}{C \varphi_y A} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.14)$$

где C – коэффициент снижения расчетного сопротивления при изгибно-крутильной форме потери устойчивости.

Лекция 7

Работа элементов металлических конструкций и основы расчета их надежности. Предельные состояния и расчет внецентренно растянутых и внецентренно сжатых стержней.

Предельные состояния рассматриваемых стержней определяются прочностью, развитием пластических деформаций и потерей устойчивости.

Предельные состояния по прочности внецентренно-растянутых стержней установлены для стержней из стали высокой прочности (у которых отсутствует площадка текучести), а для стержней из стали обычной прочности – при динамических нагрузках. В этих случаях расчет производится по упругой стадии, и предельное состояние наступает тогда, когда наибольшие фибровые напряжения достигают предела текучести. Расчет на прочность таких стержней производится по формуле

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{J_{xn}} y \pm \frac{M_y}{J_{yn}} x \leq R_y \gamma_c, \quad (6.1)$$

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

Предельные состояния по развитию пластических деформаций установлены для стержней из пластических сталей при действии статических нагрузок. В этом случае предельное состояние определяется шарниром пластичности, который развивается следующим образом (в соответствии с диаграммой Приндтля). При увеличении М и N на одной из сторон сечения стержня фибровые напряжения достигают R_{yp} и останавливаются в своем развитии. Эпюра становится притупленной. Напряжения в других фибрах продолжают расти, пока, наконец, напряжения на другой стороне сечения не достигнут R_{yp} . После чего пластичность распространяется на все фибры сечения, образуется шарнир пластичности.

Очевидно, что разность площадей эпюр напряжений, умноженная на R_{yp} , равна предельной продольной силе:

$$N_{np}^M = R_{yp} \cdot A_1. \quad (6.2)$$

$$\text{Предельный момент } N_{np}^N = R_{yp} \cdot A_2 \cdot e. \quad (6.3)$$

В пластической стадии напряжения от N и M можно четко разделить.

Для оценки несущей способности внецентренно напряженного стержня при шарнире пластичности введем 4 величины:

N_{np}^M - предельная продольная сила при наличии момента;

N_{np}^o - предельная продольная сила при отсутствии момента;

M_{np}^N - предельный момент при наличии продольной силы;

M_{np}^o - предельный момент при отсутствии продольной силы.

$$\text{Очевидно, что } -\frac{N_{np}^M}{N_{np}^o} = \nu \langle 1u \frac{M_{np}^N}{M_{np}^o} = \mu \rangle 1 \quad (6.4)$$

Связь между этими соотношениями при шарнире пластичности выражается параболой, в общем виде:

$$\nu^n + \mu = 1, \quad (6.5)$$

где n – показатель степени, зависящий от формы поперечного сечения стержня.

$$N_{np}^o = A_n R_y \gamma_c, M_{np}^o = C_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c$$

Учитывая, что $N_{np}^M = Nu$

$$M_{np}^N = M_x,$$

Соотношение между ν и μ примет вид:

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{C_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (6.6)$$

Это и есть расчетная формула на прочность внецентренно нагруженного стержня с учетом развития пластических деформаций (внецентренно растянутого);

C_x – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в сечении от сгиба.

При расчете стержней на устойчивость различают два вида работы стержней: внецентренное сжатие и сжатие с изгибом.

Работа этих стержней несколько отличается друг от друга. Но в целях упрощения расчетов сжато-изогнутые стержни при потери устойчивости рассматривают как

внецентренно сжатые с эксцентриситетом $e = \frac{M}{N}$. При внецентренном сжатии с самого

начала приложения нагрузки возникает изгиб стержня, который увеличивается с ростом нагрузки. Величина нагрузки, при которой изгибные деформации растут при постоянном ее значении или даже уменьшении, называется критической.

При постепенном повышении нагрузки напряжения более нагруженных фибр переходят в пластическую стадию; нейтральная ось при этом смещается в сторону выпуклых волокон (так же, как и при центральном сжатии). Критическое состояние перехода стержня

из устойчивого в неустойчивое положение располагается в пределах развития пластических деформаций по сечению.

Аналогично центральному сжатию потеря устойчивости определяется равновесием приращений момента внутренних усилий и момента внешних сил ΔM_e , т.е. $\Delta M_i = \Delta M_e$. Несущая способность равна максимальному значению сжимающей силы N_u , которая может быть воспринята стержнем. В современной теории расчета внецентренно сжатых стержней при определении критической силы N_u принимается допущение о том, что в процессе возрастания нагрузки и в момент потери устойчивости влияние разгрузки не учитывается, т.е. рассматривается нелинейно упругий металл, как в условиях догрузки, так и разгрузки.

$$\text{Критическая сила } N_u = \frac{\pi^2 EJ_t}{l^2}, \quad (6.7)$$

где $EJ_t = \int_A E_t y^2 dA$ - приведенная жесткость стержня,

E_t – касательный модуль для диаграммы работы металла стержня.

Для определения приведенной жесткости EJ_t необходимо знать эпюру напряжения в наиболее нагруженном сечении стержня, характер которой будет зависеть от гибкости стержня, эксцентриситета и формы сечения. Поэтому критические напряжения внецентренно сжатого стержня зависят от трех факторов: гибкости, формы сечения и эксцентриситета.

В расчетах пользуются относительным эксцентриситетом

$$m = \frac{e}{\rho}, \text{ где } \rho - \text{ядровое расстояние};$$

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

Кривые критических напряжений $\sigma_{кр}^{вн}$ в функциях гибкости и относительного эксцентриситета для различных форм сечений подобны. Это дает возможность переходить от кривых для прямоугольного сечения к кривым для других типов сечений умножением на переходный коэффициент η , который учитывает степень ослабления сечения при потере устойчивости пластическими деформациями.

Для идеальной упруго-пластической стали кривые критических напряжений вычислены Ечеком, Юнгом, Геммерлингом, Пинаджаном, Чувикиным, Бельским и др.

Рассмотренный выше случай характерен тем, что потеря устойчивости стержня происходит в плоскости действия момента; происходит изгибная форма потери устойчивости.

Обозначая через $\varphi_e = \frac{\sigma_{кр}^{вн}}{R_y}$, получим расчетную формулу при проверке на

устойчивость в плоскости действия момента:

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c, \quad (6.8)$$

где φ_e – коэффициент снижения расчетных сопротивлений при внецентренном сжатии, зависящий от условной гибкости

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

и приведенного относительного эксцентриситета

$$m_{ef} = \eta m = \eta \frac{e}{\rho} = \eta \frac{M \cdot W}{N \cdot A}.$$

Внецентренно сжатые стержни, имеющие различные жесткости в обоих главных плоскостях ($J_x > J_y$), и момент в плоскости большей жесткости, могут потерять устойчивость в направлении меньшей жесткости. При этом стержень не только изгибается, но и

закручивается и теряет устойчивость по изгибно-крутильной форме. Эта форма потери устойчивости является общим случаем и называется также пространственной. Переход разных частей сочетания в пластическую стадию работы происходит не одновременно и всегда сопровождается закручиванием стержня. При этом оставшаяся рабочая часть (упругое ядро) меняет свою форму; центр изгиба смещается и получается эксцентриситет, приводящий к выходу стержня из работы по изгибно-крутильной форме.

Устойчивость стержня из плоскости действия момента проверяют по формуле:

$$\frac{N}{C\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c, \quad (6.9)$$

где C – коэффициент приведения φ_y к условиям пространственной потери устойчивости (учитывает влияние момента на потерю устойчивости из плоскости действия момента).

Наиболее характерна потеря устойчивости по изгибно-крутильной форме в упругой области для тонкостенных незамкнутых сечений (типа двутавров, швеллеров и др.)

Лекция 8

Соединения конструкций. Основные сведения по технологии сварочных работ и термической резке. Классификация основных видов сварки.

Сварка - технологический процесс получения неразъемных соединений материалов посредством установления межатомных связей между свариваемыми частями при их местном или пластическом деформировании, или совместным действием того и другого. Сваркой соединяют однородные и разнородные металлы и их сплавы, металлы с некоторыми неметаллическими материалами (керамикой, графитом, стеклом и др.), а также пластмассы. Сварка - экономически выгодный, высокопроизводительный и в значительной степени механизированный технологический процесс, широко применяемый практически во всех отраслях машиностроения.

Физическая сущность процесса сварки заключается в образовании прочных связей между атомами и молекулами на соединяемых поверхностях заготовок. Для образования соединений необходимо выполнение следующих условий: освобождение свариваемых поверхностей от загрязнений, оксидов и адсорбированных на них инородных атомов; энергетическая активация поверхностных атомов, облегчающая их взаимодействие друг с другом; сближение свариваемых поверхностей на расстояния, сопоставимым с межатомным расстоянием в свариваемых заготовках.

В зависимости от формы энергии, используемой для образования сварного соединения, все виды сварки разделяют на три класса: **термический, термомеханический и механический**.

К **термическому классу** относятся виды сварки, осуществляемые плавлением с использованием тепловой энергии (дуговая, плазменная, электрошлаковая, электронно-лучевая, лазерная, газовая и др.).

К **термомеханическому классу** относятся виды сварки, осуществляемые с использованием тепловой энергии и давления (контактная, диффузионная и др.).

К **механическому классу** относятся виды сварки, осуществляемые с использованием механической энергии и давления (ультразвуковая, взрывом, трением, холодная и др.).

Электродуговая сварка.

Дуга - мощный стабильный разряд электричества в ионизированной атмосфере газов и паров металла. Ионизация дугового промежутка происходит во время зажигания дуги и непрерывно поддерживается в процессе ее горения. Процесс зажигания дуги в большинстве случаев включает в себя три этапа: короткое замыкание электрода на заготовку, отвод электрода на расстояние 3-6 мм и возникновение устойчивого дугового разряда.

Короткое замыкание выполняется для разогрева торца электрода и заготовки в зоне контакта с электродом. После отвода электрода с его разогретого торца (катода) под действием электрического поля начинается термоэлектронная эмиссия электронов. Столкновение

быстродвижущихся по направлению к аноду электронов с молекулами газов и паров металла приводит к их ионизации. По мере разогрева столбца дуги и повышение кинетической энергии атомов и молекул происходит дополнительная ионизация за счет их соударения. Отдельные атомы также ионизируются в результате поглощения энергии, выделяемой при соударении других частиц. В результате дуговой промежутки становится электропроводным и через него начинается разряд электричества. Процесс зажигания дуги заканчивается возникновением устойчивого дугового разряда.

Источником теплоты при дуговой сварке служит электрическая дуга, которая горит между электродом и заготовкой. В зависимости от материала и числа электродов, а также способа включения электродов и заготовки в цепь электрического тока различают следующие способы дуговой сварки:

- а) Сварка неплавящимся (графитным или вольфрамовым) электродом, дугой прямого действия, при которой соединение выполняется путем расплавления только основного металла, либо с применением присадочного металла.
- б) Сварка плавящимся (металлическим) электродом, дугой прямого действия, с одновременным расплавлением основного металла и электрода, который пополняет сварочную ванну жидким металлом.
- в) Сварка косвенной дугой, горящей между двумя, как правило, неплавящимися электродами. При этом основной металл нагревается и расплавляется теплотой столба дуги.
- г) Сварка трехфазной дугой, при которой дуга горит между электродами, а также между каждым электродом и основным металлом.

Ручная дуговая сварка.

Ручную дуговую сварку выполняют сварочными электродами, которые вручную подают в дугу и перемещают вдоль заготовки. В процессе сварки металлическим покрытым электродом - дуга горит между стержнем электрода и основным металлом. Стержень электрода плавится, и расплавленный металл каплями стекает в металлическую ванну.

Вместе со стержнем плавится покрытие электрода, образуя газовую защитную атмосферу вокруг дуги и жидкую шлаковую ванну на поверхности расплавленного металла.

Металлическая и шлаковые ванны вместе образуют сварочную ванну. По мере движения дуги сварочная ванна затвердевает и образуется сварочный шов. Жидкий шлак после остывания образует твердую шлаковую корку.

Электроды для ручной сварки представляют собой стержни с нанесенными на них покрытиями. Стержень изготавливают из сварочной проволоки повышенного качества.

Сварочную проволоку всех марок в зависимости от состава разделяют на три группы: низкоуглеродистая, легированная и высоколегированная.

Ручная сварка удобна при выполнении коротких и криволинейных швов в любых пространственных положениях - нижнем, вертикальном, горизонтальном, потолочном, при наложении швов в труднодоступных местах, а также при монтажных работах и сборке конструкций сложной формы. Ручная сварка обеспечивает хорошее качество сварных швов, но обладает более низкой производительностью, например, по сравнению с автоматической дуговой сваркой под флюсом.

Производительность процесса в основном определяется сварочным током. Однако ток при ручной сварке покрытыми электродами ограничен, так как повышение тока сверх рекомендованного значения приводит к разогреву стержня электрода, отслаиванию покрытия, сильному разбрызгиванию и угару расплавленного металла. Ручную сварку постепенно заменяют полуавтоматической в атмосфере защитных газов.

Автоматическая дуговая сварка под флюсом.

Для автоматической дуговой сварки под флюсом используют непокрытую электродную проволоку и флюс для защиты дуги и сварочной ванны от воздуха. Подача и перемещение

электродной проволоки механизированы. Автоматизированы процессы зажигания дуги и заварки кратера в конце шва.

В процессе автоматической сварки под флюсом дуга горит между проволокой и основным металлом. Столб дуги и металлическая ванна жидкого металла со всех сторон плотно закрыты слоем флюса толщиной 30 - 35 мм. Часть флюса расплавляется, в результате чего вокруг дуги образуется газовая полость, а на поверхности расплавленного металла - жидкий шлак. Для сварки под флюсом характерно глубокое проплавление основного металла.

Действие мощной дуги и весьма быстрое движение электрода вдоль заготовки обуславливают оттеснение расплавленного металла в сторону, противоположную направлению сварки. По мере поступательного движения электрода происходит затвердевание металлической и шлаковой ванн с образованием сварного шва, покрытого твердой шлаковой коркой. Проволоку подают в дугу и перемещают ее вдоль шва с помощью механизмов подачи и перемещения. Ток к электроду поступает через кабель.

Дуговую сварку под флюсом выполняют сварочными автоматами, сварочными головками или самоходными тракторами, перемещающимися непосредственно по изделию. Назначение сварочных автоматов - подача электродной проволоки в дугу и поддержание постоянного режима сварки в течение всего процесса. Автоматическую сварку под флюсом применяют в серийном и массовом производствах, для выполнения длинных прямолинейных и кольцевых швов в нижнем положении на металле толщиной 2 - 100 мм. Под флюсом сваривают металлы различных классов. Автоматическую сварку широко применяют при изготовлении котлов, резервуаров для хранения жидкостей и газов, корпусов судов, мостовых балок и других изделий. Она является одним из основных звеньев автоматической линии для изготовления сварных автомобильных колес и станов для производства сварных прямошовных и спиральных труб.

Сварка в среде защитных газов.

При сварке в защитном газе электрод, зона дуги и сварочная ванна защищены струей защитного газа.

В качестве защитных газов применяют инертные газы (аргон и гелий) и активные газы (углекислый газ, азот, водород и др.), а иногда - смеси двух газов и более.

Сварка в среде защитных газов в зависимости от степени механизации процессов подачи присадочной или сварочной проволоки и перемещения сварочной горелки может быть ручной, полуавтоматической и автоматической.

По сравнению с ручной сваркой покрытыми электродами и автоматической под флюсом сварка в защитных газах имеет следующие преимущества: высокую степень защиты расплавленного металла от воздействия воздуха; отсутствие на поверхности шва при применении аргона, оксидов и шлаковых включений; возможность ведения процесса во всех пространственных положениях; возможность визуального наблюдения за процессом формирования шва и его регулирования; более высокую производительность процесса, чем при ручной дуговой сварке; относительно низкую стоимость сварки в углекислом газе.

Области применения сварки в защитных газах охватывают широкий круг материалов и изделий (узлы летательных аппаратов, элементы атомных установок, корпуса и трубопроводы химических аппаратов и т. п.). Аргондуговую сварку применяют для цветных (алюминия, магния, меди) и тугоплавких (титана, ниобия, ванадия, циркония) металлов и их сплавов, а также легированных и высоколегированных сталей.

Контактная сварка.

Контактная сварка относится к видам сварки с кратковременным нагревом места соединения без оплавления или с оплавлением и осадкой разогретых заготовок. Характерная особенность этих процессов - пластическая деформация, в ходе которой формируется сварное соединение.

Место соединения разогревается проходящим по металлу электрическим током, причем максимальное количество теплоты выделяется в месте сварочного контакта.

На поверхности свариваемого металла имеются пленки оксидов и загрязнения с малой электропроводимостью, которые также увеличивают электросопротивление контакта. В результате в точках контакта металл нагревается до термопластического состояния или до оплавления. При непрерывном сдавливании нагретых заготовок образуются новые точки соприкосновения, пока не произойдет полное сближение до межатомных расстояний, т. е. сварка поверхностей.

Контактную сварку классифицируют по типу сварного соединения, определяющего вид сварочной машины, и по роду тока, питающего сварочный трансформатор. По типу сварного соединения различают сварку стыковую, точечную, шовную.

Стыковая сварка - разновидность контактной сварки, при которой заготовки свариваются по всей поверхности соприкосновения. Свариваемые заготовки закрепляют в зажимах стыковой машины. Зажим 1 установлен на подвижной плите, перемещающийся в направляющих, зажим 2 укреплен на неподвижной плите. Сварочный трансформатор соединен с плитами, гибкими шинами и питается от сети через включающее устройство. Плиты перемещаются, и заготовки сжимаются под действием усилия, развиваемого механизмом осадки.

Стыковую сварку с разогревом стыка до пластического состояния и последующей осадкой называют - **сваркой оплавлением**.

Сварка оплавлением имеет преимущества перед сваркой сопротивлением. В процессе оплавления выравниваются все неровности стыка, а оксиды и загрязнения удаляются, поэтому не требуются особой подготовки места соединения. Можно сваривать заготовки с сечением, разнородные металлы (быстрорежущую и углеродистую стали, медь и алюминий и т.д.). Наиболее распространенными изделиями, изготавливаемые стыковой сваркой, служат элементы трубчатых конструкций, колеса и кольца, инструмент, рельсы, железобетонная арматура.

Точечная сварка - разновидность контактной сварки, при которой заготовки соединяются в отдельных точках. При точечной сварке заготовки собирают внахлестку и зажимают между электродами, подводящими ток к месту сварки. Соприкасающиеся с медными электродами поверхности свариваемых заготовок нагреваются медленнее их внутренних слоев. Нагрев продолжается до пластического состояния внешних слоев и до расплавления внутренних слоев. Затем выключают ток и снимают давление. В результате образуется литая сварная точка. Точечная сварка в зависимости от расположения электродов по отношению к свариваемым заготовкам может быть двусторонней и односторонней.

Многоточечная контактная сварка - разновидность контактной сварки, когда за один цикл свариваются несколько точек. Многоточечную сварку выполняют по принципу односторонней точечной сварки. Многоточечные машины могут иметь от одной пары до 100 пар электродов, соответственно сваривать 2 -200 точек одновременно. Многоточечной сваркой сваривают одновременно и последовательно. В первом случае все электроды сразу прижимают к изделию, что обеспечивает меньшее коробление и большую точность сборки. Ток распределяется между прижатыми электродами специальным токораспределителем, включающим электроды попарно. Во втором случае пары электродов опускают поочередно или одновременно, а ток подключают поочередно к каждой паре электродов от сварочного трансформатора. Многоточечную сварку применяют в основном в массовом производстве, где требуется большое число сварных точек на заготовке.

Шовная сварка - разновидность контактной сварки, при которой между свариваемыми заготовками образуется прочное и плотное соединение. Электроды выполняют в виде плоских роликов, между которыми пропускают свариваемые заготовки.

В процессе шовной сварки листовые заготовки соединяют внахлестку, зажимают между электродами и пропускают ток. При движении роликов по заготовкам образуются перекрывающиеся друг друга сварные точки, в результате чего получается сплошной

геометрически шов. Шовную точку, так же как и точечную, можно выполнить при двустороннем и одностороннем расположении электродов.

Шовную сварку применяют в массовом производстве при изготовлении различных сосудов. Толщина свариваемых листов составляет 0,3 - 3 мм. Шовной сваркой выполняют те же типы сварных соединений, что и точечной, но используют для получения герметичного шва.

Сборка и техника сварки.

Сборка деталей под сварку- это трудоемкость составляющая около 30% от общей трудоемкости изготовления изделия. Она зависит от ряда условий (серийность производства, типа изделия и т.д.). Для уменьшения времени сборки, а так же для повышения ее точности, применяют различные приспособления. Приспособления могут быть предназначены только для сборки деталей под сварку, или только для сварки уже собранного изделия (например, для выполнения швов в изделии только в нижнем положении) или используются комбинированные сборочно-сварочные приспособления.

Изделия чаще собирают на сварочных прихватках. Сварочные прихватки представляют собой неполноценные короткие швы с поперечным сечением до 1/3 сечения полного шва. Длина прихватки от 20 до 100 мм в зависимости от толщины свариваемых листов и длины шва, расстояние между прихватками в зависимости от условий иногда достигает 1 метр. Прихватки придают изделию жесткость и препятствуют перемещению деталей, что может привести к трещинам в прихватках при их охлаждении.

Чем больше толщина свариваемых листов, тем больше, растягивается усадочная сила в прихватках и больше возможность образования трещин. Поэтому сборку на сварочных прихватках применяют для конструкций из листов небольшой толщины (до 6-8 мм) и труб. При значительной толщине листов необходимо обеспечить податливость деталей, и сборку изделия выполняют на механических приспособлениях.

Зажигание дуги между покрытым электродом и свариваемым изделием выполняют в два приема: коротким замыканием конца электрода с изделием и отрывом электрода от поверхности изделия на расстояние, равно примерно диаметру покрытого электрода.

Немедленно после зажигания дуги начинается плавление основного и электродного металлов. На изделии образуется ванна расплавленного металла. Сварщик должен поддерживать горение дуги так, что бы ее длина была постоянной. От правильно выбранной длины дуги зависят производительность сварки и качество сварного шва.

Нормальной считают длину дуги, равную 0,5-1,1 диаметра стержня электрода, в зависимости от типа и марки электрода и положения сварки в пространстве. Увеличение длины дуги снижает ее устойчивое горение, глубину проплавления основного металла, повышает потери на угар и разбрызгивание электрода, вызывает образование шва с неровной поверхностью и усиливает вредное воздействие окружающей среды и атмосферы на расплавленный металл.

Наклон электрода при сварке зависит от положения сварки в пространстве, толщины и состава свариваемого металла, диаметра электрода, вида и толщины покрытия. Направление сварки может быть слева на право, справа на лево, от себя, на себя.

Независимо от направления сварки электрод должен быть наклонен к оси шва, так, что бы металл свариваемого изделия проплавлялся на наибольшую глубину и правильно бы формировался металл шва.

Для получения плотного и ровного шва для сварки в нижнем положении на горизонтальной плоскости угол наклона электрода должен быть 15-30° от вертикали в сторону ведения шва углом назад. Обычно дуга сохраняет направление оси электрода: указанным наклоном электрода сварщик добивается не только максимального проплавления металла и лучшего формирования шва, но и так же уменьшается скорость охлаждения металла сварочной ванны, что предотвращает образование горячих трещин в шве.

Швы по длине и сечению выполняют на проход и обратно ступенчатым способом. Сущность способа сварки на проход заключается в том, что шов выполняется до конца в одном

направлении. Обратный- ступенчатый способ состоит в том, что длинный предполагаемый к исполнению шов делят на сравнительно короткие ступени.

По способу заполнения швов по сечению различают односторонние, односторонние швы, многосторонние и многослойные. Если число слоев равно числу проходов дугой, то такой шов называют многослойным.

Многослойные швы чаще применяют в стыковых соединениях, многосторонние- в угловых и тавровых. Для более равномерного нагрева металла шва по всей его длине выполняют двойным слоем, секциями, каскадом и блоками, причем в основу всех этих способов положен принцип обратноступенчатой сварки.

В конце шва нельзя сразу обрывать дугу и оставлять на поверхности металла шва кратер. Кратер может вызвать появление трещины в шве в следствии содержания в нем примесей, прежде всего, серы и фосфора. При сварке низкоуглеродистой стали, кратер заполняют электродным металлом или выводят его в сторону на основной металл.

При сварке стали, склонной к образованию закалочных микроструктур, вывод кратера в сторону недопустим ввиду возможности образования трещин.

Лекция 9

Соединения конструкций. Работа и расчет стыковых и угловых сварных швов.

Сварка является основным видом соединений стальных конструкций. Сварка позволяет значительно уменьшить трудоёмкость изготовления конструкций (до 20%), приводит к упрощению конструктивной формы и даёт по сравнению с клёпкой существенную экономию металла (в стропильных фермах до 10 ...15%, в подкрановых балках до 15...20% и т.п.), позволяет применять высокопроизводительные механизированные способы изготовления конструкций.

Сварные соединения обладают не только прочностью, но водонепроницаемостью, что особенно важно для листовых конструкций.

Однако возникающие остаточные внутренние напряжения от сварки, суммируясь с напряжениями от силового воздействия усложняют напряжённое состояние сварного соединения (плосконапряжённое, а при сварке толстых элементов – объёмнонапряжённое), что способствует хрупкому разрушению соединения особенно при действии динамических нагрузок и низких температур.

Сварка затруднительна: при монтаже конструкций, при наличии элементов, образованных несколькими листами и особенно при большой их толщине. Поэтому часть конструкций выполняется на болтах или заклёпках.

Наибольшее распространение в строительстве получила электродуговая сварка: ручная, автоматическая, полуавтоматическая и электрошлаковая. Ограниченно применяется контактная и газовая сварка. Материалы для сварки стальных конструкций, соответствующие маркам стали, приведены в табл. 5.5 / 8 /, в табл. 5.1 / 1, с. 91 /.

Типы сварных швов, соединений и их характеристика.

Сварные швы классифицируют: по конструктивному признаку, назначению, положению, протяжённости и внешней форме.

По конструктивному признаку сварные швы разделяют на стыковые и угловые (валиковые). Стыковые швы наиболее рациональны, так как имеют наименьшую концентрацию напряжений, но они требуют дополнительной разделки кромок.

Формы разделок кромок свариваемых элементов стыковыми швами бывают: V; U; X; К –образные (табл. 5.2 /1, с. 94/). Для V, U – образных швов, свариваемых с одной стороны, обязательна подварка корня шва с другой стороны для устранения возможных несправов, являющихся источником концентрации напряжений. Начало и конец стыкового шва имеют

непровар и кратер, являются дефектными и их желательно выводить на технологические планки за пределы рабочего сечения шва, а затем можно обрезать.

При автоматической сварке принимаются меньшие размеры разделки кромок швов вследствие большего проплавления соединяемых элементов. Чтобы обеспечить полный провар шва при односторонней автоматической сварке часто применяют флюсовую подушку в виде медной подкладки или стальной, остающейся после выполнения сварного шва.

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

Угловые швы наваривают в угол, образованный элементами, расположенными в разных плоскостях. Возможна разделка кромок свариваемых элементов (табл. 5.2 /1, с. 94/). Угловые швы, расположенные параллельно действующему осевому усилию называют фланговыми, а перпендикулярно усилию – лобовыми.

По назначению швы могут быть рабочими или связующими (конструктивными), сплошными или прерывистыми (шпоночными).

По положению в пространстве во время их выполнения они подразделяются: на нижние, вертикальные, горизонтальные и потолочные (рис.5.3 /1, с. 94/).

Сварка нижних швов наиболее удобна, легко поддаётся механизации, даёт лучшее качество шва, а потому при проектировании следует предусматривать возможность большего выполнения таких швов. Вертикальные, горизонтальные и потолочные швы чаще выполняются при монтаже. Они плохо поддаются механизации, выполнять вручную их трудно, качество шва получается хуже, а потому применение их в конструкциях по возможности следует ограничивать.

Сварные соединения. Различают следующие виды сварных соединений: стыковые, внахлёстку, комбинированные (стыковые с накладками), угловые и тавровые (впритык) (рис. 5.1 /1, с. 92/).

Стыковыми называют соединения, в которых элементы соединяются торцами или кромками и один элемент является продолжением другого.

Стыковые соединения наиболее рациональны, так как отличаются экономичностью, качество выполнения таких швов может быть надёжно проверено, они отличаются наименьшей концентрацией напряжений при передаче усилий, толщина свариваемых элементов почти не ограничена. Стыковое соединение листового металла может быть сделано прямым или косым швом (рис. 5.1 /1, с. 92/). Стыковые соединения профильного металла применяются реже, так как затруднительна обработка их кромок под сварку.

Соединениями в нахлёстку называются такие, у которых поверхности свариваемых элементов частично находят друг на друга (перекрываются). Эти соединения широко применяют при сварке листовых конструкций, в решётчатых и некоторых других видах конструкций. Разновидностью соединений внахлёстку являются соединения с накладками, которые применяют для соединения элементов из профильного металла и для усиления стыков.

Комбинированные соединения. Стыковые соединения профильного металла, усиленные накладками называются комбинированными (рис.5.1,в /1. с. 92/).

Соединения внахлёстку и с накладками отличаются простотой обработки элементов под сварку, но по расходу металла они менее экономичны, чем стыковые. Эти соединения также вызывают резкую концентрацию напряжений, поэтому они нежелательны в конструкциях, подвергающихся действию переменных или динамических нагрузок и работающих при низкой температуре.

Угловыми называют соединения, в которых свариваемые элементы расположены под углом (рис.5.1,г) /1, с. 92/).

Тавровые соединения отличаются от угловых тем, что у них торец одного элемента приваривается к поверхности другого элемента (рис.5.1,д /1, с. 92/). Угловые и тавровые соединения выполняют угловыми швами, они характеризуются простотой изготовления, высокой прочностью, экономичностью и широко применяются в конструкциях.

При применении тавровых соединений в ответственных конструкциях (например, в швах присоединения верхнего пояса подкрановой балки к стенке) желательно полное проплавление соединяемых элементов.

Неравномерный разогрев изделия при сварке порождает неравномерную температурную деформацию его. Монолитность материала изделия препятствует свободной температурной деформации отдельных частей его, в результате чего во время сварки возникают напряжения и пластические деформации части металла соединения, а после охлаждения в изделии остаются сварочные напряжения и деформации, которые называются термическими сварочными. Эти напряжения не связаны с действием внешних сил и являются внутренними, собственными, уравновешенными в объеме элемента и вызывающими его деформацию. Помимо термических сварочных напряжений в соединении могут возникать структурные напряжения, появляющиеся в результате быстрого охлаждения соединения и образования переохлажденных структур, не свойственных данному температурному состоянию изделия, например мартенсита.

Прочность сварных соединений зависит:

- 1) от прочности основного металла
- 2) от прочности наплавленного металла шва;
- 3) от формы и вида соединения;
- 4) от характера силового воздействия на соединение;
- 5) от квалификации сварщика при ручной сварке.

Прочность наплавленного металла зависит от состава электродной проволоки, состава обмазки, флюса, от технологии сварки. При ручной сварке качество сварного шва сильно зависит от условий сварки.

Гарантия прочности сварного стыкового шва обеспечивается физическими методами контроля его. Поэтому при отсутствии физических методов контроля сварного стыкового шва (выполненного любым способом сварки), работающего на растяжение или изгиб, его расчетное сопротивление снижается на 15% по сравнению с основным металлом, т.е. $R_{wy} = 0.85R_y$.

Стыковые соединения, выполненные в соответствии с требованиями СнИПа, с применением физических методов контроля считаются равнопрочными с основным металлом и расчет таких соединений выполнять не требуется (полный провар; 2-х сторонняя сварка; односторонняя - на подкладке).

Угловые швы воспринимают комбинацию внутренних усилий в виде осевой силы, изгиба и среза, имеют значительную концентрацию напряжений. Их работа близка к работе металла на срез. Поэтому расчетные сопротивления угловых швов ниже расчетных сопротивлений стыковых швов.

Стыковой шов имеет наименьшую концентрацию напряжений. Разделки кромок не влияют на статическую прочность соединения. В стыковом шве при действии на него центрально приложенной осевой силы N напряжения по длине шва распределяются почти равномерно. Для расчета шва принимают распределение равномерными. Расчетная толщина шва принимается равной меньшей из толщин соединяемых элементов.

Расчет стыкового шва в рассматриваемом случае производится по формуле:

$$\frac{N}{A_w} = \frac{N}{t \cdot l_w} \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (7.1)$$

где $l_w = b - 2t$ - расчетная длина шва.

Если концы шва выведены за пределы стыка, то $l_w = b$,

R_{wy} - расчетное сопротивление стыкового шва, $R_{wy} = R_y$ - при физических способах контроля шва.

При работе шва на растяжение или изгиб и при отсутствии физических способов контроля $R_{wy} = 0.85R_y$.

При невозможности обеспечения полного провара элементов: $R_{wy} = 0.7R_y$.

Работа стыкового шва на изгиб (на момент) рассматривается как обычного балочного элемента и проверяется по формуле:

$$\sigma_w = \frac{M}{W_w} \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (7.2)$$

где $W_w = \frac{tl_w^2}{6}$.

Стыковой шов, выполненный без физического контроля качества и воспринимающий нормальные и касательные напряжения, должен проверяться по формуле:

$$\sqrt{\sigma_{wx}^2 + \sigma_{wy}^2 - \sigma_{wx} \sigma_{wy} + 3\tau_{wxy}^2} \leq 1.15 R_{wy} \gamma_c, \quad (7.3)$$

здесь $\sigma_{wx} = \frac{MY}{J_w}$, σ_{wy} - нормальные напряжения, перпендикулярные оси соединения,

$$\tau_{wxy} = \frac{Q}{t \cdot l_w}. \quad (7.4)$$

Угловые швы при действии на них продольных и поперечных сил следует рассчитывать на условный срез по двум сечениям: по металлу шва и по металлу границы сплавления.

Фланговые швы вызывают неравномерность распределения напряжений как по сечению элемента, так и по длине шва.

Таким образом, фланговый шов резко меняющий форму сечения соединения, приводит к концентрации напряжений у концов шва. Такое соединение разрушается как по шву, так и по основному металлу (хрупко). Разрушение флангового шва происходит от концов к середине, примерно по биссектрисе угла шва, при слабо выраженной пластической работе шва.

В связи с неравномерным распределением напряжений по длине шва расчетную длину флангового шва ограничивают величиной $l_{wf}^{phi} \leq 85 \beta_f K_f$, за исключением швов, воспринимающих усилие на всем протяжении шва. Минимальная расчетная длина углового любого шва: $4K_f$ или 40 мм. Лобовые швы более равномерно передают усилия по ширине элемента, но крайне неравномерно по толщине шва, вследствие его малых поперечных размеров. Разрушаются они, примерно, по биссектрисе почти хрупко ($\varepsilon=3\div4\%$). Разрушение по основному металлу у лобовых швов происходит реже.

Лобовые и фланговые швы совместно работают более равномерно.

Хорошо работают угловые швы, прикрепляющие ромбические стыковые накладки, виду более плавной передачи усилия с элемента на накладку.

Лекция 10

Соединения конструкций. Расчет и конструирование сварных соединений с помощью угловых швов.

Сварные соединения с угловыми швами, воспринимающие только осевые усилия, рассчитываются по формулам:

$$\text{по металлу шва} \quad \frac{N}{A_f} = \frac{N}{\beta_f K_f l_f} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (8.1)$$

где $\beta_f K_f$ – расчетная ширина углового шва по металлу шва;

$$\text{по металлу границы сплавления} \quad \frac{N}{\beta_z K_f l_f} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (8.2)$$

где $\beta_f=0.7, 0.8, 0.9, 1.1$ – коэффициент, учитывающий глубину провара в соответствии с видом сварки (автоматическая, полуавтоматическая и ручная) и величиной катета шва (K_f);
 $\beta_z=1.0, 1.05, 1.15$. $K_f\beta_z$ – расчетная толщина углового шва по границе сплавления;

$$\beta_z > \beta_f.$$

Для ручной сварки: $\beta_f=0.7; \beta_z=1.0$,

l_f – расчетная длина шва, равная его геометрической длине за вычетом 10 мм;

γ_{wf}, γ_{wz} – коэффициенты условия работы шва, равные 1.0, кроме районов I_1, I_2, II_2 и III_3 (где $\gamma_{wf}=\gamma_{wz}=0.85$).

R_{wf} – расчетное сопротивление срезу по металлу шва (зависит от качества электродной проволоки)

$$R_{wf} = CR_{wun} / (\gamma_u \gamma_{wm}) = \frac{0.7}{1.3} \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}} = 0.55 R_{wun} / \gamma_{wm},$$

R_{wz} – расчетное сопротивление срезу по металлу границы сплавления (зависит от свойств соединяемых элементов).

Для стали марок: 18 кп, 18 сп, 18 пс, ВСт 3 кп, ВСт 3 сп, ВСт 3 пс применяют электроды типа Э42, Э42А, что соответствует

$R_{wf}=180$ МПа; для типов Э46, Э46А – $R_{wf}=200$ МПа.

Для стали ВСт 3 пс 6 – 1 для листов =4-10 мм,

$R_{wz}=0.45 R_{un}=0.45 \cdot 355=160$ МПа < R_{wf} , но по границе сплавления расчетное сечение больше.

Для стали ВСт 3 сп 5-1 (фасон при =4-10 мм):

$R_{wz}=0.45 \cdot 370=166$ МПа.

Расчет сварных соединений с угловыми швами на действие момента в плоскости, перпендикулярной плоскости расположения швов, производится по формулам:

по металлу шва $\frac{M}{W_f} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c,$ (8.3)

по металлу границы сплавления $\frac{M}{W_z} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c,$ (8.4)

где $W_f = \frac{2\beta_f K_f (l - 1 \text{ см})^2}{6}; W_z = \frac{2\beta_z K_f (l - 1 \text{ см})^2}{6}.$

При действии M и Q на угловые швы проверка по металлу шва производится по формуле

$$\tau_f = \sqrt{\left(\frac{M}{W_f}\right)^2 + \left(\frac{Q}{A_f}\right)^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, A_f = 2\beta_f K_f (l - 1 \text{ см}). \quad (8.5)$$

Аналогичные формулы применяют и для проверки металла по границе сплавления.

При прикреплении уголков к фасонке площади швов должны быть распределены обратно пропорционально расстояниям от шва до оси элемента.

Общая требуемая площадь шва

$$A_f = \frac{N}{R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \beta_f K_f l_f, \quad (8.6)$$

где $l_f = l'_f + l''_f.$

Площадь шва на обушке: $A'_f = A_f \frac{b - z_0}{b} = \beta_f K_f l'_f,$

по грани полки $A''_f = A_f \frac{z_0}{b} = \beta_f K_f l''_f.$ Отсюда находят l'_f и l''_f , задаваясь значением K_f ,

которое для всех угловых швов не должно превышать $1.2t$ (t – наименьшая толщина соединяемых элементов).

При равных длинах швов у обушка и полки, т.е. при $l'_f = l''_f = l_f/2$, задаваясь катетом шва у обушка K'_f , находят катет шва у полки: $K''_f.$

$$\frac{l_f}{2} = \frac{A'_f}{\beta_f K'_f} = \frac{A''_f}{\beta_f K''_f}; K''_f = \frac{A''_f}{A'_f} K'_f; A''_f = A'_f \frac{z_0}{b};$$

$$A'_f = A_f \frac{b - z_0}{b}; K'_f = \frac{z_0}{b} K_f.$$
(8.7)

Далее следует произвести проверку металла по границе сплавления.

При одинаковой толщине швов приближенно общую длину шва распределяют между обушком и полкой для равнополочного уголка как 0.7+0.3. Минимальная величина катета шва зависит от толщины более толстого из свариваемых элементов и определяется по таблице 38, стр. 43 СнИПа П-23-81*. Например, при ручной сварке при $t=17 \div 22$ мм $K_{f,min}=7$ мм.

Сварные соединения чувствительны к вибрационной нагрузке, снижая общую прочность конструкции. Вибрационная прочность зависит от типа и формы соединения, количества циклов, вида напряженного состояния и коэффициента асимметрии напряжений.

Лекция 11

Соединения конструкций. Работа и расчет болтовых соединений.

Общая характеристика болтовых соединений.

Заклепочные соединения применяют с начала прошлого столетия. Они надежны в работе, но ведут к перерасходу металла и увеличивают трудоемкость изготовления конструкций. Поэтому в настоящее время заклепки почти полностью вытеснены сваркой и болтами и применяются в весьма ограниченных пределах в конструкциях, подверженных воздействию динамических и вибрационных нагрузок.

Обычные болтовые соединения менее плотны, чем заклепочные, и дают большие сдвиги, но более просты в постановке. Болтовые соединения широко применяются в монтажных соединениях.

В соединениях металлических конструкций применяются обычные болты:

- класса точности А;
- класса точности В;
- класса точности С;

высокопрочные (диаметром 20, 24 и 30 мм) и анкерные диаметром до 90 мм.

Болты штампуют из круглой стали диаметром 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 27, 30, 36, 42 и 48 мм. Диаметры заклепок: 16, 18, 20, 22, 24 и 27 мм (соответственно диаметры отверстий: 17, 19, 21, 23, 25 и 28.5 мм).

Класс точности обычного болта определяется набором соответствующих требований.

Болты класса точности А:

- изготавливаются из углеродистой и легированной сталей,
- поверхность болта обрабатывается,
- имеются только минусовые допуски,
- диаметр отверстия превышает диаметр болта не более чем на 0.4 мм,
- способы образования отверстий:
 - 1) сверление на проектный диаметр в пакете собранных деталей;
 - 2) сверление в отдельных деталях по кондуктору;
 - 3) продавливание или сверление в отдельных деталях на меньший диаметр с последующей рассверловкой на проектный диаметр в собранном пакете.

Болты класса точности В:

- изготавливают из углеродистой стали;
- имеют только минусовые допуски;
- поверхность болта обрабатывается;
- диаметр отверстия больше диаметра болта на 2-3 мм;

- отверстия получают путем продавливания или сверления в отдельных элементах. Болты класса точности С:
- изготавливают из углеродистой стали;
- могут иметь и плюсовые и минусовые (± 1 мм) допуски;
- поверхность болта не обрабатывается;
- не требуется перпендикулярной опорной поверхности головки болта к оси стержня;
- способ образования и диаметр отверстий такие же, как у болтов класса точности В.

Обычные болты разделяются на классы прочности: 4.6, 4.8, 5.6, 5.8 – из углеродистой стали;

6.6 – из стали марки 35;

8.8 – из стали марки 35х, 38х;

10.9 – их стали марки 40х.

Первое число, умноженное на 100, определяет минимальное значение временного

сопротивления в МПа; второе число, умноженное на 10, определяет отношение $\frac{\sigma_{yn}}{\sigma_{un}} 100\%$.

Высокопрочные болты изготавливают из легированных сталей марок:

40х «селект» (при d до 27 мм $\sigma_{un}=1100$ МПа);

38хс «селект» (- “ - =1350 МПа);

40хфа «селект» (- “ - =1350 МПа);

30х3мф (- “ - =1350 МПа);

30х2нмфа (- “ - =1550 МПа) и другие (см. СнП, стр. 71. Табл.61).

Отверстия под высокопрочные болты делают больше диаметра болта на $1\div 6$ мм. Гайки затягивают тарировочным ключом. Сила натяжения болта плотно стягивает соединяемые элементы. Сдвигающие усилия в таких соединениях передаются через силы трения.

В последние годы ведутся исследования соединений на высокопрочных болтах с целью выявления дополнительной несущей способности их. Предлагается учитывать передачу усилий не только за счет трения, но и за счет среза и смятия (как в обычных болтах). Однако пока в действующем СнПе П-23-81* в соединениях на высокопрочных болтах передачу усилий разрешается учитывать в расчетах только за счет трения.

Для улучшения работы соединения иногда применяют комбинированное соединение, в котором соединяемые поверхности склеивают, а затем стягивают высокопрочными болтами.

Работа и расчет болтовых соединений на сдвиг при действии статической нагрузки.

В соединениях на болтах класса точности В и С силы стягивания невелики и неопределенны. Основу работы таких болтов составляет непосредственная передача сдвигающего усилия со стержня болта на стенки отверстия.

Работа эта осложнена неправильностью формы болта и стенки отверстия, а также зазором между диаметрами болтов отверстий. Поэтому расчет соединения носит условный характер.

Расчет ведут исходя из возможного вида разрушения – по срезу болта (при толстых листах) или по смятию поверхности отверстия (при тонких листах). Более равномерно работают болты класса точности А. Различные работы болтов класса точности А, В, С учитываются в расчетах коэффициентом условия работы соединения (γ_b), величиной расчетного сопротивления.

Расчетное усилие N_b , которое может быть воспринято одним болтом (несущая способность болта) на срез, определяется по формуле

$$N_{bs} = R_{bs} \gamma_b A_b n_s, \quad (9.1)$$

на смятие, определяется по формуле

$$N_{ep} = R_{ep} \gamma_e d_e \sum t_{\min}. \quad (9.2)$$

Количество болтов в соединении определяют по формуле:

$$n = \frac{N}{\gamma_c N_{B,\min}}, \quad (9.3)$$

принимая, что силы между болтами распределяются равномерно. Здесь

R_{bs} , R_{bp} – расчетные сопротивления болтовых соединений на срез и смятие;

R_{bs} , R_{bp} – зависят от класса прочности болта;

R_{bp} – зависят от класса точности болта и R_{un} ;

A_b – расчетная площадь сечения стержня болта;

d_b – диаметр стержня болта;

n_s – число расчетных срезов одного болта;

γ_b – коэффициент условий работы соединения;

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

$N_{b,\min}$ – меньшее из значений расчетного усилия для одного болта.

Расчет болта на смятие стенки отверстия носит условный характер, так как в местах передачи усилия с болта на соединяемые листы отмечается сложное напряженное состояние. Трудность учета действительного напряженного состояния привела к тому, что в расчете принимается равномерное давление болта на стенку отверстия по всему диаметру болта.

Следует проверять также и соединяемые элементы по ослабленному сечению:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq \gamma_c R_y. \quad (9.4)$$

При действии на соединение момента, вызывающего сдвиг соединяемых элементов, распределение усилий следует принимать пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта.

Болты, работающие одновременно на срез и растяжение, следует проверять отдельно на срез и растяжение. Болты, работающие на срез от одновременного действия продольной силы и момента, следует проверять на равнодействующее усилие.

Соединения на высокопрочных болтах передают усилия через силы трения, возникающие между соединениями элементами.

Распределение продольной силы между болтами следует принимать равномерными. С целью повышения сил трения соединяемые плоскости элементов обрабатывают различными способами:

а) стальными щетками ($\mu=0.35$);

б) газопламенным ($\mu=0.42$);

в) кварцевым песком или дробью с консервацией полимерным клеем и посыпкой карборундовым порошком ($\mu=0.50$);

г) пескоструйный, дробеструйный или дробеструйный двух поверхностей кварцевым песком или дробью без консервации ($\mu=0.58$);

д) путем установки специальных фракционных прокладок.

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

$$Q_{bh} = R_{bh} \gamma_b A_{bn} \frac{\mu}{\gamma_h}, \quad (9.5)$$

где R_{bh} – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта;

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

R_{bun} – наименьшее временное сопротивление болта разрыву (по табл. 61);

μ – коэффициент трения;

γ_h – коэффициент надежности, принимаемый по табл. 36 в зависимости от способа обработки поверхностей, способа регулирования натяжения болтов;

γ_b – коэффициент условий работы соединений, зависящий от количества болтов n , принимаемый равным:

- 0.8 при $n < 5$,
- 0.9 при $5 \leq n < 10$,
- 1.0 при $n \geq 10$.

Количество высокопрочных болтов определяют по формуле:

$$n = \frac{N}{\gamma_c Q_{bh} n_\mu}, \quad (9.6)$$

где n_μ - число плоскостей трения.

Натяжение высокопрочного болта следует производить осевым усилием: $P = R_{bh} A_n$.

Расчет на прочность соединяемых элементов, ослабленных отверстиями под высокопрочные болты, следует выполнять с учетом того, что половина усилия, приходящегося на каждый болт, в рассматриваемом сечении уже передана силами трения. При этом проверку ослабленных сечений следует производить: при статических нагрузках – по площади сечения брутто A при $A_n \geq 0.85A$, либо по условной площади $A_c = 1.18A_n$, при $A_n < 0.85A$.

Лекция 12

Балочные конструкции. Определение высоты сечения сварной балки.

Балки составного сечения принимают тогда, когда прокатные не удовлетворяют условиям прочности, жесткости, а также, когда они экономичнее прокатных.

Сварные балки экономичнее и жестче клепаных. Клепаные балки принимают под большие динамические и вибрационные нагрузки.

Сварные двутавровые балки могут быть двух типов:

- из трех листов (стенки и двух поясов) симметричного и несимметричного сечения;
- из двух тавров и листа (стенки).

Ниже рассматривается балка первого типа – из 3-х листов.

Основным размером сечения балки является высота сечения, которая определяется из трех условий:

- 1) из условия размещения балки в пределах строительной высоты (разности отметок верха настила и верха помещения под перекрытием).

Строительная высота задается технологическими или архитектурными требованиями;

- 2) из условия жесткости балки. Определяется минимальная высота сечения $h_{\min}$ балки по предельному прогибу ее.

Для шарнирно опертой по концам балки, нагруженной равномерно распределенной, прогиб в середине пролета определяется по формуле:

$$f = \frac{5}{384} \frac{(p^H + q^H) l^4}{EJ}, \quad (10.1)$$

где p^H и q^H – интенсивности нормативных временной и постоянной нагрузок.

Известно, что $\frac{(p^H + q^H) l^2}{8} = M^H$.

$$\text{Тогда } f = \frac{5}{48} \frac{M^H l^2}{EJ} = \frac{5}{48} \frac{M^H l^2}{W \frac{h}{2} E} = \frac{5}{24} \frac{\sigma^H l^2}{Eh},$$

$$\text{Отсюда } H_{min} = \frac{5}{24} \frac{\sigma^H l}{E \left[\frac{f}{l} \right]}. \quad (10.2)$$

Здесь $\left[\frac{f}{l} \right]$ - предельно допустимый прогиб балки.

Напряжение от нормативных нагрузок определяется по формуле:

$$\sigma^H = R_y \frac{p^H + q^H}{p^H \gamma_{f1} + q^H \gamma_{f2}}, \quad (10.3)$$

где γ_{f1} и γ_{f2} – коэффициенты надежности по нагрузкам.

Высота сечения балки принимается не менее h_{min} с целью удовлетворения требованиям жесткости;

3) из условия экономичности (минимума расхода металла). Высоту сечения балки будем называть оптимальной h_{opt} , если при этом будет минимальный расход металла.

Вес балки, в основном, состоит из веса поясов и стенки. При этом с увеличением высоты сечения балки вес поясов уменьшается, а вес стенки увеличивается и, наоборот. Т.к. один вес увеличивается, а другой уменьшается, то должно быть наименьшее значение суммарного веса балки при определенной ее высоте (h_{opt}).

Полный вес одного погонного метра балки складывается из веса поясов и стенки:

$$g_{\bar{o}} = g_n + g_{cm} = \frac{2MC}{hR_y} K_n \rho + h \cdot t_w \cdot K_{cm} \cdot \rho, \quad (10.4)$$

где M – расчетный изгибающий момент;

Принимаем : $h_1 \approx h_{ef} \approx h$.

C – доля момента, приходящегося на пояса;

ρ - плотность стали;

K_n – конструктивный коэффициент поясов (коэффициент перехода от теоретической площади сечения пояса с действительной);

K_{ct} – конструктивный коэффициент стенки.

Определяем минимум функции веса балки $g_{\bar{o}}(h)$, считая $t_w = \text{const}$.

$$\frac{\partial g_{\bar{o}}}{\partial h} = -\frac{2MC}{h^2 R_y} K_n \rho + t_w \cdot K_{cm} \cdot \rho = 0;$$

$$\text{Отсюда } h_{onm} = \sqrt{\frac{2W_c K_n}{K_{cm} \cdot t_w}} = \sqrt{\frac{2CK_n}{K_{cm}}} \sqrt{\frac{W}{t_w}} = K \sqrt{\frac{W}{t_w}}; \quad (10.5)$$

$$h_{onm} = K \sqrt{\frac{W}{t_w}}, K = 1.1 \dots 1.2.$$

Можно получить несколько другим путем аналогичную формулу для h_{opt}

$$h_{opt} = \sqrt{\frac{3 W}{2 t_w}}. \quad (10.6)$$

Лекция 13

Балочные конструкции. Подбор и проверка сечения сварной балки.

Балки в виде сварного двутавра с равными полками.

Для сечения рассматриваемого типа балки рекомендуется применять стандартные размеры ширины выпускаемых листов: 500, 510, 600, 650, 670, 700, 710, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500 мм, далее кратно 100 мм. В связи с этим необязательно принимать высоту сечения балки кратной 100 мм.

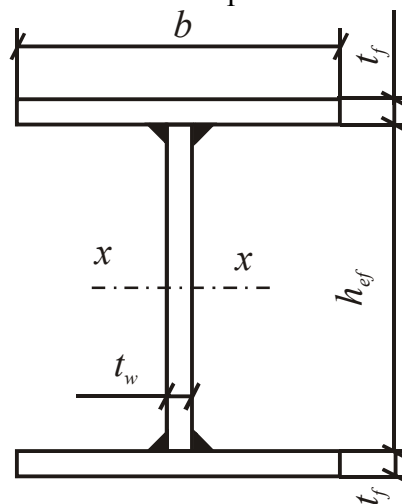


Рис. Сечение сварной балки.

Для разрезных балок ориентировочно можно принимать величину отношения высоты сечения к длине балки в пределах $\frac{h}{l} = \frac{1}{10} \dots \frac{1}{13}$.

Таблица 2

Рекомендуемые толщины стенок балок

h , м	t_w , мм
0,5	6...8
1,0	8...10
1,5	10...12
2,0	12...14

Алгоритм подбора сечения сварной балки:

1) Требуемый момент сопротивления

$$W_{mp} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c};$$

2) Предварительно назначается высота сечения балки $h = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{13} \right) l$ и толщина

стенки t_w по таблице 2.

3) Оптимальная высота сечения по формуле:

$$h_{onm} = 1.15 \sqrt{\frac{W_{mp}}{t_w}}, \quad (13.1)$$

4) Минимальная высота сечения по формуле:

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{R_y \cdot l}{E} \cdot \left[\frac{l}{f} \right] \cdot \frac{q_H}{q}, \quad (13.2)$$

5) Предварительно назначается толщина полок t_f . Ориентировочно можно принять:

$t_f = 8...10 \text{ мм}$	при $h = 0.5...1.0 \text{ м}$
$t_f = 11...14 \text{ мм}$	при $h = 1.0...1.5 \text{ м}$
$t_f = 14...20 \text{ мм}$	при $h = 1.6...2.0 \text{ м}$

6) Принимается высота сечения балки h , с учетом h_{onm} , h_{min} , t_f и рекомендуемых размеров листов.

7) Требуемый момент инерции:

$$J_{mp} = W_{mp} \cdot \frac{h}{2}, \quad (13.3)$$

8) Требуемый момент инерции полок:

$$J_{f,mp} = 2 \cdot t_f \cdot b \cdot \left(\frac{h_1}{2} \right)^2 = J_{mp} - J_w, \quad (13.4)$$

где $h_1 = h - t_f$; $J_w = \frac{t_w \cdot h_{ef}^3}{12}$; $h_{ef} = h - 2 \cdot t_f$.

9) Определяется требуемая ширина полки

$$b = \frac{1}{2} \cdot \frac{J_{mp} - J_w}{t_f} \left(\frac{2}{h_1} \right)^2. \quad (13.5)$$

Ширина полки должна находиться в пределах $b = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{5} \right) h$.

Если полученная величина « b » окажется вне указанных пределов, то надо изменить толщину полки t_f и вернуться к пункту 8.

10) Рекомендуется ширину полки принимать в соответствии с рядом размеров полос универсальной стали.

11) Проверяется ширина полки, исходя из ее местной устойчивости

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (13.6)$$

где $b_{ef} = \frac{b - t_w}{2}$.

12) Проверяется необходимость постановки продольных ребер жесткости

$$t_w \geq \frac{h_{ef}}{5.5} \sqrt{\frac{\sigma}{E}}, \quad (13.7)$$

где $\sigma = \frac{M}{W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c$.

Перенапряжение не допускается, а недонапряжение рекомендуется получать таким, чтобы $\sigma = (0,95 \dots 1,0) R_y$.

Расчет сварной балки по упругой стадии.

Требуемый момент сопротивления сварной балки

$$W_p = \frac{M}{\gamma_c R_y}$$

Основной параметр сечения сварной балки - высота - определяется, исходя из условия ее жесткости

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \gamma_c l_{\text{эл.б}} q_{\text{эл.б}}^H}{E \left[\frac{f}{l_{\text{эл.б}}} \right] q_{\text{эл.б}}} \quad (13.8)$$

и оптимальности распределения металла по сечению

$$h_{\text{онм}} = K \sqrt{W_{\text{мр}} / t_w}, \quad (13.9)$$

где $\left[\frac{f}{l_{\text{эл.б}}} \right] = \frac{1}{400}$ - для балок рабочих площадок производственных зданий при отсутствии рельсовых путей; t_w - толщина стенки балки,

$$t_w \approx 7 + 3 l_{\text{эл.б}} \cdot 10^{-4} \quad (13.10)$$

округляется до стандартного размера в большую или меньшую сторону; $K=1,1$ - для сварных балок с переменным сечением по длине.

Окончательно принимается высота h сечения балки близкой к полученному значению $h_{\text{онм}}$, но не менее $h_{\min}$ и кратной 100 мм.

Выбрав предварительно толщину полок $t_f=20-25$ мм (рис. 1), становится известной высота сечения стенки.

Затем определяют толщину стенки t_w из условия среза на опоре:

$$t_w \geq \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{h_{ef} \gamma_c R_s}. \quad (13.11)$$

Если предварительно принятая в формуле (13.9) толщина стенки t_w окажется меньше вычисленной по формуле (13.11), то ее следует либо определять по формуле (13.11) с округлением до стандартного значения в большую сторону, либо увеличить высоту сечения балки. При этом если в первом случае разница будет более чем на 2 мм, надо взять среднее значение t_w и вновь определить $h_{\text{онм}}$, а затем повторить проверку на срез стенки балки по формуле (13.11). Для обеспечения местной устойчивости стенки без закрепления ее продольным ребром жесткости в балках высотой до 2 м должно соблюдаться соотношение

$$t_w \geq \frac{h_{ef}}{6} \sqrt{R_y / E}.$$

Установив высоту сечения балки и толщину стенки, определяют сечение пояса исходя из требуемого момента инерции.

Требуемый момент инерции сечения балки

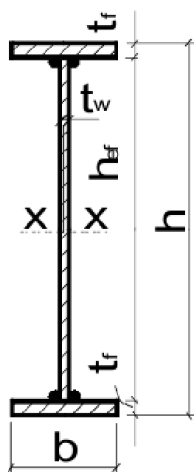


Рис. 1. Сечение сварной балки

$$J_{mp} = W_{mp} \frac{h}{2}.$$

Момент инерции сечения стенки балки относительно нейтральной оси (см. рис. 1)

$$J_w = \frac{t_w h_{ef}^3}{12}.$$

Требуемый момент инерции сечения одного пояса

$$J_{mp}^f = (J_{mp} - J_w) / 2. \quad (13.12)$$

С другой стороны, момент инерции сечения одного пояса определяется по формуле

$$J_{mp}^f \approx A_f \left(\frac{h_{ef} + t_f}{2} \right)^2, \quad (13.13)$$

где A_f - площадь сечения пояса.

Приравняв правые части равенств (13.12) и (13.13), получают формулы для определения требуемой площади сечения пояса

$$A_f = \frac{2 \cdot (J_{mp} - J_w)}{(h_{ef} + t_f)^2} \quad (13.14)$$

и ширины пояса

$$b = A_f / t_f.$$

Полученное значение ширины пояса следует уточнить до стандартной ширины и рекомендуется выдержать в пределах

$$b = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{5} \right) h.$$

В более широких поясах (при $b > h/3$) возрастает неравномерность распределения напряжений по ширине полки, а балки с узкой полкой ($b < h/5$) обладают повышенной гибкостью из своей плоскости, что ухудшает условия монтажа и повышает вероятность общей потери устойчивости. По конструктивным соображениям ширину пояса не следует принимать меньше 180 мм.

В широких листах даже при отношении b/h , не выходящем за рамки указанных значений, может наблюдаться неравномерное распределение нормальных напряжений (падение на краях и повышение посередине). Поэтому ширину пояса рекомендуется назначать не более 600 мм.

В целях предотвращения местной потери устойчивости сжатым поясом балки в пределах упругих деформаций необходимо соблюдать условие

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0.5 \sqrt{E/R_y} \quad (13.15)$$

где b_{ef} - свес пояса; $b_{ef} = (b - t_w)/2$.

При невыполнении любого из перечисленных требований и рекомендаций необходимо скорректировать размеры сечения балки.

Поскольку подбор сечения балки производится с использованием в некоторых случаях приближенных формул и, учитывая корректировку размеров сечения, необходимо произвести проверку сечения на прочность по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_x} \leq \gamma_c R_y, \quad (13.16)$$

где W_x - момент сопротивления полученного сечения.

Сечение считается подобранным правильно, если условие (13.16) выполняется и недонапряжение не превышает 5 %:

$$\Delta\sigma = \frac{R_y - \sigma}{R_y} \cdot 100 \, \%.$$

В противном случае сечение сварной балки корректируют и вновь производят проверку на прочность.

Проверка сварной балки по жесткости (по прогибам) не проводится, так как высота сечения балки принимается не ниже минимально допустимой по предельным прогибам.

Лекция 14

Балочные конструкции. Изменение сечения балки по ее длине и местная устойчивость элементов балки.

Изменение сечения сварной балки по длине.

Для экономии материала в составных балках изменяют сечения поясов по длине в соответствии с эпюрой изгибающих моментов. В разрезных балках сечения поясов уменьшают у опор. Однако каждое изменение сечения, дающее экономию материала, увеличивает трудоёмкость изготовления балки. Опыт проектирования показывает, что изменения сечения балок целесообразно для балок пролётом 10...12м и более.

В практике строительства наиболее распространено изменение сечения балки за счёт изменения ширины пояса (рис. 7.13, б /1, с. 146/). Высота поперечного сечения балки остаётся постоянной (верхний пояс гладкий) и возможны как поэтажное опирание балок, поддерживающих настил, так и укладка рельса на подкрановую балку. При изменении толщины пояса балок будет неодинаковой высоты по её длине (рис. 7.13, в /1, с. 146/), усложняется при этом и заказ стали.

В разрезных сварных балках пролётом до 30м принимается одно изменение сечения пояса (по одну сторону от оси симметрии балки по её длине). Второе изменение сечения поясов экономически нецелесообразно, так как даёт дополнительную экономию материала на 3...4%, но существенно увеличивает трудоёмкость изготовления балки. Непрерывное изменение сечения поясов (рис. 7.13, д /1, с.146/), получаемое диагональным раскроем широкополосной стали кислородной резкой, применяется редко, что связано с большой трудоёмкостью изготовления таких балок.

В случае действия по длине балки равномерно распределённой нагрузки наивыгоднейшее по расходу стали место изменения сечения поясов однопролётной балки находится от опоры на расстоянии $x = (1/6...1/5)\ell$ (ℓ -пролёт балки).

Действующий в этом сечении изгибающий момент (M_1) и поперечная сила (Q_1) определяются по формулам: $M_1 = qx(\ell - x)/2$, $Q_1 = q(\ell/2 - x)$.

В балках переменного сечения развитие пластических деформаций разрешается учитывать только в одном сечении с наиболее неблагоприятным сочетанием M и Q , в остальных сечениях расчёт выполняется в упругой стадии работы материала.

Различные сечения поясов балки свариваются стыковыми швами. Стык может быть прямым или косым. Прямой стык проще в изготовлении, но он будет равнопрочен основному металлу в растянутом поясе только при выводе концов шва на подкладки и автоматической сварке или при ручной сварке с применением физических методов контроля. Косой стык при действии статических нагрузок на балку считается равнопрочным основному металлу. Минимальное расстояние стыковых швов от поперечных рёбер жёсткости, повышающих местную устойчивость стенки балки, равно $10t_f$ (t_f - толщина пояса балки).

При применении прямого стыка в растянутом поясе балки и выполнении сварного шва ручной или полуавтоматической сваркой без проверки его качества физическими методами контроля уменьшенное сечение пояса балки определяют из условия прочности стыкового шва на растяжение, когда $R_{шв} = 0.85R_y$, где $R_{шв}$ - расчётное сопротивление сварного стыкового шва; R_y - расчётное сопротивление стали стыкуемых элементов по пределу текучести.

В этом случае требуемый момент сопротивления изменённого сечения балки определяют по формуле

$$W_1^{\delta\delta} = \dot{I}_1 / 0.85R_y\gamma_c. \quad (14.1)$$

При ранопрочности сварного стыкового шва металлу стыкуемых элементов-

$$W_1^{\delta\delta} = \dot{I}_1 / R_y\gamma_c. \quad (14.2)$$

Момент инерции изменённого сечения (I_1) определяют по формуле

$$I_1 = W_1 h / 2, \quad (14.3)$$

где h - высота поперечного сечения балки.

По I_1 легко определить требуемую ширину пояса ($b_1^{\delta\delta}$) изменённого сечения пояса балки. При этом принятое значение ширины пояса балки изменённого сечения (b_1) должно быть: $b_1 \geq b_1^{\delta\delta}$; $b_1 \geq b/2$; $b_1 \geq 180i$; $b_1 \geq h/10$ и соответствовать сортаменту универсальной листовой стали (табл. 5 /1, с. 548/), где b - ширина пояса балки, подобранное по максимальному изгибающему моменту (неизменённое сечение).

Возможен другой подход. Задают ширину пояса балки уменьшенного сечения и определяют изгибающий момент (M_1), который может воспринять это сечение:

$$M_1 = W_1 R_y \gamma_c \text{ или } M_1 = 0.85 R_y \gamma_c, \quad (14.4)$$

где $W_1 = 2I_1 / h$.

Зная M_1 , находят расстояние x от опоры балки, где необходимо изменить ширину её пояса. При этом необходимо выполнение конструктивных требований к расположению сварных стыковых швов в поясах и поперечных рёбер жёсткости, укрепляющих стенку балки.

Местная устойчивость элементов балки.

Сварная балка состоит из тонких элементов, которые могут потерять устойчивость под воздействием определенного вида напряженного состояния.

Местное выпучивание отдельных элементов балки под действием сжимающих нормальных или касательных напряжений называется местной потерей устойчивости.

В балках может потерять устойчивость:

- 1) сжатый пояс от действия нормальных напряжений;
- 2) стенка от действия нормальных или касательных напряжений, а также от их совместного действия.

При этом рабочее сечение балки уменьшается и может произойти общая потеря устойчивости балки (разрушение).

Сжатый пояс балки представляет собой длинную пластинку, шарнирно закрепленную одной стороной (вдоль стенки). Рассматривая устойчивость таких стальных пластинок, получены предельные значения ее геометрических параметров, обеспечивающие устойчивость пояса балки. Поэтому на практике на местную устойчивость пояса балки не рассчитывают, но при этом необходимо соблюдать требования:

- в пределах упругих деформаций на неокаймленного пояса

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (14.5)$$

где b_{ef} – расчетная ширина пояса;

с учетом развития пластических деформаций для неокаймленного пояса:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0.11 \frac{h_{ef}}{t_w}, \text{ но не более } 0.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (14.6)$$

При толстой стенке, когда

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq 2.7 \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

В случае недонапряжения балки предельное значение $\frac{b_{ef}}{t_f}$ может быть увеличено на

$$\sqrt{\frac{R_y}{\sigma}} \leq 1.25.$$

Стенки балки для обеспечения их устойчивости укрепляют:

- поперечными основными ребрами жесткости;
- поперечными основными и продольными ребрами жесткости;
- поперечными основными, промежуточными короткими и продольными ребрами жесткости.

В местах приложения к поясу балки сосредоточенных нагрузок должны быть установлены поперечные ребра жесткости. Стенки балок, воспринимающих статическую нагрузку, а также балок вспомогательного характера разрешается укреплять односторонними поперечными ребрами жесткости из одиночных уголков, приваренных к стенке пером.

Стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости, если значение условной гибкости стенки балки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \geq 3.2$$

при отсутствии подвижной нагрузки и $\bar{\lambda}_w \geq 2.2$ - при наличие подвижной нагрузки на поясе балки.

Расстояние «а» между основными поперечными ребрами не должно превышать:

$$a \leq 2h_{ef} \quad \text{при } \bar{\lambda}_w > 3.2;$$

$$a \leq 2.5h_{ef} \quad \text{при } \bar{\lambda}_w \leq 3.2.$$

Устойчивость стенок не проверяется, если условная гибкость стенки не превышает:

$\bar{\lambda}_w \leq 3.5$ - при отсутствии местного напряжения в балках с двусторонними поясными швами;

$\bar{\lambda}_w \leq 2.5$ - при наличии местного напряжения в балках с двусторонними поясными швами. Следует заметить, что ребра жесткости балок должны быть удалены от стыков стенки на расстояние не менее $10 t$ ст.

При расчете на местную устойчивость стенку балки представляют в виде пластинки, упруго закрепленной в поясах и ребрах жесткости.

Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости следует выполнять по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (14.7)$$

где: $\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2}; \delta = \beta \frac{b}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3$

$\beta = 0.2; 2.0; \infty$ - по табл. в зависимости от характера нагрузки и опирания настила;

C_{cr} - по табл. 21 в зависимости от δ ;

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

$$\tau_{cr} = 10.3 \left(1 + \frac{0.76}{\mu^2}\right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2};$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

d - меньшая из сторон пластинки,

μ - отношение большей стороны пластинки к меньшей,

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{C_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2} \text{ при } \frac{a}{h_{ef}} \leq 0.8,$$

a - шаг ребер жесткости;

$$C_1 - \text{по табл. 23 в зависимости от } \frac{a}{h_{ef}} u \delta;$$

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{C_2 R_y}{\bar{\lambda}_w^2} \text{ при } \frac{a}{h_{ef}} > 0.8 u \frac{\sigma_{loc}}{a} > \sigma_{cr} = \frac{C_2 R_y}{\bar{\lambda}_w^2};$$

$$C_2 - \text{по табл. 25 в зависимости от } \frac{a}{h_{ef}}.$$

$$\text{При } \frac{a}{h_{ef}} > 0.8 u \frac{\sigma_{loc,cr}}{\sigma} \leq \text{значений в табл. 24}$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{C_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2},$$

где $\sigma = \frac{M}{J_x} y$ - наибольшее сжимающее напряжение у верха стенки;

$$y = \frac{h_{ef}}{2}; \tau = \frac{Q}{t_w h_{ef}}, \quad (14.8)$$

где M и Q – средние значения момента и поперечной силы в пределах рассчитываемого отсека. Если длина отсека больше его высоты, то M и Q следует вычислять для наиболее напряженного участка с длиной, равной высоте отсека;

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}}, \quad (14.9)$$

F – расчетное значение сосредоточенной силы;

l_{ef} – условная длина распределения нагрузки;

σ_{cr} , $\sigma_{loc,cr}$, τ_{cr} – соответственно значения критических нормальных, местных (локальных) и касательных напряжений при раздельном их действии.

Расчет поясных швов.

Поясные швы служат для соединения стенки с поясами балки. Поясные швы могут быть двухсторонними и односторонними, проваренными на всю толщину стенки и не полностью. Если поясные швы выполнены с проваром на всю толщину стенки, их следует считать равнопрочными со стенкой и отпадает надобность в их расчете.

Поясные швы предотвращают при изгибе балки сдвиг поясов относительно стенки балки.

Следовательно, они воспринимают усилия между поясом и стенкой.

Сдвигающая сила T на одном погонном см балки определяется по формуле:

$$T = t_w \tau = \frac{QS_f}{J}, \quad (14.10)$$

где Q – наибольшее значение расчетной поперечной силы;

S_f – статический момент брутто пояса балки относительно нейтральной оси.

Несущая способность двух поясных швов длиной в 1 погонный см:

$$\begin{aligned} [T]_f &= 2\beta_f K_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \text{ или} \\ [T]_z &= 2\beta_z K_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \end{aligned} \quad (14.11)$$

Фактическая сдвигающая сила T не должна превышать (или быть равной) несущей способности поясных швов, т.е.

$$T \leq [T]_f \text{ или } T \leq [T]_z.$$

$$\frac{QS_f}{J} \leq 2\beta_f K_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \text{ отсюда}$$

$$K_f \geq \frac{QS_f}{2\beta_f J R_{wf} \gamma_{wf} \lambda_c}. \quad (14.12)$$

Ввиду значительных усадочных напряжений при сварке поясов со стенкой поясные швы следует делать сплошными, одинаковой толщины по всей длине балки, применяя автоматическую сварку. Односторонние поясные швы в балках, рассчитанных с учетом пластических деформаций, не допускаются.

Лекция 15

Расчет и конструирование центрально сжатых стоек и колонн. Центально сжатые колонны и стойки. Базы колонн.

Колонна служит для передачи нагрузок от опирающихся на них балок на фундамент.

Состоит колонна из 3-х частей:

а) оголовка, на который опираются балки;

- б) стержня – основного конструктивного элемента, передающего нагрузку от оголовка к базе;
- в) базы (башмака), передающего нагрузку от стержня на фундамент.

Колонны могут быть многоярусными и одноярусными. Ниже рассматриваются одноярусные колонны сплошного сечения.

Сечение стержня сплошных колонн может быть открытым или закрытым (замкнутым).

Открытые сечения доступны для окраски со всех сторон, но склонны к пространственной форме потери устойчивости.

При одинаковых габаритах крестовое сечение обладает большей жесткостью, чем двутавровое.

Замкнутые сечения стержней колонн равноустойчивы ($i_x \approx i_y$), но не доступны для окраски внутренней полости.

Рациональны колонны трубчатые, как равноустойчивые и имеющие минимальную поверхность.

Сварка дает возможность получить колонны замкнутого сечения. Весьма экономичное сечение легкой колонны может быть получено из тонкостенных гнутых профилей. Чтобы избежать коррозии изнутри, такие колонны должны быть защищены герметично от проникания внутрь влаги. При заполнении стальной трубы бетоном получается эффективная комплексная конструкция (трубобетонная), в которой труба является оболочкой, стесняющей поперечные деформации заключенного внутри бетонного цилиндра. В этих условиях работы прочность бетона на сжатие значительно увеличивается, исключается потеря местной устойчивости трубы и коррозия внутренней ее поверхности. В трубобетонном стержне бетон работает, в основном, на сжатие, а труба – на продольное сжатие и поперечное растяжение. Трубы – из углеродистой или низколегированной сталей.

Расчетная длина колонны определяется способом закрепления ее в фундаменте и способом прикрепления балок к ней. Если база колонны развита, а анкерные болты крепятся за траверсу (а не за плиту), колонну можно считать защемленной в фундаменте. При расчете легких колонн соединение с фундаментом рекомендуется принимать шарнирным.

Если балки опираются на колонну – шарнирное сопряжение, если сбоку, то в плоскости балки может быть крепление жестким, а из плоскости шарнирным.

Подбор сечения колонны производят после установления типа сечения.

$$\text{Требуемая площадь сечения } A_{mp} = \frac{N}{\phi R_y \gamma_c}. \quad (13.1)$$

Предварительно задаются $\lambda = 70 \div 100$ при N до 2.5 МН;

$$\lambda = 50 \div 70 \text{ при } N \text{ до } 4.0 \text{ МН.}$$

Требуемый радиус инерции:

$$i_{mp} = \frac{l_{ef}}{\lambda}; i_x \approx \alpha_1 h; i_y \approx \alpha_2 b.$$

Отсюда определяются требуемые габаритные размеры сечения: $h_{mp} = \frac{i_{mp}}{\alpha_1}$.

Обычно определяют ширину сечения $b_{тр}$, а высоту h принимают по конструктивным соображениям (для двутаврового сечения). Затем подбирают толщины поясных листов и стенки исходя из требуемой площади сечения $A_{тр}$ и условия местной устойчивости. Затем проверяют полученное сечение:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c.$$

Если нужно, вносят корректировку размеров и вновь проверяют сечение.

При малых усилиях в колонне ее сечение подбирают по предельной гибкости ($\lambda_{пр.}=150$). Находят требуемый радиус инерции по предельной гибкости $i_{пр} \frac{l_{ef}}{\lambda_{пр}}$, затем размеры сечения:

$$b = \frac{i_{пр}}{\alpha_2}; h = \frac{i_{пр}}{\alpha_1}.$$

Окончательно komponуют сечение по конструктивным соображениям с учетом наименьшей возможности толщины элементов.

Конструирование сварной колонны заключается в оформлении ее ребрами жесткости и сварными швами. Стенки сплошных колонн при

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \geq 2.3 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

следует укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2.5-3)h_{ef}$ одно от другого; на каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер. Минимальные размеры сечений ребер жесткости принимаются такими же, как и для сварных балок.

Отношение расчетной высоты стенки к толщине $\frac{h_{ef}}{t_w}$, как правило, не должно превышать

предельного значения условной гибкости стенки, умноженного на $\sqrt{\frac{E}{R_y}}$, т.е.

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (13.2)$$

где $\bar{\lambda}_{uw} = 1.3 + 0.15 \bar{\lambda}^2$ при $\bar{\lambda} < 2.0$,

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1.2 + 0.35 \bar{\lambda} \text{ при } \bar{\lambda} \geq 2.0,$$

$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{i} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ - условная гибкость колонны, принимаемая в расчете на устойчивость. Если

окажется $\frac{h_{ef}}{t_w} > \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, то в расчет вводится ослабленное сечение стены (см. п. 7.20* СнИПа),

или ее посередине укрепляют парным продольным ребром жесткости. Поясные швы воспринимают случайные поперечные силы и принимаются конструктивно: $K_f = 6 \div 8 \text{ мм}$.

Для обеспечения местной устойчивости полок необходимо выполнять условие:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0.36 + 0.10 \bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} \text{ при } 0.8 \leq \bar{\lambda} \leq 4.0, \quad (13.3)$$

где b_{ef} – свес полки (для сварной колонны).

При $\bar{\lambda} < 0.8$ или $\bar{\lambda} > 4.0$ в формуле (13.3) следует принимать соответственно $\bar{\lambda} = 0.8$ и $\bar{\lambda} = 4.0$.

Устойчивость стенки трубчатой колонны зависит от отношения радиуса трубы r к толщине стенки t . Расчет на устойчивость стенки трубы не требуется, если значение

$$\frac{r}{t} \leq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (13.4)$$

При $\frac{r}{t} > 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ проверка стенки трубы на устойчивость производится по формуле:

$$\sigma_1 \leq \gamma_c \sigma_{cr1}, \quad (13.5)$$

где $\sigma_1 = \frac{N}{A},$

σ_{cr1} – критическое напряжение, равное меньшему из значений:

$$\phi R_y \text{ или } CE \frac{t}{r},$$

где r – средний радиус трубы.

Коэффициенты ϕ и C определяются по СнИПу П-23-81* (стр. 35).

База колонны состоит из следующих элементов: плиты, траверсы, ребер жесткости, анкерных болтов. Некоторые базы могут не иметь траверс и ребер жесткости.

При сравнительно небольших усилиях в колоннах (до 4÷5 МН) применяются базы с траверсами и ребрами жесткости. Траверса в этом случае воспринимает нагрузку со стержня колонны и передает ее на опорную плиту.

Благодаря гибкости плиты обеспечивается необходимая податливость сопряжения при действии случайных моментов.

При жестком сопряжении анкерные болты прикрепляются к колонне через специальные столики или через траверсу и затягиваются с напряжением, близким к расчетному сопротивлению.

В легких колоннах траверса может отсутствовать, но будет иметь место развитая система ребер жесткости.

В рассмотренных базах площадь плиты в плане определяется по формуле:

$$A_{пл} = \frac{N}{R_\phi \gamma_c}; R_\phi = R_\sigma \sqrt{A_\phi / A_{пл}} \quad (13.6)$$

Размеры B и Z плиты определяются в пределах $A_{пл}$ и с учетом конструктивных соображений.

Для простоты расчета давление под плитой принимается равномерно распределенным давлением фундамента на плиту, опертую на элементы сечения стержня и базы колонны. Плита разбивается на участки, опертые на 4 стороны (1), на 3 стороны (3) и консольные (4). Изгибающий момент на каждом участке плиты определяется на полосе шириной в 1 см.

При опирании на 4 стороны:

$$M = \alpha q a^2, \quad (13.7)$$

где α - коэффициент, зависящий от отношения большей стороны к меньшей $\frac{b}{a}$.

При операции на 3 стороны:

$$M = \beta q a_1, \quad (13.8)$$

где β - коэффициент, зависящий от отношения $\frac{b_1}{a_1}$.

При опирании плиты на 2 стороны под углом можно момент определить, как для участка плиты, опирающегося на 3 стороны:

$$M = \beta q a_1^2; \beta \rightarrow \frac{b_1}{a_1}; M_c = \frac{q C^2}{2}. \quad (13.9)$$

Для консольного участка: в формулах (13.7), (13.8) и (13.9)

$$q = \sigma_\phi = \frac{N}{A_{нл.ф}}.$$

По наибольшему моменту определяется требуемый момент сопротивления полосы шириной в 1 см.:

$$W_{нл} = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c} = \frac{1 \cdot t_{нл}^2}{6}, \text{отсюда} \quad (13.10)$$

$$t_{нл} = \sqrt{\frac{6 M_{\max}}{R_y \gamma_c}},$$

где R_y – расчетное сопротивление стали плиты по пределу текучести. Обычно плиту принимают толщиной в пределах 20÷40 мм. При резком отличии моментов на различных участках надо ввести дополнительные ребра жесткости или диафрагмы, разбивая плиту на более мелкие участки.

Высота траверсы определяется длиной швов, прикрепляющих ее к ветвям колонны.

$$h_{тр} = \frac{N}{4 \beta_f K_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (13.11)$$

где $K_f \leq 1.2 t_{тр}$; $t_{тр} = 10...16$ мм.

Швы, прикрепляющие ветви траверсы к опорной плите, рассчитывают на полное усилие в колонне. Ребра жесткости рассчитывают на момент и поперечную силу.

Лекция 16

Расчет и конструирование центрально сжатых стоек и колонн. Центально-сжатые сквозные колонны.

Стержень сквозной колонны состоит из ветвей, связанных между собой решетками. Сквозная колонна несколько экономичнее по расходу металла сплошной, но более трудоемка в изготовлении. Стержень сквозной колонны может иметь две, три или четыре ветви. Между ветвями необходимо обеспечивать зазор (в свету 100÷150 мм) для возможности последующей окраски.

Для расчета ось, пересекающую ветви сечения, называют материальной, а ось, параллельную ветвям – свободной.

Решетка сквозных, центрально сжатых колонн воспринимает поперечные силы от случайных эксцентриситетов и бывает двух типов: раскосная и безраскосная (в виде планок).

Раскосная решетка является более жесткой, чем безраскосная, так как первая образует в плоскости грани колонны ферму, но более трудоемка в изготовлении. Безраскосную решетку применяют в колоннах с расчетной нагрузкой до 2.0÷2.5 МН, свыше – рекомендуется раскосная решетка. Однако раскосную решетку можно применять и при малых нагрузках.

Для сохранения неизменяемости контура поперечного сечения ветви колонны соединяют поперечными диафрагмами (в виде листа) через 3-4 м по высоте, но обязательно не менее двух на один отправочный элемент.

Решетка колонны, обеспечивая совместную работу стержня, увеличивает гибкость колонны в сравнении со сплошной колонной вследствие своей деформативности. Гибкость сквозной колонны, называемая приведенной, зависит от типа сечения колонны, типа и сечений элементов решетки. Например, приведенная гибкость двухветвевой колонны с безраскосной решеткой (в виде планок) определяется по формуле:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}, \quad (16.1)$$

а с раскосной решеткой по формуле:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}}, \quad (16.2)$$

где λ_y - гибкость стержня колонны относительно свободной оси;

λ_1 – гибкость ветви относительно собственной оси, параллельной свободной оси;

A – площадь двух ветвей;

A_{d1} – площадь сечения раскосов.

Подбор сечения сквозной колонны начинают с расчета на устойчивость относительно материальной оси (для двухветвевых колонн), определяя требуемую площадь сечения ветвей по формуле:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}, \quad (16.3)$$

где φ - коэффициент продольного изгиба определяется по гибкости, величиной которой предварительно задаются:

при $N \leq 1.5$ МН $\lambda_x = 90 \div 60$;

при N до 3.0 МН $\lambda_x = 40 \div 60$.

Затем определяется требуемый радиус инерции. $i_{mp} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_x}$.

По сортаменту подбирают соответствующий профиль (с учетом $A_{тр}$ и $i_{тр}$). Делают проверку на устойчивость относительно материальной оси; уточняют сечение, если это необходимо.

$$\frac{N}{\varphi A} \leq \gamma_c R_y. \quad (16.4)$$

На следующем этапе расчета определяют расстояние между ветвями из условия равноустойчивости колонны:

$$\lambda_{ef} = \lambda_x \quad (16.5)$$

В колоннах с планками рекомендуется задаваться величиной гибкости ветви $\lambda_1 = 20 \div 40$.

Затем определяется $\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}$.

Необходимо, чтобы $\lambda_1 < \lambda_y$, так как в противном случае возможна потеря несущей способности ветви ранее потери устойчивости колонны в целом. Определив значение λ_y , находят соответствующий радиус инерции

$$i_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda_y}.$$

Расстояние между ветвями определяется из соотношения:

$i_y = \alpha_2 b$, откуда

$$b = \frac{i_y}{\alpha_2} \text{ - расстояние между ветвями;}$$

α_2 – коэффициент, зависящий от типа сечения ветвей. Например, для ветвей из прокатных двутавров $\alpha_2=0.52$; для ветвей из прокатных швеллеров полками внутрь сечения $\alpha_2=0.44$; полками наружу $\alpha_2=0.6$.

При раскосной решетке необходимо задаться сечением раскоса и габаритными размерами решетки (a, b, l). Далее находят значение $\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \alpha \frac{A}{A_{\alpha_1}}}$ и определяют расстояние между ветвями как в колоннах с планками. После подбора сечения проверяют колонну на устойчивость относительно свободной оси.

В колоннах с раскосной решеткой гибкость отдельных ветвей между узлами должна быть не более 80 и не должна превышать стержня в целом.

Расчет соединительных элементов сквозной, центрально сжатой колонны должен выполняться на условную (фиктивную) поперечную силу:

$$Q_{fic} = 7.15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi}, \quad (16.6)$$

где N – продольное усилие в колонне,

φ - коэффициент продольного изгиба, принимаемый для сквозного стержня в плоскости соединительных элементов;

Q_{fic} распределяется поровну между двумя системами решеток.

При расчете трехгранных стержней Q_{fic} , приходящаяся на систему соединительных элементов, расположенных в одной плоскости, должна приниматься равной:

$$Q_s = 0.8 Q_{fic},$$

Q_s – условная поперечная сила, приходящаяся на одну грань стержня.

Расчет планок их сварных швов должен выполняться как расчет безраскосных ферм и заключается в проверке сечения планок и сварных швов.

Расстояние между планками $l_{ef,b} = \lambda_1 i_b; l_b = l_{ef,b} + d_{nl}$.

Планки работают на изгиб от перерезывающей силы T_s , определяемой из условия равновесия вырезанного узла колонны:

$$\frac{Q_s}{2} l_b = T_s \frac{C}{2}, \text{отсюда } T_s = Q_s \frac{l_b}{C}, \quad (16.7)$$

где C – расстояние между осями ветвей.

Проверка планки на изгиб:

$$\frac{M_s}{W_{nl}} \leq R_y \gamma_c, \quad (16.8)$$

где $M_s = T_s \frac{C}{2} = \frac{Q_s l_b}{2}; W_{nl} = \frac{t_{nl} \cdot d_{nl}^2}{6}$.

Учитывая, что вывод формулы приведенной гибкости основан на наличии жестких планок, ширину планки $d_{пл}$ не следует принимать слишком малой; рекомендуется принимать $d_{пл} = (0.50 \div 0.75)b$;

где b – ширина колонны в плоскости планок.

В месте прикрепления планок к ветвям действуют поперечная сила T_s и изгибающий момент M_s .

Наибольшие напряжения от момента в сварном шве определяются по формуле:

$$\tau_M = \frac{M_s}{W_f}; W_f = \frac{\beta_f K_f (d_{nl} - 1 \text{ см})^2}{6}.$$

Напряжение от перерезывающей силы T_s в шве:

$$\tau_T = \frac{T_s}{\beta_f K_f (d_{nl} - 1 \text{ см})}. \quad (16.9)$$

Общее напряжение в шве:

$$\sqrt{\tau_M^2 + \tau_T^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c (R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c). \quad (16.10)$$

Расчет раскосной решетки должен выполняться, как расчет решеток ферм, т.е. на осевые усилия.

Проверка раскоса на устойчивость:

$$\frac{N_d}{A_{d1} \varphi_{\min}} \leq \gamma_c R_y. \quad (16.11)$$

При расчете перекрестных раскосов крестовой решетки с распорками следует учитывать дополнительное усилие N_{ad} , возникающее в каждом раскосе от обжатия поясов и определяемое по формуле:

$$N_{ad} = \alpha_1 N_b \frac{A_{d1}}{A_b}, \quad (16.12)$$

где N_b – усилие в одной ветви стержня;

A_{d1} – площадь сечения одного раскоса;

A_b –площадь сечения одной ветви;

$$\alpha_1 = \frac{al^2}{a^3 + 2b^3}.$$

Формула для определения N_{ad} получена путем расчета одной секции стержня колонны методом сил.

Проверка на устойчивость раскоса перекрестной решетки производится по формуле:

$$\frac{N_d + N_{ad}}{A_{d1} \varphi_{\min}} \leq \gamma_c R_y. \quad (16.13)$$

Лекция 17

Стропильные фермы. Основные положения по проектированию ферм.

Кровлю по фермам обычно конструируют таким образом, чтобы нагрузка на ферму была узловой. Если оказывается нагрузка внеузловой, необходимо учитывать дополнительно местный изгиб пояса.

На внеузловую нагрузку пояс рекомендуется рассчитывать как неразрезную балку. Полученные при этом моменты увеличивают на 20% за счет податливости узлов пояса (или приближенно по формулам /1/).

Усилия в элементах фермы определяют обычно графическим способом от каждого вида нагрузки отдельно (постоянной, полезной, атмосферной).

Постоянная нагрузка на узел определяется по формуле:

$$F_i = \left(g_{\phi} + \frac{g_{кр}}{\cos \alpha} \right) B \frac{d_1 + d_2}{2}; \quad (15.1)$$

где g_{ϕ} – собственный вес фермы в кН на 1 м² горизонтальной кровли;

$g_{кр}$ – собственный вес кровли;

α - угол наклона пояса к горизонту;

B – расстояние между фермами;

d_1 и d_2 – длины примыкающих к узлу панелей.

В отдельных узлах прибавляется нагрузка от веса фонаря.

Снеговая нагрузка на узел фермы:

$$F_c = S \cdot B \frac{d_1 + d_2}{2}, \quad (15.2)$$

где S – вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной проекции кровли с учетом возможного неравномерного распределения около фонарей;

$\gamma_f=1.4$ – коэффициент надежности по снеговой нагрузке.

Усилия от подвешенных к фермам тельферов или кран-балок определяют по линиям влияния. Давление ветра учитывают только на вертикальные поверхности, а также на поверхности с углом наклона к горизонту более 30°.

Фермы под легкую кровлю, независимо от угла наклона верхнего пояса, должны быть проверены на ветровой отсос.

В качестве расчетной схемы фермы принимают идеально шарнирную схему, стержни которой расположены в одной плоскости и пересекаются в узле в одной точке. Стержни такой системы воспринимают только осевые усилия. Введение шарниров в узлах возможно только при расчете ферм с элементами из уголков или тавров. При двутавровых Н-образных и трубчатых сечениях элементов расчет ферм по шарнирной схеме допускается, когда отношение высоты сечения к длине элементов превышает: 0.1 – для конструкций, эксплуатируемых во всех климатических районах, кроме I₁, I₂, II₂ и III₃; 0.67 – в районах кроме I₁, I₂, II₂ и III₃. Учет жесткости узлов в фермах разрешается производить приближенными методами.

В стержнях фермы возникают напряжения от моментов в результате неполного центрирования стержней в местах стыков. Их не учитывают, если смещение оси поясов при изменении сечений не превышает 1.5% высоты пояса.

При упругой работе фактические напряжения в стержнях меньше теоретических в среднем на 10% в легких фермах, на 18% - в тяжелых фермах. Это результат отличия конструктивной схемы фермы к шарнирной схеме.

Обычно разрушение фермы происходит от потери устойчивости сжатых стержней. Потеря устойчивости наступает без появления каких-либо видимых предупредительных признаков и весьма часто до разрушения нельзя предсказать, какой стержень потеряет устойчивость первым. Как правило, теряют устойчивость сжатые раскосы средних панелей, которые имеют низкие напряжения и большие длины. Это говорит о том, что потеря устойчивости зависит не столько от напряженного состояния, сколько от посторонних причин. Потеря устойчивости прежде всего зависит от погнутостей. Влияние начальных эксцентриситетов и возможных погнутостей на работу сжатых основных стержней решетки (кроме опорных) учитывается коэффициентом условия работы $\gamma_c=0.8$ (при $\lambda \geq 60$). Касается это стержней составных из двух уголков. Разрушение сварных ферм от вибрационной нагрузки происходит у прикрепления стержней к узловым фасонкам. Повысить вибрационную прочность ферм можно:

- обеспечением плавного перехода стержня в фасонку фермы без каких-либо входящих углов и резких изменений сечения фермы;
- уменьшением концентрации напряжений, применением пологих швов, отказом от фланговых швов, зачисткой обработанных мест, плавным примыканием фасонки и швов и т.п.

Рассмотрим вопрос определения расчетных длин сжатых стержней ферм. В момент потери устойчивости сжатый стержень выпучивается, поворачивается вокруг центров узлов и вследствие жесткости фасонки заставляет поворачиваться и изгибаться в плоскости фермы остальные стержни, примыкающие к этим узлам. Примыкающие стержни сопротивляются изгибу и повороту узла и этим препятствуют свободному изгибу стержня, теряющего устойчивость.

Наибольшее сопротивление оказывают растянутые стержни. Сжатые стержни слабо сопротивляются изгибу. Таким образом, чем больше растянутых стержней примыкает к сжатому стержню и чем они мощнее, т.е. чем больше их погонная жесткость, тем больше степень защемления сжатого стержня и тем меньше его расчетная длина. Влияние сжатых стержней со слабыми сечениями пренебрегают. Поэтому в качестве степени защемления сжатого стержня в узлах может быть принято отношение:

$$\tau = \frac{i}{\sum i_p}, \quad (15.3)$$

где i – погонный момент инерции рассматриваемого стержня в плоскости фермы;

$\sum i_p$ - сумма погонных моментов инерций растянутых стержней, примыкающих к рассматриваемому стержню с обоих его концов. Чем больше величина τ , тем меньше степень защемления и больше расчетная длина сжатого стержня. Расчетная длина сжатого стержня определяется как $l_{ef} = \mu \cdot l$,

μ - коэффициент приведения геометрической длины стержня к расчетной.

Сжатый пояс оказывается слабо защемленным в узлах. Поэтому защемлением сжатого пояса можно в запас устойчивости пренебречь ($l_{ef}=l$). Сжатый раскос (кроме опорного) у нижнего пояса имеет значительное защемление, что дает $\tau \approx 0.5$, а $\mu = 0.77$. В СнИПе установлен $\mu = 0.8$ для элементов решетки в плоскости фермы (кроме ферм из одиночных уголков и ферм с прикреплением элементов решетки к поясам впритык, для которых $\mu = 0.9$). Для опорной стойки и восходящего опорного раскоса $\mu = 1$.

Расчетная длина сжатого пояса из плоскости фермы принимается равной расстоянию между узлами, закрепленными связями от смещения из плоскости фермы. В беспрогонных покрытиях верхний пояс фермы закреплен из плоскости ее жесткими плитами, прикрепленными к поясам ферм. В этом случае за расчетную длину пояса из плоскости фермы принимают ширину одной панели.

Расчетная длина сжатых стержней решетки из плоскости фермы равна расстоянию между центрами узлов (ввиду большой гибкости фасонки из своей плоскости).

В трубчатых фермах с бесфасоночными узлами расчетная длина раскоса как в плоскости, так и из плоскости фермы может приниматься равной 0.9l.

Стержни ферм должны быть достаточно жесткими, так как очень гибкие стержни легко искривляются от случайных воздействий, провисают от собственного веса; они вибрируют при динамических нагрузках. Поэтому для стержней устанавливается величина предельной

гибкости $[\lambda] = \frac{l_{ef}}{i_{min}}$, которая является такой же нормативной величиной, как и R_y . Например,

для сжатых поясов, опорных раскосов и стоек $[\lambda] = 180 - 60$, для остальных сжатых элементов фермы $[\lambda] = 210 - 60$.

Для всех растянутых элементов фермы при статической нагрузке $[\lambda] = 400$ и проверяются только в вертикальной плоскости.

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A \gamma_c R_y} \geq 0.5. \quad (15.4)$$

Библиографический список

8.1 Основная литература

1. Металлические конструкции : учебник для вузов / Ю.И.Кудишин [и др.]; под ред. Ю.И.Кудишина. — 9-е изд., стер. — М. : Академия, 2007. — 688с. : ил. — (Высшее профессиональное образование: Строительство). — Библиогр. в конце кн. — ISBN 5-7695-3603-9 / в пер. / : 484.00.
2. Металлические конструкции: Учебник для вузов: В 3 т. Т.1, Элементы конструкций / В.В.Горев, Б.Ю.Уваров, В.В.Филиппов и др.; Под ред. В.В.Горева. — 3-е изд., стер. — М. :

Высш. шк., 2004 .— 551с. : ил. — ISBN 5-06-003695-2 (т.1) /в пер./ : 112.86 .— ISBN 5-06-003697-9.

3. Металлические конструкции: Учебник для вузов: В 3 т. Т.2, Конструкции зданий / В.В.Горев, Б.Ю.Уваров, В.В.Филиппов и др.; Под ред. В.В.Горева .— 3-е изд., стер. — М. : Высш. шк., 2004 .— 528с. : ил. — Библиогр. в конце кн. — ISBN 5-06-003696-0 (т.2) /в пер./ : 107.01 .— ISBN 5-06-003695-2.

4. Нехаев, Г.А. Проектирование стального каркаса одноэтажного производственного здания : учеб. пособие для вузов .— М. : АСВ, 2009 .— 184 с. : ил. — Библиогр.: с.168 .— ISBN 978-5-93093-541-7 : 209,00.

5. Нехаев, Г.А. Проектирование и расчет стальных цилиндрических резервуаров и газгольдеров низкого давления : учеб. пособие / Г.А.Нехаев .— М. : АСВ, 2005 .— 216с. : ил. — Библиогр. в конце кн. — ISBN 5-93093-366-9 : 158.84.

8.2 Дополнительная литература

1. Нехаев, Г.А. Металлические конструкции в примерах и задачах : учеб. пособие / Г. А. Нехаев, И. А. Захарова .— М. : АСВ, 2010 .— 140 с. : ил .— Библиогр.: с. 139 .— ISBN 978-5-93093-716-9.

2. Нехаев, Г.А. Проектирование элементов балочной клетки из горячекатаных и холодногнутых тонкостенных профилей : учеб. пособие / Г. А. Нехаев ; ТулГУ .— Тула : Изд-во ТулГУ, 2011 .— 123 с. : ил .— Библиогр.: с.107 .— ISBN 978-5-7679-2019-8.

3. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная версия СНиП II-23-81*. — М.: ФЦС, 2011. — 172 с.

4. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная версия СНиП 2.01.07-85*. — М.: ФЦС, 2011. — 80 с.